



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Diseño estructural de un edificio multifamiliar basado en el
Reglamento Nacional de Edificaciones; E.030:2018 de
sismoresistencia, Lima 2021”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Aroni Geldres, Javier Gustavo

<https://orcid.org/0000-0002-6360-9150>

ASESOR:

Mg. Villegas Martinez, Carlos Alberto

<https://orcid.org/0000-0002-4926-8556>

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN
DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

LIMA – PERÚ

2021

DEDICATORIA

A nuestro señor Dios y mis familiares quienes a diario me guiaron y estuvieron conmigo dándome fuerzas, para no rendirme en este proyecto.

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar un agradecimiento especial a mis maestros de la universidad quienes con un interés y una entrega sobrepasaron mis expectativas que como graduando deposité en ellos.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
RESUMEN	viii
ABSTRACT	ix
I. INTRODUCCIÓN	10
1.1. Justificación de la investigación	13
Justificación teórica	13
Justificación metodológica	14
Justificación social	14
Justificación económica	14
1.2. Objetivos	14
1.3. Hipótesis	14
II. MARCO TEÓRICO	16
2.1 Antecedentes del problema nacionales	16
2.2 Antecedentes del problema internacionales	19
2.3 Bases teóricas	21
2.4 Definición de Términos Básicos	29
III. METODOLOGÍA	32
3.1 Tipo y diseño de investigación	32
Tipo de investigación	32
Diseño de investigación	32
3.2 Variables y operacionalización (Anexo 1)	32
3.3 Población y muestra	33
Población	33
Muestra	33
Muestreo	33
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	33
Técnicas	33
Instrumentos	34
3.5 Procedimientos	34
	iv

3.6 Métodos de análisis de datos	35
3.7 Aspectos éticos	35
IV. RESULTADOS	36
4.1 Parámetros Sísmicos y Espectro de Diseño	36
4.2 Análisis por Combinación Modal Espectral	38
Modos y Períodos	40
Efectos de torsión en planta	40
4.3 Determinación de acciones sísmicas	41
4.4 Prueba de Hipótesis General	49
Prueba Hipótesis Específica 1	49
Prueba Hipótesis Específica 2	52
V. DISCUSIÓN	80
VI. CONCLUSIONES	84
VII. RECOMENDACIONES	85
VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	86

Instrumento de investigación: Ficha de observación, ficha de investigación

ÍNDICE DE TABLA

Tabla 1. Modos y Períodos	40
Tabla 2. Verificación de Irregularidad de Rigidez. Dirección X-X	41
Tabla 3. Verificación de Irregularidad de Rigidez. Dirección Y-Y.....	42
Tabla 4. Verificación de Irregularidad de Resistencia.....	42
Tabla 5. Verificación de Irregularidad de Área techada.....	43
Tabla 6. Verificación de Irregularidad de Masa o Peso.....	43
Tabla 7. Verificación de Discontinuidad de Sistemas Resistentes. Dirección X-X.	44
Tabla 8. Verificación de Discontinuidad de Sistemas Resistentes. Dirección Y-Y.	44
Tabla 9. Verificación de Irregularidad Torsional. Dirección X-X.....	45
Tabla 10. Verificación de Irregularidad Torsional. Dirección Y-Y.	45
Tabla 11. Verificación de Esquinas entrantes.....	46
Tabla 12. Verificación de Discontinuidad por Aberturas.	46
Tabla 13. Verificación de Discontinuidad por Sección transversal.	46
Tabla 14. Resumen de Irregularidades Estructurales.	47
Tabla 15. Derivas en Dirección X-X.....	49
Tabla 16. Derivas en Dirección Y-Y.	50
Tabla 17. Coeficiente de Amplificación C	51
Tabla 18. Cortante Estático en las direcciones principales.....	51
Tabla 19. Comparación de Cortante Estático vs Cortante Dinámico	51
Tabla 20. Valores de Momentos Flectores de viga V-26	63
Tabla 21. Momentos nominales en los extremos de la viga V-26	64
Tabla 22. Metrado de cargas – Columna P3 (.35x1.20) – Ejes C-3.....	66
Tabla 23. Fuerzas axiales y Momentos flectores de columna P-3 (cisterna)	67
Tabla 24. Combinación de carga de columna P-3 (cisterna).....	67
Tabla 25. Fuerzas axiales y Momentos flectores de columna P-3	69
Tabla 26. Combinación de carga de columna P-3.....	69
Tabla 27. Fuerzas axiales, Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes de Placa 9	71
Tabla 28. Combinación de carga de Placa 9	71
Tabla 29. Fuerzas axiales de columna P-3	75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Distribución de arquitectura – Edificio “Chiclayo”	12
Figura 2. Elevación frontal y corte – Edificio “Chiclayo”	12
Figura 3. Encofrado Planta Típica	25
Figura 4. Vista en planta de viga V-12	27
Figura 5. Espectro de Diseño	38
Figura 6. Modelo Tridimensional en el software ETABS.	39
Figura 7. Vista en planta para verificación de discontinuidad de diafragma.	47
Figura 8. Diagrama de cargas últimas.....	54
Figura 9. Sección típica de vigueta de concreto, h=25cm.....	54
Figura 10. Carga muerta (peso propio, acabados).....	54
Figura 11. Carga viva en todos los tramos.....	54
Figura 12. Carga viva solo en los tramos 1 y 3.....	54
Figura 13. Carga viva solo en los tramos 2 y 4.....	55
Figura 14. Diagrama de Envoltorio de Momentos Flectores.....	55
Figura 15. Diagrama de Envoltorio de Fuerzas Cortantes.	55
Figura 16. Detalle de refuerzo de vigueta.	56
Figura 17. Detalle de refuerzo por flexión de losa maciza en dos direcciones.	59
Figura 18. Cargas amplificadas (1.4CM+1.7CV)	60
Figura 19. Diagrama de momentos flectores	60
Figura 20. Diagrama de fuerzas cortantes.....	60
Figura 21. Distribución de refuerzo en viga V-19	61
Figura 22. Cargas amplificadas (1.4CM+1.7CV)	62
Figura 23. Diagrama de momentos flectores	62
Figura 24. Diagrama de fuerzas cortantes.....	62
Figura 25. Diagrama de momentos sísmicos.....	62
Figura 26. Distribución de refuerzo en viga V-26	65
Figura 27. Sección transversal –Columna P3 – Cisterna	68
Figura 28. Diagrama de interacción de columna P3, cisterna (30φ1”)	68
Figura 29. Sección transversal –Columna P3 – Piso 1.....	69
Figura 30. Diagrama de interacción de columna P-3, Primer piso (16φ1”)	70
Figura 31. Diagrama de interacción de Placa 9	73
Figura 32. Detalle de refuerzo de Placa 9.....	74
Figura 33. Detalle de refuerzo de Zapata – Columna P3	79

RESUMEN

El presente proyecto de investigación tiene como objetivo el análisis sísmico y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado, ubicado en el distrito de Miraflores, provincia y departamento de Lima, sobre un terreno plano de 300 m².

El edificio consta de un sótano para estacionamientos y seis pisos superiores destinados a viviendas. Se elaboró un modelo matemático tridimensional empleando el software ETABS para realizar el análisis sísmico. El sistema estructural del edificio está conformado por muros de corte en sus direcciones principales, siendo estos los que reciben los mayores esfuerzos sísmicos y que reducen los desplazamientos relativos de la estructura para que no exceder con los límites permitidos por la norma E.030.

De acuerdo al estudio de suelos, se consideró una capacidad portante de 50 ton/m². La cimentación está conformada por cimientos corridos, zapatas aisladas y conectadas en algunos casos, a una profundidad de fundación mínima de cimentación de 1.20m.

La estructura proyectada presenta un periodo de vibración de 0.587s y 0.383s en las direcciones principales X-X e Y-Y, respectivamente. Se identificó que la edificación presenta irregularidad torsional en planta y que no cuenta con irregularidades en altura, por lo tanto, se trata de una estructura irregular. En la dirección X-X se obtuvo una deriva máxima de entrepiso de 6.9‰. En la dirección Y-Y se obtuvo una deriva máxima de 3.1‰. Por lo tanto, se concluyó que la estructura cumple con los requerimientos de desplazamientos máximos permitidos que estipula la Norma E.030-2018 "Diseño Sismorresistente".

Palabras claves: Edificio, análisis, sísmico, diseño, concreto

ABSTRACT

The present research project consisted of the seismic analysis and structural design of a reinforced concrete multifamily building, located in the district of Miraflores, province and department of Lima, on a flat 300 m² lot. The building consists of a basement for parking and six upper floors for housing. A three-dimensional mathematical model was developed using ETABS software for the seismic analysis. The structural system of the building is predominantly made up of shear walls in both directions, which receive the greatest seismic stresses and control the lateral displacements of the structure so that they do not exceed the limits allowed by the E.030 standard.

According to the soil study, a bearing capacity of 50 ton/m² was considered. The foundation consists of strip foundations, isolated and connected footings in some cases, with a minimum foundation depth of 1.20 m.

The projected structure has a vibration period of 0.587s and 0.383s in the main X-X and Y-Y directions, respectively. It was identified that the building presents torsional irregularity in plan and that it does not have irregularities in height, therefore, it is an irregular structure. In the X-X direction, a maximum interstory drift of 6.9‰ was obtained; while in the Y-Y direction, a maximum drift of 3.1‰ was obtained. Therefore, it was concluded that the structure complies with the maximum allowable displacements requirements stipulated by the Standard E.030-2018 "Diseño Sismorresistente".

Keywords: Edifice, Analysis, seismic, design, concrete

I. INTRODUCCIÓN

A nivel internacional, “los terremotos han sido siempre una amenaza latente para la humanidad y un cambio natural en la conformación geológica del planeta. Estos eventos se han suscitado a lo largo de la historia geológica de la tierra” (Trujillo, P et al., 2010). A mediados del siglo XX se iniciaron estudios sismológicos y fue donde los investigadores se interesaron por describir estos fenómenos naturales ya que generaban impactos catastróficos en la población y en sus construcciones (Trujillo, P et al., 2010).

A nivel de Latinoamérica, los habitantes de los países de la costa del pacifico y partes del Caribe se encuentran por bajo un constante riesgo sísmico que conllevaría pérdidas humanas y de bienes. Por lo que surge la necesidad de que los gobiernos de dichos países asuman la responsabilidad de desarrollar políticas de prevención de desastres (Sarria, 1995).

A nivel nacional, “la convergencia de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana es la que origina la gran actividad sísmica en el Perú. Este proceso se da a una velocidad del orden de 7-8 cm/año” (Tavera, 2019).

El Centro Sismológico Nacional (Censis) del Instituto Geofísico del Perú (IGP) reportó que, durante el año 2020 se registraron 809 eventos sísmicos, esta cifra representa un 68% más de movimientos telúricos respecto al año 2019. El IGP indicó que cerca del 70% de sismos reportados el 2020 ocurrieron en la zona costera del país y solo el 30% dentro del continente (IGP, 2021)

En la región de Lima, no ha ocurrido un sismo importante desde 1746, lo que se traduce como un silencio sísmico de 275 años. El silencio sísmico puede interpretarse como un área donde no se han presentado sismos de gran magnitud en un lapso prolongado de varios años. Dicha zona a su vez, se encuentra bordeada por zonas que si han registrado actividad sísmica importante de manera reciente (Tavera, 2019).

Para nuestro país, es de vital importancia que la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” se revise permanentemente por un comité, cuyo objetivo

es ir actualizándola, en base a las nuevas investigaciones científicas en el campo de la ingeniería sismorresistente y a los estudios de sismología, a fin reducir la vulnerabilidad de las nuevas edificaciones, salvaguardar las vidas humanas en casos de sismos y asegurar el funcionamiento y ocupación inmediata de las edificaciones importantes. Siendo recientemente actualizada la norma E.030 en su versión 2018.

Es por ello, en esta tesis de investigación se abordó el siguiente problema general: **¿Cumple el Edificio Multifamiliar “Chiclayo” proyectado en la calle Chiclayo, distrito de Miraflores - Lima, con los parámetros sismo-resistentes estipulados por la nueva norma técnica E.030 – 2018?**. Asimismo, los problemas específicos planteados fueron: **¿Cumple el Edificio Multifamiliar “Chiclayo” con los criterios de rigidez establecidos por la nueva norma técnica E.030 - 2018?** y **¿Cumplen los elementos estructurales que conforman el Edificio Multifamiliar “Chiclayo” con los criterios de diseño de la norma técnica E.060?**.

Por lo cual, esta tesis consistió en aplicar y cumplir los requerimientos estipulados por la nueva norma E.030-2018 para el análisis sísmico de un edificio multifamiliar proyectado en la Calle Chiclayo, distrito de Miraflores. El edificio consta de 06 pisos, 01 sótano y un nivel para cisterna. El edificio cuenta con un área de 736 m². El sótano esta destinado a estacionamiento y depósitos. En el nivel de cisterna, cuenta con estacionamientos, depósitos, cisterna, cuarto de bombas y equipos. En el primer nivel se cuenta con dos departamentos. En los niveles superiores (del piso 2 al piso 6), se cuentan con 03 departamentos por piso (Figura 1 y Figura 2).

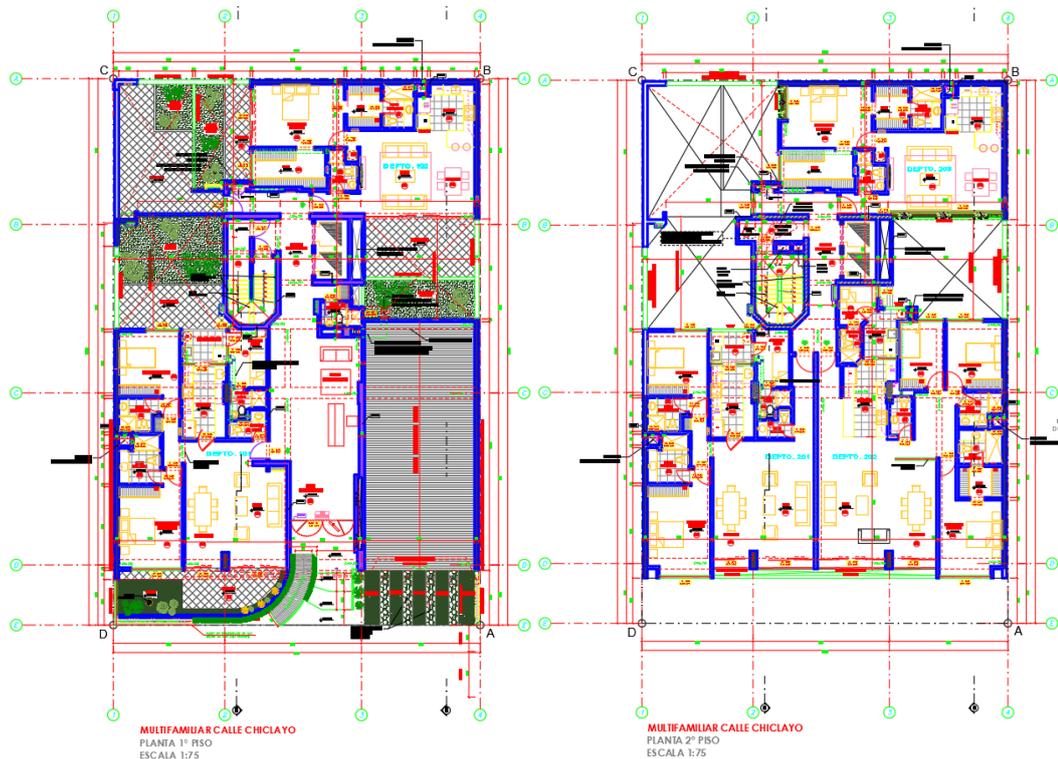


Figura 1. Distribución de arquitectura – Edificio “Chiclayo”.

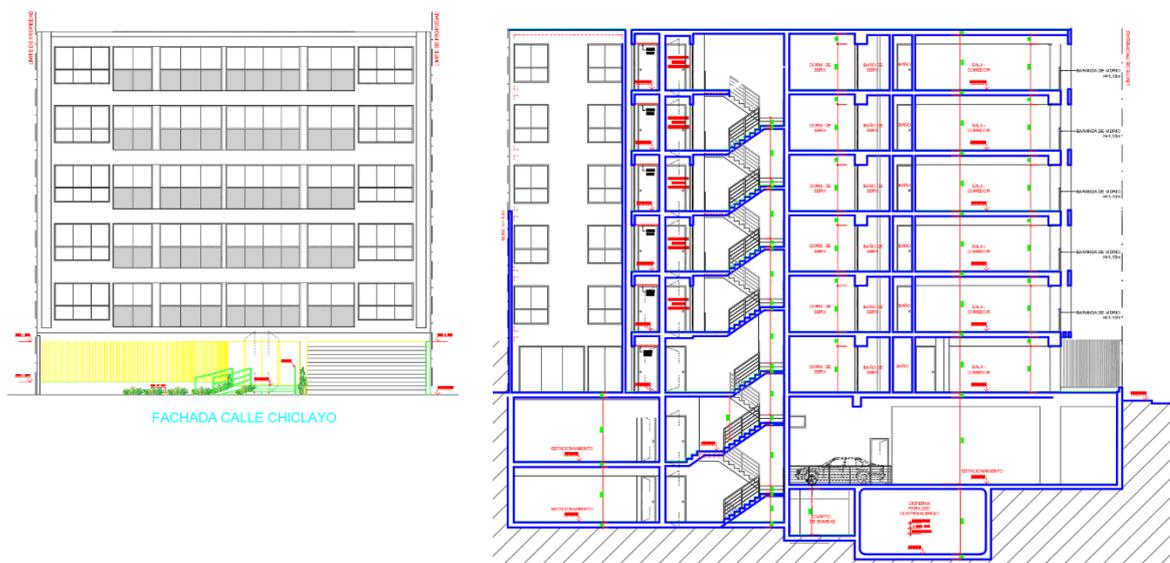


Figura 2. Elevación frontal y corte – Edificio “Chiclayo”

El trabajo de investigación consta de cinco capítulos. En el primer capítulo, es donde se detalla el origen de la actividad sísmica en el Perú, hecho que explica la cierta regularidad con que se producen sismos, siendo la ciudad de Lima uno de los más expuestos a sufrir las consecuencias de estos

fenómenos naturales. Lo cual nos exige a que las construcciones proyectadas en esta ciudad deban reunir las condiciones mínimas para soportar los efectos de estos fenómenos y sean el resultado de minuciosos estudios o proyectos que aseguren la edificación segura y exenta de riesgos.

En el segundo capítulo, se aborda el marco teórico donde se hace una recopilación de investigaciones ya ejecutadas, las cuales sirven como soporte técnico e informativo para el desarrollo del presente trabajo. A su vez, se establece las bases teóricas y definición de términos básicos que ha sido requeridos para desarrollar esta tesis.

El tercer capítulo incluye el planteamiento metodológico, las variables y la operacionalización.

El cuarto capítulo, se aborda la confiabilidad del instrumento mediante los parámetros sísmicos y el espectro de diseño, así también se muestra el criterio de validación del instrumento mediante un análisis por combinación moda espectral del edificio en estudio, identificando los modos y períodos de vibración de la estructura, verificando los efectos de torsión en planta, determinando las acciones sísmicas y corroborando las condiciones de irregularidad de la estructura. Asimismo, se realiza la contrastación de las hipótesis.

En el quinto capítulo se aborda la discusión de resultados. Finalmente se detallan las conclusiones y recomendaciones a las que se llegó en la presente investigación.

1.1. Justificación de la investigación

Justificación teórica

La presente investigación contribuirá a la profundización del conocimiento del autor, así como de quienes pueden acceder a su lectura porque para realizar este trabajo se ha tenido recoger, organizar y sistematizar la información.

Justificación metodológica

Con los resultados obtenidos se tendrá la posibilidad de aplicar la metodología utilizada en este trabajo para futuras investigaciones.

Justificación social

Al ejecutar la investigación y obtener sus resultados, con seguridad va a beneficiar a las personas que accedan a ocupar estas instalaciones.

Justificación económica

La ejecución de la investigación garantiza una edificación sismorresistente, segura y que presentará un adecuado comportamiento frente a un sismo y que, significará un ahorro económico a los moradores porque los costos de reparación serán mínimos.

1.2. Objetivos

El **Objetivo general** de la presente tesis: Determinar si el Edificio Multifamiliar “Calle Chiclayo” proyectado en el distrito de Miraflores - Lima, cumple o no con los parámetros sismorresistentes estipulados por la nueva norma técnica E.030 – 2018.

A su vez, los **Objetivos específicos**: Realizar el análisis sísmico del Edificio Multifamiliar “Chiclayo” con la finalidad que verificar y asegurar que éste cumpla con los criterios de rigidez que establece la nueva norma técnica E.030-2018. Realizar el diseño de los elementos estructurales que presenten los esfuerzos principales del Edificio Multifamiliar “Chiclayo”, bajo los criterios de Diseño por Resistencia establecidos en la norma técnica E.060.

1.3. Hipótesis

Para la presente investigación, la **Hipótesis general**: El Edificio Multifamiliar “Chiclayo” proyectado en el distrito de Miraflores - Lima, cumple con los parámetros sismorresistentes estipulados por la nueva

norma técnica E.030 – 2018. A su vez, las **Hipótesis específicas**: El Edificio Multifamiliar “Chiclayo”, cumple con los criterios de rigidez establecidos por la nueva norma técnica E.030 - 2018. Los elementos estructurales que conforman el Edificio Multifamiliar “Chiclayo” cumplen con los criterios de diseño de la norma técnica E.060.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del problema nacionales

Balarezo, A. & Vara, K. (2020) en su trabajo titulado *“Diseño estructural de un edificio de viviendas de 10 niveles ubicado en el distrito de San Isidro”*, abordaron el diseño estructural de un edificio de 10 pisos cuyo uso estaba destinado a viviendas. Las placas fueron los elementos predominantes en el sistema estructural del edificio y fueron los responsables de tomar el 92.1% y 94.7% de la cortante en la base para las direcciones principales X-X e Y-Y, respectivamente. Las derivas máximas de entrepiso que se presentaron en la dirección X-X fue 0.38% y para la dirección Y-Y fue 0.46%. El periodo natural de la edificación en las direcciones X-X e Y-Y fue 0.644 seg. y 0.787 seg., respectivamente. Se concluyó que la rigidez que se dotó a la estructura fue la adecuada para cumplir con lo estipulado por la Norma E.030, siendo en la dirección X-X donde la estructura presentó un mayor grado de rigidez lateral. El tipo de suelo de fundación era una grava densa, que poseía una capacidad portante de 4 Kg/cm², con lo cual dicha zona se clasificó como un suelo de tipo S1. Asimismo, realizaron un análisis manual mediante el método de Hardy Cross para considerar los procesos constructivos del edificio, dichos resultados se compararon con los obtenidos con el software ETABS 2016.

Principe, J. (2020) en su trabajo titulado *“Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 7 niveles y un semisótano en Miraflores”*, realizó el diseño estructural de un edificio de 7 niveles y un semisótano destinado a viviendas, con un área techada de 3 500 m². El sistema estructural de la edificación estuvo compuesto principalmente por placas que se ubicaron en todo el perímetro y en los muros de ascensores, con lo cual en la dirección Y-Y el edificio contaba con la rigidez necesaria para controlar los desplazamientos. En dirección X-X, con la finalidad de garantizar el flujo vehicular en la zona de

estacionamientos del semisótano, se vio limitada la densidad de muros de corte por lo que se añadieron pórticos a fin de controlar los desplazamientos. La estructura presentó un periodo fundamental de 0.65 seg para la dirección X-X, mientras que, para la dirección Y-Y fue 0.22seg. Las derivas máximas obtenidas del análisis sísmico fueron menores a las recomendadas por la Norma E.030, siendo 0.12% para Y-Y y 0.61% para la dirección X-X. Se identificó que debido a las aberturas en la zona central del edificio, la estructura tenía irregularidad por esquinas entrantes.

Huyanate, G. (2017) en su trabajo titulado ***“Diseño estructural de edificio de viviendas de muros delgados de concreto armado”***, trató el diseño estructural de una edificación de concreto armado de 7 pisos destinada a uso de viviendas. La estructuración se basó en muros de concreto armado de 15 cm de espesor. Desarrolló un modelo matemático con la aplicación del software ETABS 2015, donde consideró las losas de entrepiso como diafragmas rígidos. Se empleó la superposición modal espectral para el análisis sísmico, elaborando un espectro de pseudo-aceleraciones según las exigencias de la norma E.030-2016, en ese momento vigente. Se concluyó que la estructura en su dirección X-X presentó un periodo natural de 0.311 seg, mientras que para la dirección Y-Y fue 0.275 seg. El coeficiente sísmico que se obtuvo en ambas direcciones igual a 18.75%. La estructura no presentó irregularidades en planta ni en altura. Las derivas máximas fueron del orden de 0.0025 en las dos direcciones principales, cumpliendo así con lo estipulado en las normas vigentes de ese año.

Morocho, F. (2016) en su trabajo titulado ***“Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos”***, realizó un modelo pseudo-tridimensional para el análisis sísmico, mediante el software SAP2000. Para la estructuración consideró que las losas macizas y aligeradas actuarían como diafragmas rígidos. El sistema estructural

estuvo conformado por placas en las direcciones principales y fueron los responsables de controlar que los desplazamientos inelásticos. Morocho concluyó que, el edificio si cumple con derivas máximas de entrepiso que estipula la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”. En la dirección X-X, la estructura contaba con mayor rigidez, obteniendo una deriva máxima de entrepiso de 0.026%. En la dirección Y-Y, la deriva máxima de la estructura fue 0.508%. Cumpliendo para ambos con la deriva máxima de 0.7% que estipulada la norma. La estructura no presentó irregularidad torsional en planta. En la dirección más crítica (Y-Y), se identificó que el desplazamiento promedio de entrepiso fue, en algunos pisos, mayor al 50% del desplazamiento de entrepiso permitido. Por otra parte, se cumplió en todos los niveles de la estructura, con la condición que el desplazamiento máximo de entrepiso no superará 1.3 veces el desplazamiento promedio de entrepiso, con lo cual se determinó que el edificio era regular.

Rivas, E. y Salazar E. (2015) en su investigación ***“Diseño estructural de un edificio de concreto armado de 5 niveles con sótano y semisótano”*** desarrolló el diseño estructural de un edificio multifamiliar que contaba con 05 pisos, un sótano y un semisótano. La edificación estuvo proyectada en el distrito de Miraflores, provincia de Lima. La estructuración de la edificación se realizó, de tal manera que, el sistema estructural del edificio estuvo predominantemente compuesto por muros de corte, columnas y vigas de concreto armado. Para el sistema de techos se usaron losas aligeradas y losas macizas. Para los niveles de semisótano y sótano se proyectó muros en todo el perímetro con la finalidad de resistir el empuje activo del suelo. La cimentación consistió en zapatas combinadas y conectadas. Del análisis sísmico se determinó que, las derivas máximas en la dirección X-X y Y-Y fueron 4.97 ‰ y 0.59 ‰, respectivamente. Estos valores son menores al 7 ‰ permitido por la norma. Los elementos no estructurales (tabiques de albañilería) fueron aislados de la estructura principal. A su vez, se

realizó un análisis tiempo-historia, cuyos resultados fueron aproximadamente 1.7 veces que los que se obtuvo cuando se realizó el método de superposición espectral.

2.2 Antecedentes del problema internacionales

Abril, A. (2020) ejecutó la investigación *“Análisis del Desempeño Estructural Sísmico de un Edificio de Multifamiliares en Acero utilizando tres Sistemas Estructurales: Pórticos Especiales a Momento, Pórticos Arriostrados Concéntricos y Pórticos Arriostrados Excéntricos”*, donde realizó la recopilación de las características genéricas de 12 edificios multifamiliares ubicados en las ciudades de Quito, Ambato y Riobamba. A partir de la información recogida se desarrolló el modelamiento matemático de una edificación prototipo considerando los tres sistemas estructurales en acero. Se realizó un análisis no lineal estático NSP a las tres propuestas, siguiendo los lineamientos del FEMA 440 y considerando un espectro de diseño con un periodo de retorno de 475 años. De la investigación se concluyó que, los pórticos especiales a momento no presentaron ningún daño. Para los pórticos arriostrados concéntricos y pórticos arriostrados excéntricos se formaron rotulas plásticas en los arriostres, siendo la falla deseada, y que permitió que la estructura se encuentre en el rango de ocupación inmediata. Asimismo, la estructura de pórticos especiales a momento fue la presentó un mejor desempeño en comparación a los otros dos, ya que ninguno de los elementos estructurales incurrió en el rango inelástico, sin embargo, es el más costoso. Finalmente, la estructura de pórticos especiales arriostrados concéntricamente fue la que presentó una mejor relación costo-beneficio.

Corredor, L. (2018) abordó la investigación *“Diseño de una Estructura de Hormigón con Pórticos Resistentes a Momento Según NEC-2015”*, donde estudió la problemática del uso del sistema

estructural de pórticos en las diversas edificaciones existentes destinadas a viviendas multifamiliares debido a la facilidad de análisis de sus elementos estructurales. Este tipo de edificaciones han sido diseñadas hace ya 25 años atrás siguiendo las normas vigentes de esa época, pero con la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) el autor buscó comparar las respuestas y los nuevos requerimientos de diseño. De la investigación realizada, el autor concluyó que los resultados del análisis y diseño presentaron valores muy similares para determinar la cortante basal. Las dimensiones de los elementos estructurales se determinaron para asegurar un buen desempeño de la edificación siguiendo los requerimientos de la nueva norma vigente, que busca que la estructura sea regular, que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales y que el porcentaje de rotación sea menor al 10%. Después de haber cumplido con estos requerimientos las dimensiones de los elementos presentaron valores muy similares al de la norma antigua. Finalmente, para el diseño estructural, la norma NEC-15 establece requerimientos más exigentes, pero que la estructura existente cumple con ellos.

Gaspar, I (2017) desarrolló la investigación ***“Diseño de un Edificio de Dieciocho Pisos Estructurado con Muros Mecedores y Comparación con uno Tradicional”***, con el objetivo de realizar un estudio comparativo de las respuestas de un edificio existente diseñado considerando muros tradicionales y muros mecedores. Uno de los problemas de la investigación que se abordó en esta tesis fue los altos costos de reparación y desocupación de los edificios dañados. Habiéndose observado en Chile que, los edificios que han sido diseñados considerando muros sobre un suelo firme han podido asegurar una ocupación inmediata, lo que no sucede cuando el edificio se encuentra sobre un suelo blando ya que se espera que aparezcan fallas en zonas crítica, conllevando a futuras reparaciones después de un sismo. Se concluyó que los desplazamientos relativos de entrepiso

del edificio con muros mecedores registraron valores similares al del edificio con muros tradicionales, con los cual, los elementos no estructurales en ambos edificios presentarían un nivel de daño similar. Respecto a las fallas en las zonas críticas de los muros, se observó que en el caso de los muros tradicionales el nivel de daño es aun reparable, mientras que, en el caso de los muros mecederos, no se presentaron fallas dado que en lugar de la formación de grietas solo se levantan en la sección critica.

2.3 Bases teóricas

Consideraciones generales

Las normas que se tomaron como referencias en la presente investigación son:

- Norma E.020 Cargas: Detalla las cargas que deberán resistir las estructuras según el uso al que estarán proyectadas. En ningún caso se deberá emplear valores menores a los que se indican en esta norma.
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones: Indica todos los requerimientos mínimos que se deberán cumplir al momento de realizar un estudio de mecánica de suelos para el diseño de cimentaciones de cualquier estructura.
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente: Estipula los procedimientos y requerimientos que se deberán cumplir para asegurar que las estructuras presenten un buen desempeño ante movimientos sísmicos.
- Norma E.060 Concreto Armado: Establece los lineamientos a cumplir para el diseño de los elementos de concreto armado ante fuerzas axiales (tracción y compresión), momentos flectores y de torsión, y fuerzas cortantes.
- Norma E.070 Albañilería: Define las exigencias mínimas que se deben cumplir para el diseño de estructuras de albañilería.

Todo elemento estructural debe tener como principal característica, la capacidad de resistir los esfuerzos a los que se verá sometido frente a las diversas sollicitaciones durante su vida útil. Dicha resistencia, debe ser lo suficientemente amplia para afrontar con un cierto rango de seguridad.

En esta tesis, las cargas consideraras fueron bajo las sollicitaciones de servicio y sísmicas.

Carga muerta (CM): Son las cargas que se dan de forma permanente durante toda la vida útil de la estructura, es decir que, presentan una posición fija y un valor constante, tales como el peso propio de los elementos estructurales, muros, tabiques y otros elementos soportados por la estructura.

Carga viva (CV): Se consideran debido al peso y tránsito de los ocupantes, equipos, muebles y otros elementos móviles.

Cargas de sismo (CS): Se presentan como fuerzas inerciales sobre la estructura debido a la acción sísmica.

Para el análisis sísmico de la estructura, se realizó un modelo pseudo-tridimensional empleando el software ETABS.

Todos los elementos estructurales fueron diseñados mediante el método de Diseño por Resistencia. Tiene como finalidad aumentar las cargas actuantes mediante factores de amplificación y en disminuir la resistencia nominal de los elementos aplicando factores de reducción.

En todo elemento estructural se deberá asegurar la siguiente condición:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida

$$\phi R_n \geq C_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n \quad (1)$$

Donde:

ϕR_n : Resistencia de Diseño.

ϕ : Factor de Reducción de Resistencia, debe ser menor que la unidad.

R_n : Resistencia Nominal.

$S_1; S_2; S_n$: Cargas actuantes en servicio (muertas, vivas, sismo, viento, etc).

$C_1; C_2; C_n$: Factores de amplificación de carga, dependen del tipo de carga.

La Norma E.060.2009 "Concreto Armado" indica las combinaciones de cargas que se deberán aplicar:

$$U1 = 1,4CM + 1,7CV \quad (2)$$

$$U2 = 1,25(CM + CV) \pm CS \quad (3)$$

$$U3 = 0,9CM \pm CS \quad (4)$$

Las propiedades mecánicas de los materiales que se utilizaron en el modelamiento pseudo-tridimensional y diseño de la estructura se detallan a continuación:

Concreto:

Resistencia a la compresión $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson $\nu = 0,15$

Módulo de elasticidad $E = 15000\sqrt{f_c} = 217000 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:

El refuerzo está constituido por barras de acero de superficie corrugada. El acero es de grado 60:

Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Albañilería:

Los tabiques o muros no estructurales estarán conformados por ladrillos de arcilla cocida de fabricados de forma industrial. Sus propiedades:

Resistencia característica a la compresión $f_m = 65 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_m = 325000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de corte $G_m = 13000 \text{ kg/cm}^2$

Predimensionamiento de elementos estructurales

La Figura 3 muestra la planta típica del edificio y detalla los principales elementos estructurales que conforman al edificio: muros de corte, columnas, losas macizas o aligeradas y vigas. Para el predimensionamiento de estos elementos se siguieron los lineamientos que brinda el Ingeniero Antonio Blanco Blasco en su libro "*Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*".

Se observa que, en la dirección X-X se cuenta con muros estructurales en los ejes A y B. También en la zona de escaleras y ascensor. Se cuenta en los ejes C y D, con pórticos de concreto armado que están conformados por columnas y vigas de gran peralte. Se puede afirmar que, frente a las sollicitaciones sísmicas, la estructura presentará un adecuado desempeño en esta dirección.

Respecto a la dirección Y-Y, se cuenta también con muros de corte en los ejes perimétricos 2 y 5, de la misma manera, se cuenta con muros de corte en la zona de escaleras y ascensor.

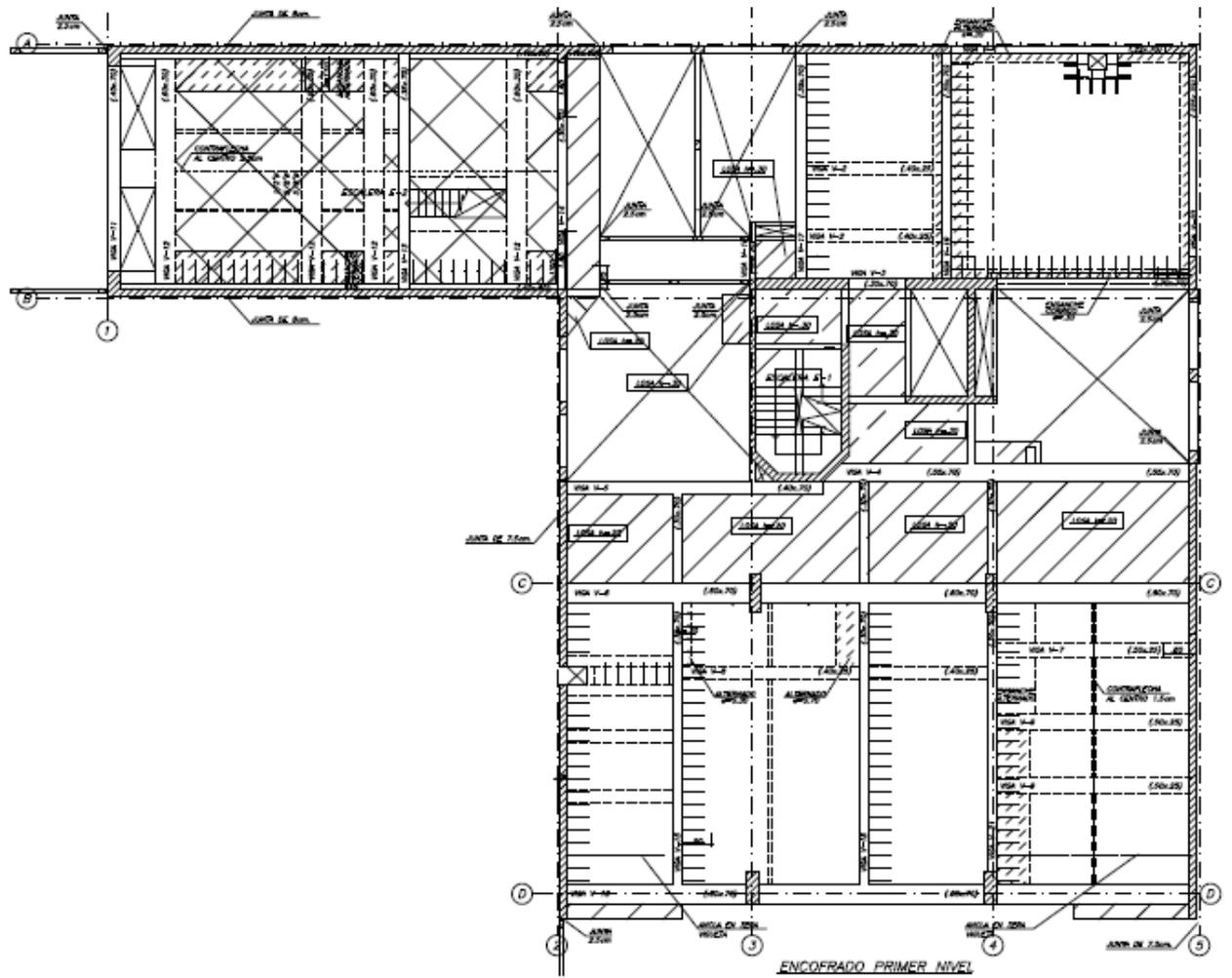


Figura 3. Encofrado Planta Típica

Losas aligeradas: Para losas aligeradas que trabajan en una sola dirección, el espesor se puede determinar de manera preliminar dividiendo la luz libre entre 25 (Blanco, 1995). En nuestro caso se tiene una luz máxima de 7.04m.

$$\text{Espesor} = \frac{\text{Luz libre}}{25} = \frac{710}{25} = 28.4\text{cm}$$

Se optó por considerar un espesor de 30 cm. Esta es una dimensión recomendable frente a luces libres de hasta 7.00 m.

Losas macizas: Para losas macizas, el espesor se puede determinar de manera preliminar teniendo en consideración dos criterios: dividir la luz libre entre 40 y dividir el perímetro del paño de losa entre 180 (Blanco, 1995). Para el paño rectangular ubicado entre los ejes B-C//4-5 del techo del primer nivel con dimensiones de 6.00m x 3.20m, se aplica el mayor valor de los siguientes criterios:

$$\text{Espesor} = \frac{\text{Luz libre}}{40} = \frac{600}{40} = 15\text{cm}$$

$$\text{Espesor} = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{2 \times 600 + 2 \times 320}{180} = 10.2\text{cm}$$

Se optó por considerar que la losa maciza tenga 20cm de espesor en la zona de dormitorios y lavandería, en el hall de ascensor en los niveles típicos una losa maciza de 30 cm de espesor, es decir, desde el primer nivel hasta el sexto nivel, con la finalidad de asegurar transferencia de la fuerza cortante de cada entrepiso hacia los elementos verticales, debido a la discontinuidad de este que se presenta entre los ejes B y C.

Vigas: El peralte de vigas se considera entre un rango de “1/10 a 1/12 de la luz libre y el ancho mínimo para vigas que toman esfuerzos por sismo es 20 cm, el cual varía entre 0.30h a 0.50h” (Blanco, 1995). En el presente caso, las vigas de sótanos que tienen una luz libre mayor se encuentran ubicadas en los ejes 1' y D con 7.00m, por lo que se consideró un peralte de 0.70m. Mientras que para el eje 3 del encofrado del sótano 1 presenta una luz libre de 8.15m, donde se consideró un peralte de 0.80m. Las vigas

de los niveles superiores de mayor luz libre se encuentran en los ejes 2 y 4 con 7.10m donde se consideró un peralte de 0.70m. Mientras que en el eje B' (V-4) presenta una luz libre de 10.90 m pero por limitaciones arquitectónicas de altura libre se consideró un peralte de 0.70m optándose en aumentar el ancho de la viga a 0.55m.

Predimensionamiento de vigas “chatas”: Para el presente caso, se consideró para los pisos superiores, vigas chatas en el eje 1' que debido a restricciones arquitectónicas mantuvo el espesor de losa 0.30m y considerándose un ancho de 0.60m, de esta manera, poder conectar a los muros estructurales ubicados en los ejes A y B, y así formar un pórtico que sea capaz de aportar a la rigidez lateral en esa dirección (Figura 4).

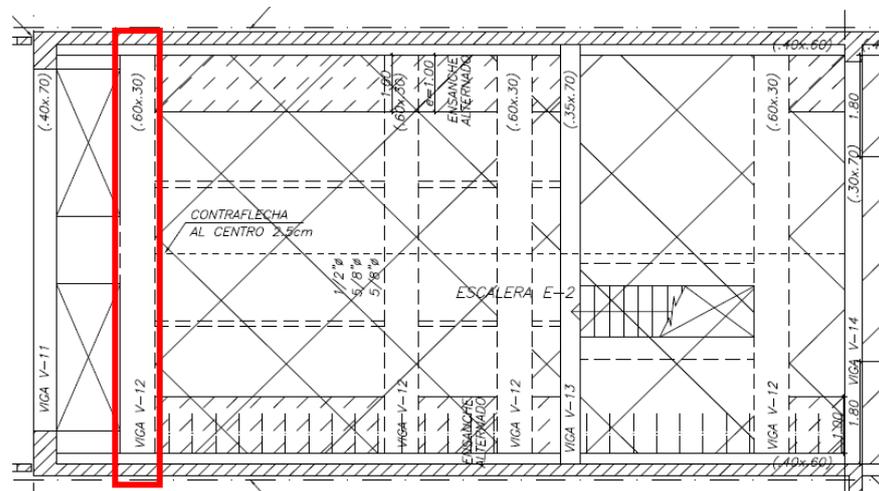


Figura 4. Vista en planta de viga V-12

Columnas: El edificio en estudio cuenta con placas de dimensiones considerables, las cuales por su gran rigidez son las que reciben en un mayor porcentaje las fuerzas cortantes de sismo. Es por ello que para el predimensionamiento de las columnas sólo se consideró cargas verticales. Las dimensiones de las columnas se determinan preliminarmente a través del siguiente criterio:

$$\text{Area bruta} = \frac{P \text{ servicio}}{0,45 f'c}$$

Donde:

P_{servicio} = Carga axial de correspondiente a la suma de las cargas muertas y vivas, se obtiene multiplicando el área tributaria de la columna por el número de pisos y por la carga correspondiente.

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto.

Es una practica común considerar como carga unitaria el valor de 1ton/m². Por lo tanto, para la columna ubicada sobre la intersección de los ejes 3/C (P3), y considerando una resistencia del concreto de $f'c = 210\text{kg/cm}^2$, y un $P(\text{servicio}) = 468 \text{ ton}$

$$\text{Area bruta} = \frac{468000 \text{ kg}}{0.45 \times (280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 3711 \text{ cm}^2$$

Se considera como dimensiones preliminares de la columna, 0.35x1.20m, cuya área es 4200cm², sienta esta mayor al área de predimensionamiento obtenido para la columna. Estas dimensiones serán posteriormente verificadas durante la etapa de diseño. En el caso de que dichas dimensiones no sean lo suficientes se procederá a aumentar la sección de la columna, y de esta manera tener una mayor área.

Placas: A partir del análisis estático se puede calcular el valor de la fuerza cortante en la base del edificio de manera referencial, y así determinar la longitud y ancho de placas, considerando que estas tomen la totalidad de la cortante.

Es común emplear placas con espesores de 20, 25 y 30 cm. La longitud de estas, finalmente se definirán después del análisis sísmico.

En esta tesis, se ha determinado emplear placas con un espesor de 22 cm, que se ubicaron en los ejes 2, 5, A, B y placas de 30 cm de espesor para la zona de ascensores y placas de 25 cm de espesor en la zona de escaleras.

Cabe mencionar, que este predimensionamiento obedece a los requerimientos de arquitectura y para asegurar que el anclaje del refuerzo de las vigas.

2.4 Definición de Términos Básicos

Análisis dinámico

La norma E.030 señala que el diseño de estructuras se puede realizar empleando el Análisis Modal Espectral. Este método permite determinar las fuerzas sísmicas que se presentarán en la estructura a través de un espectro de pseudo-aceleraciones. Para ello, es necesario ingresar al espectro conociendo el periodo fundamental de la estructura y a partir de este se obtendrá el valor de la pseudo-aceleración, que corresponde a la razón entre la fuerza cortante y el peso sísmico de la estructura.

Asimismo, el método modal espectral implica que tendrán en cuenta “aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis” (Norma E.030, 2018, p.26).

De manera complementaria, la norma permite realizar un Análisis Tiempo-Historia. En este método se deberá considerar el comportamiento histerético de sus elementos. Se emplearán un conjunto de registros de aceleraciones debidamente filtradas, y mediante el uso de métodos numéricos se podrá obtener las respuestas de aceleración, velocidad y desplazamiento que se presentará en la estructura.

Análisis Estático

También llamado Fuerzas Estáticas Equivalentes. Este método “representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en los centros de masas de cada nivel de la edificación” (Norma E.030, 2018, p.23).

Las fuerzas sísmicas de cada entrepiso están en función de un factor “ α ” que se multiplica a la cortante basal. Dicho factor depende del peso sísmico de cada entrepiso y la altura acumulada de cada entrepiso.

Estructura Sismorresistente

Las Estructuras Sismorresistentes están basadas en una estructura cuyo diseño considera además de las cargas de servicio, las fuerzas de sismo

y los efectos torsionales que puedan generar. Deberán presentar un adecuado comportamiento ante sismos severos cumpliendo ciertos parámetros establecidos en la norma peruana.

Deriva de Entrepiso

Corresponde al desplazamiento relativo de dos niveles consecutivos dividido por la altura de dicho entrepiso. La Norma E.030 establece que “para estructuras de concreto armado se limita este valor a 7‰” (Norma E.030, 2018, p.29).

Ingeniería Sismorresistente

La Ingeniería Sismorresistente es aquella rama “cuyo principal objetivo es proyectar y ejecutar la construcción de obras civiles, de tal manera que puedan presentar un comportamiento satisfactorio durante los sismos” (Muñoz, 2017, p.01).

Anteriormente esta rama tenía como única finalidad evitar el colapso de las construcciones ante la ocurrencia de sismos severos. En la actualidad “busca la manera de cuantificar este objetivo en términos de probabilidades, al mismo tiempo que se precisan nuevos objetivos que se asocian al comportamiento de las construcciones frente a terremotos menos severos, pero que se dan con mayor frecuencia” (Muñoz, 2017, p.01).

Irregularidad de Rigidez

Se considera que existe irregularidad de rigidez en un entrepiso de cierta estructura cuando “la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes” (Norma E.030, 2018, p.19).

Irregularidad Torsional

Se considera que una estructura presenta irregularidad torsional, cada vez que “el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del

edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM})” (Norma E.030, 2018, p.20). Esta condición se requiere verificar siempre que “el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible” (Norma E.030, 2018, p.20).

Período de vibración

Se denomina como el intervalo de tiempo en que la estructura completa un ciclo. “Una estructura rígida tiende a oscilar rápidamente y presenta un período de vibración corto, mientras que una estructura flexible tiende a oscilar más lentamente con un período de vibración más largo” (Guzmán, D. & Ramírez, D., 2017, p14).

Rigidez lateral

Es la capacidad que una estructura presenta para oponerse a ser deformado. La rigidez lateral se expresa mediante “la relación entre las fuerzas laterales y los desplazamientos laterales que esta produce” (Ottazzi, 2014, p.225). Se puede decir que una estructura es más rígida cuanto mayor sea la carga que se requiere aplicar para alcanzar una determinada deformación.

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo y diseño de investigación

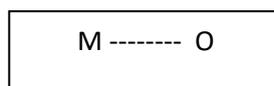
Tipo de investigación

La investigación tiene un carácter Descriptivo y Cuantitativo, porque a través de los resultados de carácter cuantitativo del análisis sísmico permitirá identificar y describir el comportamiento del edificio.

Posteriormente, se podrá realizar el diseño de los elementos estructurales, donde se consideró el problema que es materia de investigación.

Diseño de investigación

El diseño de la presente investigación será el denominado Diseño Descriptivo Simple, en el cual se recogerá la información sobre los elementos de la futura edificación, sin que sean sometidos a control o manipulación de variables. De manera que el diagrama es el siguiente:



Donde, “M” es la muestra o la edificación proyectada. “O” es la representación la observación o análisis de los parámetros sismo resistentes.

El análisis se realizará considerando las exigencias del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE).

Norma	Versión
E.020 “Cargas”	Junio, 2006
E.030 “Diseño Sismorresistente”	Febrero, 2018
E.050 “Suelos y Cimentaciones”	Junio, 2018
E.060 “Concreto armado”	Julio, 2009

En resumen, se realizará la estructuración del edificio. Posteriormente, se realizará el metrado de cargas. Por último, se llevará a cabo el análisis estructural del edificio y el diseño de los elementos estructurales.

3.2 Variables y operacionalización (Anexo 1)

3.3 Población y muestra

Población

La Población de estudio es el Edificio Multifamiliar “Chiclayo”, los criterios de inclusión y exclusión fueron los siguientes:

Criterio de inclusión:

El criterio de inclusión para la selección de la muestra fue por el acceso a la información de los planos de arquitectura, estudio de mecánica de suelos y por las características favorables que presentaba la arquitectura del edificio.

Criterio de exclusión:

El criterio de exclusión predominante fue la dificultad para tener acceso a la información pertinente tales como: estudio de mecánica de suelos y planos de arquitectura de algún otro proyecto con características similares.

Muestra

La muestra de estudio fue seleccionada por conveniencia y de manera intencional y consta del Edificio Multifamiliar “Chiclayo” proyectado en un área de terreno de 300 m², que cuenta con 06 pisos, 01 sótano y cisterna.

Muestreo

No se aplicó técnica estadística alguna y probabilística, ya que se procedió de acuerdo a los principios del muestreo Intencional y por Conveniencia porque se relaciona con la actividad laboral del recurrente.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas

Información Indirecta: Recopilación de la información existente en fuentes bibliográficas (para analizar temas generales sobre la investigación a realizar), recurriendo a las fuentes originales en lo posible: éstas fueron libros escritos por autores expertos y páginas web de internet.

Observación: Con esta técnica se procederá a registrar el comportamiento de la estructura sobre la base de los parámetros sismorresistentes establecidos en la norma aludida.

El fichaje: Con esta técnica se procederá a registrar la información teórica que permitirá construir y profundizar el marco teórico de la investigación, así como los antecedentes necesarios para soportar teóricamente esta investigación.

Análisis documental: Está referido principalmente al conocimiento sobre las normas técnicas que se encuentran en vigencia y que regulan el proceso de diseño y posterior edificación.

Instrumentos

Fichas de investigación: Se utilizarán Fichas textuales, de resumen y de asiento bibliográfico, para registrar la información pertinente que permita construir e incrementar el marco teórico de la investigación.

Ficha de observación: Con ella se registrará la mayor información posible acerca del proceso de diseño del futuro edificio, con el propósito de verificar el cumplimiento de las normas técnicas vigentes.

3.5 Procedimientos

Para la ejecución de la presente investigación se procedió de la siguiente manera:

- Elaboración de planos de arquitectura.
- Estudio de Mecánica de Suelos.
- Estructuración del edificio y predimensionamiento de sus elementos estructurales.
- Análisis sísmico del edificio.
- Diseño estructural.
- Elaboración de planos de la Especialidad de Estructuras.

3.6 Métodos de análisis de datos

Se realizó el análisis descriptivo comparativo basado fundamentalmente en derivas de entrepiso y cortante en la base obtenidas del análisis sísmico con las permisibles por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente 2018”.

3.7 Aspectos éticos

El presente trabajo respeta los principios de la ética de la investigación porque se revelan los datos fidedignos tal como han sido hallados.

IV. RESULTADOS

El procedimiento que se siguió para la obtención de resultados fue el análisis realizado haciendo uso de un modelo tridimensional que consideró las cargas verticales de servicio, tal como se detalla a continuación:

Se realizó el análisis sísmico para verificar si el edificio cumple con los requisitos de rigidez estipulados en la norma E.030. Asimismo, controlar las derivas máximas del edificio, a su vez, poder determinar las fuerzas de diseño a las que estarán sometidos los elementos estructurales y determinar cuanto será la separación sísmica frente a los edificios vecinos.

Se elaboró un modelo tridimensional considerando las cargas verticales de servicio, el cual que permitió determinar las masas de entrepiso. En el análisis dinámico se consideró la rigidez y las inerciales brutas de los elementos estructurales. Se consideró a las losas de piso como diafragmas rígidos considerando tres grados de libertad, siendo dos traslaciones horizontales y uno rotacional, cuyo eje de giro se encuentra perpendicular a la losa. El peso total del edificio se consideró el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

4.1 Parámetros Sísmicos y Espectro de Diseño

Se elaboró un espectro elástico de pseudo-aceleraciones:

$$S_a = \left(\frac{ZUCS}{R} \right) \times g \quad (5)$$



Donde:

Factor de Zona (Z): En base a que el edificio está proyectado en la ciudad de Lima le corresponde la clasificación de zona 4.

$$Z = 0,45$$

Categoría de la Edificación y Factor de uso (U): El edificio está destinado a vivienda multifamiliar con lo cual se clasifica en la Categoría C: Edificaciones Comunes (U = 1.0)

Parámetro de suelo (S): El perfil del tipo de suelo que corresponde al terreno donde se ubica el edificio (Calle Chiclayo – Distrito Miraflores, Lima), se clasifica como S1, pues el terreno está conformado por material heterogéneo de boleos, cantas y gravas unidas por una matriz de arena. La capacidad portante es 5.0 kg/cm².

$$S = 1.00$$

$$T_p = 0.4 \text{ seg}$$

$$T_L = 2.5 \text{ seg}$$

Factor de amplificación (C): El factor de amplificación de la respuesta estructural depende del período de la estructura y del tipo de suelo.

$$T < T_p: C = 2,5 \quad (6)$$

$$T_L < T < T_p: C = 2,5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (7)$$

$$T > T_L: C = 2,5 \times \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right) \quad (8)$$

Sistema Estructural y Coeficiente Básico de Reducción Sísmica (R_0): El sistema estructural está conformado por muros estructurales en sus dos direcciones principales. Por lo tanto, el Coeficiente de Reducción Sísmica es:

$$R_{0x} = 6$$

$$R_{0y} = 6$$

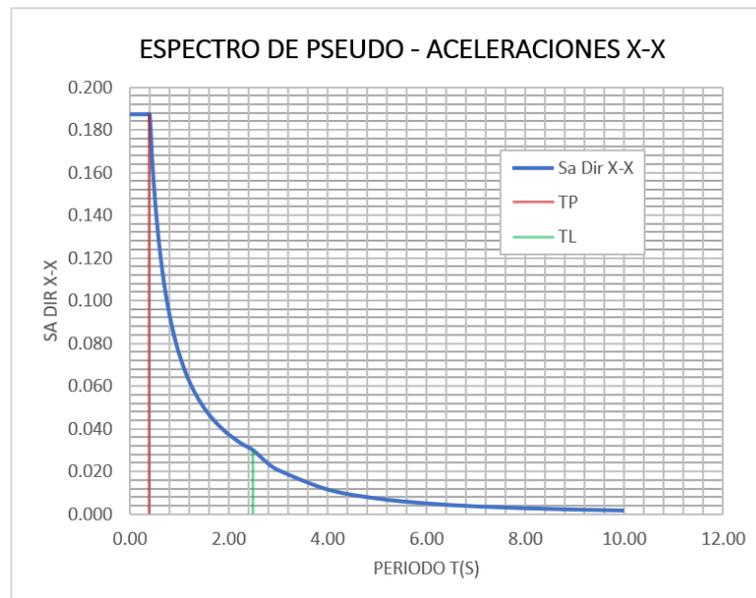


Figura 5. Espectro de Diseño

4.2 Análisis por Combinación Modal Espectral

Para realizar el análisis dinámico a una edificación se emplea los procedimientos de combinación modal espectral, en caso de requerirse un estudio más a detalle, se puede realizar un análisis tiempo-historia.

Para el presente proyecto de investigación, se usó la combinación modal espectral.

Para realizar el análisis sísmico del edificio se usó el software ETABS. Se elaboró un modelo tridimensional con un sistema estructural predominante por muros estructurales de concreto armado (Figura 6).

Para modelar los muros estructurales del edificio se consideró elementos tipo "Wall" (muros), que forman parte de los elementos Shell que tiene la capacidad de soportar esfuerzos por corte, flexión, y fuerzas axiales.

Para las columnas y vigas se consideró elementos "frame" (barras prismáticas).

El sótano presenta muros en todo el perímetro del edificio, estos también se incluyeron en el modelo para considerar todos los efectos posibles y buscar un modelo matemático más cercano a la realidad. Se restringieron los grados de libertad horizontales de los elementos verticales del sótano debido a que, en estos no recibirán fuerzas sísmicas.

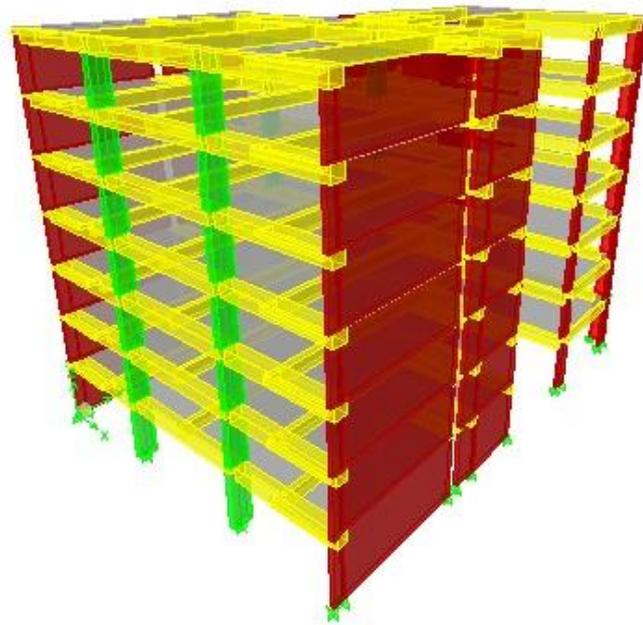


Figura 6. Modelo Tridimensional en el software ETABS.

Las características para el concreto armado son los siguientes:

Módulo de elasticidad: $E = 2.2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

Módulo de Poisson: $\nu = 0,15$

Módulo de corte: $G = 9,5 \times 10^5 \text{ ton/m}^2$

Para el modelamiento se consideró que las bases de todos los elementos verticales se encuentran empotradas.

Se ha considerado para los pórticos, brazos rígidos en todos los extremos de vigas y columnas. En el caso de las placas, no es necesario considerar brazos rígidos.

Modos y Períodos

Los períodos fundamentales y los modos de vibración en las direcciones principales del edificio son:

Tabla 1. Modos y Períodos

MODO	PERIODO (S)	% MASA PARTICIPATIVA	
		X-X	Y-Y
1	0.587	66.35%	0.41%
2	0.383	0.24%	63.79%
3	0.340	9.87%	9.77%
4	0.139	13.93%	0.03%
5	0.076	0.55%	10.75%
6	0.072	1.05%	7.55%
7	0.065	4.14%	0.03%
8	0.042	1.54%	0.00%

La Tabla 1, muestra los modos de vibración más importantes. Los modos 1; 3;4 y 7 son los más predominantes en la dirección X-X ya que al sumar los porcentajes de masa efectiva superan el 90% obteniendo el valor de 94.29%. En la dirección Y-Y, los más predominantes son los modos 2; 3; 5 y 6, que al sumar los porcentajes de masas efectivas se obtiene 91.86%. En la dirección X-X, el período natural del edificio está definido por el primer modo de vibración. Respecto a la dirección Y-Y, el periodo natural está definido por el segundo modo de vibración.

$$T_{xx} = 0,587 \text{ seg}$$

$$T_{yy} = 0,383 \text{ seg}$$

Efectos de torsión en planta

La Norma E.030 señala que “se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual al 5% de la

dimensión total del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis” (Norma E.030, 2018, p.25).

En la dirección X-X la dimensión total del edificio es 19.85 m.

En la dirección Y-Y la dimensión del edificio es 26.90 m.

Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección serán:

Dirección XX: $e_x = 19.85 \times 0.05 = 1.00 \text{ m}$

Dirección YY: $e_y = 26.90 \times 0,05 = 1.35 \text{ m}$

4.3 Determinación de acciones sísmicas

Para corroborar el valor del coeficiente de Reducción Sísmica (R) se verificó las posibles irregularidades en planta y en altura que pudiese presentar la estructura.

Irregularidades Estructurales en Altura

Se presenta los siguientes casos:

- Irregularidad de Rigidez – Piso Blando:

La Tabla 2 y Tabla 3, detallan el procedimiento realizado para verificar la irregularidad de piso blando en las dos direcciones principales.

Tabla 2. Verificación de Irregularidad de Rigidez. Dirección X-X

NIVEL	RIGIDEZ	RIGIDEZ PROM.	COND1	COND2	ESTADO
	a(i)	$b_i = \frac{a(i)+a(i+1)+a(i+2)}{3}$	$c(i) = a(i)/a(i+1)$	$d(i) = a(i)/b(i)$	
PISO 6	32 713.89	-	-	-	-
PISO 5	58 012.98	-	1.77	-	-
PISO 4	72 083.02	-	1.24	-	-
PISO 3	87 953.85	54 269.96	1.22	1.62	CUMPLE
PISO 2	108 723.22	72 683.28	1.23	1.49	CUMPLE
PISO 1	159 899.96	89 586.70	1.47	1.78	CUMPLE

Tabla 3. Verificación de Irregularidad de Rigidez. Dirección Y-Y.

DIRECCIÓN Y-Y					
NIVEL	RIGIDEZ a(i)	RIGIDEZ PROM. b _i = {a(i)+a(i+1)+a(i+2)}/3	COND1 c(i)= a(i)/a(i+1)	COND2 d(i) =a(i)/b(i)	ESTADO
PISO 6	71 694.44	-	-	-	-
PISO 5	127 944.44	-	1.78	-	-
PISO 4	178 900.65	-	1.39	-	-
PISO 3	211 022.93	126 179.85	1.17	1.67	CUMPLE
PISO 2	283 211.99	172 622.67	1.34	1.64	CUMPLE
PISO 1	462 422.22	224 378.52	1.63	2.06	CUMPLE

$$I_a = 1.00$$

- Irregularidad de Resistencia – Piso Débil

La Tabla 4, detalla el procedimiento realizado para verificar la irregularidad de piso débil.

Tabla 4. Verificación de Irregularidad de Resistencia.

ELEMENTO	ÁREA DE CONCRETO PISO 1°	ÁREA DE CONCRETO PISO 2°-3°	ÁREA DE CONCRETO PISO 4°-6°
PLACA 2	1.06	1.06	1.06
PLACA 4	3.7	3.11	3.11
PLACA 5	2.31	2.31	2.31
PLACA 6	1.31	1.31	1.31
PLACA 7	1.19	1.19	1.19
PLACA 8	1.64	1.64	1.64
PLACA 9	1.31	1.31	1.31
P1	0.39	0.39	0.39
P2	0.23	0.23	0.23
P3	0.84	0.84	0.64
P4	0.4	0.4	0.4
TOTAL	14.38	13.79	13.59
VARIACIÓN	-	4.1%	5.5%

La variación de resistencia de los entrepisos es menor al 20%

$$I_a = 1.00$$

- Irregularidad Extrema de Rigidez

El edificio no presenta irregularidad extrema de rigidez.

$$I_a = 1.00$$

- Irregularidad Extrema de Resistencia

El edificio no presenta irregularidad extrema de resistencia.

$$I_a = 1.00$$

- Irregularidad de Masa o Peso

La Tabla 5 y Tabla 6, detallan el procedimiento realizado para verificar que el edificio en estudio no presenta irregularidad de masa o peso en sus dos direcciones principales.

Tabla 5. Verificación de Irregularidad de Área techada.

ÁREA TECHADA (m ²)			
NIVEL	A (m ²)	F bi = {a(i)-a(i+1)}	ESTADO
PISO 6	434.80	-	-
PISO 5	434.30	1.00	CUMPLE
PISO 4	434.20	1.00	CUMPLE
PISO 3	434.20	1.00	CUMPLE
PISO 2	434.20	1.00	CUMPLE
PISO 1	434.20	1.24	CUMPLE

Tabla 6. Verificación de Irregularidad de Masa o Peso.

MASA (Ton-s ² /m)			
NIVEL	Masa (Ton-s ² /m)	F bi = {a(i)-a(i+1)}	ESTADO
PISO 6	45.45	-	-
PISO 5	50.25	1.11	CUMPLE
PISO 4	50.25	1.00	CUMPLE
PISO 3	50.32	1.00	CUMPLE
PISO 2	50.40	1.00	CUMPLE
PISO 1	50.40	1.00	CUMPLE

$$I_a = 1.00$$

- Irregularidad Geométrica Vertical

La estructura presenta en todos sus niveles, las mismas dimensiones en planta. Por ello, no existe irregularidad geométrica vertical.

$$I_a = 1.00$$

- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Debido a que el edificio en estudio presenta un sistema estructural conformado por muros estructurales, los cuales son continuos en todos los niveles, se procedió a analizar la discontinuidad de las columnas, pero estas resisten menos del 10% de la cortante basal. Por lo tanto, el edificio no presenta discontinuidad de sus sistemas resistentes (Tabla 7 y Tabla 8).

Tabla 7. Verificación de Discontinuidad de Sistemas Resistentes. Dirección X-X.

NIVEL	V (Ton)	COND1 $c(i) = b(i) / b(i+1)$	ESTADO
P1	8.02	0.02	NO SE CONSIDERA
P2	5.55	0.01	NO SE CONSIDERA
P3	9.60	0.03	NO SE CONSIDERA
P4	20.00	0.05	NO SE CONSIDERA

Tabla 8. Verificación de Discontinuidad de Sistemas Resistentes. Dirección Y-Y.

NIVEL	V (Ton)	COND1 $c(i) = b(i) / b(i+1)$	ESTADO
P1	9.79	0.02	NO SE CONSIDERA
P2	7.41	0.02	NO SE CONSIDERA
P3	7.30	0.02	NO SE CONSIDERA
P4	5.40	0.01	NO SE CONSIDERA

$$I_a = 1.00$$

- Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes

El edificio no presenta discontinuidad extrema de sus sistemas resistentes.

$$I_a = 1.00$$

Irregularidades Estructurales en Planta

Se presenta los siguientes casos:

- Irregularidad Torsional

La Tabla 9 y Tabla 10, detallan el procedimiento realizado para verificar la irregularidad torsional en las dos direcciones principales.

Tabla 9. Verificación de Irregularidad Torsional. Dirección X-X

NIVEL	Drift Máx	Drift CM	COND 1	ESTADO
PISO 6	0.001745	0.001200	1.45	NO CUMPLE
PISO 5	0.001840	0.001233	1.49	NO CUMPLE
PISO 4	0.001972	0.001333	1.48	NO CUMPLE
PISO 3	0.001933	0.001300	1.49	NO CUMPLE
PISO 2	0.001733	0.001167	1.49	NO CUMPLE
PISO 1	0.001232	0.000833	1.48	NO CUMPLE

Tabla 10. Verificación de Irregularidad Torsional. Dirección Y-Y.

NIVEL	Drift Máx	Drift CM	COND 1	ESTADO
PISO 6	0.000767	0.000600	1.28	NO CUMPLE
PISO 5	0.000787	0.000600	1.31	NO CUMPLE
PISO 4	0.000777	0.000567	1.37	NO CUMPLE
PISO 3	0.000723	0.000567	1.28	NO CUMPLE
PISO 2	0.000618	0.000467	1.32	NO CUMPLE
PISO 1	0.000427	0.000300	1.42	NO CUMPLE

$$I_p = 0.75$$

- Irregularidad Torsional Extrema

El edificio no presenta irregularidad torsional extrema.

$$I_p = 1.00$$

- Esquinas Entrantes

La estructura presenta irregularidad por esquinas entrantes debido que las dimensiones de estas en las dos direcciones son mayores al 20 % de la dimensión total en planta en la dirección de análisis.

Tabla 11. Verificación de Esquinas entrantes.

DIRECCIÓN	DIMENSIÓN TOTAL	DIMENSIÓN DE ENTRADA	ESQUINA ENTRANTE	ESQUINA ENTRANTE
X-X	19.9	7.2	0.36	NO CUMPLE
Y-Y	26.9	13.7	0.51	NO CUMPLE

$$I_p = 0.90$$

- Discontinuidad del Diafragma

La Tabla 12 y Tabla 13, detallan el procedimiento para verificar la irregularidad la discontinuidad por aberturas y discontinuidad por sección transversal (Figura 7).

Tabla 12. Verificación de Discontinuidad por Aberturas.

ELEMENTO	ÁREA (m ²)	COND	ESTADO
DIAFRAGMA	409.9	-	-
ABERTURAS	15.8	3.9%	CUMPLE

Tabla 13. Verificación de Discontinuidad por Sección transversal.

ELEMENTO	ÁREA RESISTENTE (cm ²)	COND	ESTADO
CORTE A-A			
LOSA ALIGERADA - 5cm	6,250	84.3%	NO CUMPLE
CORTE B-B			
LOSA MACIZA - 30cm	12,450	68.7%	NO CUMPLE
CORTE C-C			
LOSA MACIZA - 20cm	39,800	-	-
CORTE D-D			
LOSA ALIGERADA - 5cm	9,950	25.0%	CUMPLE

$$I_p = 0.85$$

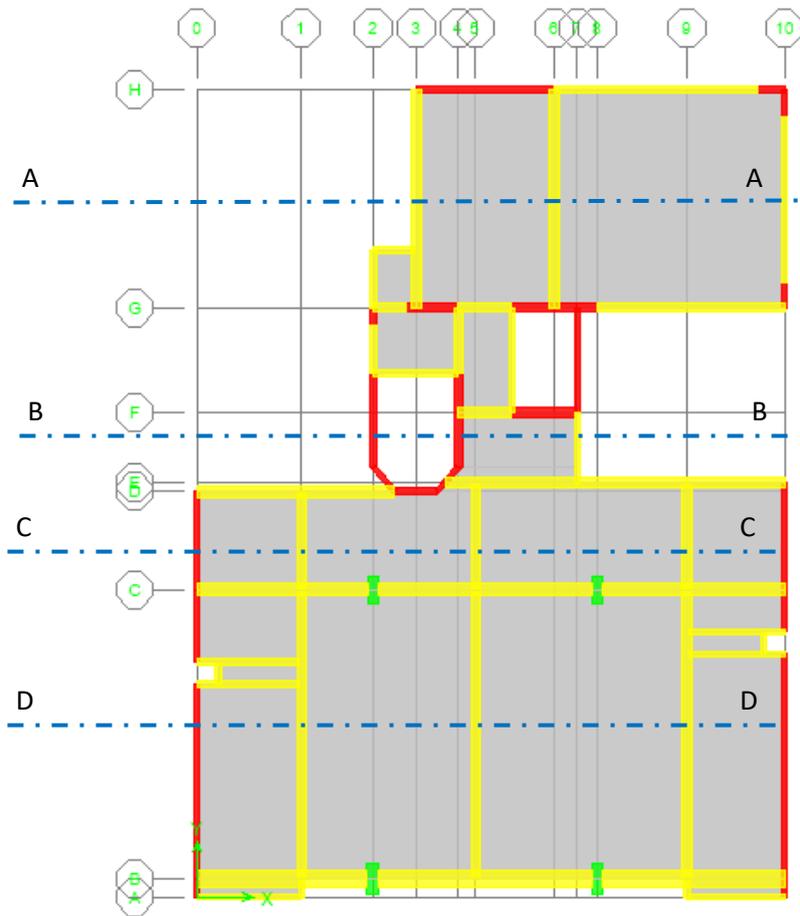


Figura 7. Vista en planta para verificación de discontinuidad de diafragma.

- Sistemas No Paralelos

La edificación si presenta sistemas paralelos.

$$I_p = 1.00$$

La Tabla 14, muestra el resumen de los valores de irregularidades en planta y en altura que presenta la estructura.

Tabla 14. Resumen de Irregularidades Estructurales.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES	
EN ALTURA	I_a
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	1.00
Irregularidad de Resistencia - Piso Débil	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00

Irregularidad de Masa o Peso	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00
EN PLANTA	I_p
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	1.00
Esquinas Entrantes	0.90
Discontinuidad del Diafragma	0.85
Sistemas No Paralelos	1.00

Las verificaciones realizadas permiten determinar el Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R, que se calcula mediante la siguiente formula:

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad (9)$$

Donde:

$$R_0 = 6$$

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 0.75$$

Por lo tanto, reemplazando los valores en la ecuación 9, permite calcular R en ambas direcciones

$$R_x = 4.5$$

$$R_y = 4.5$$

4.4 Prueba de Hipótesis General

La Hipótesis General fue enunciada en los términos siguientes: El Edificio Multifamiliar “Chiclayo” proyectado en la Calle Chiclayo, distrito de Miraflores, cumple con los parámetros sismorresistentes estipulados por la nueva norma técnica E.030 – 2018.

Para la prueba de esta hipótesis se tuvo que probar previamente las hipótesis específicas, de acuerdo a lo detallado a continuación

Prueba Hipótesis Especifica 1

Esta hipótesis se formulo de la siguiente manera: El Edificio Multifamiliar “Chiclayo”, cumple con los criterios de rigidez establecidos por la nueva norma técnica E.030 – 2018, y para probarla hubo necesidad de realizar los siguientes análisis:

- Desplazamiento de Respuesta

Después de realizar el Análisis Dinámico, se logró mediante la Superposición Modal, los desplazamientos elásticos de la estructura. Para determinar los desplazamientos inelásticos se multiplican los desplazamientos elásticos hallados por el coeficiente de reducción sísmica (0.85R) según indica la norma para estructuras irregulares. En base a lo estipulado por la Norma E.030, para edificios de concreto armado, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder de 0.007 la altura de entrepiso (Norma E.030, 2018).

Tabla 15. Derivas en Dirección X-X.

NIVEL	H ENTREPISO (m)	DESP. ELÁSTICO (m)	DESP. INELÁSTICO (m)	DESP. ENTREPISO	DERIVA
STORY 6	3	0.0301	0.1152	0.0201	0.0067
STORY 5	3	0.02486	0.0951	0.0951	0.0069
STORY 4	3	0.0195	0.0747	0.0747	0.0069
STORY 3	3	0.0141	0.0550	0.0540	0.0068
STORY 2	3	0.0088	0.0336	0.0336	0.0066
STORY 1	3	0.0036	0.0138	0.0138	0.0046
BASE	-	0.0000	0.0000	-	-
				Deriva Máx.	0.0069

Tabla 16. Derivas en Dirección Y-Y.

NIVEL	H ENTREPISO (m)	DESP. ELÁSTICO (m)	DESP. INELÁSTICO (m)	DESP. ENTREPISO	DERIVA
STORY 6	3	0.0124	0.0474	0.0092	0.0031
STORY 5	3	0.0100	0.0383	0.0092	0.0031
STORY 4	3	0.0076	0.0291	0.0088	0.0029
STORY 3	3	0.0053	0.0203	0.0084	0.0028
STORY 2	3	0.0031	0.0119	0.0069	0.0023
STORY 1	3	0.0013	0.0050	0.0050	0.0017
BASE	-	0.0000	0.0000	-	-
				Deriva Máx.	0.0031

Las tablas 15 y 16, muestran que los desplazamientos de entrepiso en ninguna de las direcciones principales, superan las derivas permitidas. La deriva máxima de entrepiso fue 0.0069 en la dirección X-X, mientras que, en la dirección Y-Y fue 0.0031.

- Cortante de Diseño

Se ha verificado que la estructura es irregular, por lo tanto, según la Norma E.030 “la cortante en la base no será menor que el 90% del valor obtenido por el análisis estático” (Norma E.030, 2018).

Cortante Estático (V_e):

La fuerza cortante en la base se determina con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} \times P : \frac{C}{R} \geq 0,11 \quad (10)$$

Donde:

Z = 0.45	Factor de zona.
U = 1.00	Coficiente de uso e importancia.
S = 1.00	Perfil del suelo.
C _x = 1.70	Factor de amplificación sísmica (C ≤ 2.5).
C _y = 2.50	Factor de amplificación sísmica (C = 2.5).
R = 4.5	Coficiente de reducción de fuerza sísmica.
P = 2915 ton	Peso total del edificio.

Del análisis modal se determinaron los períodos de la estructura:

$$T_{xx} = 0,587 \text{ seg}$$

$$T_{yy} = 0,383 \text{ seg}$$

Se determinó el coeficiente de amplificación sísmica “C”:

Tabla 17. Coeficiente de Amplificación C

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	PERÍODO (s)	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN “C”	C/R
Dirección XX	0.587	1.70	0.283
Dirección YY	0.383	2.50	0.556

Se cumple en ambas direcciones que, “la relación C/R es mayor al mínimo 0.11” (Norma E.030, 2018, p23).

Tabla 18. Cortante Estático en las direcciones principales

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	V ESTÁTICO (Ton)	90% V ESTÁTICO (Ton)
Dirección XX	505.56	455.00
Dirección YY	741.73	667.55

Cortante dinámico (V_{DIN})

Al realizar el Análisis Dinámico, se obtuvo las siguientes fuerzas cortantes en la base:

$$V_{xx} = 438.22 \text{ ton}$$

$$V_{yy} = 621.05 \text{ ton}$$

En vista que las cortantes dinámicas son menores al 90% de la cortante estática, se deberán escalar por un factor que se obtiene al dividir ambas cortantes.

Tabla 19. Comparación de Cortante Estático vs Cortante Dinámico

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	90% V ESTÁTICO (Ton)	V DINÁMICO	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN
Dirección XX	455.00	438.22	1.04
Dirección YY	667.55	621.05	1.08

- Junta de Separación Sísmica

La norma especifica una distancia mínima con el fin de asegurar que no exista contacto entre estructuras vecinas durante un movimiento sísmico, tomando el mayor valor de “ $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes y $0.006h \geq 0.03$ m. Considerando h como la altura que se mide a partir del nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s” (Norma E.030, 2018, p.29).

La altura del edificio es 18.0 m

$S = 3$ cm.

$S = 0.006 \cdot (18) \cdot 100 = 10.8$ cm

La separación del límite de propiedad será:

Dirección X-X:

$2/3$ Máximo Desplazamiento = $2/3 \cdot 0.1152$ m = 7.68cm

$S/2 = 10.8/2 = 5.4$ cm

Dirección Y-Y:

$2/3$ Máximo Desplazamiento = $2/3 \cdot 0.0474$ m = 3.16cm

$S/2 = 10.8/2 = 5.4$ cm

El retiro que deberá tener el edificio del límite de propiedad será:

7.5 cm a lo largo de los ejes 2 y 5.

7.5 cm a lo largo del eje A.

Prueba Hipótesis Específica 2

Esta hipótesis se enunció así: “Los elementos estructurales que conforman el Edificio Multifamiliar Chiclayo cumplen con los criterios de diseño de la norma técnica E.060”.

- Cargas a considerar

Para calcular las cargas muertas (CM) se empleó los siguientes pesos unitarios (San Bartolomé, 1998) :

✓ Concreto Armado	2400 kg/m ³
✓ Albañilería hueca	1400 kg/m ³
✓ Aligerado (h = 25 cm)	350 kg/m ²
✓ Aligerado (h = 30 cm)	420 kg/m ²
✓ Acabados (piso terminado)	100 kg/m ²

✓ Tabiques e=0.14m	250 kg/m ²
✓ Tabiques e=0.24m	420 kg/m ²

Para el caso de cargas vivas (CV), se usarán los siguientes valores basados en Norma E.020.

✓ Viviendas	200 kg/m ²
✓ Corredores y escaleras (viviendas)	200 kg/m ²
✓ Garajes para parqueos de autos	250 kg/m ²
✓ Azotea	100 kg/m ²

- Diseño de Elementos Estructurales

Con la finalidad de validar la hipótesis específica 2, se realizó el diseño paso a paso de los principales elementos estructurales, los cuales han sido desarrollados a modo de ejemplo para verificar el predimensionamiento inicialmente realizado y poder determinar las dimensiones finales de elementos. Se ha detallado también el metrado de cargas de cada elemento diseñado. Los procedimientos de diseño que se detallan a continuación se encuentran basados en la Norma E.060 “Concreto Armado”, tomando como guía: “Apuntes del Curso de Concreto Armado 1” (Ottazzi, 2005), “Diseño de Estructuras de Concreto Armado” (Harmsen, 2005)

Diseño de Losa Aligerada

Se realizó el metrado de cargas de las viguetas ubicadas entre los ejes C- D/2-5 del encofrado del primer piso (Figura 8).

Viguetas de Aligerado h = 25cm

Peso propio	=	350 x 0.40 x 1.40	=	196 kg/ml
Piso terminado	=	100 x 0.40 x 1.40	=	56 kg/ml
Sobrecarga	=	200 x 0.40 x 1.70	=	136 kg/ml
		Wu	=	388 kg/ml

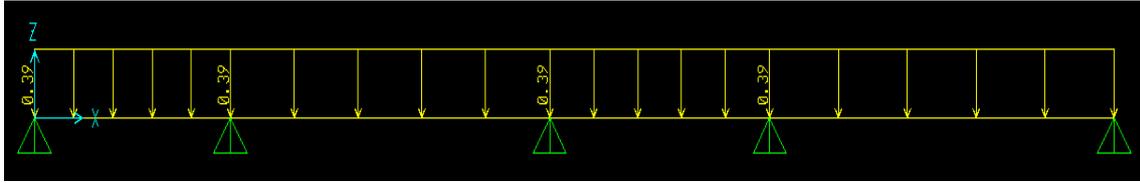


Figura 8. Diagrama de cargas últimas

Se diseñó la losa aligerada del encofrado del primer nivel, ubicada entre los ejes C-D y ejes 2-5 (Figura 9).

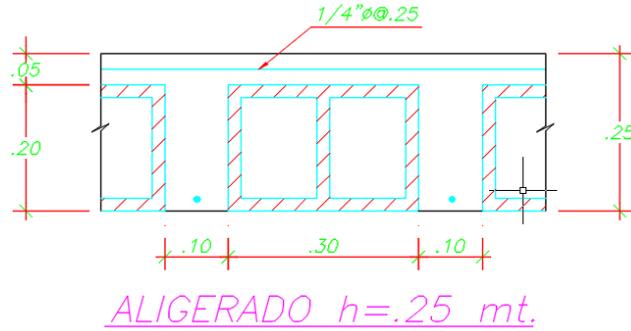


Figura 9. Sección típica de viga de concreto, $h=25\text{cm}$.

Se muestran los gráficos de las cargas distribuidas, considerando el efecto de la alternancia de cargas (Figuras 10, 11, 12 y 13).

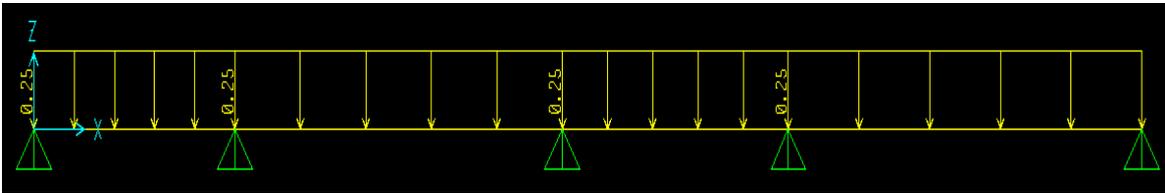


Figura 10. Carga muerta (peso propio, acabados).

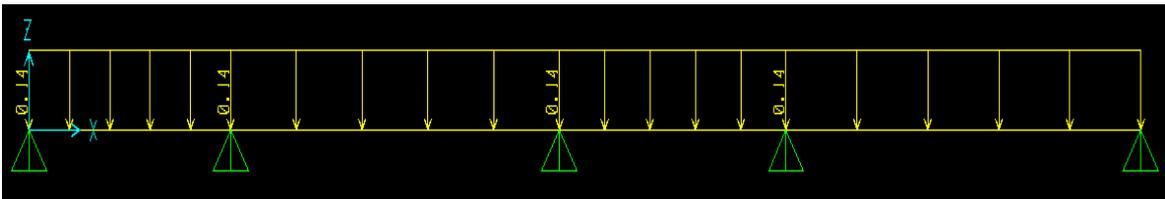


Figura 11. Carga viva en todos los tramos.

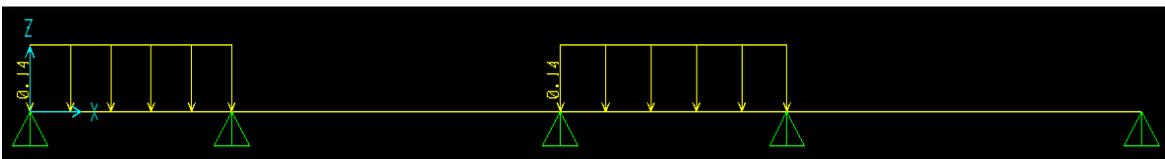


Figura 12. Carga viva solo en los tramos 1 y 3.

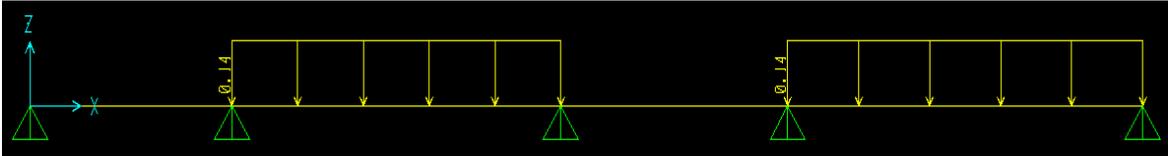


Figura 13. Carga viva solo en los tramos 2 y 4.

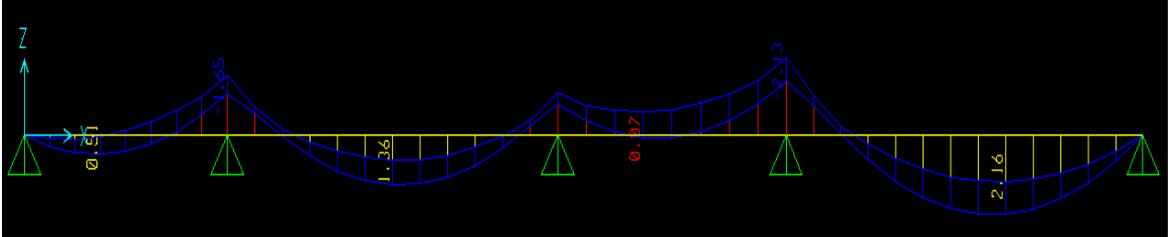


Figura 14. Diagrama de Envolvente de Momentos Flectores.

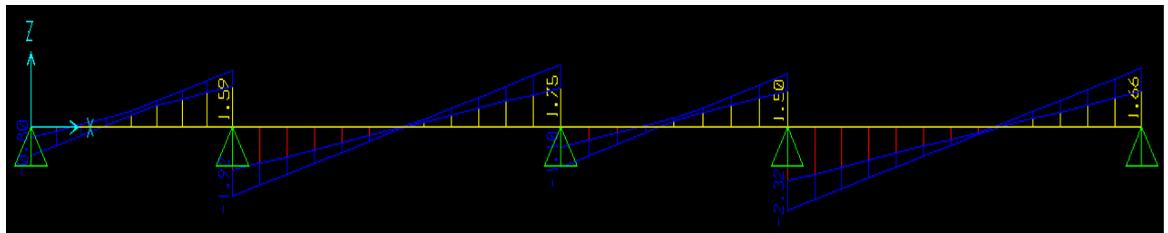


Figura 15. Diagrama de Envolvente de Fuerzas Cortantes.

Con los momentos y fuerzas cortantes obtenidos (Figura 13, 14 y 15), se procedió a realizar el diseño:

Diseño por flexión:

$M_u (+) = 2.16 \text{ ton-m}$ (máximo momento positivo)

Se consideró que el esfuerzo de compresión estará dentro del espesor de la losa superior de 5cm.

$b = 40\text{cm}$, que corresponde al ancho de la vigueta

$d = 22\text{cm}$ (la losa aligerada es de 25cm, se considera 3cm de recubrimiento) $K_u = M/bd^2 = 11.2$

$\rho = 0.0031$

$A_s \text{ requerido (+)} = 2.69\text{cm}^2$

Se colocarán $1\phi 5/8'' + 1\phi 1/2'' = 3.29\text{cm}^2$

$M_u (-) = 2.13 \text{ ton-m}$ (máximo momento negativo)

Se consideró que el esfuerzo de compresión estará dentro del alma de la vigueta.

$b = 10\text{cm}$, corresponde al ancho de la vigueta que se encuentra en compresión.

$d = 22\text{cm}$ (el aligerado cuenta con un espesor de 25cm , se considera 3cm de recubrimiento)

$$K_u = M/bd^2 = 44.00$$

$$\rho = 0.0113$$

$$A_s \text{ requerido (-)} = 3.06\text{cm}^2$$

$$\text{Se colocarán } 1\phi 5/8'' + 1\phi 1/2'' = 3.29\text{cm}^2$$

Debido a que hay tramos de corta luz, tales como el primer y tercer tramo, se optó por colocar acero corrido de $\phi 1/2''$ y adicionarle bastones de $\phi 5/8''$ en los tramos donde se requiere, es decir, segundo y cuarto tramo (Figura 16).

Adicional a este refuerzo, se debe colocar acero por temperatura en la pequeña losita de 5cm superior. El área de acero por temperatura será:

$$A_s (\text{temp.}) = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9\text{cm}^2/\text{ml.}$$

Se coloca una malla de $\phi 1/4'' @ .25 = 1.12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

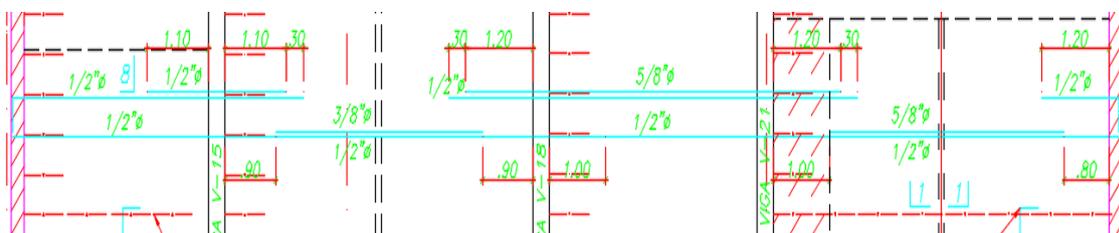


Figura 16. Detalle de refuerzo de vigueta.

Diseño por cortante:

$$V_{u1} = 2.18 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1.10 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 1.58 \text{ ton}$$

En este caso $V_{u1} > \phi V_c$, esto indica que se requiere colocar un ensanche alternado con una longitud de 100cm , medidos a partir de la cara del apoyo. Con este ensanche se logró reducir la cortante actuante $V_{u1} = 1.54\text{ton}$ de tal manera que la resistencia del concreto es mayor a esta ($V_{u1} < \phi V_c$).

Diseño de Losa Maciza

Se realizó el metrado de cargas de un paño en específico de losa maciza de dimensiones 6.15m x 4.85m, cuyo espesor fue 20 cm, dicho paño estaba en el nivel -7.13m y destinado para zona de estacionamiento.

Losa maciza h=20cm

$$\begin{aligned}\text{Peso propio} &= 2400 \times 0.20 \times 1.40 = 672 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Sobrecarga} &= 250 \times 1.70 = 425 \text{ kg/m}^2 \\ \mathbf{W_u} &= \mathbf{1097 \text{ kg/m}^2}\end{aligned}$$

Se diseñó un paño de losa maciza del encofrado del primer nivel, ubicado entre los ejes B-C y ejes 4-5. El paño consta de dimensiones 6.00x3.20m y de 20cm de espesor. La relación entre las dimensiones de cada lado del paño es menor a 2, por lo que la losa maciza trabaja en dos direcciones (Figura 17).

Para lo cual, dicho diseño se llevará a cabo mediante el método de coeficientes. Siendo el caso 7 el que corresponde para el paño de análisis

Carga muerta

$$\begin{aligned}\text{Peso propio} &= 2400 \times 0.20 \times 1.40 = 672 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Acabado} &= 100 \times 1.40 = 140 \text{ kg/m}^2 \\ \mathbf{W_m} &= \mathbf{812 \text{ kg/m}^2}\end{aligned}$$

Carga viva

$$\begin{aligned}\text{Sobrecarga} &= 200 \times 1.70 = 340 \text{ kg/m}^2 \\ \mathbf{W_v} &= \mathbf{340 \text{ kg/m}^2} \\ \mathbf{W_u} &= \mathbf{1152 \text{ kg/m}^2}\end{aligned}$$

Diseño por flexión:

$$A = 3.20 ; B = 6.00$$

$$m = A/B = 0.533$$

Coeficientes para momentos positivos debido a la carga muerta:

$$C_a = 0.0842$$

$$C_b = 0.0082$$

$$M_a = C_a * W_m * A^2 = 700 \text{ kg-m}$$

$$M_b = C_b * W_m * B^2 = 240 \text{ kg-m}$$

Coeficientes para momentos positivos debido a la carga viva:

$$C_a = 0.0878$$

$$C_b = 0.0082$$

$$M_a = C_a * W_v * A^2 = 306 \text{ kg-m}$$

$$M_b = C_b * W_v * B^2 = 100 \text{ kg-m}$$

Coeficientes para momentos negativos:

$$C_a = 0$$

$$C_b = 0.017$$

$$M_a = C_a * W_u * A^2 = 0 \text{ kg-m}$$

$$M_b = C_b * W_u * B^2 = 705 \text{ kg-m}$$

En el lado corto:

$$M_a (+) = 1.01 \text{ ton-m}$$

$$A_{sa} (+) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$M_a (-) = 0 \text{ ton-m}$$

$$A_{sa} (-) = 0 \text{ cm}^2$$

Se colocarán $\phi 3/8'' @ .20\text{m}$ para refuerzo superior e inferior.

En el lado largo:

$$M_b (+) = 0.34 \text{ ton-m}$$

$$A_{sb} (+) = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$M_b (-) = 0.71 \text{ ton-m}$$

$$A_{sb} (-) = 1.1 \text{ cm}^2$$

Se colocarán $\phi 3/8'' @ .20\text{m}$ para refuerzo superior e inferior

Diseño por Corte:

$$V_u = w \left(\frac{A}{2} - d \right) \left(1 - 0.5 \frac{A}{B} \right) \quad (11)$$

$$V_u = 1.21 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 11.10 \text{ ton}$$

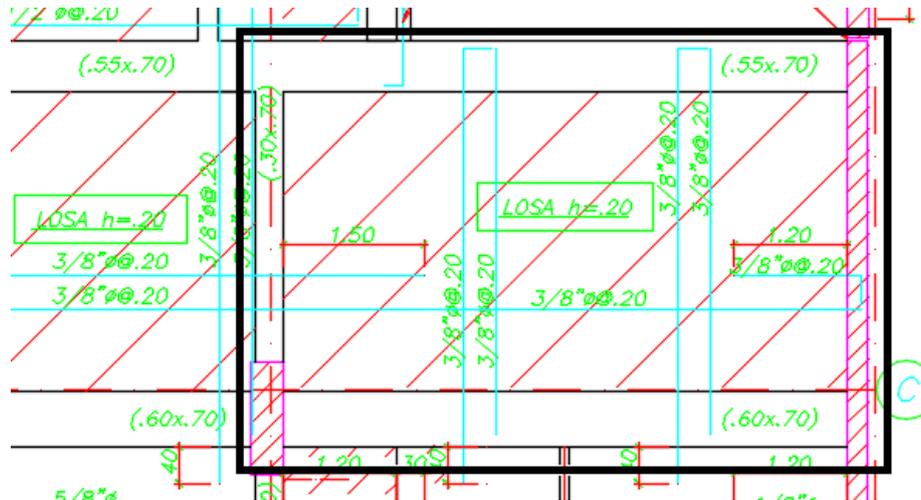


Figura 17. Detalle de refuerzo por flexión de losa maciza en dos direcciones.

Diseño de Viga Peraltada

Se realizó el metrado de cargas del área tributaria que corresponde a la viga V-19 (0.30x0.70) que se encuentra entre los ejes B y C en el encofrado del primer nivel (Niv.+3.40).

Viga V-19 (0.30x0.70)

Peso propio	=	2400 x 0.30 x 0.70 x 1.40	=	706 kg/ml
Aligerado	=	300 x 5.83 x 1.40	=	2449 kg/ml
Piso terminado	=	100 x 6.13 x 1.40	=	858 kg/ml
Sobrecarga	=	200 x 6.13 x 1.70	=	1785 kg/ml
V-2	=	(2400 x 0.40 x 0.25 x 1.40)+ (200 x 0.40 x 1.70)	=	472 kg/ml
W_u	=	5798 kg/ml		
P_u	=	472 kg		

Se diseñó la viga V-19 que se ubica en el encofrado del primer nivel, entre los ejes A-B y ejes 3-4, la cual se encuentra sometida bajo cargas de servicio. Se muestran los diagramas de cargas amplificadas (Figura 18); momentos flectores (Figura 19) y fuerzas cortantes (Figura 20)

Viga V-19 (0.30x0.70)

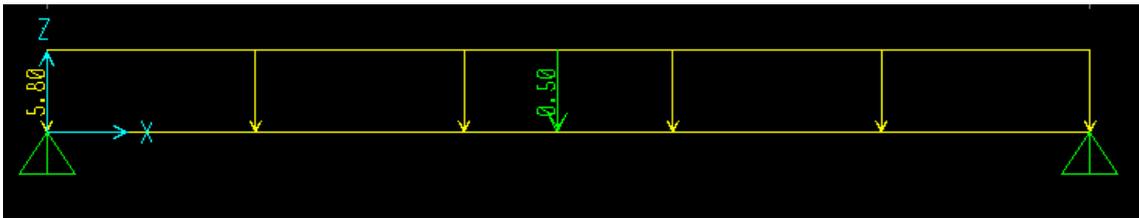


Figura 18. Cargas amplificadas (1.4CM+1.7CV)

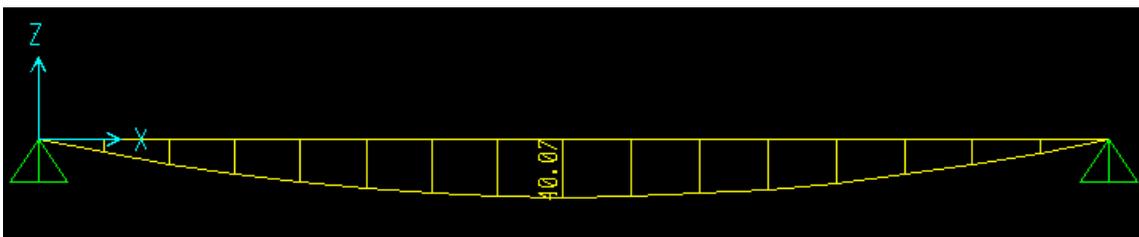


Figura 19. Diagrama de momentos flectores



Figura 20. Diagrama de fuerzas cortantes

Diseño por flexión:

$M_u (+) = 40.1$ ton-m (máximo momento positivo)

$b = 30$ cm

$d = 62$ cm

$K_u = M/bd^2 = 32.4$

$\rho = 0.0105$

$$A_s \text{ requerido (+)} = 19.52\text{cm}^2$$

$$\text{Se colocarán } 4\phi 1'' + 1\phi 3/4'' = 23.24\text{cm}^2$$

Diseño por cortante:

$$V_{u1} = 18.0 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 12.1 \text{ ton}$$

Se tiene que $V_{u1} > \phi V_c$. Por ello, los estribos deberán aportar esa resistencia adicional requerida.

Se sabe que $V_u = \phi (V_c + V_s)$, despejando se establece lo siguiente:

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = (18 - 12.1) / 0.85 = 6.9 \text{ ton}$$

La resistencia que aporta el refuerzo transversal se rige por:

$$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / s$$

Se ha considerado que los estribos son de $\phi 3/8''$ ($A_v = 1.42\text{cm}^2$), donde se obtiene que $s = 53.6 \text{ cm}$ es la separación máxima a la que los estribos pueden resistir el cortante actuante. Debido a que dicho valor es muy alto, se propone el siguiente detalle de refuerzo: 1 estribo $\phi 3/8''$: 1@.05, 9@.15, Rto@.30.

La figura 21, muestra la distribución que se ha considerado para el acero longitudinal y transversal de la viga V-19.

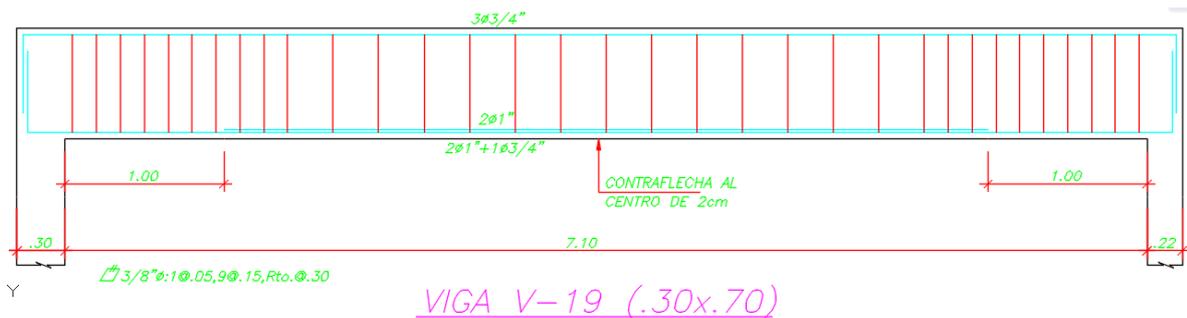


Figura 21. Distribución de refuerzo en viga V-19

Se diseñó la viga V-26 que se ubica en el eje D del encofrado del cuarto nivel. Dicho elemento se encuentra sometido bajo cargas de servicio y bajo solicitaciones sísmicas.

Se muestran los diagramas de las cargas amplificadas (Figura 22); momentos flectores (Figura 23); fuerzas cortantes (Figura 24) y momentos sísmicos (Figura 25).

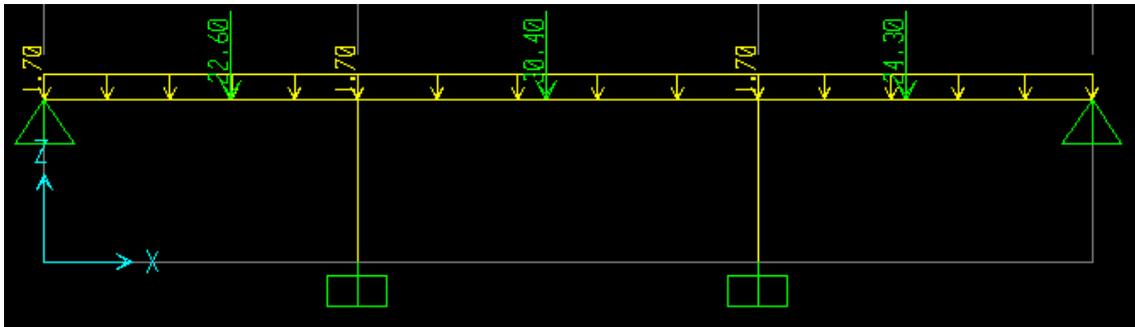


Figura 22. Cargas amplificadas (1.4CM+1.7CV)

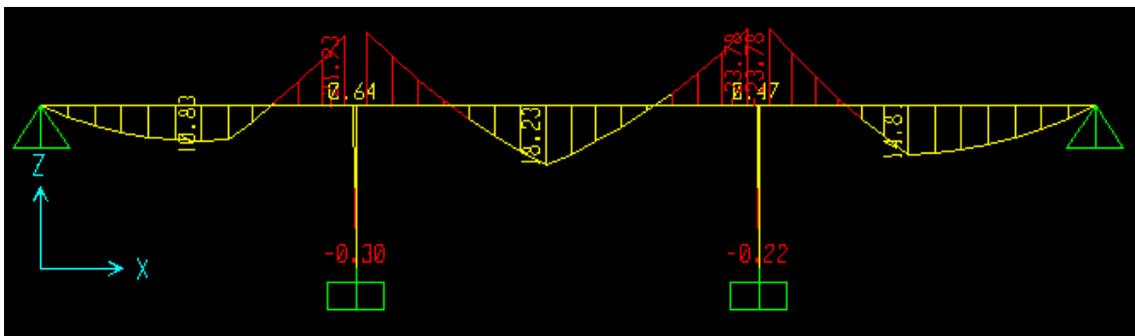


Figura 23. Diagrama de momentos flectores

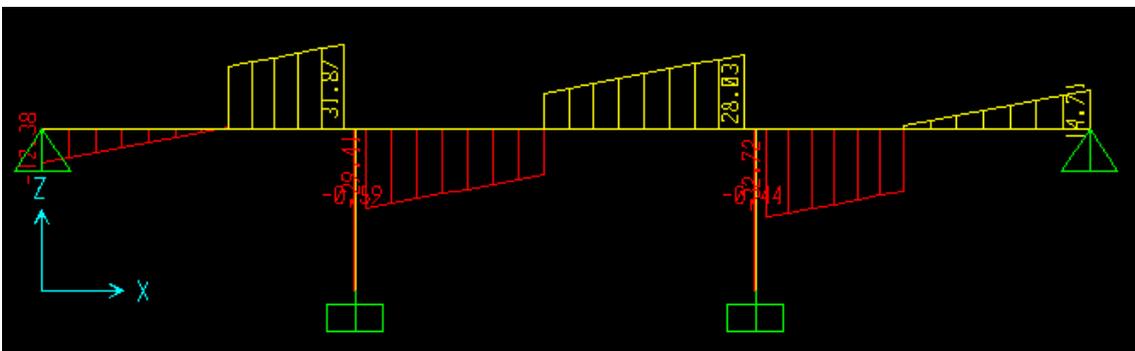


Figura 24. Diagrama de fuerzas cortantes



Figura 25. Diagrama de momentos sísmicos

Es importante mencionar que, los diagramas de las fuerzas cortantes y momentos flectores debido a solicitaciones de gravedad y sismo se

muestran independientemente ya que cada análisis se llevó a cabo en dos programas distintos. De acuerdo a la norma E.060 “Concreto Armado” se procedió a realizar las combinaciones de carga.

Tabla 20. Valores de Momentos Flectores de viga V-26

	IZQUIERDA (-)	CENTRO (+)	DERECHA (-)
CM	22.8	18.2	23.8
CV	5.7	5.3	5.8
CS	84.8	0	85.8
1.4CM+1.7CV	41.61	34.49	43.18
1.25(CM+CV)+CS	120.425	29.375	122.8
1.25(CM+CV)-CS	-49.175	29.375	-48.8
0.9CM+CS	105.32	16.38	107.22
0.9CM-CS	-64.28	16.38	-64.38
Mu (-)	120.425	-	122.8
Mu (+)	64.28	34.49	64.38

Diseño por flexión:

$M_u (-) = 122.8 \text{ ton-m}$ (máximo momento negativo - Derecha)

$b = 70\text{cm}$

$d = 62\text{cm}$

$K_u = M/bd^2 = 45.6$

$\rho = 0.0146$

$A_s \text{ requerido (+)} = 63.24\text{cm}^2$

Se colocó $9\phi 1''$ (bastones) + $7\phi 3/4''$ (acero corrido) = 65.78cm^2

$M_u (+) = 64.4 \text{ ton-m}$ (máximo momento positivo - Derecha)

$b = 70\text{cm}$

$d = 62\text{cm}$

$K_u = M/bd^2 = 23.9$

$\rho = 0.0069$

$A_s (+) = 29.90\text{cm}^2$

Se colocó $2\phi 1''$ (bastones) + $7\phi 3/4''$ (acero corrido) = 30.08cm^2

$M_u (+) = 34.5 \text{ ton-m}$ (máximo momento positivo - Centro)

$b = 70\text{cm}$

$$d = 62\text{cm}$$

$$K_u = M/bd^2 = 12.8$$

$$\rho = 0.0035$$

$$A_s (+) = 15.36\text{cm}^2$$

$$\text{Se colocó } 7\phi 3/4'' \text{ (acero corrido)} = 19.88\text{cm}^2$$

Existen ciertos requerimientos en base a las cuantías mínimas y máximas de acero:

$$A_{s\text{mín}} = 10.5\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 69.2\text{cm}^2$$

Diseño por cortante:

$$V_{u1} = 47.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 28.3 \text{ ton}$$

Se tiene que $V_{u1} > \phi V_c$. Por ello, los estribos deberán aportar esa resistencia adicional requerida.

Se sabe que $V_u = \phi (V_c + V_s)$, despejando se establece lo siguiente:

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = (47.4 - 28.3) / 0.85 = 22.5 \text{ ton}$$

La resistencia que aporta el refuerzo transversal se rige por:

$$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / s$$

Se ha considerado que los estribos son $\phi 1/2''$ ($A_v = 2.58\text{cm}^2$), determinando que $s = 29.9\text{cm}$, siendo la separación máxima a la que los estribos podrán resistir la fuerza cortante que actúa en el elemento.

Por otra parte, se realizó el diseño por capacidad, obteniéndose los momentos nominales correspondientes al área de acero instalado en los extremos de cada paño (Tabla 21).

Tabla 21. Momentos nominales en los extremos de la viga V-26

	IZQUIERDA (-)	DERECHA (-)
Mn Arriba (ton-m)	140.9	140.9
Mn Abajo (ton-m)	72.1	72.1

Se calculó una carga distribuida equivalente para las condiciones de servicio, donde se tiene $w_m = 5.9 \text{ ton/m}$ y $w_v = 1.8 \text{ ton/m}$. Con estos valores se procedió a calcular la cortante de diseño por capacidad.

$$w_u = 1.25(w_m + w_v) \quad (12)$$

$$V_u = \left(\frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} \right) + \frac{w_u l_n}{2} \quad (13)$$

$$w_u = 9.6 \text{ ton/m}$$

$$V_u = 64 \text{ ton}$$

Se tiene que $V_{u1} > \phi V_c$. Los estribos deberán aportar la resistencia adicional requerida.

Se sabe que $V_u = \phi (V_c + V_s)$, despejando dicha ecuación:

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = (64 - 28.3) / 0.85 = 42 \text{ ton}$$

La resistencia que aporta el refuerzo transversal se rige por la siguiente expresión: $V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / s$

Se ha elegido estribos de diámetro $\phi 1/2''$ ($A_v = 2.58 \text{ cm}^2$), determinando que la separación es $s = 16 \text{ cm}$, que representa la distancia máxima del estribo a la que puede tomar la fuerza cortante que actúa en el elemento. Con lo cual se propone como refuerzo transversal (Figura 26).

2 estribo $\phi 1/2''$: 1@.05, 9@.15, Rto@.30

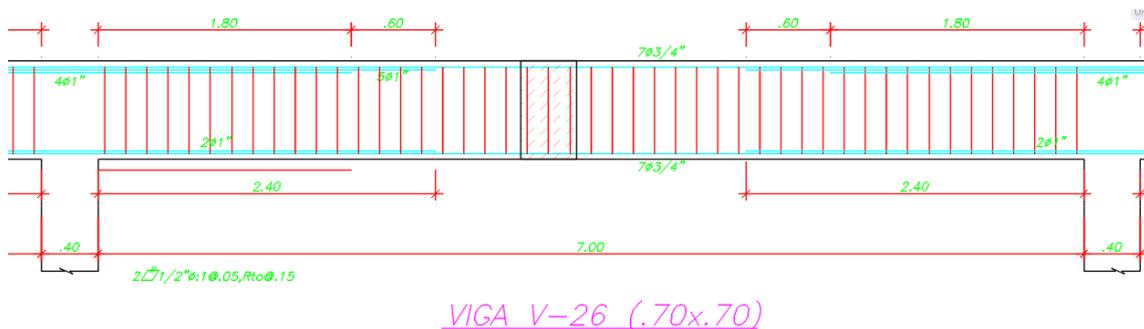


Figura 26. Distribución de refuerzo en viga V-26

Diseño de Columnas

Se realizó determinó todas las cargas actuantes de la columna en base a área tributario correspondiente. La tabla 22, se detalla las cargas que se presentan en la columna P-3 (0.35x1.20) ubicada en la intersección de los ejes C-3:

Tabla 22. Metrado de cargas – Columna P3 (.35x1.20) – Ejes C-3

Nivel	Elemento	Peso Unitario (kg/m ó kg/m2)	Área o Longitud (m o m2)	Peso Parcial (Kg)	Peso Acumulado (Kg)	
AZOTEA	Cobertura	70	38.40	2,688.00		
	Columna	756	3.00	2,268.00		
	Piso Terminado	100	38.40	3,840.00		
	Sobrecarga	30	38.40	1,152.00		
				CM	8,796.00	8,796.00
				CV	1,152.00	1,152.00
PISO 4 AL 6	Aligerado h=0.25	350	18.40	6,440.00		
	Losa maciza h=0.20	480	5.90	2,832.00		
	Viga 0.60x0.70	1008	6.70	6,753.60		
	Viga 0.35x0.70	588	6.00	3,528.00		
	Viga 0.45x0.70	756	6.00	4,536.00		
	Viga 0.35x0.40	336	0.80	268.80		
	Columna	756	3.00	2,268.00		
	Muros (e=0.15;h=3.00)	810	23.30	18,873.00		
	Escalera	795	1.75	1,391.25		
	Piso Terminado	100	35.10	3,510.00		
	Sobrecarga (vivienda)	200	35.10	7,020.00		
	Sobrecarga (escalera)	400	1.75	700.00		
				CM	50,400.65	159,997.95
				CV	7,720.00	24,312.00
PISO 1 AL 3	Aligerado h=0.25	350	18.40	6,440.00		
	Losa maciza h=0.20	480	5.90	2,832.00		
	Viga 0.60x0.70	1008	6.70	6,753.60		
	Viga 0.35x0.70	588	6.00	3,528.00		
	Viga 0.45x0.70	756	6.00	4,536.00		
	Viga 0.35x0.40	336	0.80	268.80		
	Columna	1008	3.00	3,024.00		
	Muros (e=0.15;h=3.00)	810	23.30	18,873.00		
	Escalera	795	1.75	1,391.25		
	Piso Terminado	100	35.10	3,510.00		
	Sobrecarga (vivienda)	200	35.10	7,020.00		
	Sobrecarga (escalera)	400	1.75	700.00		
				CM	51,156.65	313,467.90
				CV	7,720.00	47,472.00
SÓTANO 1	Aligerado h=0.25	350	24.20	8,470.00		
	Viga 0.60x0.25	360	12.70	4,572.00		
	Viga 0.40x0.70	672	6.35	4,267.20		

	Viga 0.30x0.80	576	5.40	3,110.40	
	Columna	1008	4.60	4,636.80	
	Piso Terminado	100	44.00	4,400.00	
	Sobrecarga (vivienda)	200	44.00	8,800.00	
			CM	29,456.40	342,924.30
			CV	8,800.00	56,272.00
CISTERNA	Losa maciza h=0.20	480	5.60	2,688.00	
	Columna	1008	3.62	3,648.96	
	Piso Terminado	100	4.55	455.00	
	Sobrecarga (autos)	250	4.55	1,137.50	
			CM	6,791.96	349,716.26
			CV	1,137.50	57,409.50

Se obtiene que, las cargas actuantes bajo las condiciones de servicio para la columna P3 es: $P_m = 349.8 \text{ ton}$; $P_v = 57.5 \text{ ton}$

Luego se procedió con el diseño la columna P-3 (.35x1.20).

Diseño por flexo-compresión:

Los momentos actuantes debido a las sollicitaciones sísmicas son casi nulos en los sótanos, por ello, el diseño del elemento en el sótano 3 se realizó considerando principalmente solo cargas axiales (Tabla 23).

Tabla 23. Fuerzas axiales y Momentos flectores de columna P-3 (cisterna)

	Axial (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)
CM	349.8	2.1
CV	57.5	0.6
CS	30.9	0.8

Tabla 24. Combinación de carga de columna P-3 (cisterna)

	Axial (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)
1.4CM+1.7CV	587.47	3.96
1.25(CM+CV)+CS	540.03	4.175
1.25(CM+CV)-CS	478.23	2.575
0.9CM+CS	345.72	2.69
0.9CM-CS	283.92	1.09

Como primer paso para la columna P3, se elaboró su diagrama de interacción considerando como refuerzo principal 30 $\phi 1''$ (Figura 27 y Figura 28), corresponde a un área de acero de $A_s=153\text{cm}^2$, lo cual representa una cuantía del 3.64%, cumpliendo con la recomendación de la norma, de que la cuantía máxima sea menor a 4.00%.

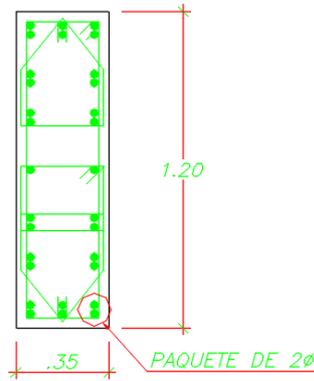


Figura 27. Sección transversal –Columna P3– Cisterna

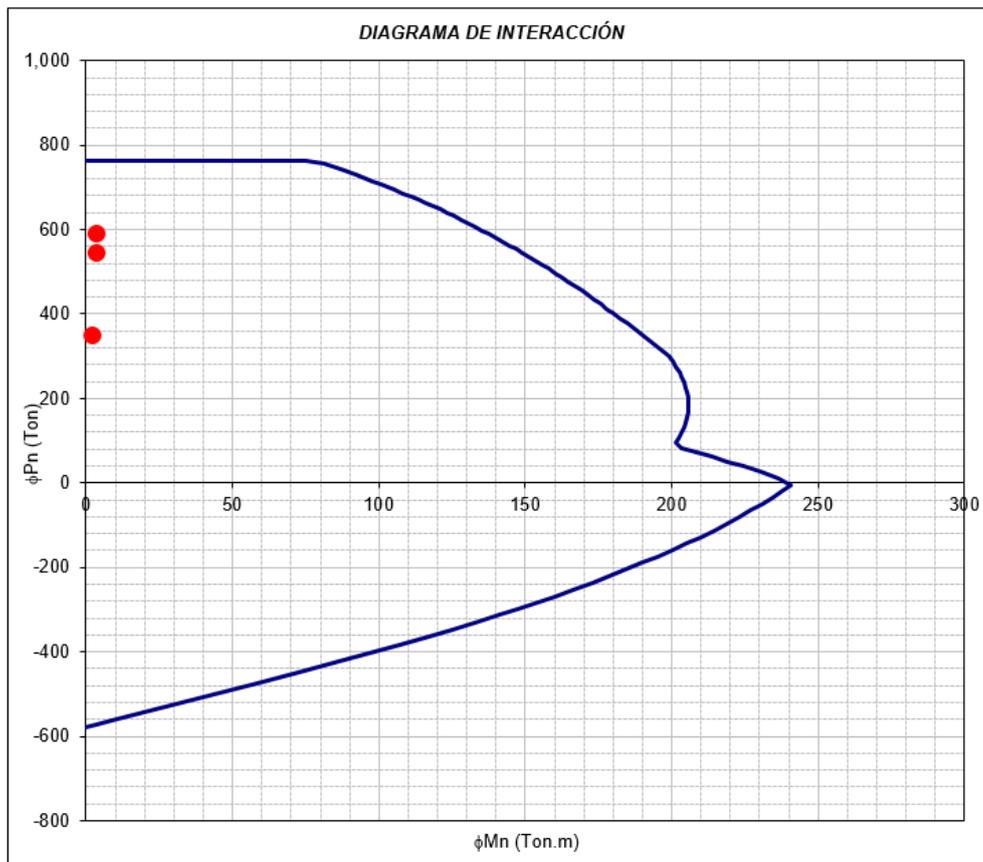


Figura 28. Diagrama de interacción de columna P3, cisterna (30 $\phi 1''$)

Para el diseño por cortante, se estableció el refuerzo transversal de la siguiente manera: 4 estribo $\phi 1/2"$: 1@.05, 6@.10, Rto@.25.

Por otra parte, con la finalidad de economizar el diseño, se analizó las cargas de la columna en el primer nivel (Tabla 25).

Tabla 25. Fuerzas axiales y Momentos flectores de columna P-3

	Axial (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)
CM	313.5	5.4
CV	47.5	1.8
CS	28.7	43.6

Tabla 26. Combinación de carga de columna P-3

	Axial (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)
1.4CM+1.7CV	519.65	10.62
1.25(CM+CV)+CS	479.95	52.6
1.25(CM+CV)-CS	422.55	-34.6
0.9CM+CS	310.85	48.46
0.9CM-CS	253.45	-38.74

Para lo cual se elaboró el diagrama de interacción considerando como refuerzo longitudinal $16\phi 1"$ (Figura 29 y Figura 30), esto equivale a un área de acero $A_s=81.6\text{cm}^2$ (F, lo cual representa una cuantía del 1.94%, cumpliendo con la cuantía mínima del 1.00% que estipula la norma.

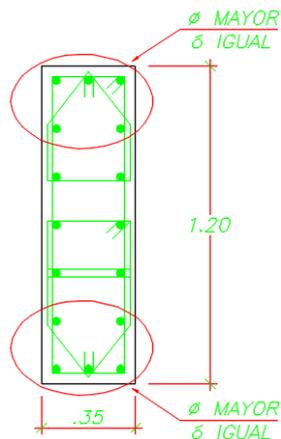


Figura 29. Sección transversal –Columna P3 – Piso 1

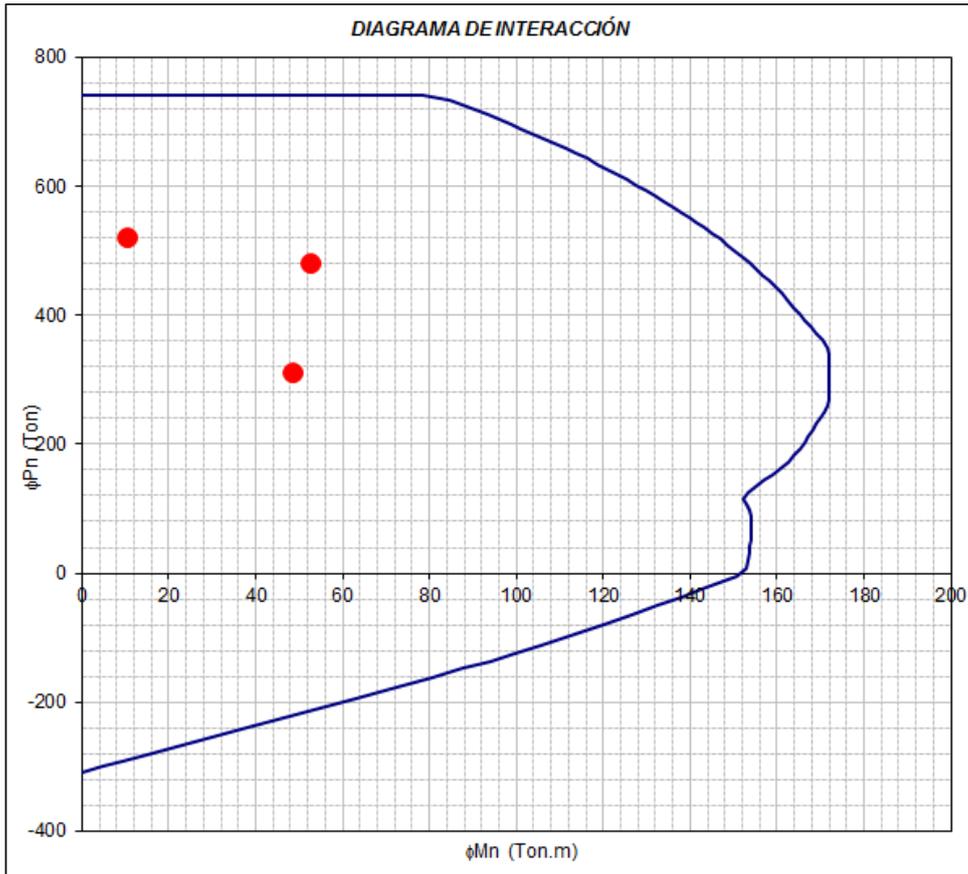


Figura 30. Diagrama de interacción de columna P-3, Primer piso (16φ1'')

Diseño por cortante:

La columna tiene una luz libre de 3.00m. De la combinación de fuerzas axiales, $P_u = 422.6$ ton obtiene el mayor momento nominal $M_n = 245.8$ ton-m.

$$V_u = \frac{2M_n}{l_n} \quad (14)$$

$$V_u = \frac{2 * 245.8}{3} = 163.9 \text{ ton}$$

La resistencia a corte del concreto se calcula mediante la ecuación:

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{280} \times \left(1 + \frac{422,600}{140 \times 35 \times 120} \right) \times 35 \times 114 / 1000$$

$$\phi V_c = 51.7 \text{ ton.}$$

se tiene que $V_u > \phi V_c$, Es necesario que los estribos aporten la resistencia adicional requerida.

Se sabe que $V_u = \phi (V_c + V_s)$, despejando dicha ecuación:

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = (163.9 - 51.7) / 0.85 = 132 \text{ ton}$$

La resistencia que aporta el refuerzo transversal esta dada por:

$$V_s = (A_v \cdot f_y \cdot d) / s$$

Para arriostrar todos los refuerzos principales de la columna se optó por colocar cuatro estribos de diámetro $\phi 1/2''$ ($A_v = 5.68\text{cm}^2$), con lo cual se determinó que el espaciamiento es $s = 20.6 \text{ cm}$, que corresponde al espaciamiento máximo al que los estribos para tomar la fuerza cortante que actúa en el elemento. Con lo cual se propone como refuerzo transversal

4 estribos $\phi 1/2''$: 1@.05, 6@.15, Rto@.25.

Diseño de Placas

Diseño por flexocompresión:

Se diseñó la Placa 9 (.22x8.36) del primer nivel, que encuentra en el eje 5, entre los ejes C y D. Los esfuerzos se detallan en la tabla 27.

Tabla 27. Fuerzas axiales, Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes de Placa 9

	Axial (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)	Fuerza Cortante (ton)
CM	217	47.2	3.9
CV	36.7	3.4	0.7
CS	48.3	2794	212.7

Tabla 28. Combinación de carga de Placa 9

	Axial (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)	Fuerza Cortante (ton)
1.4CM+1.7CV	366.2	71.9	6.7
1.25(CM+CV)+CS	365.4	2,857.3	218.5
1.25(CM+CV)+CS	268.8	-2,730.8	-207.0
0.9CM+CS	243.6	2,836.5	216.2
0.9CM-CS	147.0	-2,751.5	-209.2

En la zona de los núcleos confinados, para poder calcular el área de acero de refuerzo se consideró que la placa trabajará exclusivamente a esfuerzos de flexión.

$$M_u = 2,857.3 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (0.8L)}$$

Donde se considera $d = 0.8L$

$$A_s = \frac{285'730,000}{0.9 * 4200 * (0.8 * 836)}$$

$$A_s = 113 \text{ cm}^2$$

De manera tentativa se propuso en cada núcleo confinado usar un refuerzo conformado por $12\phi 1'' + 2\phi 3/4''$. Se considerará que el núcleo confinado tendrá una longitud de 110 cm. Para determinar de manera preliminar el acero de refuerzo vertical se considera la cuantía mínima para muros de corte:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 22 = 5.5 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Se colocó 2 varillas de diámetro $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$.

La distancia del eje neutro a la zona de compresión "c" es de 148.2cm, para las cargas actuantes de $P_u = 365.4 \text{ ton}$ y $M_u = 2857.3 \text{ ton-m}$.

En primer lugar, se verificó se requiere que la placa cuente con núcleos confinados

$$c \geq \frac{l_m}{600(\delta_u/h_m)} \quad (15)$$

$$l_m = 836 \text{ cm}$$

$$h_m = 1,870 \text{ cm}$$

$$\delta_u = 4.7 \text{ cm}.$$

$\delta_u / h_m = 0.0025$, tal como lo estipula la norma, se debe considerar 0.005 como valor mínimo de la relación δ_u / h_m .

Se reemplaza dichos valores en la ecuación 37, donde c es igual a 148.2cm

$$c \geq 836 / (600 \times 0.005)$$

$$148.2 \text{ cm} \geq 278.6 \text{ cm}$$

Dicha condición no se cumple, por lo que considerar núcleos confinados en los bordes de la placa no es necesario. Sin embargo, se ha optado a modo de una buena práctica de diseño colocar núcleos confinados en los extremos.

Es importante mencionar, que la norma estipula una longitud mínima del núcleo confinado, la cual se rige por las siguientes ecuaciones:

$$L_{\text{núcleo}} \geq \frac{c}{2} \quad (16)$$

$$L_{\text{núcleo}} \geq c - 0.1l_m \quad (17)$$

Reemplazando en las ecuaciones 38 y 39

$$L_{\text{núcleo}} \geq 148.2/2 = 74.1\text{cm}$$

$$L_{\text{núcleo}} \geq 148.2 - 0.1 \times 836 = 64.6\text{ cm}$$

Por lo tanto, se dispuso núcleos confinados de 100cm de longitud.

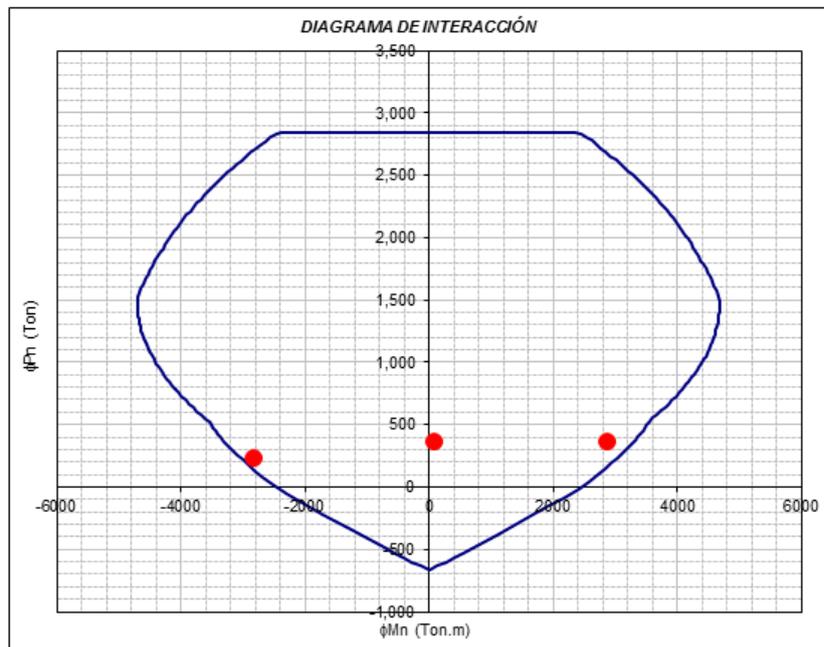


Figura 31. Diagrama de interacción de Placa 9

La Figura 31 muestra como los puntos generados a partir de las combinaciones de carga, teniendo como ordenada la P_u y como abscisa M_u , se encuentra ubicados dentro del diagrama de interacción de la placa. Esto permite concluir que, el diseño es adecuado (Figura 32).

Diseño por cortante:

Para el diseño por capacidad, se debe determinar el valor de la fuerza cortante de diseño V_u según el momento nominal resistente a flexión del muro. Se emplea la siguiente ecuación:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (18)$$

Donde se consideran los siguientes valores:

$$V_{ua} = 218.5 \text{ ton} \quad (\text{Cortante actuante})$$

$$M_{ua} = 2,857.3 \text{ ton-m} \quad (\text{Momento resistente})$$

$$M_n = 3,769.1 \text{ ton-m} \quad (\text{Momento nominal})$$

Reemplazando en la ecuación 40, se tiene

$$V_u = 218.5 \times 3,769 / 2,857.3$$

$$V_u = 218.5 \times 1.32$$

$$V_u = 288.4 \text{ ton}$$

La resistencia a corte del concreto se define por la siguiente ecuación:

$$V_c = A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (19)$$

Donde:

$$h_m/L_m = 1,870 / 836 = 2.24. \text{ Por lo tanto, } \alpha_c \text{ presenta un valor de 0.53.}$$

$A_{cw} = 22 \times 630$, que corresponde al área de corte de la sección transversal del muro (área del alma).

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 22 \times 630$$

$$\phi V_c = 104.5 \text{ ton}$$

Se determinó el aporte de resistencia del refuerzo ante la cortante actuante

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = (288.4 - 104.5) / 0.85 = 216.4 \text{ ton.}$$

Considerando 2 capas de varillas de $\phi 1/2"$: $s = N \times A_s \times f_y \times d / V_s$

$$s = 2 \times 1.29 \times 4200 \times 630 / 216400 = 31.6 \text{ cm.}$$

Se requiere colocar 2 varillas $\phi 1/2"$ cada 31.6cm.

A su vez, la cuantía mínima para el refuerzo horizontal:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 22 = 5.5 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Por lo tanto, se colocó 2 barras de $\phi 1/2"$ @20 cm. Distribuidas en la altura del muro estructural.

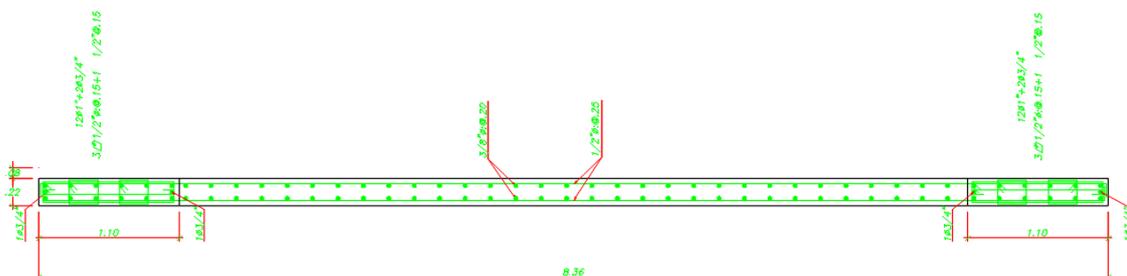


Figura 32. Detalle de refuerzo de Placa 9

Diseño de Zapata aislada

Para el diseño estructural de la cimentación de la columna P-3 (0.35x1.20), ubicada entre los ejes C y 3, se consideró una zapata aislada.

La Tabla 29 detalla las fuerzas axiales provenientes del elemento vertical P-3.

Tabla 29. Fuerzas axiales de columna P-3

	Axial (ton)	Momento Flector Myy (ton-m)
CM	349.8	2.1
CV	57.5	0.6
CS	30.9	0.8

Se consideró los momentos flectores de la dirección YY, puesto que en el otro sentido los valores eran muy bajos.

En el presente proyecto, se consideró que la capacidad portante del suelo es $Q_a = 5\text{kg/cm}^2 = 50\text{ton/m}^2$.

Las dimensiones preliminares de la zapata se obtuvieron con las cargas de servicio. Se consideró un 10% de la carga total como peso propio de la zapata.

$$A = 1.10 \times (349.8 + 57.5) / (50) = 8.96 \text{ m}^2$$

Se buscó que la zapata sea concéntrica con la columna, de tal manera que se colocó la misma longitud de volado en las dos direcciones.

Por lo tanto, las dimensiones consideradas para la zapata fueron $B = 2.75\text{m}$. y $L = 3.60\text{m}$, representando un área de 9.90 m^2 . Se consideró inicialmente que el peralte de la zapata sea 1.10 m .

$$\text{Peso de zapata} = 2.40 \times 2.75 \times 3.60 \times 1.10 = 26.14 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tierra} = 1.8 \times 2.75 \times 3.60 \times 0.3 = 5.35 \text{ ton}$$

Verificación de Esfuerzos actuantes en el suelo:

Para determinar el valor de los esfuerzos actuantes en el suelo, se consideró que $\sigma = 50 \text{ ton/m}^2$ cuando no se considera los esfuerzos de sismo y de ser el caso en que, si se considera los efectos de sismo, la

capacidad portante del suelo se incrementa por lo menos en un 30%. Es decir:

$$\sigma = 50 \text{ ton/m}^2 \text{ (sin sismo)}$$

$$\sigma = 65 \text{ ton/m}^2 \text{ (con sismo)}$$

Para la verificación sin efectos de sismo, se calculó las cargas axiales y momentos por servicio.

$$P = P_{cm} + P_{cv} + \text{Peso Zapata} \quad (20)$$
$$P = 349.8 + 57.5 + 31.49$$

$$P = 438.79 \text{ ton}$$

$$M = M_{cm} + M_{cv} \quad (21)$$

$$M = 2.1 + 0.6$$

$$M = 2.7 \text{ ton-m.}$$

La distribución de esfuerzos en el suelo, se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2} \quad (22)$$

$$\sigma = (438.79 / 9.90) + (6 \times 2.7) / (2.75 \times 3.60^2) \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 = 44.77 \text{ ton/m}^2$$

De esta manera, los esfuerzos que actúan sobre el suelo son menores a su carga admisible.

Para corroborar ante los efectos de sismo, se calculó las cargas axiales y momentos por servicio.

Los esfuerzos de sismo se dividieron por 1.25 con la finalidad de pasar de cargas últimas a cargas por servicio

$$P_{\text{sismo}} = 30.9/1.25 = 24.7 \text{ ton}$$

$$M_{\text{sismo}} = 0.8/1.25 = 0.6 \text{ ton-m}$$

Se analizó también considerando que las cargas axiales de sismo contribuyen y aumentan la presión actuante sobre el terreno.

$$P = P_{cm} + P_{cv} + \text{Peso Zapata} + P_{\text{sismo}} \quad (23)$$

$$P = 349.8 + 57.5 + 31.49 + 24.7 = 463.49 \text{ ton}$$

$$M = M_{cm} + M_{cv} + M_{\text{sismo}} \quad (24)$$

$$M = 2.1 + 0.6 + 0.6 = 3.3 \text{ ton-m}$$

Para la distribución de esfuerzos, se empleó la ecuación 44:

$$\sigma = (463.49 / 9.9) + (6 \times 3.3) / (2.75 \times 3.6^2) \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_1 = 47.37 \text{ ton/m}^2$$

Tal como se detalló anteriormente, la capacidad admisible del suelo considerando los efectos de sismo presenta un valor de 65 ton/m², con lo que se puede concluir que no se sobrepasa dicha capacidad bajo condiciones de sismo.

Luego se calcula el esfuerzo último del suelo considerando dos casos de análisis, cuando hay sismo y cuando no lo hay. El primer caso, sin sismo, se emplea la combinación 1.4CM + 1.7CV. Asimismo, se puede emplear el valor de 1.55 como factor de amplificación.

$$\sigma_{u1} = 47.37 \times 1.55 = 73.42 \text{ ton/m}^2$$

El segundo caso, considerando el sismo, es válido usar el factor de 1.25 para amplificar el esfuerzo actuante

$$\sigma_{u2} = 47.37 \times 1.25 = 59.21 \text{ ton/m}^2$$

De los dos casos evaluados anteriormente, se escogió el mayor valor: $\sigma_u = 73.42 \text{ ton/m}^2$

Verificación por Punzonamiento:

La longitud de los volados en ambas direcciones de la zapata es 1.20m. Se consideró una altura de zapata $h=1.10\text{m}$, con lo cual, el peralte efectivo es 1.00m.

La verificación por punzonamiento se realiza a $d/2$ de la cara de la columna.

$$b_o = 2(0.50+0.35+0.50) + 2(0.50+1.2+0.50) = 2(1.35) + 2(2.20) = 7.10\text{m}$$

$$A_o = 1.35 \times 2.20 = 2.97\text{m}^2$$

$$\text{Área zapata} = 9.90\text{m}^2$$

El cortante de diseño por punzonamiento, se calculó a partir de la siguiente ecuación:

$$V_u = \sigma_u (A_{zap} - A_o) \quad (25)$$

$$V_u = 73.42 \times (9.90 - 2.97)$$

$$V_u = 508.8 \text{ ton}$$

Se toma el menor valor que resulte de aplicar las 03 diferentes ecuaciones que son consideradas para determinar la resistencia a corte.

Del cual siempre se toma la resistencia más baja y que está representando por:

$$\phi V_c = \phi * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d \quad (26)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 710 * 110$$

$$\phi V_c = 1,019 \text{ ton}$$

Se aprecia que $V_u < \phi V_c$, esto quiere decir que el peralte que se ha considerado es el adecuado para evitar fallas por punzonamiento.

Verificación por Corte:

$$V_u = 73.42 * (1.20 - 1.00) = 14.70 \text{ ton}$$

Mientras que la resistencia al corte del concreto es

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 100$$

$$\phi V_c = 65.28 \text{ ton}$$

Se observa que $V_u < \phi V_c$. Lo que permite concluir que el diseño es adecuado.

Diseño por Flexión:

Para determinar el acero de refuerzo por flexión se ha tenido en cuenta que la zapata tiene con un volado de 1.20 m, donde se calcula el momento actuante justo a la cara de la columna. Para el diseño se ha considerado un ancho de un metro.

$$M_u = 73.42 * (1.20)^2 / 2 = 52.86 \text{ ton-m}$$

$$K_u = 5.29$$

$$\rho = 0.0014$$

$$A_s = 14.22 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocó varillas de $\phi 3/4" @ .15$ (Figura 33), esto representa un área de acero de $A_s = 19 \text{ cm}^2$, con lo que se cumple con el área de acero requerida.

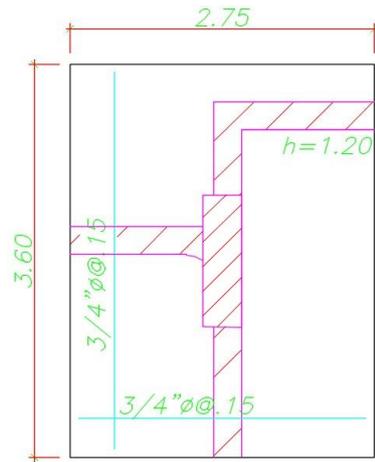


Figura 33. Detalle de refuerzo de Zapata – Columna P3

V. DISCUSIÓN

Los resultados de este proyecto de investigación indican que el edificio empleado como materia de estudio cumple con los requerimientos de desplazamientos máximos permitidos que estipula la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”. El sistema estructural del edificio proyectado corresponde a muros estructurales. Presenta irregularidad torsional en planta sin alcanzar irregularidad torsional extrema. No presentó irregularidades en altura. En la dirección X-X, presentó una deriva máxima de entrepiso de 6.9‰. En la dirección Y-Y la deriva fue 3.1‰. Por lo tanto, en ambas direcciones principales las derivas entrepiso no superan el 7.0‰ que exige la norma.

Al contrastar con Balarezo, A. & Vara, K. (2020) en su trabajo titulado **“Diseño estructural de un edificio de viviendas de 10 niveles ubicado en el distrito de San Isidro”**, abordaron el diseño estructural de un edificio de 10 pisos cuyo uso estuvo destinado, al igual que la presente tesis, a viviendas. La estructura estuvo predominantemente dominada por placas que fueron las responsables de tomar el 92.1% y 94.7% de la fuerza cortante en la base para las direcciones X-X e Y-Y, respectivamente. En comparación con la presente tesis, se tuvo ciertas limitantes al colocar las placas en la dirección X-X, tal es así que la deriva de entrepiso fue 0.69%. En la investigación de Balarezo y Vara, en la dirección X-X fue 0.38% y para la dirección Y-Y fue 0.46%. Los periodos naturales de la edificación en las direcciones X-X e Y-Y fueron 0.644 seg y 0.787 seg, respectivamente. Lo cual es un indicativo de que el edificio planteado por Balarezo y Vara presenta una gran rigidez lateral, ya que para edificio de 10 niveles se esperan periodos de 1.0 seg.

Por su parte, **Principe, J. (2020)** en su trabajo titulado **“Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 7 niveles y un semisótano en Miraflores”**, realizó el análisis sísmico de un edificio de un semisótano y 07 pisos destinado a viviendas. Este edificio analizado presenta características muy similares a la de la presente tesis ya que el edificio que ha sido materia de estudio constaba de 6 pisos y un sótano. El sistema estructural de la edificación estuvo compuesto principalmente por placas que se ubicaron en el perímetro y en los muros de ascensores. En dirección X-X, a fin de garantizar el normal flujo

vehicular en la zona de estacionamientos del semisótano, se vio limitada la densidad de muros de corte. Esto coincide con las mismas limitantes que se registró en la presente tesis. Otro punto a contrastar son las derivas máximas obtenidas del análisis sísmico que fueron 0.61% para X-X y 0.12% para la dirección Y-Y, ya que presenta valores muy similares a los que se obtuvo en la presente tesis, lo cual confirma que los resultados obtenidos para este tipo de edificios se encuentran dentro del rango razonable.

Respecto a Huyanate, G. (2017) en su tesis titulada **“Diseño estructural de edificio de viviendas de muros delgados de concreto armado”** quien desarrolló el diseño estructural de una edificación de 7 pisos destinada para uso de viviendas, cuya estructuración se realizó en base a muros de 15 cm de espesor. Obtuvo un coeficiente sísmico en ambas direcciones igual a 18.75%. Identificó que la estructura fue regular tanto en planta como en altura, lo cual difiere con la presente investigación que consiste de una estructura irregular. Es por ello, que presentó derivas máximas del orden de 2.5‰ en ambas direcciones, mientras que en este trabajo se presentaron derivas del orden de 6.9‰ que son próximas al límite permitido con lo estipulado en las normas vigentes.

Al contrastar con Morocho, F. (2016) en su investigación **“Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos”**, los muros de corte fueron los que conformaron el sistema estructural en las dos direcciones principales, y así reducir los desplazamientos laterales de la estructura. Concluyó que el edificio cumple con las exigencias de derivas máximas que señala la Norma E.030. En la dirección X-X, presentó la mayor rigidez lateral del edificio, contrastándose con la deriva máxima de entrepiso de 0.26‰. En la dirección Y-Y, la rigidez lateral fue menor donde se registró deriva de entrepiso de 5.08‰. Estos resultados difieren de los que se obtuvo en esta tesis, ya que en la dirección X-X fue donde se presentó la máxima deriva, mientras que, en la investigación de Morocho, la dirección menos rígida fue la dirección Y-Y. El edificio no presentó irregularidades en planta ni en altura, mientras que la presente tesis si abordó un edificio irregular.

Igualmente, Rivas, E. y Salazar E. (2015) en su investigación **“Diseño estructural de un edificio de concreto armado de 5 niveles con sótano y**

semisótano” desarrolló el análisis de un edificio multifamiliar de 5 niveles, un sótano y un semisótano. El edificio contó con placas como sistema principal. Concluyó que las derivas del edificio eran del orden de 4.97 ‰ para la dirección X-X y de 0.59 ‰ para la dirección Y-Y. Después de contrastar esta investigación con la presente tesis, se determinó que ambas edificaciones presentan una mayor rigidez en la dirección Y-Y, que es la dirección con la dimensión más larga.

En referencia a los antecedentes internacionales, **Abril, A. (2020)**, en su investigación titulada **“Análisis del Desempeño Estructural Sísmico de un Edificio de Multifamiliares en Acero utilizando tres Sistemas Estructurales: Pórticos Especiales a Momento, Pórticos Arriostrados Concéntricos y Pórticos Arriostrados Excéntricos”**, donde propone que las viviendas multifamiliares puedan diseñarse teniendo en consideración sistemas estructurales en base a pórticos especiales a momento, pórticos arriostrados concéntricos y pórticos arriostrados excéntricos. Estas prácticas no son muy usuales en Perú, ya que ese tipo de sistemas estructurales se emplea en naves industriales o almacenes. Por lo cual, se vuelve una futura línea de investigación para estudiar cuan beneficioso sería realizar viviendas multifamiliares en base a estructuras de acero.

Respecto a **Corredor, L. (2018)** que desarrolló la investigación **“Diseño de una Estructura de Hormigón con Pórticos Resistentes a Momento Según NEC-2015”**, donde busca abordar la problemática del uso del sistema estructural de pórticos en las diversas edificaciones existentes destinadas a viviendas multifamiliares. Este tipo de edificaciones están permitidas en la nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) con nuevos requerimientos de diseño más exigentes. Esta investigación difiere totalmente con lo que recomienda la Norma vigente E.030-2018 “Diseño Sismosresistente”, ya que se busca que las edificaciones este conformadas por sistemas estructurales basados en muros estructurales o sistemas duales, más no solamente conformados por pórticos debido a los grandes desplazamientos que presentaría la estructura.

Finalmente, **Gaspar, I (2017)** quien desarrolló la investigación **“Diseño de un Edificio de Dieciocho Pisos Estructurado con Muros Mecedores y Comparación con uno Tradicional”**, realizó un estudio comparativo de las

respuestas de un edificio existente diseñado considerando muros tradicionales y muros mecedores, motivado por el hecho de que cuando el edificio se encuentra sobre un suelo blando se presentan fallas en las zonas críticas de los muros, lo que conlleva a futuras reparaciones después de un sismo. Gaspar concluyó que los desplazamientos relativos de entrepiso del edificio con muros mecedores registraron valores similares al del edificio con muros tradicionales. Asimismo, identificó que, en el caso de los muros mecederos, no se presentaron fallas dado que en lugar de la formación de grietas solo se levantaron en la sección crítica. Esta investigación podría ser tomada como referencia a futuras tesis, ya que el sistema de muros mecedores no se encuentra en el Perú, ya que generalmente los ingenieros estructurales diseñan edificios considerando muros estructurales con núcleos confinados.

VI. CONCLUSIONES

Conclusión General

- El edificio que ha sido materia de estudio en la presente tesis de investigación ubicado en el Distrito de Miraflores que ha sido destinado para viviendas multifamiliares cumple con las exigencias que estipula la norma E-030 para asegurar un adecuado comportamiento sísmico del Edificio. Asimismo, todos los elementos estructurales del edificio han sido diseñados bajo los lineamientos de la norma E060 Concreto Armado,

Conclusión Específica N°1

- El edificio proyectado presenta un periodo de vibración de 0.587s y 0.383s en las direcciones X-X e Y-Y, respectivamente. Se logró cumplir con las exigencias de la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, en la dirección X-X, se obtuvo una deriva de entrepiso de 6.9‰; mientras que en la dirección Y-Y se tuvo una deriva de entrepiso de 3.1‰. Esto permite afirmar que, en ambas direcciones se cumple que los límites de derivas ya que los valores registrados son menores al 7.0‰.
- La edificación presenta irregularidad torsional $I_a = 0.75$ en planta sin alcanzar irregularidad torsional extrema. Mientras en altura no se detectó irregularidades, $I_p = 1.00$.
- Del análisis sísmico realizado al edificio, se calculó la cortante basal dinámica del edificio que, por ser una estructura irregular, no debe ser menor al 90% de la cortante basal estática. Es por ello, que se tuvo que escalar los esfuerzos actuantes por sismo, es decir, se hacer referencia a los momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales. Los factores de escala fueron 1.04 y 1.08 en la dirección X-X e Y-Y, respectivamente.

Conclusión Específica N°2

- Se realizó el diseño de los principales elementos estructurales, es decir, losa maciza, losa aligerada, viga bajo cargas de servicio, viga ante fuerzas sísmicas, columna, muro de corte y zapata, todos ellos cumpliendo con las exigencias establecidas por la norma E.060. Por lo tanto, si es posible realizar el diseño estructural de una vivienda de 6 pisos y 1 sótano, destinado a uso de viviendas que sea capaz de resistir los efectos sísmicos y de servicio que se presenten durante toda su vida útil.

VII. RECOMENDACIONES

- Se debe emplear los criterios de predimensionamiento tratados en la presente tesis, para obtener dimensiones adecuadas de los principales elementos estructurales que brinden resultados satisfactorios para las futuras edificaciones proyectadas en la ciudad de Lima.
- Dotar con la mayor rigidez lateral posible en las dos direcciones principales del edificio (X-X e Y-Y) para poder reducir las derivas máximas de entrepiso y que cuyos valores no se encuentren tan próximos a los valores límites que estipula la Norma E.030. Asimismo, en la manera de lo posible se deberá ubicar los elementos resistentes de manera simétrica con el fin de evitar que el edificio presente irregularidades extremas tanto en planta como en altura.
- Tener en cuenta los requerimientos que estipula el Capítulo 21 de la Norma E.060 para realizar un diseño basado en la capacidad de los principales elementos estructurales del edificio y así evitar que se presenten fallas frágiles en estos.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abril, A. (2020). *Análisis del Desempeño Estructural Sísmico de un Edificio de Multifamiliares en Acero utilizando tres Sistemas Estructurales: Pórticos Especiales a Momento, Pórticos Arriostrados Concéntricos y Pórticos Arriostrados Excéntricos* Tesis de Pregrado. Universidad Técnica de Ambato. Ambato – Ecuador.
- American Concrete Institute (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)*. Farmington Hills, MI: ACI.
- Balarezo, A. & Vara, K. (2020). *Diseño estructural de un edificio de viviendas de 10 niveles ubicado en el distrito de San Isidro*. Tesis de Pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú.
- Blanco Blasco, Antonio. (1995). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Corredor, L. (2018). *Diseño de una Estructura de Hormigón con Pórticos Resistentes a Momento Según NEC-2015*. Universidad San Francisco de Quito. Quito – Ecuador.
- Guzmán, D & Ramírez, D (2017). Implementación del Laboratorio Estructural con Tres Modelos Didácticos Estructurales, para comprender Respuestas Mecánicas ante diferentes Fuerzas. Tesis de Pregrado. Universidad Católica de Colombia. Bogotá – Colombia.
- Harmsen Gómez de La Torre, Teodoro. (2017). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Huyanate, G. (2017). *Diseño estructural de edificio de viviendas de muros delgados de concreto armado*. Tesis de Pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima - Perú.
- Instituto Geofísico del Perú (IGP, 2021). Centro Sismológico Nacional (Censis).
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E.070 Albañilería. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Morocho, F. (2016). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos. Tesis de Pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima - Perú.
- Muñoz Peláez, Alejandro. (2017). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Neira, G. (2017). Diseño de un edificio de dieciocho pisos estructurado con muros mecedores y comparación con uno tradicional. Tesis de Pregrado Universidad Técnica Federico Santa María. Valparaíso – Chile.
- Ottazzi Pasino, Gianfranco. (2005). Apuntes del curso Concreto Armado 1. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Principe, J. (2020). Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 7 pisos y un semisótano en Miraflores. Tesis de Pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima - Perú.
- Rivas, E. y Salazar E. (2015). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de 5 niveles con sótano y semisótano. Tesis de Pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima - Perú.
- San Bartolomé, Ángel. (1998). Análisis de Edificios. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- San Bartolomé, Ángel. (1998). Construcciones de Albañilería, Comportamiento sísmico y diseño estructural. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- Sarria, A. (1995). Ingeniería Sísmica. Bogotá, Colombia. Ediciones Uniandes – Ecoe Ediciones.

- Tavera, H (2019). Perú: un país altamente sísmico. Geonoticias – Mayo 2019. Sociedad Geológica del Perú.
- Trujillo, C., Ospina, R. & Parra, H. (2010). Los Terremotos: una amenaza natural latente. Artículo científico. Scientia Et Technica, vol. XVI, núm. 45, agosto, pp. 303-308. Universidad Tecnológica de Pereira, Pereira – Colombia.

ANEXOS

ANEXO 1

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR BASADO EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES; E.030:2018 DE SISMORESISTENCIA, LIMA 2021

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA	METODOLOGIA
ANÁLISIS SISMICO	El comportamiento de las estructuras durante los sismos constituye fundamentalmente un problema dinámico de gran complejidad. Por un lado, el movimiento del suelo es altamente complejo y, por otro, las propiedades estructurales cambian durante los segundos que dura un terremoto severo. Frente a los grandes sismos, las estructuras sufren un daño importante, por tanto, para poder anticipar su desempeño en estos eventos, es necesario conocer el comportamiento de los materiales y elementos estructurales en régimen inelástico, no solo ante cargas estáticas sino fundamentalmente ante acciones dinámicas (Muñoz, 2017)	El análisis sísmico se medirá bajo dos dimensiones. La primera consiste en el estudio de mecánica de suelos que permitirá definir los parámetros sísmicos y la capacidad portante del suelo. La segunda dimensión corresponde al análisis dinámico modal espectral de la estructura que permitirá determinar los desplazamientos relativos de entrepiso y verificar el cumplimiento de los lineamientos de la Norma E.030-2018 "Diseño Sismorresistente".	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	Parámetros sísmicos	-	Tipo de investigación: Aplicada Nivel de Investigación: Es descriptivo simple Enfoque: cuantitativo Diseño de investigación: No experimental Población: El edificio multifamiliar "Chiclayo" Muestreo: No se aplicó técnica estadística alguna, y probabilística Muestra: 1 edificio multifamiliar. Técnica: Información indirecta, fichaje, análisis documental Instrumento de investigación: Ficha de observación, ficha de investigación
				Capacidad Portante del suelo	Kg/cm ²	
			ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	Modos de vibración	seg.	
				Aceleración Espectral $S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$	m/seg ²	
				Desplazamientos Laterales Relativos	-	

ANEXO 2

MATRIZ DE CONSISTENCIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR BASADO EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES; E.030:2018 DE SISMORESISTENCIA, LIMA 2021

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLES INDEPENDIENTE			
¿Cumple el Edificio Multifamiliar "Chiclayo" proyectado en la calle Chiclayo, distrito de Miraflores - Lima, con los parámetros sismo-resistentes estipulados por la nueva norma técnica E.030 – 2018?	Determinar si el Edificio Multifamiliar "Chiclayo" proyectado en el distrito de Miraflores - Lima, cumple o no con los parámetros sismorresistentes estipulados por la nueva norma técnica E.030 – 2018.	El Edificio Multifamiliar "Chiclayo" proyectado en el distrito de Miraflores - Lima, cumple con los parámetros sismorresistentes estipulados por la nueva norma técnica E.030 – 2018.	El Edificio Multifamiliar	Estudio de Mecánica de Suelos	Capacidad portante del suelo. Planos de arquitectura Planos de Estructuras	Contenido de humedad Limite líquido, limite plástico, ensayo SPT Autocad Autocad
				AutoCAD 2020		
PROBLEMAS ESPECIFICOS	OBJETIVOS ESPECIFICOS	HIPOTESIS ESPECIFICAS	VARIABLE DEPENDIENTE			
PE1. ¿Cumple el Edificio Multifamiliar "Chiclayo" con los criterios de rigidez establecidos por la nueva norma técnica E.030 - 2018?	OE1. Realizar el análisis sísmico del Edificio Multifamiliar "Chiclayo" con la finalidad que verificar y asegurar que éste cumpla con los criterios de rigidez que establece la nueva norma técnica E.030-2018.	HE 1. El Edificio Multifamiliar "Chiclayo", cumple con los criterios de rigidez establecidos por la nueva norma técnica E.030 - 2018.	Diseño bajo los lineamientos de la Norma E.030 - 2018	Análisis dinámico modal espectral	Modos de Vibración Aceleración espectral $S_a=(Z*U*C*S)/R*g$ Desplazamiento Laterales Relativos Irregularidad Torsional	Software etabs Norma E030 diseño sismoresistencia Software etabs Software etabs
PE2, ¿Cumplen los elementos estructurales que conforman el Edificio Multifamiliar "Chiclayo" con los criterios de diseño de la norma técnica E.060?	OE2, Realizar el diseño de los elementos estructurales que presenten los esfuerzos principales del Edificio Multifamiliar "Chiclayo", bajo los criterios de Diseño por Resistencia establecidos en la norma técnica E.060.	HE2. Los elementos estructurales que conforman el Edificio Multifamiliar "Chiclayo" cumplen con los criterios de diseño de la norma técnica E.060.	Diseño bajo los lineamientos de la Norma E.060 - 2009	Diseño de Elementos estructurales	Diseño por flexión Acero máximo acero balanceado y acero mínimo Diseño por cortante Diseño por flexocompresión	Norma E060 concreto armado Norma E060 concreto armado Norma E060 concreto armado

ANEXO 3

TURNITIN

Feedback Studio - Google Chrome
ev.turnitin.com/app/carta/es/?u=1118971198&student_user=1&s=1&lang=es&o=1615108162

feedback studio JAVIER GUSTAVO ARONI GELDRES Tesis UCV_Javier Aroni 17-07-21.docx



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR
BASADO EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE
EDIFICACIONES; E.030:2018 DE SISMORESISTENCIA, LIMA
2021

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Resumen de coincidencias

17 %

Se están viendo fuentes estándar

Ver fuentes en inglés (Beta)

Coincidencias

1	www.slideshare.net	5 %
2	repositorio.ucv.edu.pe	2 %
3	tesis.pucp.edu.pe	1 %
4	repositorio.urp.edu.pe	1 %
5	Entregado a Universida...	1 %
6	docplayer.es	1 %
7	hdl.handle.net	1 %
8	Entregado a Universida...	<1 %

Página: 1 de 82 Número de palabras: 15361 Versión solo texto del informe Alta resolución Activado

Escribe aquí para buscar

01:37 p.m. 17/07/2021

ANEXO 4

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

INFORME TECNICO

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
CON FINES DE CIMENTACION**

PROYECTO : EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR

**LUGAR : CALLE CHICLAYO N°917 -919
DISTRITO DE MIRAFLORES, LIMA**

SOLICITA : INGENIUM DESARROLLOS INMOBILIARIOS SAC

**REALIZADO : ING. JORGE HERNAN OCHOA FERNÁNDEZ
INGENIERO CIVIL
REG CIP: 42446**

ABRIL 2015

CONTENIDO

1.0 GENERALIDADES

- 1.1. OBJETIVO DEL ESTUDIO
- 1.2. UBICACIÓN y DESCRIPCIÓN DEL AREA DE ESTUDIO
- 1.3. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

2.0 GEOLOGIA Y SISMICIDAD

- 2.1. GEOLOGIA
- 2.2. SISMICIDAD

3.0 TRABAJOS DE CAMPO

- 3.1. INVESTIGACION DE CAMPO
- 3.2. EXCAVACION POR MEDIO DE CALICATAS
- 3.3. MUESTREO Y REGISTRO DE EXPLORACION

4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

5.0 PERFIL DEL SUELO

- 5.1. CONFORMACION DEL SUBSUELO

6.0 ANALISIS DE CIMENTACION

- 6.1. TIPO DE CIMENTACION
- 6.2. PROFUNDIDAD DE CIMENTACION
- 6.3. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE
- 6.4. CALCULO DE ASENTAMIENTOS
- 6.5. EMPUJES LATERALES

7.0 AGRESIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

8.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.0 BIBLIOGRAFÍA

10.0 ANEXOS

10.1 FIGURAS

- FIGURA N° 1 MAPA DE DISTRIBUCION DE INTENSIDADES SISMICAS
- FIGURA N° 2 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

10.2 REGISTROS DE EXPLORACION

10.3 REGISTROS DE LABORATORIO

10.4 FOTOGRAFIAS

10.5 PLANO


JORGE HERNÁN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN **PROYECTO: EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR**

1.0 GENERALIDADES

1.1 Objetivo del Estudio

El presente informe tiene por objeto efectuar el Estudio de Suelos con fines de cimentación del Edificio de Vivienda Multifamiliar , ubicado en el distrito de Miraflores, provincia y departamento de Lima. Este estudio se realizó a solicitud de la empresa Ingenium Desarrollos Inmobiliarios SAC.

Este estudio se ha realizado mediante una investigación geotécnica que involucra trabajos de campo y ensayos de laboratorio, con la finalidad de determinar las características del subsuelo, obtener la capacidad portante admisible del suelo de fundación, el asentamiento de la cimentación y recomendar además, el tipo y profundidad de cimentación de las edificaciones a construirse.

El programa de trabajo realizado con este propósito ha consistido en:

- Reconocimiento del terreno.
- Recopilación de información geológica.
- Ubicación y ejecución de calicatas.
- Registro y Muestreo de calicatas.
- Toma de muestras alteradas.
- Ejecución de ensayos de laboratorio.
- Elaboración del perfil estratigráfico
- Análisis de la cimentación.
- Conclusiones y recomendaciones.

1.2 Ubicación y Descripción del Terreno

El área del terreno en estudio se encuentra situado en la calle Chiclayo N°917 – 919, perteneciente al distrito de Miraflores, provincia y departamento de Lima. Ver Plano EG-01 en anexo. El área del terreno es de forma regular, de 544.00 m², actualmente en el terreno existe una antigua casa de 3 pisos.

1.3 Características del proyecto

De acuerdo con la información presentada por los proyectistas, la estructuración del Edificio de Vivienda Multifamiliar de 7 pisos + 3 Sótanos , está constituida por un sistema estructural mixto, del tipo aporticado con columnas y vigas de concreto armado, combinándose con placas de concreto armado y muros de albañilería confinada, con losas aligeradas de concreto armado en los entrepisos.

2.0 GEOLOGIA Y SISMICIDAD

2.1 Geología

El área del terreno en estudio se encuentra en la ciudad de Lima, en el distrito de Miraflores, provincia y departamento de Lima. De acuerdo al Mapa Geológico del Cuadrángulo de Lima (hoja 25-I, Boletín N° 43 del INGEMET), el proyecto motivo de estudio, se halla ubicado en el antiguo cono deyectivo del río Rímac, el cual está constituido principalmente por gravas, cantos y boleas de forma sub redondeadas de matriz arenosa, provenientes de las partes altas de Lima. Los estratos de este cono ó abanico aluvial pertenecientes al cuaternario Pleistocénico (Qp-al), sobrepasan los 200 metros de profundidad, según el doctor Néstor Teves. La edad del cono deyectivo, no está aún precisada, pero sin embargo, se atribuye su más lejana procedencia al periodo pleistocénico.

2.2 Sismicidad

De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E-030), se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la zona de Alta Sismicidad (Zona 4), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades tan considerables como VIII a IX en la escala Mercalli Modificada. (Ver Fig 1)

Luego tenemos que en base al predominio del suelo bajo la cimentación, conformado por material heterogéneo de boleas, cantos y gravas unidos por una matriz de arena, que corresponden según la clasificación de los perfiles de suelos de la presente norma, como Perfil del suelo Tipo S1: Suelos muy rígidos, con velocidades de onda de corte V_s que varían de 500m/s a 1500m/s. (Valores promedios en base a otros estudios con estratigrafía similar)

Luego se recomienda adoptar en los Diseños Sismo-Resistentes, los siguientes parámetros sísmicos:

Factor de zona	: $Z = 0.45$
Factor de amplificación del suelo	: $S = 1.00$ (Para un suelo de perfil S1)
Periodo que define la Plataforma del espectro	: $T_p = 0.40$
Factor de Uso ó importancia	: $U = 1.00$

JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

ZONAS SÍSMICAS



Tabla N° 2
CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa

Clasificación basada en el EMS

Tabla N° 3
FACTOR DE SUELO "S"

SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

3.0 TRABAJOS DE CAMPO

3.1 Investigación de Campo

La investigación de campo se ha efectuado de acuerdo a la Norma E-50 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones.

Con la finalidad de determinar las características del subsuelo del área de estudio, se ejecutaron 3 excavaciones a cielo abierto o calicatas, ubicados convenientemente de tal manera de cubrir el área en estudio y determinar las características del perfil estratigráfico, según como se observa en el plano EG-01.

3.2 Excavación por medio de calicatas

Se ejecutaron en total 3 calicatas ó excavaciones a cielo abierto, denominadas C1, C2 y C3, que fueron convenientemente ubicados en la zona a edificarse, tal como se muestra en el plano EG-01. Los respectivos registros de la estratigrafía se presentan en el ANEXO 10.3.

Cuadro N° 01

CALICATAS	PROF.	COTA
	(m)	RELATIVA (m)
C-1	6.00	+0.15
C-2	6.00	+0.15
C-3	8.00	+0.15


JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 42446

Nota: Se asumió como nivel de referencia la cota +0.00 m, correspondiente a la cota más baja de la vereda del frontis del terreno.

3.3 Muestreo y Registros de exploración

Se realizó el registro y exploración de campo de forma manual y visual del perfil del suelo en cada calicata, en los que se indican las diferentes características geotécnicas del suelo, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, compacidad, etc., tal como se pueden observar en los registros estratigráficos y fotos que se adjuntan en el anexo 10.2.

4.0 ENSAYOS DE LABORATORIO

De las calicatas C-1, C-2 y C-3 se extrajeron muestras alteradas representativas del suelo que debidamente identificadas se remitieron al laboratorio para los ensayos correspondientes para la identificación y clasificación de suelos.

Las muestras fueron analizadas en Laboratorio de Corporación Olam.

A continuación se muestra en el cuadro siguiente los resultados de los ensayos de laboratorio:

CUADRO N°2: RESULTADOS DE LABORATORIO

CALICATA	MUESTRA	PROF.	W%	L.L	L.P	I.P	SUCS	DESCRIPCION
C-1	M-2	1.20 – 6.00	2.14	NP	NP	NP	GP	GRAVA MAL GRADADA CON ARENA
C-2	M-2	1.30 – 6.00	2.57	NP	NP	NP	GP	GRAVA MAL GRADADA CON ARENA
C-3	M-3	1.30 – 6.00	1.97	NP	NP	NP	GP	GRAVA MAL GRADADA CON ARENA

Donde:

W% : Contenido de humedad

L.L. % : Limite líquido

L.P. % : Limite plástico

I.P. % : Índice plástico

5.0 PERFIL DEL SUELO

En base a la información obtenida de los trabajos de campo se elaboró el plano de ubicación de calicatas y el perfil estratigráfico del terreno en base a las 3 calicatas. Ver Plano EG-01.

5.1 Conformación del Subsuelo:

Sector de las calicata C-1, C-2 y C-3

Superficialmente se encuentra una losa de concreto de espesor de 0.15m; continua una capa de material de arcilla de arcilla arenosa, color marrón, poco húmedo, baja plasticidad, consistencia firme a muy firme, de espesor promedio de 0.90m . En el sector de la calicata C-3 se encontró material de relleno de compacidad suelta a media, de 0.55m de espesor, conteniendo restos de fragmentos de ladrillos, de concreto, restos de madera, etc. Luego subyace hasta la profundidad de exploración de 8.00m el suelo fluvio aluvional conformado por un buen porcentaje de gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástico, de color gris a plomizo, seco,


JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 25% de tamaño promedio 4" a 8", boleos aislados de T.P 13" a 14", en su conjunto el suelo heterogéneo se encuentra en un estado de compacidad de semisuelto a firme hasta los 4.00 m de profundidad 2.50m y de compacidad firme a muy firme a mayor profundidad. No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración.

En base a la geología de la zona y por la experiencia del consultor en otros estudios realizados en el distrito y zonas aledañas se afirma que el suelo continúa en profundidad y en compacidad, aumentado de esta manera su resistencia. (Hasta 30m de profundidad en base a estudios geofísicos)

6.0 ANALISIS DE LA CIMENTACIÓN

6.1 Tipo de Cimentación

Dada las características estructurales de la edificación a construir así como la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas, se recomienda utilizar una cimentación superficial tal como, zapatas aisladas conectadas con viga de cimentación y cimientos corridos armados, de acuerdo al cálculo estructural.

6.2 Profundidad de Cimentación

Basado en los trabajos de campo, resultados de laboratorio, perfiles estratigráficos y característica de la estructura a construir, se recomienda que la profundidad mínima de cimentación sea de 1.20m con respecto al nivel del sótano 3 del proyecto, apoyándose la cimentación sobre el suelo fluvioaluvional conformado por material heterogéneo de gravas pobremente gradada ó bien gradada, de forma subredondeada con arenas (GP) con un buen porcentaje de cantos y boleos, de compacidad firme a muy firme.

Durante la etapa de excavación del suelo para alcanzar los niveles de cimentación recomendado (Edificación con 3 sótanos) y a fin de asegurar y garantizar la estabilidad de las edificaciones y viviendas vecinas, se recomienda utilizar el sistema de estabilización de excavaciones profundas por el método de estabilización de taludes de muros anclados ó mediante calzaduras. Para el proceso constructivo se recomienda para la excavación masiva el uso de rampa o mediante de la faja transportadora. Para mayor seguridad se deben de apuntalar las paredes y cimientos de las construcciones aledañas, hasta que se empiece a construir los sótanos y la estabilidad esta asegurada.

6.3 Calculo de la Capacidad Portante admisible

Se ha determinado la capacidad portante admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para la cimentación.

La capacidad de carga se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck (1967), con los parámetros de Vesic (1971).


JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

Debido a este tipo de suelo granular de granulometría gruesa, conformado por cantos y gravas de forma subredondeadas con arenas, no fue posible realizar ensayos especiales de laboratorio, debido a la imposibilidad de extraer muestras inalteradas, lo que se hizo fue evaluar la compacidad del suelo con una picota de geólogo y del conjunto en su totalidad, encontrándose que el suelo donde irá desplantada la cimentación se encuentra en un estado de compacidad relativa firme a muy firme.

Además según ensayos de corte directo in situ realizado en este tipo de suelos por diferentes instituciones y empresas privadas, se determinó que el ángulo de fricción del suelo de material heterogéneo de cantos y gravas unidos por una matriz de arena, varía de 34° a 38° , correspondiendo a un estado de compacidad relativa de firme a muy firme.

En base a esta referencia y considerando que la cimentación de la estructura se apoyará sobre la grava arenosa y por ser un suelo del tipo friccionante, se puede considerar los siguientes parámetros:

Cohesión : $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

Angulo de fricción : $\phi = 36^\circ$

Según Terzaghi y Peck:

$$q_{ul} = S_c \cdot C \cdot N_c + 1/2 \cdot S_\tau \cdot \delta \cdot B \cdot N_\tau + S_q \cdot \delta \cdot D_f \cdot N_q \dots (1)$$

$$q_{ad} = q_{ul} / F.S.$$

Donde:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_\gamma = 2 \tan \phi (N_q + 1)$$

$$S_q = 1 + \tan \phi (B/L)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 (B/L)$$

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) (B/L)$$

Donde:

q_{ul} : = capacidad última de carga en kg/cm^2 .

q_{ad} : = capacidad portante admisible en kg/cm^2 .

F.S. : = factor de seguridad = 3

δ : = peso específico total.

B : = ancho de la zapata o cimiento corrido en mt

Df. : = profundidad de la cimentación.

N_c, N_τ, N_q : = parámetros que son función de ϕ

S_c, S_τ, S_q : = factores de forma según vesic.

C: = cohesión en (kg/cm^2)

Los factores de capacidad de carga se obtendrán a partir de la Figura N° 2.


JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

A) Zapata corrida:

$C = 0.00 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$\phi = 36^\circ$

$FS = 3$

$D_f = 1.20 \text{ m}$

$N_c = 50.59$

$S_c = 1.00$

$B = 0.90 \text{ m}$

$N_\tau = 56.31$

$S_\tau = 1.00$

$\delta_1 = 2.30 \text{ gr/cm}^3$

$N_q = 37.75$

$S_q = 1.00$

$\delta_2 = 2.25 \text{ gr/cm}^3$

De (1) se tiene:

$q_{ul} = 16.12 \text{ kg/cm}^2$

$q_{ad} = 5.37 \text{ kg/cm}^2$

B) Zapata cuadrada:

$C = 0.00 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$\phi = 36^\circ$

$FS = 3$

$D_f = 1.20 \text{ m}$

$N_c = 50.59$

$S_c = 1.75$

$B = 1.80 \text{ m}$

$N_\tau = 56.31$

$S_\tau = 0.60$

$\delta_1 = 2.30 \text{ gr/cm}^3$

$N_q = 37.75$

$S_q = 1.73$

$\delta_2 = 2.25 \text{ gr/cm}^3$

De (1) se tiene:

$q_{ul} = 24.59 \text{ kg/cm}^2$

$q_{ad} = 8.20 \text{ kg/cm}^2 \text{ (trabajar con } 5.37 \text{ kg/cm}^2\text{)}$

6.4 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

6.4.1. Asentamientos Inmediatos

Para el caso de una cimentación superficial perfectamente flexible ($D_f \approx 0$) y la presencia de un estrato de espesor considerable ($H \rightarrow \infty$) que se comporta de acuerdo a la teoría de la elasticidad. Según Harr (1966), el asentamiento se expresa:

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \text{ (Esquina de la cimentación flexible)}$$

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \text{ (Centro de la cimentación flexible)}$$


 JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 42446

Donde:

S_e = Asentamiento elástico

H = Espesor del estrato del suelo

q_o = Carga uniformemente repartida

E_s = Módulo de elasticidad del suelo

μ_s = Relación de Poisson del suelo

B = Ancho de la cimentación

L = Longitud de la cimentación

Además:

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) + m \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + 1}{\sqrt{1 + m_1^2} - 1} \right) \right]$$

$$m_1 = L / B$$

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde irá desplantada la cimentación.

A) Calculo Para Zapatas:

Cálculos:

$$q_o = 5.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_s = 0.3$$

$$B = 180 \text{ cm.}$$

$$L = 180 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 1.12$$

$$S_c = 0.66 \text{ cm. (centro de la cimentación flexible)}$$


JORGE HERNÁN OCHOA FERNÁNDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

6.4.2 Asentamientos Tolerable

El valor del asentamiento inmediato calculado debe comprobarse si es inferior a los valores límites tolerables. Según la Norma Técnica de Suelos y Cimentaciones E-050, establece que el asentamiento diferencial no debe ser mayor que el calculado para una distorsión (α) angular prefijada, de acuerdo al tipo de estructura, así como la naturaleza del terreno.

Luego para el tipo de estructura proyectado, se espera una distorsión angular de:

$$\alpha = \Delta / L = 1/500 \text{ (Para estructuras que no admiten grietas)}$$

Donde:

Δ = Asentamiento Tolerable en cm (75%)

L = Distancia entre dos columnas

α = Distorsión angular

Luego: L= 450cm, entonces:

El asentamiento Tolerable es: $\Delta = 450/500 = 0.90$ cm (75%)

Luego el asentamiento permisible será: 1.20 cm (100%)

Luego se tiene que: 0.66cm < 1.20 cm OK

El asentamiento instantáneo a producirse es tolerable.

6.5 EMPUJES LATERALES

Para la determinación de los empujes laterales sobre muros de contención, encofrados ó estructuras enterradas, se emplearan una distribución triangular de presiones. El Empuje total puede determinarse mediante la siguiente relación:

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2N_\phi}$$

Donde:

E_A : Empuje de presión activa para suelos friccionantes y con cohesión.

δ : Peso específico del suelo (2.25 Tn/m³)

N_ϕ : Coeficiente adimensional que depende de ϕ

H : Altura del Muro

K_A : Coeficiente activo de presiones

Donde:
$$K_A = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Para $\phi = 36^\circ$

$K_A = 0.259$

$N_\phi = 3.85$

7.0 AGRESION AL SUELO DE CIMENTACION

De acuerdo a la evaluación y verificación del suelo en el campo, se concluye que el suelo que forma parte del contorno donde irá desplantada la cimentación no contiene concentraciones moderadas de sulfatos y cloruros, que podrían atacar al concreto y la armadura de la cimentación. Por lo Tanto el cemento a usar para la cimentación será el Tipo I, de uso general.


JORGE HERNANDO JOCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

8.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1.- El presente informe tiene por objeto efectuar el Estudio de Suelos con fines de cimentación del Edificio de Vivienda Multifamiliar , ubicado en el distrito de Miraflores, provincia y departamento de Lima. Este estudio se realizó a solicitud de la empresa Ingenium Desarrollos Inmobiliarios SAC. Este estudio se ha realizado mediante una investigación geotécnica que involucra trabajos de campo y ensayos de laboratorio, con la finalidad de determinar las características del subsuelo, obtener la capacidad portante admisible del suelo de fundación, el asentamiento de la cimentación y recomendar además, el tipo y profundidad de cimentación de las edificaciones a construirse.

2.- El área del terreno en estudio se encuentra situado en la calle Chiclayo N°917 – 919, perteneciente al distrito de Miraflores, provincia y departamento de Lima. Ver Plano EG-01 en anexo. El área del terreno es de forma regular, de 736.00 m², actualmente en el terreno existe una antigua casa de 3 pisos.

3.- De acuerdo con la información presentada por los proyectistas, la estructuración de la Vivienda Multifamiliar de 7 pisos + 3 Sótanos, está constituida por un sistema estructural mixto, del tipo aporticado con columnas y vigas de concreto armado, combinándose con placas de concreto armado y muros de albañilería confinada, con losas aligeradas de concreto armado en los entresijos.

4.- El suelo de fundación esta constituido por un suelo fluvio aluvional conformado por un buen porcentaje de gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástico, de color gris a plumizo, seco, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 25% de tamaño promedio 4" a 8", boleos aislados de T.P 13" a 14", en su conjunto el suelo heterogéneo se encuentra en un estado de compacidad de semisuelto a firme en una profundidad que varía de 2.80m(calicatas C-1 y C-2) a 4.00m (calicata C-1) y de compacidad firme a muy firme a mayor profundidad. Debido al derrumbe del suelo en los primeros metros por el estado semisuelto a firme del suelo, es que solo se pudo profundizar la calicata hasta 6m. No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración.

En base a la geología de la zona y por la experiencia del consultor en otros estudios realizados en el distrito y zonas aledañas se afirma que el suelo continúa en profundidad y en compacidad hasta los 30m, aumentado de esta manera su resistencia conforme se profundiza. (Hasta 30m de profundidad en base a estudios geofísicos, realizados en este tipo de suelos)



JORGE HERNÁN JOCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

12

5.- Dada las características estructurales de la edificación a construir así como la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas, se recomienda utilizar una cimentación superficial tal como, zapatas aisladas conectadas con viga de cimentación y cimientos corridos armados, de acuerdo al cálculo estructural.

6.- Basado en los trabajos de campo, resultados de laboratorio, perfiles estratigráficos y característica de la estructura a construir, se recomienda que la profundidad mínima de cimentación sea de 1.20m con respecto al nivel del sótano 3 del proyecto, apoyándose la cimentación sobre el suelo fluvioaluvional conformado material heterogéneo de gravas pobremente gradada de forma subredondeada con arenas (GP) con un buen porcentaje de cantos y boleos, de compacidad firme a muy firme. Para una capacidad admisible portante de 5.37 kg/cm².

Durante la etapa de excavación del suelo para alcanzar los niveles de cimentación recomendado (Edificación de 7 pisos con 3 sótanos) y a fin de asegurar y garantizar la estabilidad de las edificaciones y viviendas vecinas, se recomienda utilizar el sistema de estabilización de excavaciones profundas por el método de estabilización de taludes de muros anclados ó mediante calzaduras. Para mayor seguridad se deben de apuntalar las paredes y cimientos de las construcciones aledañas, hasta que se empiece a construir los sótanos y la estabilidad está asegurada.

7.- De acuerdo al Nuevo Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según la nueva Norma Sismo Resistente (NTE E-030), se concluye que el área en estudio se encuentra dentro de la zona de Alta Sismicidad (Zona 4), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades tan considerables como VIII a IX en la escala Mercalli Modificada.

Luego tenemos que en base al predominio del suelo bajo la cimentación, conformado por material heterogéneo de boleos, cantos y gravas unidos por una matriz de arena, que corresponden según la clasificación de los perfiles de suelos de la presente norma, como Perfil del suelo Tipo S1: Suelos muy rígidos, con velocidades de onda de corte Vs que varían de 500m/s a 1500m/s. (Valores promedios en base a otros estudios realizados en zonas aledañas con estratigrafía similar)

Luego se recomienda adoptar en los Diseños Sismo-Resistentes, los siguientes parámetros sísmicos:

Factor de zona : $Z = 0.45$
Factor de amplificación del suelo : $S = 1.00$ (Para un suelo de perfil S1)
Periodo que define la Plataforma del espectro : $T_p = 0.40$
Factor de Uso ó importancia : $U = 1.00$


JORGE HERNÁN OCHOA FERNÁNDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

8.- De acuerdo a la evaluación y verificación del suelo en el campo, se concluye que el suelo que forma parte del contorno donde irá desplantada la cimentación no contiene concentraciones moderadas de sulfatos y cloruros, que podrían atacar al concreto y la armadura de la cimentación. Por lo Tanto el cemento a usar para la cimentación será el Tipo I, de uso general.

9.- Para la determinación de los empujes laterales sobre muros de contención, encofrados ó estructuras enterradas, se emplearan una distribución triangular de presiones.

Empuje total puede determinarse mediante la siguiente relación:

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2 N_\phi}$$

Donde:

- E_A : Empuje de presión activa para suelos friccionantes y con cohesión.
 δ : Peso específico del suelo (2.25 Tn/m³)
 N_ϕ : Coeficiente adimensional que depende de ϕ
H : Altura del Muro
 K_A : Coeficiente activo de presiones

Donde: $K_A = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$

Para $\phi = 36^\circ$

$K_A = 0.259$

$N_\phi = 3.85$

NOTA:

Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente informe técnico son solo aplicables para el área estudiada. De ninguna manera se puede aplicar a otros sectores u otros fines.

Lima, 25 Abril del 2017

9.0 BIBLIOGRAFIA

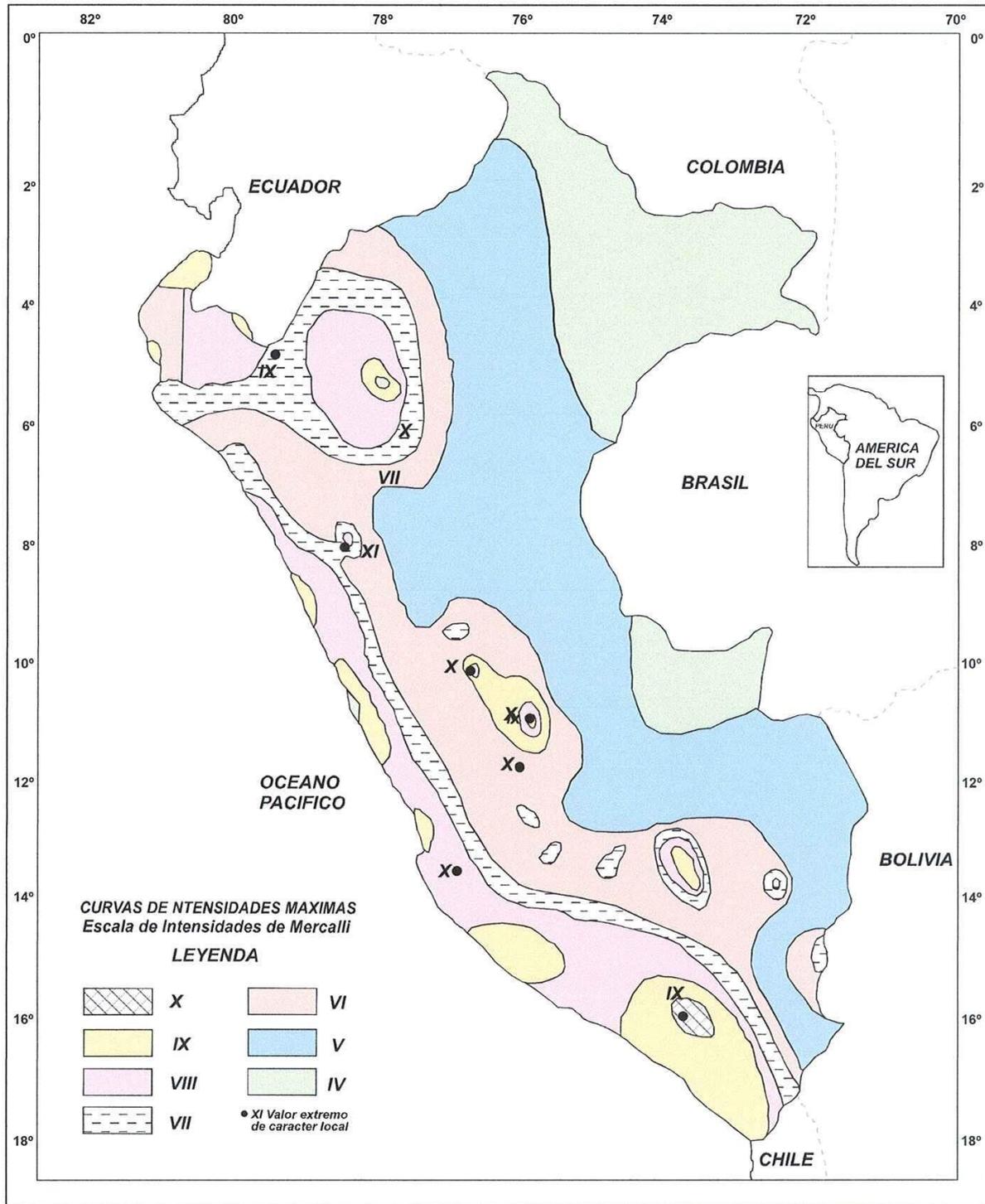
- ◆ Norma E-050, Suelos y Cimentaciones.
- ◆ Norma E-030, Diseño Sismoresistente
- ◆ Braja M. Das / Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 4 Edición 1999
- ◆ Rico – Castillo / La Ingeniería de Suelos, Vol1 y 2. 1 edición 1998
- ◆ Manuel Delgado Vargas / Ingeniería de Cimentaciones/ 2da edición 1999
- ◆ Juarez Badillo - Rico Rodriguez: Mecánica de Suelos, Tomos I, II.
- ◆ Karl Terzaghi / Ralph B. Peck: Mecánica de suelos en la ingeniería Práctica. Segunda Edición 1973
- ◆ Ing. Carlos Crespo : Mecánica de suelos y Cimentaciones
- ◆ T. William Lambe / Robert V. Whitman. Primera Edición 1972.
- ◆ Reglamento Nacional de Construcciones - CAPECO. Quinta. Edición 2003.
- ◆ Alva Hurtado J.E., Meneses J. y Guzmán V. (1984), "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- ◆ Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones - ACI American Concrete Institute. Segunda Edición 1998.


JORGE HERNÁN OCHOA FERNÁNDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

14

ANEXO 10.0

ANEXO 10.1
FIGURAS

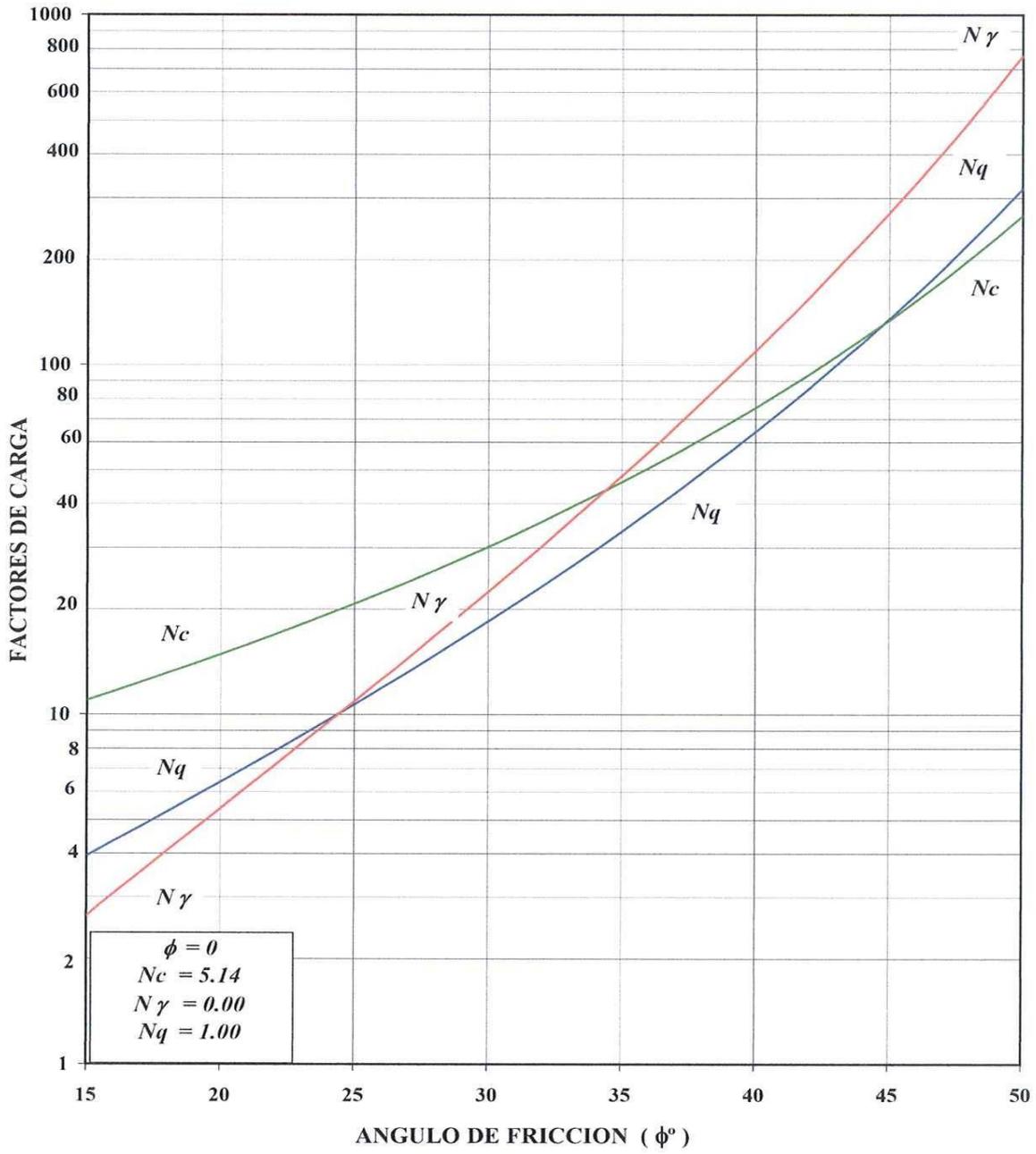


MAPA DE DISTRIBUCION DE INTENSIDADES SISMICAS
(ALVA ET AL, 1984)

Figura N° 1


 JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 42446

PARAMETROS DE CAPACIDAD PORTANTE
VESIC (1973) ASCE JSMFD V 99 SMI



FACTORES DE CARGA TENIENDO EN CUENTA LA FALLA GENERAL (VESIC 1973)

Figura N° 02


 JORGE HERNÁN OCHOA FERNANDEZ
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 42446

ANEXO 10.2
REGISTROS
ESTRATIGRAFICOS

REGISTRO ESTRATIGRAFICO

Solicitado : Ingenium Desarrollos Inmobiliarios SAC
 Proyecto : Edificio de Vivienda Multifamiliar
 Ubicación : Calle Chiclayo N°917 - 919 - Magdalena - Lima
 Fecha : 25-04-17.

Realizado : J.O.F. Profundidad : 6.00 m
 Cota : +0.15 m Nivel Freático : No presenta

CALICATA : C-01

Profundidad (m)	Espesor (m)	Muestra	Clasificación SUCS	Símbolo	Humedad (%)	Peso Volum. (g/cm³)	Descripción del Material
0.15	0.15						Losa de concreto.
1.20	1.05	M1	CL				Material de acilla arenosa de color marron de baja plasticidad, poco humedo, de consistencia muy firme, con presencia de gravillas aisladas.
6.00	4.80	M2	GP				Suelo fluvio aluvional conformado por gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástico, de color gris a plumizo, poco humedo, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 25% de tamaño promedio 4" a 10", con presencia de boleos aislados de T.M 14"; de compacidad ligeramente suelto a firme hasta 2.80m de profundidad a compacidad firme a muy firme a mayor profundidad. Nota: No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración. A fin de evitar derrumbes, no se pudo profundizar mas la calicata debido al estado semisuelto del suelo hasta 2.80m de profundidad.
10.00	4.00		GP				Nota : En base a la geología de la zona y por la experiencia del consultor en otros estudios realizados en el distrito y zonas aledañas se infiere que el suelo continúa en profundidad y en compacidad, aumentado de esta manera su resistencia.(Hasta 30m de profundidad en base a estudios geofisicos)


 JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 42446

REGISTRO ESTRATIGRAFICO

Solicitado : Ingenium Desarrollos Inmobiliarios SAC
Proyecto : Edificio de Vivienda Multifamiliar
Ubicación : Calle Chiclayo N°917 - 919 - Magdalena - Lima
Fecha : 25-04-17.

Realizado : J.O.F. **Profundidad** : 6.00 m
Cota : +0.15 m **Nivel Freático** : No presenta

CALICATA :

C-02

Profundidad (m)	Espesor (m)	Muestra	Clasificación SUCS	Símbolo	Humedad (%)	Peso Volum. (g/cm³)	Descripción del Material
0.30	0.30		CL				Tierra de cultivo.
1.30	1.00	M1	CL				Material de acilla arenosa de color marron de baja plasticidad, poco humedo, de consistencia muy firme, con presencia de gravillas aisladas.
6.00	4.70	M2	GP				Suelo fluvio aluvional conformado por gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástico, de color gris a plomizo, poco humedo, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 25% de tamaño promedio 4" a 10", con presencia de boleos aislados de T.M 14"; de compacidad ligeramente suelto a firme hasta 2.80m de profundidad a compacidad firme a muy firme a mayor profundidad. Nota: No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración. A fin de evitar derrumbes, no se pudo profundizar mas la calicata debido al estado semisuelto del suelo hasta 2.80m de profundidad.
10.00	4.00		GP				En base a la geología de la zona y por la experiencia del consultor en otros estudios realizados en el distrito y zonas aledañas se infiere que el suelo continúa en profundidad y en compacidad, aumentando de esta manera su resistencia. (Hasta 30m de profundidad en base a estudios geofísicos)


JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

REGISTRO ESTRATIGRAFICO

Solicitado : Ingenium Desarrollos Inmobiliarios SAC
 Proyecto : Edificio de Vivienda Multifamiliar
 Ubicación : Calle Chiclayo N°917 - 919 - Magdalena - Lima
 Fecha : 24-04-17.

Realizado : J.O.F. Profundidad : 6.00 m
 Cota : +0.15 m Nivel Freático : No presenta

CALICATA :

C-03

Profundidad (m)	Espesor (m)	Muestra	Clasificación SUCS	Símbolo	Humedad (%)	Peso Volum. (g/cm³)	Descripción del Material
0.15	0.15	S/m	Losa				Tierra de cultivo.
0.70	0.55	S/m	Relleno				Material de relleno de acilla arenosa con restos de fragmentos de ladrillos, cascotes de concreto, trozos de madera ,de compacidad suelto a firme.
1.30	0.60	M1	CL				Material de acilla arenosa de color marron de baja plasticidad, poco humedo,de consistencia muy firme, con presencia de gravillas aisladas.
6.00	4.70	M2	GP				Suelo fluvio aluvional conformado por gravas mal gradadas de forma sub-redondeada de tamaño promedio 1/2" a 3", con matriz de arena de grano fino a medio, no plástico, de color gris a plomizo, poco humedo, conteniendo además cantos de forma sub redondeada en un 25% de tamaño promedio 4" a 10", con presencia de boleos aislados de T.M 14"; de compacidad ligeramente suelto a firme hasta 4.00m de profundidad a compacidad firme a muy firme a mayor profundidad. Nota: No se encontró nivel freático hasta dicha profundidad de exploración. A fin de evitar derrumbes, no se pudo profundizar mas la calicata debido al estado semisuelto del suelo hasta 4.00m de profundidad.
10.00	4.00		GP				En base a la geología de la zona y por la experiencia del consultor en otros estudios realizados en el distrito y zonas aledañas se infiere que el suelo continúa en profundidad y en compacidad, aumentado de esta manera su resistencia.(Hasta 30m de profundidad en base a estudios geofisicos)


 JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 42446

ANEXO 10.3
REGISTROS DE
ENSAYO DE
LABORATORIO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN
NPT 339-128 - ASTM D422 CONTENIDO HUMEDAD NPT 339-127 - ASTM D2216

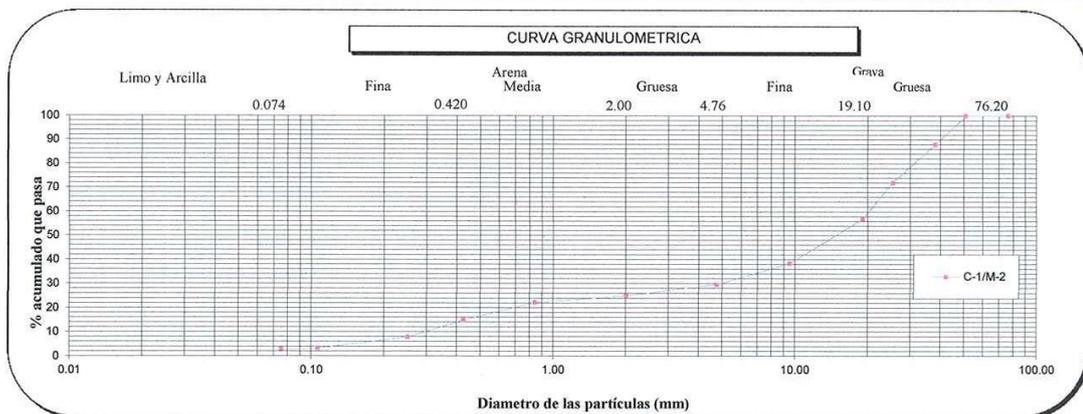
SOLICITANTE : INGENIUM DESARROLLOS INMOBILIARIOS S.A.C.
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS MAS 3 SOTANOS
UBICACIÓN : Calle Chiclayo N° 917-919, Miraflores - Lima
FECHA : ABRIL, 2017

Calicata		C-1				
Muestra		M-2				
Profundidad (m)		1.20 - 6.00				
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO FORMULADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		Peso retenido	% retenido	% retenido acumulado	% que pasa
	Nº	Abertura (mm)				
	3 "	76.200	0.0	0.0	0.0	100.0
	2 "	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0
	1 1/2 "	38.100	345.4	12.0	12.0	88.0
	1 "	25.400	457.0	15.9	27.9	72.1
	3/4 "	19.100	431.6	15.0	43.0	57.0
	3/8 "	9.520	533.4	18.6	61.5	38.5
	Nº 4	4.760	253.9	8.8	70.4	29.6
	Nº 10	2.000	132.5	4.6	75.0	25.0
	Nº 20	0.840	81.1	2.8	77.8	22.2
	Nº 40	0.425	213.2	7.4	85.2	14.8
	Nº 60	0.250	200.6	7.0	92.2	7.8
Nº 140	0.106	129.5	4.5	96.7	3.3	
Nº 200	0.075	10.0	0.3	97.0	3.0	
Contenido de Humedad ASTM-D2216 (%)						2.14
Límite Líquido (LL) ASTM-D423 (%)						-
Límite Plástico (LP) ASTM-D424 (%)						NP
Índice Plástico (IP) (%)						-
Clasificación (S.U.C.S.) :						GP
Clasificación (AASHTO) :						A-1-a
Índice de Grupo :						0
Nombre de grupo :		Grava pobremente gradada con arena				
Descripción (AASHTO) :		BUENO				



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	43.0	
	GF%	27.4	70.4
% Arena	AG%	4.6	
	AM%	10.2	
	AF%	11.8	26.7
% Finos			3.0



Realizado : Téc. Tomas Guerrero A.
Revisado : Ing. Jorge Ochoa F.



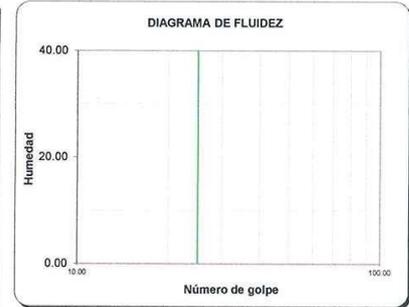
JORGE HERNÁN OCHOA FERNÁNDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN
NPT 339-128 - ASTM D422 CONTENIDO HUMEDAD NPT 339-127 - ASTM D2216

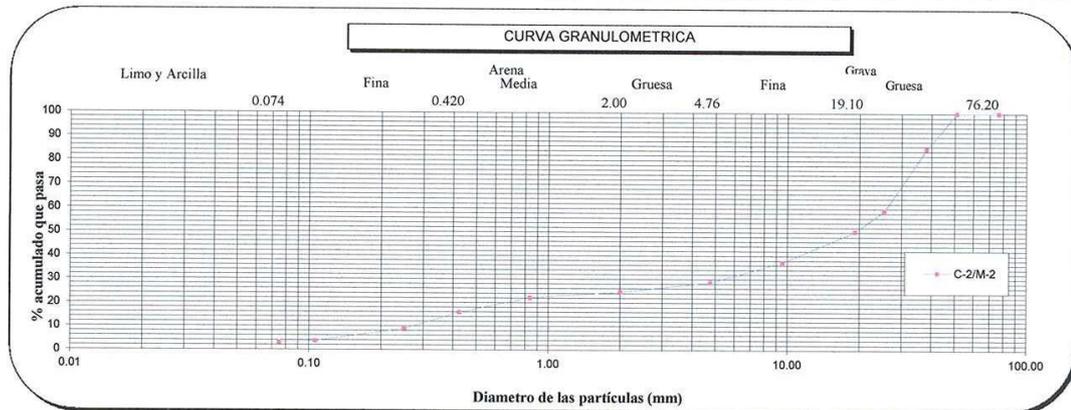
SOLICITANTE : INGENIUM DESARROLLOS INMOBILIARIOS S.A.C.
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS MAS 3 SOTANOS
UBICACIÓN : Calle Chiclayo Nº 917-919, Miraflores - Lima
FECHA : ABRIL, 2017

Calicata	C-2					
Muestra	M-2					
Profundidad (m)	1.30 - 6.00					
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		Peso retenido	% retenido	% retenido acumulado	% que pasa
	Nº	Abertura (mm)				
	3 "	76.200	0.0	0.0	0.0	100.0
	2 "	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0
	1 1/2 "	38.100	390.6	14.9	14.9	85.1
	1 "	25.400	676.3	25.9	40.8	59.2
	3/4"	19.100	235.1	9.0	49.8	50.2
	3/8"	9.520	336.5	12.9	62.7	37.3
	Nº 4	4.760	224.4	8.6	71.3	28.7
	Nº 10	2.000	105.6	4.0	75.3	24.7
	Nº 20	0.840	66.3	2.5	77.8	22.2
	Nº 40	0.425	160.4	6.1	84.0	16.0
	Nº 60	0.250	183.8	7.0	91.0	9.0
	Nº 140	0.106	136.9	5.2	96.2	3.8
Nº 200	0.075	14.7	0.6	96.8	3.2	
Contenido de Humedad	ASTM-D2216	(%)				2.57
Límite Líquido (LL)	ASTM-D423	(%)				-
Límite Plástico (LP)	ASTM-D424	(%)				NP
Índice Plástico (IP)		(%)				-
Clasificación (S.U.C.S.) :						GP
Clasificación (AASHTO) :						A-1-a
Índice de Grupo :						0
Nombre de grupo :	Grava pobremente gradada con arena					
Descripción (AASHTO) :	BUENO					



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	49.8	71.3
	GF%	21.5	
% Arena	AG%	4.0	25.5
	AM%	8.7	
	AF%	12.8	
% Finos			3.2



Realizado : Téc. Tomas Guerrero A.
Revisado : Ing. Jorge Ochoa F.



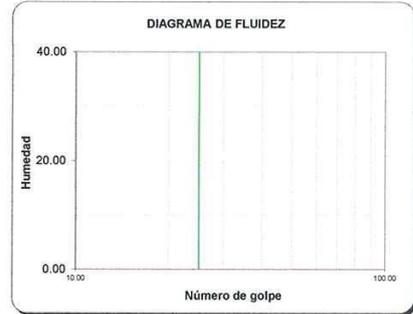
JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP Nº 42446

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN
 NPT 339-128 - ASTM D422 CONTENIDO HUMEDAD NPT 339-127 - ASTM D2216

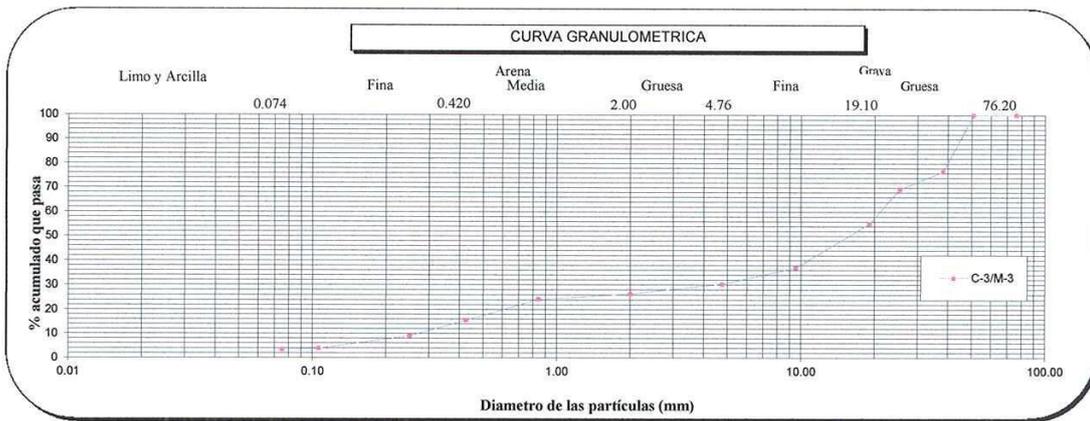
SOLICITANTE : INGENIUM DESARROLLOS INMOBILIARIOS S.A.C.
 PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS MAS 3 SOTANOS
 UBICACIÓN : Calle Chiclayo N° 917-919, Miraflores - Lima
 FECHA : ABRIL, 2017

Calicata	C-3					
Muestra	M-3					
Profundidad (m)	1.30 - 6.00					
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		Peso retenido	% retenido	% retenido acumulado	% que pasa
	Nº	Abertura (mm)				
	3 "	76.200	0.0	0.0	0.0	100.0
	2 "	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0
	1 1/2 "	38.100	690.0	23.4	23.4	76.6
	1 "	25.400	211.3	7.2	30.6	69.4
	3/4"	19.100	415.7	14.1	44.7	55.3
	3/8"	9.520	537.2	18.2	63.0	37.0
	Nº 4	4.760	196.7	6.7	69.7	30.3
	Nº 10	2.000	113.6	3.9	73.5	26.5
	Nº 20	0.840	65.7	2.2	75.8	24.2
	Nº 40	0.425	255.2	8.7	84.4	15.6
	Nº 60	0.250	191.4	6.5	90.9	9.1
	Nº 140	0.106	154.5	5.2	96.2	3.8
Nº 200	0.075	12.5	0.4	96.6	3.4	
Contenido de Humedad	ASTM-D2216	(%)				1.97
Límite Líquido (LL)	ASTM-D423	(%)				-
Límite Plástico (LP)	ASTM-D424	(%)				NP
Índice Plástico (IP)		(%)				-
Clasificación (S.U.C.S.) :						GP
Clasificación (AASHTO) :						A-1-a
Índice de Grupo :						0
Nombre de grupo :	Grava pobremente gradada con arena					
Descripción (AASHTO) :	BUENO					



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	44.7	69.7
	GF%	24.9	
% Arena	AG%	3.9	26.9
	AM%	10.9	
	AF%	12.2	
% Finos			3.4



Realizado : Téc. Tomas Guerrero A.
 Revisado : Ing. Jorge Ochoa F.



JORGE HERNAN OCHOA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 42446

ANEXO 10.4
FOTOGRAFIAS



FOTO N° 1: Vista panorámica del frontis del terreno donde se realizó el estudio de suelos.



FOTO N° 2: Vista panorámica lateral del frontis del terreno en estudio ubicado en la calle Chiclayo 917 - 919, Miraflores – Lima.


JORGE HERNAN OCHOA FERRER
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446



FOTO N° 3: Vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominada calicata C-1.

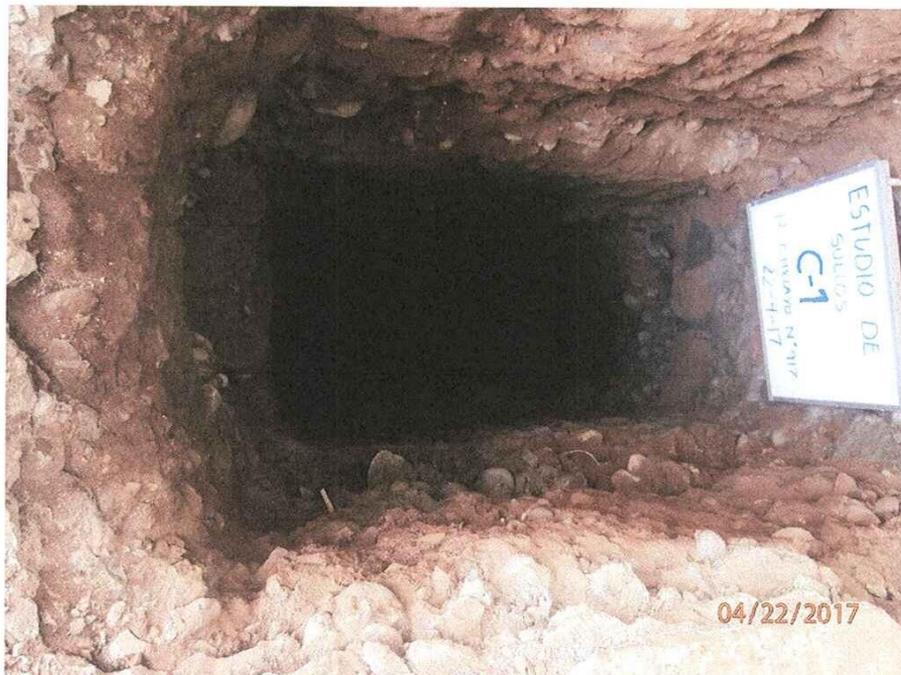


FOTO N° 4: Otra vista exterior de la calicata C-1, donde se muestra el material extraído de la excavación.


JORGE HERNÁN OCHOA FERNÁNDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446



FOTO N° 5: Otra vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominada calicata C-1 tomada desde otro ángulo.



JH
JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

FOTO N° 6: Vista panorámica interior de la calicata C-1 donde se muestra el perfil estratigráfico del subsuelo. Se alcanzó una profundidad de exploración de 6.00m. A fin de evitar derrumbes, no se pudo profundizar más la calicata debido al estado semisuelto del suelo hasta 2.80m de profundidad.



FOTO N° 7: Vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominado calicata C-2.



FOTO N° 8: Otra vista exterior de la calicata C-2, donde se muestra el material extraído de la excavación.


JORGE HERNAN OCHOA FERRNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446



FOTO N° 9: Otra vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominado calicata C-2 tomada desde otro ángulo.

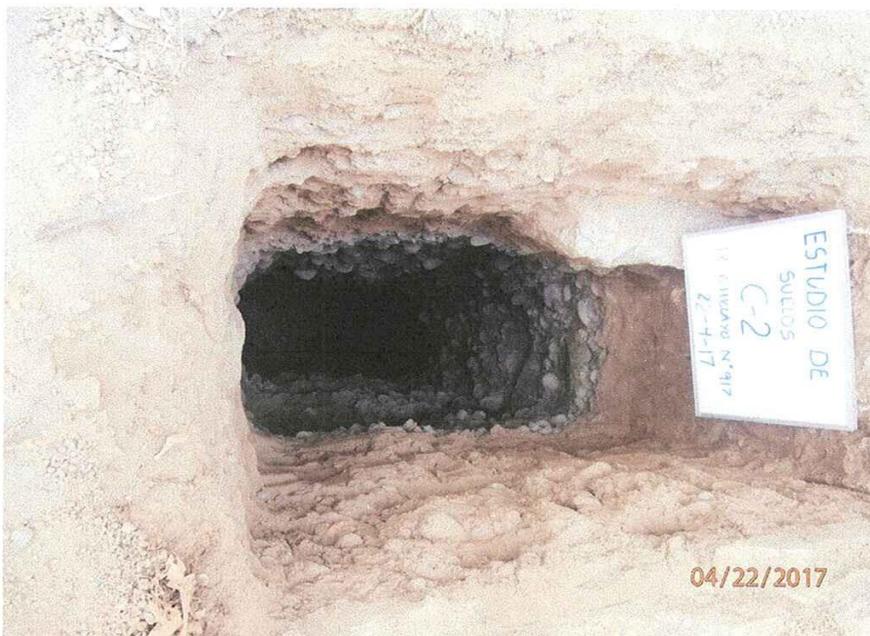


FOTO N° 10: Vista panorámica interior de la calicata C-2 donde se muestra el perfil estratigráfico del subsuelo. Se alcanzó una profundidad de exploración de 6.00m. A fin de evitar derrumbes, no se pudo profundizar más la calicata debido al estado semisuelto del suelo hasta 2.80m de profundidad.


JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446



FOTO N° 11: Vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominado calicata C-3.



FOTO N° 12: Otra vista exterior de la calicata C-3, donde se muestra el material extraído de la excavación.


JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446

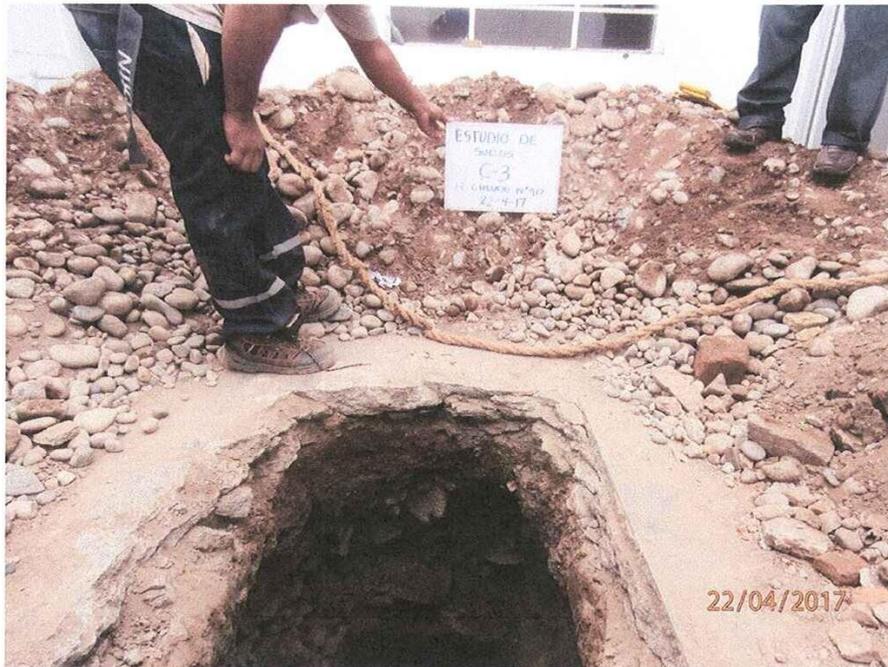


FOTO N° 13: Otra vista panorámica exterior de la excavación a cielo abierto denominada calicata C-3 tomada desde otro ángulo.

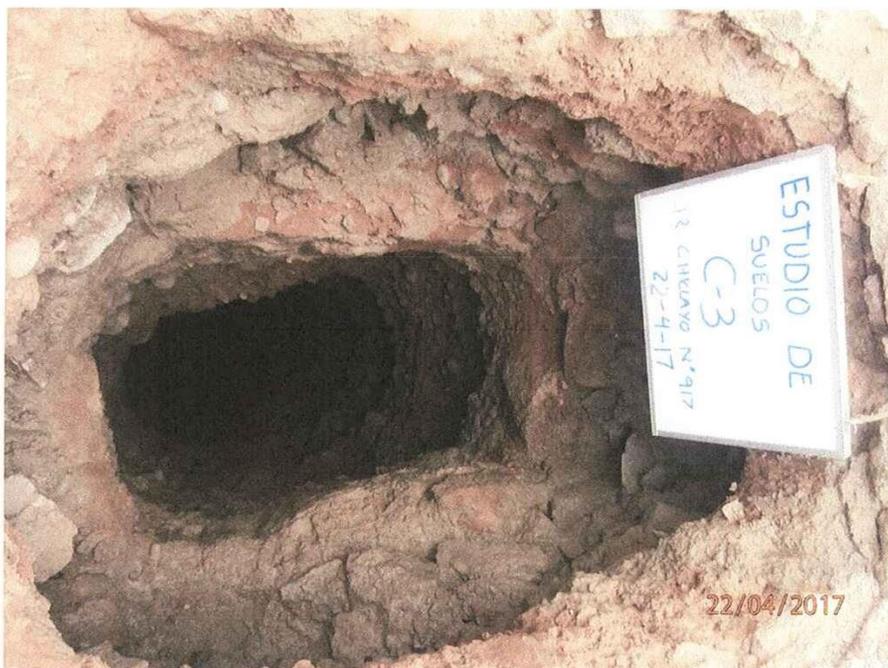


FOTO N° 14: Vista panorámica interior de la calicata C-3 donde se muestra el perfil estratigráfico del subsuelo. Se alcanzó una profundidad de exploración de 6.00m. A fin de evitar derrumbes, no se pudo profundizar más la calicata debido al estado semisuelto del suelo hasta 4.00m de profundidad.


JORGE HERNAN OCHOA FERNANDEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 42446