

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PROYECTO MULTIFAMILIAR LOS HUERTOS DE CHORRILLOS

**Trabajo de investigación para la obtención del grado académico de BACHILLER
EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL**

AUTORES

Betsy Norma Guerra Jesús

Enrique Alonso Pérez Crosby

Fabricio Alfredo Nicho Benique

Fiorella Miluska Guerrero Fano

Justin Gustavo García Francisco

ASESOR:

Victoria Emperatriz Ramírez Valdivia

Lima, Diciembre, 2019.

RESUMEN

Con la finalidad de consolidar los conocimientos adquiridos durante la universidad, se realiza el diseño y ejecución de un proyecto de edificación multifamiliar, en el cual se realiza el diseño de todas las especialidades teniendo en cuenta la sostenibilidad. Por ello, en paralelo, se realiza un trabajo de investigación para encontrar alternativas sustentables que sean aplicables al proyecto en mención. La metodología del trabajo es cualitativa y cuantitativa, se recibe la arquitectura del edificio a nivel de anteproyecto y se van desarrollando las especialidades progresivamente, iniciando por Geotecnia, el cual nos da los parámetros necesarios para el diseño estructural. Posteriormente se realizan las especialidades de Estructuras, IIEE, IISS y Arquitectura a nivel detalle, donde se realizan constantes reuniones para levantamiento de incompatibilidades. Una vez se concluya el diseño, se realiza el presupuesto y programación de lo que vendría a ser la etapa de construcción. En ambas etapas, tanto para el diseño como para la ejecución, se desarrolla la búsqueda de alternativas sustentables, como materiales de construcción y procesos constructivos, respectivamente. Al finalizar el proyecto y el trabajo de investigación, se pudo concluir que es muy importante realizar las reuniones de compatibilización periódicamente, ya que permite anticipar futuros inconvenientes durante la construcción. Además, con respecto a las alternativas sustentables, se concluye que implementar el uso de tecnologías led en la iluminación, genera más beneficios; por otro lado, se determina que implementar aparatos sanitarios de consumo eficiente de agua es la alternativa menos económica. Sin embargo, a los costos de los productos se les debe añadir los beneficios a largo plazo a fin de que la relación costo beneficio se adecúe a la economía peruana.

TABLA DE CONTENIDOS

1.	CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1.	Introducción	1
1.2.	Justificación	1
1.3.	Alcance	1
1.4.	Objetivos	2
1.4.1.	Objetivo general	2
1.4.2.	Objetivos específicos	2
1.5.	Metodología	3
1.5.1.	Metodología de investigación	3
2.	CAPÍTULO 2: REVISIÓN DE LA LITERATURA	4
2.1.	Sostenibilidad	4
2.2.	Certificación Leed	5
2.2.1.	Tipos de certificados	5
2.2.2.	Categorías del certificado Leed	5
2.2.3.	Categorías que se evalúan	5
2.2.3.1.	Transporte y locación	5
2.2.3.2.	Eficiencia y aprovechamiento de agua	6
2.2.3.3.	Eficiencia energética y menor impacto atmosférico	6
2.2.3.4.	Materiales y recursos	6
2.2.3.5.	Calidad del ambiente interior	7
2.2.3.6.	Innovación en el proceso de diseño	7
2.2.3.7.	Sostenibilidad	7
2.2.3.8.	Prioridad regional	7
2.3.	Ámbito local	7
2.3.1.	Centro Empresarial Leuro	8
2.3.1.1.	Sitios sostenibles	8
2.3.1.2.	Eficiencia en el uso del agua	8
2.3.1.3.	Energía y atmósfera	9
2.3.1.4.	Materiales y recursos	10
2.3.1.5.	Calidad ambiental interior	10
2.3.1.6.	Innovación	11

2.3.1.7.	Prioridad regional en conjunto	12
2.3.2.	Edificio Real 6.....	12
2.3.2.1.	Sitios sostenibles	12
2.3.2.2.	Eficiencia en el uso del agua	12
2.3.2.3.	Energía y atmósfera.....	13
2.3.2.4.	Materiales y recursos.....	13
2.3.2.5.	Calidad ambiental interior	13
2.3.2.6.	Innovación.....	13
2.3.2.7.	Prioridad regional en conjunto	14
3.	CAPÍTULO 3: GEOTECNIA	15
3.1.	Resumen de las condiciones de cimentación	15
3.2.	Información previa	15
3.3.	Exploración de campo	16
3.4.	Ensayos de laboratorio	16
3.5.	Perfil del suelo.....	17
3.6.	Nivel freático.....	17
3.7.	Agresividad del suelo	17
3.8.	Efecto del sismo	18
3.9.	Análisis de la cimentación.....	18
3.9.1.	Tipo de cimentación	18
3.9.2.	Profundidad	18
3.9.3.	Memoria de cálculo	19
3.9.4.	Factor de seguridad.....	22
3.9.5.	Asentamientos	22
3.9.6.	Presión admisible q_a	22
3.10.	Parámetros para el diseño y la construcción de la cisterna	23
4.	CAPÍTULO 4: ARQUITECTURA	25
4.1.	Detalle general del proyecto.....	25
4.1.1.	Terreno	26
4.1.2.	Accesos	26
4.1.3.	Infraestructura existente	26
4.1.4.	Función.....	26
4.1.5.	Zonificación	28
4.1.6.	Área construida.....	28
4.1.7.	Planta típica (1er, 2do, 3er y 4to piso)	28

4.1.8.	Hall.....	28
4.1.9.	Estacionamiento	29
4.1.10.	Sala - comedor y estar	29
4.1.11.	Cocina y lavandería.....	29
4.1.12.	Dormitorio.....	29
4.1.13.	Escaleras.....	29
5.	CAPÍTULO 5: ESTRUCTURAS	30
5.1.	Resumen.....	30
5.2.	Estructuración y pre dimensionamiento	30
5.2.1.	Estructuración.....	30
5.2.2.	Pre dimensionamiento	31
5.2.3.	Losas	31
5.2.4.	Losa aligerada.....	31
5.2.5.	Losa maciza.....	31
5.2.6.	Escaleras.....	32
5.2.7.	Vigas	32
5.2.8.	COLUMNAS	32
5.2.9.	Placas	33
5.3.	Análisis sísmico	33
5.3.1.	Análisis estático de fuerzas estáticas	33
5.3.2.	Sistema estructural.....	34
5.3.3.	Análisis modal espectral y factor de amplificación.....	35
5.3.4.	Modos de vibración	36
5.3.5.	Derivas de entrepiso	36
5.3.6.	Irregularidad por torsión.....	36
5.4.	Diseño estructural.....	37
5.4.1.	Diseño de losas	37
5.4.1.1.	Losas aligeradas	37
5.4.1.1.1.	Combinación de carga.....	38
5.4.1.1.2.	Diseño por flexión.....	38
5.4.1.1.3.	Diseño por cortante	39
5.4.1.2.	Losas macizas.....	39
5.4.1.2.1.	Diseño por cortante	40
5.4.2.	Diseño de escaleras.....	40
5.4.3.	Diseño de vigas chatas.....	41
5.4.3.1.	Cálculo de deflexiones	41

5.4.4.	Diseño sismorresistente de vigas	42
5.4.4.1.	Diseño por Flexión	42
5.4.4.2.	Diseño por Capacidad	42
5.4.5.	Diseño sismorresistente de columnas	43
5.4.5.1.	Diseño por flexo compresión.....	43
5.4.5.2.	Diseño por cortante	43
5.4.6.	Análisis sismorresistente de placas	43
5.4.6.1.	Diseño por cortante	44
5.4.7.	Análisis de zapatas	45
5.4.7.1.	Zapata aislada.....	45
5.4.7.1.1.	Diseño por punzonamiento.....	45
5.4.7.1.2.	Diseño por cortante	45
5.4.8.	Diseño de cisterna.....	45
5.4.9.	Diseño de cerco perimetral	46
5.4.9.1.	Verificación de esfuerzo en muro.....	46
6.	CAPÍTULO 6: INSTALACIONES.....	47
6.1.	Instalaciones sanitarias	47
6.1.1.	Documentos de referencia	47
6.1.2.	Requerimientos en la dotación de agua potable	47
6.1.3.	Cálculo de la dotación	47
6.1.4.	Cálculo de volumen de almacenamiento de agua	48
6.1.5.	Dimensionamiento de la cisterna de agua.....	48
6.1.6.	Diseño de diámetros	49
6.1.7.	Cálculo de pérdidas	50
6.1.8.	Definición del equipo de bombeo	50
6.1.9.	Instalaciones de desagüe y ventilación	52
6.2.	Instalaciones eléctricas	53
6.2.1.	Alcance del proyecto	53
6.2.2.	Descripción del proyecto	53
6.2.3.	Número de circuitos	53
6.2.3.1.	Circuitos para alumbrado	53
6.2.3.2.	Circuitos para tomacorrientes	54
6.2.3.3.	Circuito de cargas móviles	54
6.2.4.	Cuadro de cargas	55
6.2.4.1.	Áreas comunes:	55
6.2.4.2.	Cada departamento:.....	55

6.2.5.	Diseño del tablero de distribución	55
6.2.6.	Cálculos justificatorios	55
6.2.6.1.	Intensidad de corriente (A)	55
6.2.6.1.1.	Circuito trifásico.....	55
6.2.6.1.2.	Circuito monofásico:	55
6.2.6.2.	Caída de tensión (V).....	56
6.2.6.2.1.	Circuito trifásico.....	56
6.2.6.2.2.	Circuito monofásico	56
6.2.7.	Diseño	56
6.2.8.	Consideraciones generales.....	57
7.	CAPÍTULO 7: COSTOS Y PRESUPUESTOS	58
7.1.	Metrados	58
7.2.	Análisis de precios unitarios.....	58
7.3.	Presupuesto	58
7.3.1.	Costo directo	58
7.4.	Sectorización	58
7.5.	Programación y cronograma maestro	59
8.	CAPÍTULO 8: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES	60
8.1.	Discusión.....	60
8.1.1.	Iluminación Led	60
8.1.2.	Pintura Ecológica	60
8.1.3.	Inodoros Ecológicos	61
8.2.	Conclusiones	62
8.2.1.	Geotecnia.....	62
8.2.2.	Arquitectura.....	62
8.2.3.	Instalaciones sanitarias	63
8.2.4.	Instalaciones eléctricas	63
8.2.5.	Costos y presupuestos.....	63
8.2.6.	Propuestas sustentables.....	63
9.	BIBLIOGRAFÍA	65

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01. Resumen de las condiciones de cimentación.....	15
Tabla 02. Muestras extraídas en la exploración de campo	16
Tabla 03. Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfato	17
Tabla 04. Factores sísmicos del suelo	18
Tabla 05. Descripción de suelos en estado natural según Terzagui y Peck	23
Tabla 06. Ángulo de fricción en suelo seco a húmedo	23
Tabla 07. Masas sísmicas y peso total de la estructura	34
Tabla 08. Fuerzas cortantes estática en "X" y "Y"	34
Tabla 09. Sistema estructural en X e Y	35
Tabla 10. Masas participativas y modos de vibración	36
Tabla 11. Derivas máximas inelásticas	36
Tabla 12. Torsión en "X" e "Y"	37
Tabla 13. Acero mínimo de acuerdo al peralte elegido	38
Tabla 14. Cargas últimas para la losa maciza por m ²	39
Tabla 15. Cálculo de la dotación.....	47
Tabla 16. Dimensionamiento de la cisterna	48
Tabla 17. Dimensionamiento de alimentación a cisterna	51
Tabla 18. Tabla de rendimiento de bombas eléctricas.....	51
Tabla 19. Metrado por sectores.....	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01. Planta del primer piso del proyecto.	25
Figura 02. Elevación frontal, zona de acceso a la edificación.	27
Figura 03. Planta típica, distribución de ambientes.	27
Figura 04. Corte longitudinal, detalle de ambientes principales.	28
Figura 05. Esquema de distribución de elementos estructurales.	31
Figura 06. Espectro de aceleraciones.	35
Figura 07. Losa aligerada comprendida entre los ejes 3-4.	38
Figura 08. Modelo estructural de escalera.	40
Figura 09. Análisis y diseño de viga chata 0.2x0.2m.	41
Figura 10. Viga 1(0.25x0.60).....	42
Figura 11. Diagrama de interacción de la placa PL-01	44
Figura 12. Vista en planta del cuarto de bombas y cisterna	49
Figura 13. Trazado de red de agua.....	49
Figura 14. Ruta crítica	50
Figura 15. Desagüe pluvial	52
Figura 16. Sectorización de planta típica	59
Figura 17. Foco ph ahorrador espiral 12w luz blanca. Tomado de Sodimac (2019)	60
Figura 18. Foco led 12w luz cálida philips. Tomado de Sodimac (2019)	60
Figura 19. Pintura tradicional color mate. Tomado de Promart (2019).....	61
Figura 20. Pintura ecológica color mate. Tomado de EcoColor (2019).....	61
Figura 21. Funcionamiento de inodoros por descarga de gravedad.....	62

1. CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. Introducción

El presente trabajo de investigación consiste en el diseño y construcción del proyecto multifamiliar Los Huertos de Chorrillos en sus diferentes especialidades. Por ello, a lo largo de la investigación, las especialidades de Geotecnia, Arquitectura, Estructuras, Instalaciones Sanitarias e Instalaciones Eléctricas y Costos y Presupuestos desarrollan sus competencias.

La Vivienda Multifamiliar – Los Huertos De Villa se encuentra ubicado en la urbanización Los Huertos de Villa, muy cerca a Los Pantanos de villa, en el distrito de Chorrillos, provincia y departamento de Lima. El desarrollo del proyecto comienza con un estudio de suelos, luego, es diseñado arquitectónicamente para después pasar por el diseño estructural y finalmente seguir los lineamientos de las especialidades de Instalaciones Eléctricas y Sanitarias. Una vez concluido el diseño, se pasa a la etapa de construcción en la cual prima la especialidad de Costos y Presupuestos.

Durante el desarrollo de la En todo momento, las especialidades realizan las compatibilizaciones necesarias de forma que la acción de ninguna perjudique a otra. Así mismo, debido a los problemas medioambientales generados por el sector construcción se establece el concepto de sostenibilidad y junto a él un recopilado de atributos sostenibles que hacen del edificio, uno sustentable.

1.2. Justificación

La búsqueda de la sostenibilidad en los proyectos de edificación actuales se debe a que, ante los actuales problemas medioambientales y la escasez de recursos primarios, es parte del deber ético de los profesionales de la ingeniería civil velar por la satisfacción adecuada de las necesidades del mercado inmobiliario actual y también por las necesidades de las demandas futuras.

1.3. Alcance

La presente investigación pretende cubrir las prácticas necesarias por parte de las edificaciones para poder obtener una mención por parte de la certificación LEED, que se es

otorgada a los edificios sostenibles. Asimismo, determinar qué alternativas sostenibles pueden ser adoptadas en el proyecto multifamiliar Los Huertos de Chorrillos, mas no cómo realizar su implementación, ni determinar los posibles cambios en el diseño del edificio.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Realizar el diseño y ejecución del proyecto multifamiliar Los Huertos de Chorrillos.

1.4.2. Objetivos específicos

- Determinar el estudio de mecánica de suelos del proyecto Los Huertos de Chorrillos.
- Obtener el perfil estratigráfico del suelo donde se va a construir el proyecto.
- Determinar los parámetros necesarios de los estratos de suelo para el diseño de las cimentaciones del proyecto.
- Diseñar las cimentaciones del proyecto.
- Determinar el empuje de suelos para el diseño de la cisterna del proyecto.
- Realizar el diseño arquitectónico del proyecto en mención.
- Realizar una adecuada compatibilización de los planos de estructuras y arquitectura.
- Tener una adecuada estructuración evitando que los elementos estructurales interfieran en un ambiente (dormitorios, sala, hall, estacionamientos).
- Asignar los acabados adecuados dependiendo del tipo de ambiente y uso que se le dará.
- Brindar una adecuada información acerca del proyecto tales como la ubicación, límites colindantes, planos, área construida y área del terreno.
- Tener una adecuada distribución de los ambientes, y que estos también sean proporcionales.
- Dar a conocer los lineamientos para el desarrollo de la especialidad de Instalaciones Sanitarias con el uso de la Norma IS-010 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).
- Realizar el diseño de las instalaciones eléctricas en el edificio en torno a la Norma Técnica EM.010 de Instalaciones Eléctricas.
- Trazar y diseñar las conexiones eléctricas, de comunicaciones, de ascensor y electrobomba en todas las áreas del proyecto multifamiliar.
- Diseñar los tableros eléctricos del edificio.

- Realizar el diseño estructural de acuerdo con las normas de diseño E.030, E060 y E0.20 Norma de cargas.

1.5. Metodología

El trabajo de investigación consta de 2 partes. En primer lugar, se realiza el estudio de suelos correspondiente a la zona de construcción para luego comenzar con el desarrollo de la arquitectura. En segundo lugar, la etapa del diseño de estructuras se elabora en alineamiento con los planos de arquitectura, donde se diseña la superestructura en base a las normas de diseño cuales son diseñados de acuerdo con las Normas Técnicas de Edificación: NTE E.020 (Cargas) y NTE E.060 (Concreto Armado), NTE E.050 (Suelos y Cimentaciones) y NTE E.030 (Diseño Sismorresistente). Así mismo, durante el diseño se debe respetar las propuestas de diseño de las especialidades de Instalaciones Sanitarias e Instalaciones Eléctricas.

La elaboración del proyecto de las instalaciones sanitarias, involucra las instalaciones de agua fría, agua caliente, desagüe doméstico y ventilación, todas ellas se llevarán a cabo en conformidad a la norma la Norma IS-010 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Finalmente, una vez que el diseño concluya, comienza la etapa de construcción del edificio, lo cual implica el seguimiento de las partidas: metrados, análisis de precios unitarios, presupuesto, sectorización, la programación y el cronograma maestro.

1.5.1. Metodología de investigación

La metodología empleada en la presente investigación sobre sostenibilidad en las edificaciones consta de 3 etapas. La primera etapa presenta la revisión del marco teórico en cuanto a sostenibilidad y certificaciones LEED. La segunda etapa consiste en la búsqueda del estado del arte de las edificaciones actuales, en el Perú, cuyo diseño haya sido direccionado a uno sostenible. Por último, se hace un recuento de las alternativas sostenibles que pueden ser adaptadas al proyecto multifamiliar Los Huertos de Chorrillos los mismos que serán sometidas a discusión.

2. CAPÍTULO 2: REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1. Sostenibilidad

Se entiende por sostenibilidad, al desarrollo de las necesidades del presente sin comprometer las necesidades del futuro ("presidente de la Asamblea General de las Naciones Unidas", 2019). Para Wong Villanueva (2015), la sostenibilidad debería presentarse como una necesidad ante un mundo que cada vez se vuelve más exigente en cuanto a los aspectos, económicos, sociales y en los últimos años, ambientales. Sin embargo, es imposible priorizar alguno sin descuidar los otros y que solo la equidad entre el desarrollo de dichos aspectos podría llegar a satisfacer el concepto de sostenibilidad.

Uno de los aspectos que abarca la sostenibilidad es velar por el manejo adecuado del medio ambiente y ya que el sector construcción es uno de los sectores de mayor impacto ambiental, resulta relevante analizar su posición dentro de un marco de sostenibilidad. En este sentido, investigaciones acerca del impacto generado por la construcción de viviendas se vienen llevando a cabo con mayor énfasis. Tal es el caso de Cáceres Cebrecos (2016), quien realizó un estudio sobre el Análisis del Ciclo de Vida de una vivienda multifamiliar en Lima y de él concluye que las categorías de mayor representatividad son el consumo energético, las emisiones de dióxido de carbono equivalente ($\text{CO}_2 \text{ eq}$) y los desperdicios generados por la construcción. Dichas categorías de impacto no son excluyentes de las potencias mundiales, ya que en Estados Unidos las emisiones de CO_2 producto del sector representan aproximadamente el 40% del total de las emisiones y por el lado, de la obtención de materias primas, también representa el 40% del uso de la materia bruta (Wong Villanueva, 2015).

Por ello, a fin de mitigar dichos impactos ambientales, surgen nuevas ideas, formas de construir y políticas que entidades mundiales vienen aplicando en las nuevas construcciones. A la fecha, existen aspectos para poder lograr la sostenibilidad en edificaciones y como parte de ellos, Susunaga Monroy (2014) establece que debería realizarse el análisis del ciclo de vida tanto de las construcciones como de los materiales empleados. Los aspectos para lograr la sostenibilidad son englobados por los objetivos sostenibles que proponen entidades afines del cuidado ambiental. Tal es el caso del Consejo de Construcción Verde de los Estados Unidos (USGBC por sus siglas en inglés), que nombra al LEED como una de las principales herramientas para poder reconocer a edificios que cumplen con los objetivos sostenibles.

2.2. Certificación Leed

LEED es un sistema de certificación a nivel internacional de construcciones que verifica las características que permiten afirmar que la edificación es sostenible, acrónimo de Leadership in Energy & Environmental Design (Liderazgo en Energía y Diseño Ambiental). Se trata de una institución privada que brinda estos certificados luego de evaluar los procesos constructivos, materiales y sistemas usados. Cada construcción certificada tiene en consecuencia un alto rendimiento, un eficiente uso de recursos en todo su proceso (diseño, construcción, operación y mantenimiento), más rentable, interiores más saludables.

2.2.1. Tipos de certificados

Esta certificación tiene diferentes sistemas de evaluación según el tipo de proyecto. Éstos son BD+C (nuevas construcciones), ID+C (proyectos completos como centros comerciales), O+M (mantenimiento de edificios existentes o en mejora), ND (proyectos de reurbanización en cualquier etapa), Casas (viviendas unifamiliares o multifamiliares con un máximo de 3 pisos), ciudades y comunidades (toda la ciudad o secciones de ella), Recertificación LEED (todo proyecto en uso con certificado LEED), finalmente LEED ZERO (proyectos previamente certificados con el objetivo cero en carbono y/o recursos). Todas estas certificaciones tienen como objetivo en conjunto poder evaluar cada tipo de proyecto en sus diferentes estados y a lo largo de su vida útil para confirmar que se trata de una construcción sostenible ("Certificaciones - PERU GREEN BUILDING COUNCIL", 2019).

2.2.2. Categorías del certificado Leed

Cada tipo de certificado tiene categorías para resaltar el nivel de eficiencia, rendimiento o innovación de la edificación sostenible. Estas se dividen en las siguientes: (1) Certificado (40-49 puntos), (2) Plata (50-59 puntos), (3) Oro (60-79 puntos), (4) Platino (más de 80 puntos).

2.2.3. Categorías que se evalúan

2.2.3.1. Transporte y locación

De acuerdo con el PERU GREEN BUILDING COUNCIL (2019), se evalúa el adecuado desarrollo de la vecindad, la protección de la tierra, sectorización de zonas con alta o baja prioridad, y la promoción de políticas que reduzcan la densidad del tránsito. Dentro de estas, prima el acceso al transporte de calidad e instalaciones para bicicletas que a su vez reduzcan la

huella de carbono de estacionamientos y en caso de vehículos motorizados se opte por el uso de vehículos ecológicos.

2.2.3.2. Eficiencia y aprovechamiento de agua

Se evalúa la reducción de uso de agua en exteriores e interiores, medición de agua a nivel de edificio, y el buen uso de la torre de enfriamiento. Todo lo anterior se evalúa durante el proceso constructivo y durante la vida útil de la edificación. Se tiene como principal objetivo el de reutilizar y evitar desperdicios. Esta categoría tiene un máximo de 10 puntos de los 100 ("Certificaciones - PERU GREEN BUILDING COUNCIL", 2019).

2.2.3.3. Eficiencia energética y menor impacto atmosférico

Como parte del adecuado manejo de eficiencia energética cuya implementación en proyectos pueda mitigar el impacto atmosférico, se prioriza la evaluación del consumo energético y a su vez se establece el rendimiento mínimo de energía. Asimismo, se realiza una medición energética del edificio priorizando la optimización de energía que en muchos casos depende de la demanda y tipo de producción energética que en algunos casos se trata de energía renovable. Todo ello se evalúa desde el inicio de las actividades de construcción hasta el uso diario después de entregada la obra con el objetivo de obtener el menor impacto ambiental. Esta categoría vale un máximo de 37 puntos ("Certificaciones - PERU GREEN BUILDING COUNCIL", 2019).

2.2.3.4. Materiales y recursos

Según el PERU GREEN BUILDING COUNCIL (2019), se analiza el almacenamiento y recolección de materiales reciclables, la buena gestión de residuos y la planificación de demolición de la vivienda construida. En este sentido, se hace un llamado a la mitigación del impacto del ciclo de vida del edificio cuya aplicación también trae consigo la divulgación y optimización de productos de construcción que cuenten con declaraciones ambientales. Cuyas materias primas, contengan reducidas fuentes de plomo, cadmio y cobre. Por el lado de la calidad de muebles y mobiliario, también se recomienda el diseño para la flexibilidad y gestión de residuos de construcción y demolición. Esta categoría vale un máximo de 13 puntos.

2.2.3.5. Calidad del ambiente interior

El rendimiento mínimo de la calidad del aire interior, así como el rendimiento acústico mínimo son la base de esta categoría. Por un lado, las políticas se centran en el desarrollo de estrategias que mejoren la calidad de aire interior, tales como el control ambiental del humo del tabaco, uso de materiales de baja emisión, construcción de la gestión de la calidad interior de aire, confort térmico, iluminación interior, luz del día, vistas de calidad. Por otro lado, el eficiente rendimiento acústico. Esta categoría tiene un valor máximo de 12 puntos ("Certificaciones - PERU GREEN BUILDING COUNCIL", 2019).

2.2.3.6. Innovación en el proceso de diseño

Se valora la innovación y el uso de recursos eco eficientes en el diseño de la construcción. Esta categoría está valorada en un máximo de 6 puntos ("Certificaciones - PERU GREEN BUILDING COUNCIL", 2019).

2.2.3.7. Sostenibilidad

Se evalúa la prevención de la contaminación en la construcción, la zona de construcción y en el caso de encontrar un hábitad, la protección y restauración de dicho hábitad, así como, del espacio abierto. Por otro lado, se analiza la gestión del uso de agua de lluvias, la reducción de calor y de la contaminación lumínica cuya implementación debe formar parte del diseño del edificio, así como también, los lugares de respiro. Esta categoría tiene un máximo de 28 puntos de los 100 puntos ("Certificaciones - PERU GREEN BUILDING COUNCIL", 2019).

2.2.3.8. Prioridad regional

Esta categoría se encuentra valorizada en 4 puntos y para ello se analiza el impacto de la edificación en conjunto.

2.3. Ámbito local

A fin de cumplir con los requisitos ambientales, en el Perú cada vez son más las edificaciones que van incorporando medidas de regulación a sus distintas etapas de vida. Tal es el caso de las edificaciones: Centro Empresarial Leuro y Edificio Real 6.

2.3.1. Centro Empresarial Leuro

El centro empresarial Leuro ubicado en el distrito de Miraflores, Lima, Perú, es el primer edificio del país en obtener la certificación Leed en la categoría platino ("Centro Empresarial Leuro como el mejor ejemplo en materia de sostenibilidad | LEURO", 2019). Este edificio logró obtener 82 puntos de un total de 110 puntos que otorga la certificación LEED, siendo evaluados los siguientes puntos: Sitios sostenibles, Eficiencia en el uso del agua, Energía y atmósfera, Materiales y recursos, Calidad ambiental interior, innovación y créditos prioritarios regionales.

2.3.1.1. Sitios sostenibles

El edificio al estar ubicado en una de las avenidas más concurridas de Lima, entre Av. Benavides y Av. Vía expresa, puede lograr una conexión efectiva con público por medio del uso de transporte colectivo, ya que el edificio queda muy próximo al transporte público, "El Metropolitano". Así mismo, una parte de las instalaciones es destinada al estacionamiento de bicicletas y vestuarios, lo que suma a su puntuación y los lleva a obtener 26 de 28 puntos en esta categoría.

2.3.1.2. Eficiencia en el uso del agua

La escasez del agua es uno de los problemas medioambientales que estamos enfrentando en el siglo 21. Y, debido al alto consumo de agua durante el ciclo de vida de las viviendas multifamiliares, en especial en la fase de construcción y uso, se vienen considerando cada vez más las propuestas tecnológicas de ahorro de agua en las edificaciones. De acuerdo con la fundación AQUAE ("Ahorrar agua en el inodoro | Fundación Aquae", 2019), es importante ahorrar el agua que utilizan los inodoros que por cada descarga gastan 12 litros de agua, teniendo en cuenta que el consumo promedio debería ser de 101 litros por persona al día ("Mayor consumo de agua potable por habitante/día se registra en San Isidro - Noticias - sedapal.com.pe", 2019).

En este sentido, la reducción en el uso de agua mediante aparatos de consumo eficiente logra que la puntuación del edificio alcance los 10 puntos del total de 10 en esta categoría, lo cual resulta en un excelente uso de las tecnologías innovadoras de aguas residuales, así como el uso eficiente en zonas de paisaje.

2.3.1.3. Energía y atmósfera

El tema de ahorro de energía se ha convertido en una de las principales necesidades en el mercado inmobiliario debido a que el uso de la energía es imprescindible en todas las etapas del ciclo de vida, en especial durante su construcción y uso. A pesar de que la principal fuente de energía del Perú proviene de las hidroeléctricas que resultan ser menos contaminantes que el uso de los hidrocarburos (combustibles fósiles), aún hay preocupación debido a la demanda energética de las edificaciones. En este sentido, el estudio desarrollado por Cáceres Cebrecos (2016), sobre el Análisis del ciclo de vida de una vivienda multifamiliar en Lima, mostró que una vivienda en su etapa de uso podía consumir 10 GJ por metro cuadrado, mientras que una vivienda unifamiliar promedio consume 357 kwh por metro cuadrado durante la vida útil de la vivienda (García Portugal & Gonzales Ambia, 2015). Con estos resultados, se muestra la gran diferencia en el consumo masivo y el consumo particular y la importancia de hacer un control sobre la eficiencia en el uso de la energía.

Es por ello, que la eficiencia energética juega un rol muy importante en el consumo de energía de las edificaciones y que su uso podría disminuir el impacto ambiental generado por su consumo. A la fecha ya existen propuestas sostenibles en el tiempo y amigables con el medio ambiente, muestra de ello es el I congreso de edificios inteligentes realizado en Madrid donde presentan a la tecnología Led, como una herramienta con potencial de reducir el consumo energético (Álvarez Menéndez, 2013).

La posibilidad de poder ser abastecidos mediante el uso de energías renovables, mayor duración frente a aparatos convencionales y la reducción del consumo de energía en relación con los dispositivos de iluminación tradicionales, son algunos de los beneficios de los aparatos de iluminación Led. En el estudio se revela que el uso de la iluminación led podría reducir hasta en un 50% la energía consumida por aparatos convencionales. De este modo, resulta pertinente mencionar que a pesar de los beneficios de los aparatos Led su costo no es significativamente mayor frente a los aparatos convencionales, lo que en términos de costo-beneficio resulta en un gran ahorro para inversionistas o usuarios de las edificaciones.

El edificio Leuro obtuvo una puntuación de 20 respecto a los 37 puntos correspondientes a la energía y atmósfera, perteneciente a los requisitos que debe cumplir con la certificación LEED. De las cuales, la mayor puntuación le corresponde al uso de energía verde en sus instalaciones, mientras que presentó deficiencias por el lado del desempeño mínimo energético,

uso de energías renovables in situ y, por último, en la gestión de refrigerante fundamental (Leuro, 2019).

2.3.1.4. Materiales y recursos

Por su lado, la edificación obtuvo 6 puntos del total de 13, siendo los sub-requisitos que cumple en dicha categoría: Materiales reciclados o con contenido reciclado, materiales regionales y uso de madera certificada. Mientras que, los requisitos que no cumple le corresponden a la reutilización del edificio, es decir el mantenimiento de la estructura existente que, en este caso, resulta importante destacar que la edificación tuvo que construirse desde la etapa de cimentación, por lo que este requisito resultó imposible de cumplir.

2.3.1.5. Calidad ambiental interior

Con el crecimiento del sector inmobiliario se ha incrementado la demanda de productos utilizados para la construcción, tal es el caso de la pintura que juega un rol muy importante en la etapa de acabados de la construcción de los edificios. Estudios demuestran que la composición de la pintura presenta metales y disolventes tóxicos, haciendo que su uso insostenible en el tiempo pueda generar efectos negativos en el medio ambiente y en la salud humana (Alonso Felipe, 2013).

Los químicos utilizados para su fabricación son considerados compuestos orgánicos volátiles (COV) que, ante la manipulación directa o indirecta de la pintura, puedan generar daño a la salud de los trabajadores. Esto, principalmente debido a las micro partículas que se desprenden de las pinturas y rápidamente pueden llegar al organismo de las personas que entren en contacto, causando en ellas enfermedades degenerativas e incluso cancerígenas. En este sentido, compañías a nivel mundial han desarrollado pinturas ecológicas que puedan estar libres de hidrógeno, azufre, fósforo, silicio, nitrógeno o halógenos (Alonso Felipe, 2013). Y, cuya producción genere menos contaminación al planeta. En este sentido, los trabajadores en contacto, no solo en la construcción sino en la elaboración de las pinturas, estarían siendo afectados en menor medida.

A la actualidad existen controles de la calidad del aire, en conjunto con sus límites permisibles que son adaptados a los requisitos de certificación LEED. En caso de la edificación Leuro, la puntuación obtenida en esta categoría es de 10 puntos respecto a 12 puntos en total. Las condiciones que cumple la edificación les corresponden a las categorías: Monitoreo de

entrega de aire libre, ventilación aumentada, materiales de baja emisión (adhesivos y selladores), Materiales de baja emisión (pinturas, recubrimiento, sistemas de pisos y madera compuesta), control de fuente de contaminantes y químicos en interiores. Por el lado de los aspectos que no logra cubrir la edificación, se encuentra: control del ambiente frente al humo de tabaco y los materiales de baja emisión, madera compuesta y productos de agrifibra (Montalvo Lema, 2014).

2.3.1.6. Innovación

Una de las categorías de certificación Leed es la Innovación en el diseño y conforme a ello, existen propuestas de la adaptación de techos convencionales de viviendas en techos verdes. Según Zielinski¹, García Collante & Vega Paternina (2011), los techos verdes mejoran la calidad del aire, ya que pueden filtrar las partículas de aire, secuestrar el dióxido de carbono de la atmósfera y liberar oxígeno. Así también, son excelentes captadores de agua y resultan beneficiosos en temporadas de lluvias ya que logran reducir el flujo de agua en el sistema de alcantarillado. A esto se suma su efecto aislante ya que, es capaz de reducir la temperatura en el piso contiguo a este y por consiguiente, en aquél piso no será necesario abastecer un sistema de aire acondicionado lo que repercute en el ahorro del consumo eléctrico.

Otro de los beneficios de la incorporación de los techos verdes a las edificaciones, le corresponde a que es capaz de mantener a los techos en mejores condiciones que cuando no los tuviesen, esto, principalmente debido a las temperaturas variantes del clima. Así mismo, según los autores funciona como excelente aislante acústico, ofrece espacios de descanso y le otorga un mayor valor comercial a los edificios que opten por su uso (Zielinski¹, García Collante & Vega Paternina, 2011).

Actualmente existen leyes de incentivación en el uso de techos verdes que otorgan beneficios mediante ordenanzas municipales, tal es el caso de las municipalidades de Miraflores, San Miguel, Barranco y Surco. Las cuales, mediante dichas ordenanzas, promueven la construcción de edificios con techos verdes bajo la condición de que su implementación siga los requisitos de la certificación Leed. Esto, debido a que en la mayoría de casos implementar un techo verde resulta ser costoso, con valores que oscilan los 2000 y 4000 soles por metro cuadrado, mientras que los techos convencionales no tienen costo alguno. Por ello, a manera de fomentar su uso, las ordenanzas otorgan bonos de construcción de edificios que en muchos casos les permiten construir 1 piso más o ampliar el área de uso.

En caso de la edificación Leuro, a pesar de no contar con la propuesta de techos verdes, si presenta una pequeña parte de la fachada con cubierta de plantas, no obstante, su innovación en el diseño le otorgó 5 puntos y la categoría profesional acreditado LEED le suma 1 punto más para poder obtener los 6 puntos correspondientes a la categoría de innovación.

2.3.1.7. Prioridad regional en conjunto

La edificación Leuro en su conjunto presenta excelentes resultados, en las categorías de reducción del uso de agua, tecnologías innovadoras de aguas residuales y la medición y verificación de submedición de inquilinos, ya que en todas obtiene el puntaje completo y en total suma 4 puntos.

2.3.2. Edificio Real 6

El edificio está ubicado en la zona más exclusiva de San Isidro, cuenta con 7 pisos, 3 sótanos y áreas comerciales y de oficina, de 972 m² y 6, 407 m² respectivamente. Las oficinas con las que cuenta van desde los 245 m² ("Inversiones Centenario", 2019). El edificio fue certificado con la categoría oro el 6 de diciembre del 2016 (6, 2019).

2.3.2.1. Sitios sostenibles

A diferencia de la edificación Leuro, el edificio Real solo obtuvo 16 puntos de los 26 puntos en total y esto puede deberse a que el diseño y la construcción del edificio no responden a las exigencias de la certificación LEED. Así como, no se presenta un adecuado manejo de control de plagas ni el óptimo control de erosión.

2.3.2.2. Eficiencia en el uso del agua

En caso de la edificación Real 6 , la puntuación obtenida en esta categoría es de 8 puntos respecto a los 14 puntos en total. Las condiciones que cumple la edificación le corresponden a las categorías: Medición del rendimiento del agua, Accesorio adicional de fontanería interior y eficiencia de montaje, así como una adecuada gestión del agua de la torre de enfriamiento. Por el lado de los aspectos que no logra cubrir la edificación, se encuentra: la mínima instalación interior y la eficiencia de montaje.

2.3.2.3. Energía y atmósfera

La edificación Real 6, obtuvo una puntuación de 22 respecto a los 35 puntos correspondientes a la energía y atmósfera, perteneciente a los requisitos que debe cumplir con la certificación LEED. De las cuales, la mayor puntuación le corresponde al uso de energía renovable en el sitio y fuera del sitio. Así mismo, el buen uso de la optimización del rendimiento de la eficiencia energética le otorgó 15 puntos de los 18 puntos en total. Mientras que la edificación, presentó deficiencias por el lado del desempeño mínimo energético (6, 2019).

2.3.2.4. Materiales y recursos

Esta es una de las categorías que se evalúan en la que el edificio, presentó menor puntuación de la requerida frente al resto de categorías evaluadas. Real 6, no pudo cumplir las siguientes exigencias: Inclusión de políticas de compra sostenible, políticas de residuos sólidos, compras sostenibles y consumibles en curso. Y, solo pudo cumplir con la adecuada gestión de residuos sólidos tanto en auditoría de flujo de residuos como en los bienes duraderos (6, 2019).

2.3.2.5. Calidad ambiental interior

Esta categoría es la que presentó menor puntuación de la requerida frente al resto de categorías evaluadas. Real 6, no pudo cumplir con las siguientes exigencias: rendimiento mínimo de la calidad del aire interior, control ambiental de humo de tabaco, políticas de limpieza verde, falta de control de los sistemas de iluminación, entre otros. Y, solo pudo cumplir con la mejora de prácticas de gestión de la calidad del aire interior y el garantizar la comodidad del ocupante (6, 2019).

2.3.2.6. Innovación

En caso de la edificación, cuenta con una propuesta, innovadora, de uso de techos verdes, y es en esta categoría que la edificación logra obtener el puntaje completo en cuanto a la innovación en operaciones, plana de profesionales acreditados y el documentado de impactos sostenibles en los costos de construcción. Así, en su totalidad el edificio logra obtener los puntos correspondientes a Innovación (6, 2019).

2.3.2.7. Prioridad regional en conjunto

El edificio cuenta con un transporte alternativo de trayecto, el efecto isla de calor, los accesorios adicionales de eficiencia de montaje y el uso de agua eficiente en el paisajismo. Por ello, también en esta categoría la puntuación obtenida es de 4 puntos de un total de 4. ("Centro Empresarial Leuro como el mejor ejemplo en materia de sostenibilidad | LEURO", 2019).



3. CAPÍTULO 3: GEOTECNIA

3.1. Resumen de las condiciones de cimentación

A continuación, se presenta la información obtenida a partir del estudio realizado en el terreno donde se construirá el Proyecto Multifamiliar Los Huertos de Chorrillos.

Tabla 01. *Resumen de las condiciones de cimentación*

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
Profesional Responsable (PR): Fiorella Guerrero Fano	
Tipo de cimentación: zapatas aisladas y cimientos corridos, de concreto armado	
Estrato de apoyo de la cimentación: arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL)	
Profundidad de la Napa Freática: 2.00-2.20m	Fecha: 17/09/2019
Parámetros de Diseño de la Cimentación	
Profundidad de la cimentación: 1.50m	
Presión Admisible	
zapatas aisladas: 1.24Kg/cm ²	
cimientos corridos: 0.38Kg/cm ²	
Factor de Seguridad por Corte:	
Estático: mayor a 3.0	
Dinámico: mayor a 2.5	
Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable: arcilla preconsolidada, los asentamientos serán menores a los admisibles	
Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030)	
Zona Sísmica: Z4	
Tipo de perfil de suelo: S2	
Factor del suelo S = 1.05	
Período TP = 0.6 s	
Período TL = 2.0 s	
Agresividad del Suelo a la Cimentación:	
La arcilla que estará en contacto con algunas estructuras presenta insignificante agresividad química al concreto. Se recomienda emplear cemento Portland tipo I, relación máxima agua/cemento de 0.50 y f _c mínimo igual 280kg/cm ² .	
Problemas Especiales de cimentación	
Licuación: No presenta	
Colapso: No presenta	
Expansión: No presenta	
Indicaciones Adicionales: -	

Fecha: 24/09/19

3.2. Información previa

Este informe comprende el estudio de mecánica de suelos que se realizó a solicitud del cliente con la finalidad de determinar las condiciones de cimentación del Proyecto Multifamiliar dentro de su propiedad, ubicada en la Urb. Los Huertos de Villa, en el distrito de Chorrillos, provincia y departamento de Lima. El proyecto consiste en un edificio de viviendas, el diseño es dual, es decir, de pórticos y muros de concreto, de cuatro pisos, sin sótanos y se

encuentra en una zona cercana a los Pantanos de Villa. Se conoce que el perfil estratigráfico consiste en arena suelta como primer estrato, y arcilla compacta en los siguientes estratos.

3.3. Exploración de campo

Se determinó que se debía realizar un punto de exploración; sin embargo, la Norma E.050 Suelos y cimentaciones determina que el número mínimo de exploraciones es 3. El programa de exploración de campo, entonces, consistió en 3 perforaciones con barreno manual tipo Auger, cada una de 7m de profundidad. Luego, se tomaron muestras de los suelos encontrados para realizarles los ensayos de laboratorio adecuados y así determinar los parámetros necesarios. De cada una de las perforaciones se extrajeron 6 muestras a 2 y 5m de profundidad, del tipo inalteradas en tubos de pared delgada del tipo shelby de 0.60m de longitud.

Tabla 02. *Muestras extraídas en la exploración de campo*

Perforación	Muestra	Profundidad (m)	Tipo
P-1	P-1-1	2.0-2.6	Mit
	P-1-2	5.0-5.6	Mit
	P-1-3	6.0-6.6	Mit
P-2	P-2-1	2.0-2.6	Mit
	P-2-2	5.0-5.6	Mit
	P-2-3	6.0-6.6	Mit
P-3	P-3-1	2.0-2.6	Mit
	P-3-2	5.0-5.6	Mit
	P-3-3	6.0-6.6	Mit

3.4. Ensayos de laboratorio

Del total de muestras extraídas en campo, cuyo número equivale a 6, se ensayaron 4 muestras en laboratorio.

A las muestras se les realizaron los siguientes ensayos de laboratorio: (1) Análisis granulométrico por tamizado, (2) Límites de Atterberg (Líquido, Plástico), (3) Peso unitario volumétrico, (4) Contenido de humedad, (5) Peso específico de sólidos, (6) Compresión simple, (7) Determinación de sulfatos solubles, (8) Determinación de sales solubles totales y (9) Determinación de cloruros solubles. Cabe resaltar que los ensayos de laboratorio se realizaron de acuerdo a las especificaciones de la Norma Técnica Peruana.

3.5. Perfil del suelo

El perfil del suelo está conformado por una capa superior, entre 0.80 y 1.0m, de arena suelta bien gradada, color marrón rosáceo y ligeramente húmeda. Seguidamente, se encuentra arcilla de baja plasticidad, compacta, color marrón rojizo, aproximadamente entre 0.8 y 4.40m de profundidad. Finalmente, a mayores profundidades, entre 4.30m y el límite de perforación, se encuentra arcilla de alta plasticidad, compacta y de color marrón oscuro. Como se puede notar, la plasticidad de la arcilla aumenta con la profundidad y la consistencia se mantiene.

3.6. Nivel freático

El nivel de la napa freática se registró en las 3 perforaciones entre 2.00 y 2.20m de profundidad respecto de la superficie actual del terreno. Debe tenerse en cuenta que este nivel podría variar estacionalmente.

3.7. Agresividad del suelo

Se realizaron los ensayos de determinación de sulfatos, sales y cloruros solubles a la muestra de arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL). Se determinó que el suelo presenta 131mg/Kg de cloruro, 352mg/Kg de sulfatos y 753mg/Kg de sales totales. Para determinar la agresividad de los químicos en el concreto, se empleó la Norma E.060 Concreto Armado.

Tabla 03. *Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfato*

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄) presente en el suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO ₄) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Relación máxima agua - material cementante (en peso) para concretos de peso normal*	f ^c mínimo (MPa) para concretos de peso normal y ligero*
Insignificante	0,0 ≤ SO ₄ < 0,1	0 ≤ SO ₄ < 150	—	—	—
Moderada**	0,1 ≤ SO ₄ < 0,2	150 ≤ SO ₄ < 1500	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0,50	28
Severa	0,2 ≤ SO ₄ < 2,0	1500 ≤ SO ₄ < 10000	V	0,45	31
Muy severa	2,0 < SO ₄	10000 < SO ₄	Tipo V más puzolana***	0,45	31

Nota. Tomado de Norma E.060 Concreto Armado, 1989.

Se compara el contenido de sulfatos equivalente a 352ppm con los indicadores de la tabla 3 mostrada y se concluye que la agresividad del suelo al concreto armado es insignificante. Por

tanto, se recomienda usar cemento Portland tipo I. Adicionalmente, se recomienda una relación máxima agua-cemento de 0.50 y resistencia mínima del concreto equivalente a 280kg/cm².

3.8. Efecto del sismo

De acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E.030 de Diseño Sismorresistente (2003), se determinan los parámetros sísmicos del suelo en la que se construirá el proyecto ya mencionado. Del terreno, se sabe que se encuentra ubicado en el departamento de Lima, al cual le corresponde el factor de zona Z4 equivalente a 0.45g. Además, se clasifica el terreno como perfil tipo S2, suelos intermedios por la presencia de dos estratos de arcilla compacta de baja y alta plasticidad, de cohesión equivalente a 0.71 y 0.73Kg/cm² respectivamente en ambos estratos. Así, le corresponde un factor de suelo igual a 1.05 y periodos predominantes de vibración TP=0.6s y TL=2.0s.

Tabla 04. Factores sísmicos del suelo

Z4	0.45g
S2	1.05
TP (s)	0.6
TL (s)	2

Nota. Tomado de “Norma E.030 de Diseño Sismorresistente”, 2003.

3.9. Análisis de la cimentación

3.9.1. Tipo de cimentación

Debido a que a partir de 1.0m de profundidad en el terreno donde se construirá el edificio de 4 pisos se presentan arcillas de baja plasticidad y compactas, lo cual se corrobora con la cohesión determinada equivalente a 0.71 kg/cm², se propone como alternativa cimentaciones superficiales. Se consideran zapatas aisladas para las columnas y cimientos corridos para las placas o muros estructurales.

3.9.2. Profundidad

Se considera la presencia de arena suelta en el primer metro del perfil del suelo y la recomendación de la Norma E.050 de Suelos y cimentaciones de profundidad de cimentación mínima de 0.8m para determinar la profundidad de cimentación. Así, con el perfil estratigráfico determinado, los parámetros de cada estrato del suelo obtenidos a partir de los ensayos de

laboratorio y las características estructurales del proyecto, se concluye que la profundidad mínima de cimentación (D_f) es 1.50m. Estas se apoyarán en el estrato de arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL) de 0.71Kg/cm² de cohesión.

3.9.3. Memoria de cálculo

En primer lugar, se definió el diagrama de fases de las arcillas ubicadas bajo la profundidad de cimentación. Sin embargo, no se ensayaron muestras de arcilla de baja plasticidad húmeda, entre 1.0-2.0m del perfil de suelo, se asumió entonces una humedad (ω) de 20% y peso específico relativo de sólidos (G_s) igual a 2.72 (se consideró equivalente al de la arcilla de baja plasticidad saturada). Así, se determinó que este estrato tiene peso específico de 1.92g/cm³. Luego, se mandaron a ensayar en laboratorio muestras de las arcillas saturadas. La arcilla de baja plasticidad saturada presenta $\omega = 23\%$ y $G_s=2.72$, y se determinó su peso específico igual a 2.06 g/cm³. Mientras que la arcilla de alta plasticidad saturada presenta $G_s=2.72$ y peso específico igual a 2.01 g/cm³, y se determinó $\omega = 26\%$.

Para dimensionar las cimentaciones superficiales (zapatas aisladas y cimientos corridos), se determinó la capacidad de carga por corte de la arcilla donde estas se apoyarán. Se consideró entonces, la cohesión de la arcilla de baja plasticidad (CL) 0.71Kg/cm² para los cálculos. La cohesión (c) se determinó con el resultado de la resistencia al corte del suelo (q_u) obtenida a partir del ensayo de compresión simple en laboratorio.

$$c = \frac{q_u}{2}$$

Estrato	SUCS	q_u (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)
2.0m-4.4m	CL	1.42	0.71
4.4m-7.0m	CH	1.45	0.73

En suelos cohesivos, para determinar la capacidad de carga se emplea la siguiente fórmula:

$$q_d = c N_c s_c i_c$$

donde:

c : cohesión del suelo donde se apoya la cimentación

$$N_c = 5.14$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \quad \alpha = \arctg\left(\frac{Q_H}{Q_V}\right) \quad i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

Se realizó, primero, el análisis por el caso estático. Para este caso, se consideran las cargas de servicio (carga muerta más carga viva) para determinar las cargas verticales y horizontales, y no se toman en cuenta los momentos porque son muy pequeños. Se considera un factor de seguridad igual a 3.0 y la cohesión igual a 0.71Kg/cm². La relación L/B se determina a partir de las dimensiones de las columnas y placas.

Determinada la capacidad portante del suelo con la ecuación mencionada anteriormente, se determina la carga aplicada en la cimentación:

$$q_{ap} = q_d / F.S. = q_d / 3.0$$

Con el valor de la carga aplicada, se obtienen las medidas de la base (B) y longitud (L) de la cimentación. Estos valores se redondean a múltiplos de 0.05.

$$q_{ap} = (0.1 * Q_v) / (B * L)$$

Con los valores redondeados de B y L se determina la nueva capacidad portante q_d y, luego, se determina la carga admisible (q_a).

$$q_a = q_d / F.S.$$

De esta manera, la carga admisible para las zapatas aisladas equivale a 1.33Kg/cm² y para los cimientos corridos, 1.24Kg/cm². Cabe resaltar que en este caso no se consideran zapatas virtuales porque, como ya se mencionó, no se consideran los momentos por ser mínimos.

En segundo lugar, se realizó el análisis para el caso por sismo. Para este caso, la combinación de cargas incluye, adicional a la carga muerta más carga viva, la carga por sismo, pero quitándole la amplificación (se multiplican las cargas de sismo por 0.8). La relación L/B se considera en base a las dimensiones de las columnas y placas, y el valor de la cohesión por sismo equivale al 80% de la cohesión del estrato sobre el que se apoyará la cimentación. Se considera un factor de seguridad de 2.50 y en este caso sí se consideran los momentos que

afectan a las cimentaciones; por tanto, se consideran los casos superpuesto y no superpuesto para determinar la capacidad portante del terreno y luego el dimensionamiento de las cimentaciones. Como los signos de las cargas y los momentos son iguales, todos los casos son no superpuestos.

Conocidas las cargas y momentos, se hallan las excentricidades en x e y:

$$e_x = M_x / Q_v \quad ; \quad e_y = M_y / Q_v$$

Las dimensiones de las zapatas virtuales:

$$B' = B - 2 * e_x \quad ; \quad L' = L - 2 * e_y$$

Caso no superpuesto, capacidad portante:

$$q_{de} = S_c * c * N_c$$

donde:

$$S_c = 1 + 0.2 * (B' * L')$$

$$c = 0.71 * 0.8 = 0.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_c = 5.14$$

$$q_{di} = S_c * c * N_c * i_c$$

$$q_d = \text{mín} (q_{de} , q_{di})$$

Caso no superpuesto, presión uniforme aplicada:

$$q_{ape} = 0.1 * Q_v / (B' * L')$$

$$q_{api} = 0.1 * Q_v / (B * L)$$

Reemplazando en $F.S = q_d / q_{ap}$ para cada caso en función de B, se determina el valor de la base mayor, se redondea a un múltiplo de 0.05 y se determina la longitud de la cimentación. Se determina así el valor real de la capacidad portante del terreno para luego determinar la carga admisible q_a .

$$q_a = q_d / F.S.$$

De esta manera la carga admisible para las zapatas aisladas equivale a $1.24\text{Kg}/\text{cm}^2$ y para los cimientos corridos, $0.38\text{Kg}/\text{cm}^2$ en promedio. Con respecto al valor de las presiones admisibles de las cimentaciones de las placas en este caso, como se puede observar, los valores son muy pequeños; sin embargo, la carga admisible es mayor a la carga aplicada para cada una de las placas. Esto se debe principalmente a que los momentos son de grandes magnitudes, lo que genera valores de excentricidades muy altos.

3.9.4. Factor de seguridad

Como se mencionó en la memoria de cálculo, los factores de seguridad empleados para dimensionar las zapatas son 3.0 para el análisis estático y 2.5 para el análisis dinámico, valores establecidos por la Norma E.050 Suelos y cimentaciones.

3.9.5. Asentamientos

No se realizaron ensayos de consolidación en laboratorio a las muestras extraídas en campo, debido a que los índices de compresión (C_c) y recompresión (C_r) se pueden obtener mediante métodos aproximados. Sin embargo, para determinar si el estrato donde se apoya la cimentación es arcilla pre consolidada o normalmente consolidada, donde a partir de la humedad y los límites líquido y plástico se determina la componente vertical del esquema: índice de liquidez. Además, se considera una sensibilidad mínima de 2 (generalmente la sensibilidad de las arcillas varía entre 1 y 8) y se obtiene una presión de preconsolidación aproximada de $2.5\text{ kg}/\text{cm}^2$. De esta manera, se determina que el incremento de preconsolidación (IPC) es mayor a la presión aplicada por la cimentación q_{ap} , cuyo máximo valor es $1.46\text{kg}/\text{cm}^2$. Es así que se determina que la arcilla es preconsolidada y, por tanto, no se requiere calcular el asentamiento ya que estos serán mucho menores a los admisibles para estructuras convencionales (Terzaghi y Peck, 1967).

3.9.6. Presión admisible q_a

La presión admisible más crítica hallada para las zapatas aisladas de las columnas fue de $1.24\text{kg}/\text{cm}^2$ y se obtuvo del caso de análisis dinámico; mientras que, para las cimentaciones de las placas, la presión admisible más crítica obtenida fue $0.38\text{kg}/\text{cm}^2$, del caso de análisis dinámico.

3.10. Parámetros para el diseño y la construcción de la cisterna

En la exploración de campo no se extrajeron muestras de la arena suelta bien graduada encontrada en el primer metro del perfil del suelo en el que se construirá el proyecto. Es así como los parámetros de este tipo de suelo se determinan en base a la referencia de las tablas 5 y 6 realizado por Terzagui y Peck.

Tabla 05. Descripción de suelos en estado natural según Terzagui y Peck

Descripción del Suelo	n	e	ω^1	γ_d	γ_{sat}
Arena mal graduada, suelta	46	0.85	32	1.43	1.89
Arena mal graduada, densa	34	0.51	19	1.75	2.09
Arena bien graduada, suelta	40	0.67	25	1.59	1.99
Arena bien graduada, densa	30	0.43	16	1.86	2.16
Morrena glacial con partículas de todo tamaño	20	0.25	9	2.12	2.32
Arcilla glacial blanda	55	1.20	45	----	1.77
Arcilla glacial resistente	37	0.60	22	----	2.07
Arcilla blanda ligeramente orgánica	66	1.90	70	----	1.58
Arcilla blanda muy orgánica	75	3.00	110	----	1.43
Bentonita Blanda	84	5.20	194	----	1.27

(1) Contenido de Humedad (en porcentaje) cuando el suelo está saturado.

(2) Se considera $G_s = 2.65$ en arenas y 2.70 en arcillas.

Nota. Tomado de Geotecnia para ingenieros de Alberto J. Martínez Vargas (Vol. 1 1990).

Tabla 06. Ángulo de fricción en suelo seco a húmedo

ÁNGULO DE FRICCIÓN FI, EN SUELO SECO A HÚMEDO		
Material	Suelto	Denso
Arena. Granos redondos y uniformes	27,5°	34°
Arena. Granos angulares y bien graduada	33°	45°
Cascajo arenoso	35°	50°
Arena limosa	27 – 33°	30 – 34°
Limo inorgánico	27 - 30°	30 – 35°
Valores estimados con Presión efectiva < 5 kg/cm ² - Fuente: Terzaghi y Peck 1980.		

Nota. Tomado de Geotecnia para ingenieros de Alberto J. Martínez Vargas (Vol. 1 1990).

Se deben conocer los parámetros de la arena y que tendrá efecto en el empuje sobre la cisterna de agua que estará enterrada. Las dimensiones de la cisterna son 2.5m de ancho, largo y altura. Entonces, el primer metro los empujes serán por la arena (SW), en el segundo metro, los empujes serán por la arcilla de baja plasticidad húmeda (CL) y en el medio metro restante, los empujes serán de la arcilla de baja plasticidad saturada (CL). Es así, que se determinan los siguientes parámetros: Peso unitario de SW (1.69g/cm³), Peso unitario de CL húmeda (1.92g/cm³), Peso unitario de CL saturada (2.06g/cm³), Ángulo de fricción interna de SW (Φ

= 27.5°), Ángulo de fricción interna de CH ($\Phi = 0$), Cohesión ($c = 0.71 \text{Kg/cm}^2$) y los siguientes, coeficientes:

- Coeficiente activo estático de arena

$$K_a = \tan^2 (45 - \Phi/2) = 0.37$$

- Coeficiente en reposo estático de arena

$$K_o = 1 - \sin(\Phi) = 0.54$$

- Coeficiente pasivo estático de arena

$$K_p = \tan^2 (45 + \Phi/2) = 2.72$$

- Coeficiente activo estático de arcilla

$$K_a = \tan^2 (45 - \Phi/2) = 1$$

- Coeficiente en reposo estático de arcilla

$$K_o = 1 - \sin(\Phi) = 1$$

- Coeficiente pasivo estático de arcilla

$$K_p = \tan^2 (45 + \Phi/2) = 1$$

4. CAPÍTULO 4: ARQUITECTURA

4.1. Detalle general del proyecto

El terreno es de forma regular-trapezoidal con un área de 630.80 m² encerrado en un perímetro de 108.25m, con los siguientes linderos.

Frente: Alameda San Juan de Buena Vista con 17ml.

Fondo: Calle B con 14.04ml.

Derecha: Casa contigua con 37.7ml.

Izquierda: Casa contigua con 36.62ml.

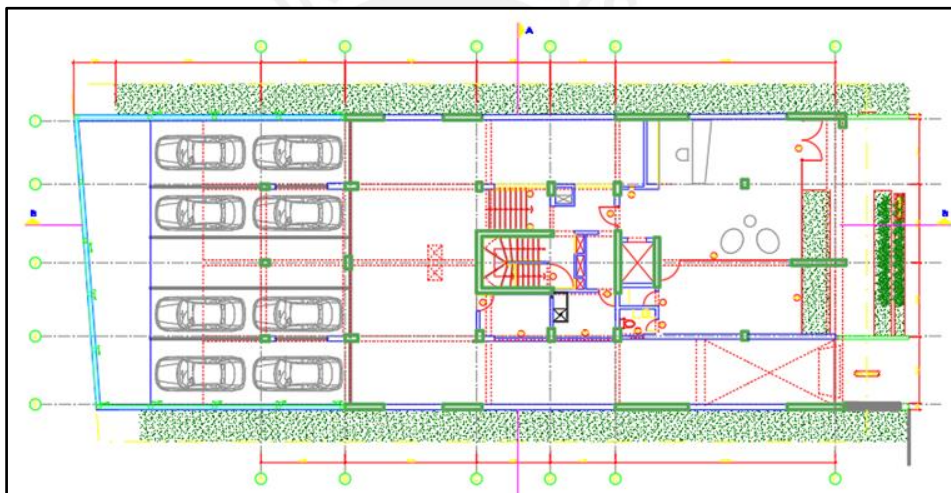


Figura 01. Planta del primer piso del proyecto.

El proyecto está localizado entre la avenida principal Alameda San Juan de Buena Vista y la calle B. Asimismo, se encuentra localizado en un área urbana de perfil homogéneo, con construcciones típicas de la zona costera, con una estructura de concreto armado, cerco perimetral de albañilería, techos son pendientes y; alturas máximas de 2.70m cada piso.

- Temperatura: La temperatura oscila entre los 16°C a 22°C durante todo el año, con presencia de altas temperaturas en los meses de diciembre, enero, febrero y marzo.

- Clima: el clima es calificado como desértico ya que la temperatura promedio es de 19.2°C y la precipitación media es de 2mm (según Koppen-Geiger).

- Vientos: la velocidad oscila entre los 18 Km/h y 23 Km/h hacia la dirección sur-oeste.
- Lluvias: la mayor precipitación ocurre en el mes de enero con un promedio de 1mm y el mes más seco es febrero con 0mm de precipitación.

4.1.1. Terreno

El terreno es de forma trapezoidal regular y sus características topográficas son regulares, sin pendientes pronunciadas.

4.1.2. Accesos

El acceso al predio vehicular y peatonal principal es por la Avenida Huaylas y en seguida por la Alameda San Juan de Buena Vista.

4.1.3. Infraestructura existente

- Agua: el sistema de abastecimiento de agua potable es mediante red pública administrada por el distrito de Chorrillos.
- Desagüe: el sistema de desagüe se evacua por la Alameda San Juan de Buena Vista.
- Fuerza eléctrica: es proporcionada por la Empresa Eléctrica LUZ DEL SUR. El voltaje de instalación es de 220VAC.

4.1.4. Función

Se ingresa a la edificación mediante una puerta ubicada en la esquina derecha de la fachada, la cual conduce a la zona común, en la zona intermedia se encuentra un hall el cual distribuye el acceso al ascensor y la escalera, al fondo se encuentra el estacionamiento vehicular. El ingreso vehicular es por la puerta ubicada en la esquina izquierda de la fachada, dicha entrada conduce directamente a la zona de estacionamientos, cruzando toda la zona central de la primera planta. Todos los ingresos se efectúan por la Alameda San Juan de Buena Vista.

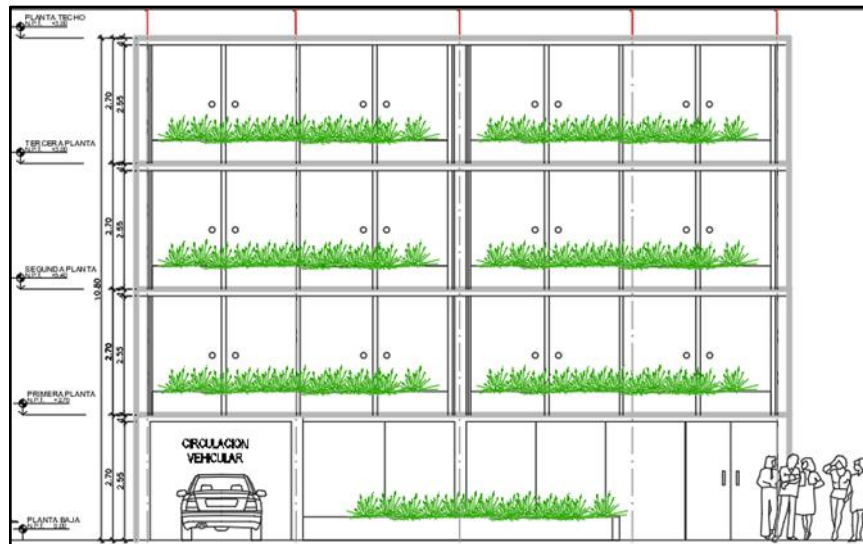


Figura 02. Elevación frontal, zona de acceso a la edificación.

Con respecto a las plantas típicas, el acceso es mediante el ascensor o la escalera de emergencia, ambos ubicados en la zona central de la edificación. Ello, da acceso directo a un hall principal de cada departamento, dividiendo cada piso en dos departamentos simétricos a lo largo de la planta. En la zona frontal se encuentra la sala-comedor, seguida de una zona de lavandería y cocina. En la parte posterior se localiza el dormitorio principal, seguido de los dos dormitorios. El dormitorio principal cuenta con baño privado y de un armario considerable. Los dormitorios secundarios cuentan con un baño en común. El hall de acceso distribuye directamente a la zona de la cocina, sala-comedor y dormitorios; asimismo, en el hall se localiza un baño. Con respecto a la cocina, en la zona contigua en dirección al límite de propiedad, se localiza la lavandería con cuarto de servicio y baño.

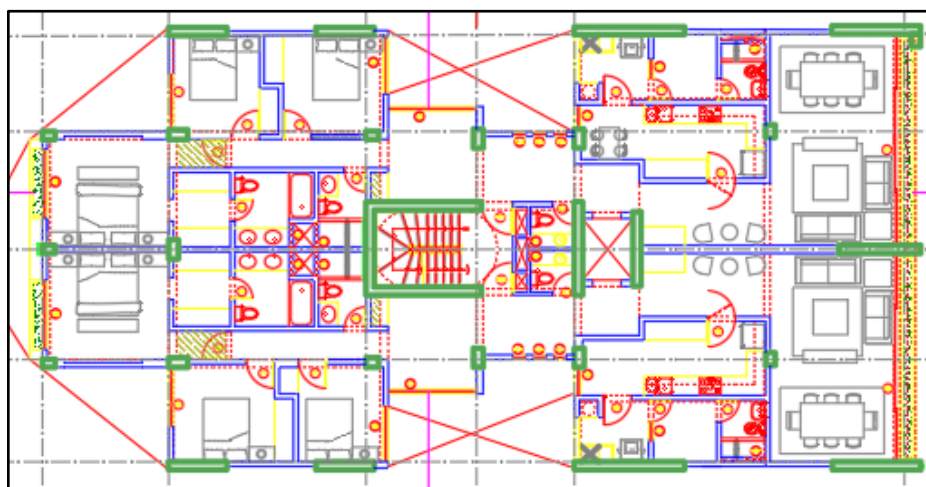


Figura 03. Planta típica, distribución de ambientes.



Figura 04. Corte longitudinal, detalle de ambientes principales.

4.1.5. Zonificación

En el proyecto se identifican claramente los ambientes distribuidos como los dormitorios, cocina, baños y sala-comedor. Asimismo, se identifica el hall en la primera planta y la zona de estacionamientos.

4.1.6. Área construida

La distribución de ambientes en la edificación es similar, por ello el área de los ambientes a continuación, serán por departamento.

4.1.7. Planta típica (1er, 2do, 3er y 4to piso)

Dormitorio principal + baño + armario: 23.46 m²

Dormitorio secundario: 8.30 m²

Cocina: 12.46m²

Lavandería + baño + cuarto de servicio: 11.44m²

Sala-comedor: 26.16m²

4.1.8. Hall

El piso es de porcelanato Go de 45x90cm con un rendimiento de 1.21m² marca Hölztek., los contra zócalos son Zócalo Pasacable Aluminio Mate de 240x7cm marca Kantu. En cuanto a las paredes y vigas, han sido tarrajeadas, lijadas y selladas con latex color blanco - marca American Color.

4.1.9. Estacionamiento

Los pisos son de cemento frotachado bruñado, h:100mm, las paredes, vigas y techos fueron tarrajeadas y lijadas.

4.1.10. Sala - comedor y estar

Las paredes y vigas presentan tarrajeado, lijado, sellado y dos manos de látex Blanco Humo Mate 4 L - marca American Color. Por su lado, las ventanas son de vidrio templado o laminado de espesor 6mm, en caso de las ventanas de piso a techo, se tiene el vidrio templado, espesor: 6mm, con carpintería de aluminio alt:1.10m.

4.1.11. Cocina y lavandería

Los pisos son de cerámica Thalía Plata 45x45cm rendimiento: 2.08m², marca Scop, Por su lado, las ventanas son de vidrio templado o laminado de espesor 6mm, en caso de las ventanas de piso a techo, se tiene el vidrio templado, espesor: 6mm, con carpintería de aluminio alt:1.10m. En caso, de las placas eléctricas, se componen de tomacorrientes Universal Dúplex 2 Polos + Tierra 15 A Blanco, marca Bticino, alt: 0.30m; Interruptores Simple Matix Blanco, marca Bticino, alt: 1.10m.

4.1.12. Dormitorio

Por su lado, las ventanas son de vidrio templado o laminado de espesor 6mm, en caso de las ventanas de piso a techo, se tiene el vidrio templado, espesor: 6mm, con carpintería de aluminio alt:1.10m. En caso, de las placas eléctricas, se componen de tomacorrientes Universal Dúplex 2 Polos + Tierra 15 A Blanco, marca Bticino, alt: 0.30m; Interruptores Simple Matix Blanco, marca Bticino, alt: 1.10m. Las puertas son lisas de 65 cm, marca Ares.

4.1.13. Escaleras

Pisos: Cemento Pacasmayo TicoExtraf con resistencia 247 kg/cm². Cemento pulido

Paredes y vigas: Tarrajeado y lijado

Techos: Tarrajeado y lijado

5. CAPÍTULO 5: ESTRUCTURAS

5.1. Resumen

El presente proyecto está compuesto de un edificio de viviendas de 4 pisos ubicado en la Urb. Los Huertos de Villa cuya ubicación le pertenece al distrito de Chorrillos, departamento de Lima. La edificación proyectada cuenta con una altura de entrepiso de 2.70 m el cual cuenta con losas aligeradas convencionales armadas de concreto armado en una dirección para los techos en general y losas macizas en los baños. Así mismo, para la estructuración y pre dimensionamiento se tendrá en cuenta las normas E.020 Cargas, E 0.30 Diseño Sismorresistente y E060 para el Diseño de Concreto Armado.

5.2. Estructuración y pre dimensionamiento

5.2.1. Estructuración

El adecuado comportamiento sismorresistente de una estructura se debe en gran parte a la correcta estructuración y distribución de elementos estructurales. Para ello, el presente proyecto sigue los criterios: Simplicidad y Simetría, Resistencia y Ductilidad, Hiperestaticidad y Monolitismo, Uniformidad y Continuidad de la Estructura, Rigidez Lateral, Diafragma Rígido y Elementos No Estructurales (Antonio Blanco Blasco, 1994).

La estructuración se realizó en base a la arquitectura propuesta para el proyecto, se hicieron algunas modificaciones tratando a su vez de no alterar mucho lo propuesto por el arquitecto, pero dando prioridad a los criterios de estructuración. Se dispone de buena cantidad de columnas y vigas peraltadas que aportan rigidez en la dirección X-X. Sin embargo, debido a la falta de continuidad entre las placas, entre los ejes E-E y F-F, se ha optado por colocar vigas de acople entre estas.

Así también, se ha optado por la formación de un pórtico sismorresistente entre los ejes E y E', de tal forma que se pueda contribuir con la rigidez lateral en el eje Y-Y. Este sistema está formado por una placa de 2.35 m en la dirección Y-Y, 2 columnas de 35 x 35 cm, dos vigas de 25 x 50 cm y dos placas de 25 cm en la dirección Y-Y. Por último, se colocarán vigas chatas en las zonas de losa aligerada donde los tabiques son paralelos a su dirección de techado. Así también, se colocarán vigas chatas a los lados del ascensor y de los ductos. Finalmente, en la Figura 05 se puede visualizar la distribución preliminar de los elementos estructurales.

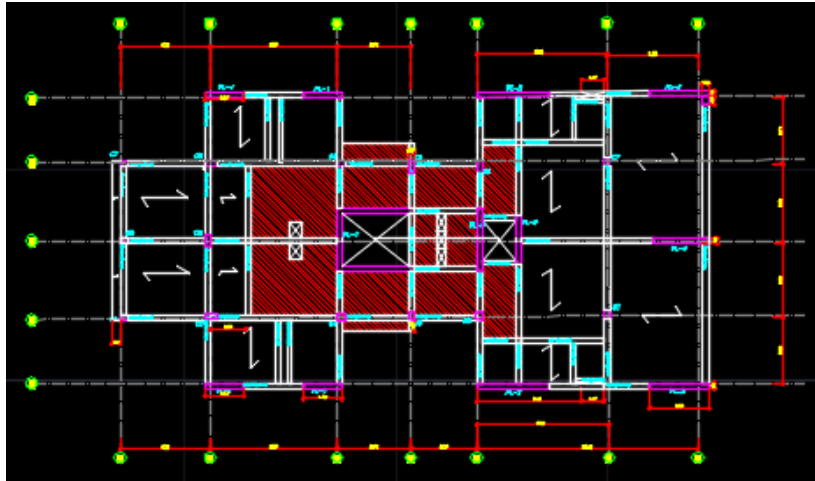


Figura 05. Esquema de distribución de elementos estructurales.

5.2.2. Pre dimensionamiento

El pre dimensionamiento consiste en dar dimensiones a los elementos estructurales basados en las recomendaciones de la Norma Técnica Peruana E 0.60.

5.2.3. Losas

Las losas son elementos que transmiten cargas de gravedad, propias de cada piso de la edificación, a las vigas estructurales. Así también, otorgan unidad al sistema estructural en conjunto, logrando que los elementos verticales se deformen igual en caso de sismo.

5.2.4. Losa aligerada

En el presente proyecto para hallar el peralte de las losas aligeradas unidireccionales se utilizó el criterio de dividir la luz libre de las vigas entre 25 y para ello, se hizo un recuento de las luces de todas las losas críticas de la planta del edificio. Y, de los resultados, el espesor de la losa aligerada que se seleccionó para todos los paños fue el de $h=20$ cm. Además, se colocó vigas chatas en los tabiques paralelos a la dirección del aligerado.

5.2.5. Losa maciza

En el presente proyecto para poder pre dimensionar las losas macizas bidireccionales se usó el criterio de dividir el perímetro del paño entre 180. Finalmente, el espesor de la losa maciza que se seleccionó fue el de $h= 15$ cm mediante el criterio para evitar problemas de vibración y con fines de aislamiento acústico.

5.2.6. Escaleras

Las escaleras son consideradas como elementos de concreto armado cuya importancia radica en la función que desempeñan de dar a los pisos superiores de un edificio, así como vías de escape. Principalmente, deben ser consideradas como losas apoyadas sobre vigas, considerando una inclinación que cumple que la suma de 1 paso y dos contrapasos sea menor a 64 cm. Así, las medidas de los pasos han sido tomadas del plano de arquitectura, respetando los mismos que son de 25 cm, y los contrapasos de 16.8 cm con una garganta de 15 cm.

5.2.7. Vigas

El criterio utilizado para el pre dimensionamiento de las vigas fue dividir la luz libre entre caras de apoyos entre 12(peralte=luz/12), luego se procedió a redondear el valor obtenido al inmediato superior; asimismo según la norma peruana de concreto armado E.060, el ancho mínimo de una viga peraltada debe ser 0.25m, más si esta forma parte de un pórtico sismo-resistente. Así también, se trató de compatibilizar con las dimensiones de las placas y de las columnas, de modo que se genere un buen anclaje y no genere articulaciones forzadas en algunos encuentros entre estos elementos.

5.2.8. COLUMNAS

El pre dimensionamiento de las columnas se realiza tomando en cuenta el efecto de la carga axial y de los momentos que puedan producirse en estas. Para edificios que tengan placas en ambas direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por las placas, las columnas interiores se pueden dimensionar suponiendo un área

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f'c}$$

igual a:

; mientras que, para las columnas exteriores, se puede suponer un área igual a:

$$\text{Area de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35f'c}$$

donde la carga de servicio (P_{servicio}) es igual a $1.1\text{tn/m}^2 \times \text{Área tributaria de columna}$ en análisis. Se asume como carga muerta más carga viva el valor de 1.1 ton/m^2 , ya que se presenta una densificación de tabiques considerable.

5.2.9. Placas

Es difícil poder brindar un criterio para pre dimensionar las placas, pero estas deberán llevarse un aproximado del 80% del cortante basal según lo indica la E 0.30. La norma fija un valor mínimo de 10 cm para el espesor de estos muros, pero normalmente este valor se adopta cuando el edificio va a ser un edificio de muros de ductilidad limitada, como este no es el caso se emplearán muros de 25 cm de espesor en ambas direcciones, y para las cajas de ascensor y escaleras también se empleará el mismo valor. Luego del análisis sísmico se verificará si estos espesores son adecuados para el control de deformaciones y esfuerzos (Blanco A., 1994).

5.3. Análisis sísmico

Los valores de los factores de análisis sísmico comienzan con la zona correspondiente a la ubicación del proyecto que se determina $Z=0.45$. Asimismo, se determina los factores de amplificación sísmico que dependen del periodo de la estructura, así como T_p y T_l . Siguiendo, con las recomendaciones de la norma E.030, se tiene en cuenta la categoría de la edificación y el factor de uso. Los cuáles serán, $U=1$ y categoría C, debido a que la edificación es común. Las cargas empleadas para el presente proyecto fueron tomadas de la Norma de Cargas E.0.20 según el tipo de edificación, elementos estructurales empleados y materiales de construcción empleados. A continuación, se detallan las cargas consideradas en el presente proyecto:

- s/c piso típico= 250 kg/m² (edificación destinada a viviendas).
- Peso propio de losa aligerada de $h=20$ cm= 300 kg/m²
- Peso propio de losa maciza= 0.36 tn/m²
- Peso muros perimetrales= $1.4*0.15*2.5=0.525$ tn/m
- Peso muros perimetrales azotea ($h=1$ m)= $1.4*0.15*1=0.21$ tn/m
- s/c azotea: 100 kg/m²

Así mismo, la combinación de carga que se empleó para el análisis por carga vertical fue la siguiente:

$$\text{Carga ultima}=1.4CM+1.7CV$$

5.3.1. Análisis estático de fuerzas estáticas

Se realizó el análisis estático de fuerzas equivalentes sugerido por la Norma E.0.30. Dicho análisis fue realizado con el fin de obtener las fuerzas cortantes basales en la estructura

producto de la aplicación de su propio peso y de los factores sísmicos considerados para el análisis. En la tabla 7 se muestra las masas sísmicas obtenidas, así como el peso total de la estructura.

Tabla 07. Masas sísmicas y peso total de la estructura

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	m	m
Story1	D1	37.21166	37.21166	15.865	7.5274	37.21166	37.21166	15.865	7.5274	13.9091	6.9002
Story2	D2	35.76683	35.76683	15.8304	7.525	35.76683	35.76683	15.8304	7.525	13.2299	6.9339
Story3	D3	35.76683	35.76683	15.8304	7.525	35.76683	35.76683	15.8304	7.525	13.1228	6.9233
Story4	D4	22.37589	22.37589	16.1958	7.5045	22.37589	22.37589	16.1958	7.5045	13.1366	6.9146
	masa total	131.12121	131.12121								
	peso total	1286.29907	1286.29907								

En la Tabla 08 se muestra los parámetros sísmicos empleados, así como la fuerza cortante basal estática obtenida en ambas direcciones principales.

Tabla 08. Fuerzas cortantes estática en "X" y "Y"

ANÁLISIS ESTÁTICO y DINÁMICO			
Z	0.45	Z	0.45
U	1	U	1
Cx	2.5	Cy	2.5
RO	6	RO	6
IA	1	IA	1
IP	0.75	IP	0.75
ε	1.05	ε	1.05
Rx	4.5	Ry	4.5
peso tot	1286.29907	peso tot	1286.29907
Vbasal "X"	337.653506	Vbasal "Y"	337.653506
c/r	0.2625	c/r	0.2625

Las derivas máximas obtenidas en "X" como en "Y" fueron de 0.000499 y de 0.001383 y se encuentran debajo del límite permitido de 0.007 por la Norma E.0.30. Luego de realizar todas estas verificaciones y luego de asumir que solo existía irregularidad por esquinas entrantes, se procedió a realizar la comprobación del sistema estructural.

5.3.2. Sistema estructural

El sistema estructural optado es de muros estructurales, por lo tanto, Ro=6, ello se verificó con el porcentaje de fuerza cortante tomado por las columnas y placas. A continuación, en la tabla 9 se muestra la comprobación realizada para el sistema estructural inicialmente asumido.

Tabla 09. Sistema estructural en X e Y

COMPROBACION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EN X E Y							
V en "X"	V en "Y"	70% V en "X"	70% V en "Y"	V placas en "X"	V placas en "Y"	SISTEMAS EN "X"	SISTEMA EN "Y"
343.3696	343.696	240.35872	240.5872	337.9715	328.8636	MUROS	MUROS

Como se puede apreciar la fuerza cortante basal en las placas tanto en "X" como en "Y" resulta mayor al 70% de la fuerza cortante basal total. En conclusión, el sistema estructural tanto para "X" como "Y" es de muros estructurales con un $R_o=6$.

5.3.3. Análisis modal espectral y factor de amplificación

Se realizó el análisis modal espectral exigido por la Norma E.0.30 en los artículos 27 y 29. Los parámetros sísmicos considerados fueron los mismos empleados que en el análisis estático, solo que se calculó las aceleraciones espectrales dependientes de los valores de Z, U, C, S, R y "g". En la Figura 06 se muestra la definición de estos espectros en el software Etabs.

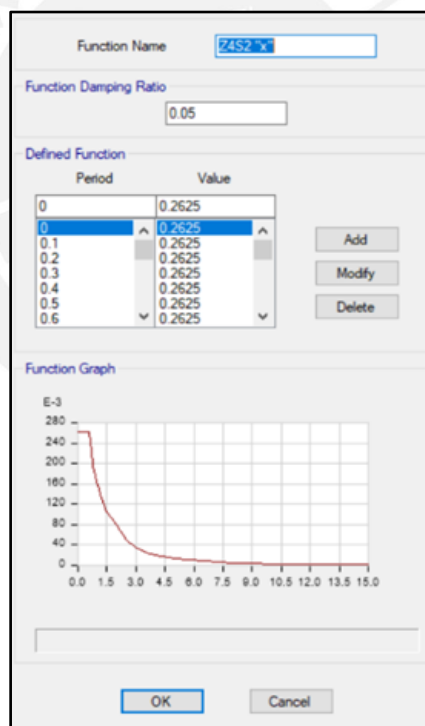


Figura 06. Espectro de aceleraciones.

De este análisis se obtuvo las fuerzas cortantes basales debido a la aplicación del espectro tanto en "X" como en "Y", con los resultados de este análisis se verificó que las derivas de entrepiso resultantes sean menores al valor de 0.007 especificado por la Norma E.0.30 y además, se comprobó si la estructura tiene problemas de torsión.

5.3.4. Modos de vibración

En la tabla 10 se muestra un resumen de los modos de vibración más importantes junto a sus masas participativas en cada dirección.

Tabla 10. Masas participativas y modos de vibración

Modos de vibración y masas participativas									
Modos en "Y"					Modos en "X"				
Caso	Modo	Periodo	Ux	Uy	Caso	Modo	Periodo	Ux	Uy
Modal	1	0.313	0.0028	0.5075	Modal	3	0.189	0.7535	0.0021
Modal	2	0.232	0.0204	0.29	Modal	6	0.044	0.1736	0.0002
Modal	4	0.078	0.0004	0.113	Modal	10	0.02	0.0378	0
			Masa acum	0.9105			Masa acum	0.9649	

5.3.5. Derivas de entrepiso

Para analizar si las derivas cumplían o no con los límites establecidos por la Norma E.0.30, primero se hallaron los desplazamientos inelásticos máximos según el artículo 31 de la Norma. Con los resultados de desplazamientos inelásticos máximos obtenidos se procedió a hallar las derivas máximas de entrepiso, y se verificó que los valores sean menores al valor de 0.007 que establece la Norma como valor máximo. En la tabla 11 se muestran las derivas obtenidas en X e Y para los análisis modales espectrales.

Tabla 11. Derivas máximas inelásticas

DERIVAS MAXIMAS INELASTICAS							
Derivas en "X"				Derivas en "Y"			
Story	Load Case/Comb	Direction	Drift	Story	Load Case/Comb	Direction	Drift
Story4	0.85 "x" Max	X	0.00136	Story4	0.85 "y" Max	Y	0.003875
Story3	0.85 "x" Max	X	0.00144	Story3	0.85 "y" Max	Y	0.004325
Story2	0.85 "x" Max	X	0.001326	Story2	0.85 "y" Max	Y	0.004224
Story1	0.85 "x" Max	X	0.000682	Story1	0.85 "y" Max	Y	0.002257

Como puede apreciarse las derivas obtenidas tanto en "X" como en "Y" son menores a 0.007. Entonces, puede concluirse que el modelo cumple con las exigencias y por ende el análisis realizado es satisfactorio.

5.3.6. Irregularidad por torsión

Como bien se sabe la torsión es el efecto más dañino en las estructuras en general, por tal motivo se realizó la comprobación de que nuestra edificación no cuente con dicho problema, en caso se presentase dicho problema, se deberá afectar el factor R_o por 0.75 y todos los análisis

posteriores deberán afectarse y ejecutar nuevamente. Según la Norma E.0.30 se presenta irregularidad en planta por torsión cuando el desplazamiento máximo relativo de entrepiso es mayor a 1.3 veces el promedio de desplazamientos máximos en los extremos del mismo piso. En la tabla 2.9 se muestra los cocientes entre estos valores previamente descritos tanto en “X” como en “Y”.

Tabla 12. Torsión en "X" e "Y"

VERIFICACION DE TORSION											
TORSION EN "X"						TORSION EN "Y"					
Story	Load Case/Comb o	Direction	Maximum	Average	Ratio	Story	Load Case/Comb o	Direction	Maximum	Average	Ratio
			m	m					m	m	
Story4	0.85 "x" Max	X	0.013632	0.012593	1.083	Story4	0.85 "y" Max	Y	0.041782	0.029476	1.417
Story3	0.85 "x" Max	X	0.009974	0.009186	1.086	Story3	0.85 "y" Max	Y	0.031378	0.022145	1.417
Story2	0.85 "x" Max	X	0.006099	0.005597	1.09	Story2	0.85 "y" Max	Y	0.019745	0.013982	1.412
Story1	0.85 "x" Max	X	0.002523	0.00231	1.092	Story1	0.85 "y" Max	Y	0.008353	0.006002	1.392

Como puede apreciarse el índice de torsión en “X” es menor a 1.3, sin embargo, en “Y” si se presenta un índice mayor a 1.3. Por ende, se debe considerar un factor de 0.75 por irregularidad torsional en los análisis. Finalmente, luego de haber realizado todos los análisis sísmicos de la estructura, se halló el factor de amplificación dinámico para luego proceder a crear las combinaciones de carga y hallar la envolvente de diseño de todos los elementos estructurales.

5.4. Diseño estructural

5.4.1. Diseño de losas

5.4.1.1. Losas aligeradas

La losa aligerada optada fue de 0.20 metros de altura, con viguetas convencionales de 10 cm de ancho y separadas 30 cm. Con respecto al acero mínimo, se mostrará la tabla 13 en la cual se especifica dicha cuantía para cada peralte de losa aligerada específico.

Tabla 13. Acero mínimo de acuerdo al peralte elegido

Para: $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$		Artículo 10.5.2 (Norma E.060)	Artículo 10.5.1 (Norma E.060)
Peralte h(m)	D	$A_{S_{min+}}(\text{cm}^2)$	$A_{S_{min-}}(\text{cm}^2)$
0.2	0.17	0.41	1.01

Nota. Adaptado de Ottazzi, 2018.

Además, el acero por temperatura y contracción para los aligerados convencionales es de $\frac{1}{4}\phi @ 0.25\text{m}$. A manera de ejemplo se realizará el diseño de la losa aligerada, Figura 07, ubicada entre los ejes 3-4 (ver Anexo A).

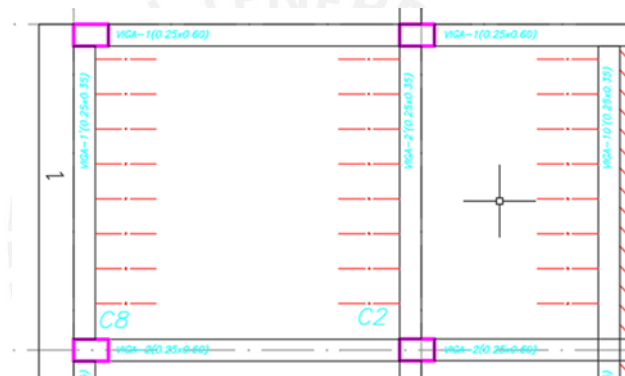


Figura 07. Losa aligerada comprendida entre los ejes 3-4.

Con respecto al metrado de cargas:

- Se consideró un peso propio de 300 Kg/m^2 (Norma E.020).
- Se consideró un peso de piso terminado (5 cm) de 100 Kg/m^2 .
- Se consideró 200 Kg/m^2 correspondiente a la sobrecarga en viviendas (Norma E.020).

5.4.1.1.1. Combinación de carga

Carga última = $1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva} = 360 \text{ Kg/m}$

5.4.1.1.2. Diseño por flexión

Se calcula el valor de "a", el cual es

$$a = d - \sqrt{\left((d^2 - 2 * \text{Mu}) / (\phi * 0.85 * f'c * b) \right)}$$

$$A_s = M_u / (\phi * f_y * (d - 0.5 * a))$$

5.4.1.1.3. Diseño por cortante

En cuanto al diseño por cortante, se usó la siguiente expresión aproximada para las losas aligeradas.

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Con ello, podemos verificar que $\phi V_c < V_u$ y por lo tanto, será necesario el ensanche por cortante y se optará un ensanche alternado.

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

5.4.1.2. Losas macizas

En cuanto a las losas macizas el espesor optado fue de 15 cm. Además, la Norma E.060 especifica el acero mínimo para losas macizas.

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2$$

A manera de ejemplo, se realizó el diseño de los paños comprendidos entre los ejes 2-4 en base al software de diseño Sap 2000 (anexo B). En la tabla 14 se puede observar las cargas consideradas para hallar las cargas últimas por m².

Tabla 14. Cargas últimas para la losa maciza por m²

Cargas		
Peso propio	0.36	tn/m ²
Piso terminado	0.1	tn/m ²
s/c	0.2	tn/m ²
Wu (tn/m ²)	0.984	tn/m ²

Con ello se procedió a asignar las cargas y obtener los momentos máximos. El diseño por flexión se realizó con el uso de las mismas fórmulas usadas para el cálculo de acero en losas aligeradas.

5.4.1.2.1. Diseño por cortante

La expresión es similar a la usada para la losa aligerada, salvo que se prescinde del factor de 1.1, ya que se tiene una losa netamente de concreto armado, sin ladrillos.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Se verificó con los valores máximos obtenidos de SAP 2000, que $\phi V_c > V_u$, por ello no fue necesario cambiar el espesor de la losa ni la resistencia del concreto f'_c . Por último, respetando la continuidad entre la losa aligerada y la maciza, se corrió el acero longitudinal perteneciente al aligerado y el macizo.

5.4.2. Diseño de escaleras

El diseño corresponde a una sección típica de escalera, por lo cual para todas las plantas se correrá el mismo diámetro de acero. El metrado de cargas muertas para el tramo inclinado considerando los pasos y contrapasos se obtiene con la siguiente fórmula:

$$W_m = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + (cp/p)^2} \right]$$

Donde, cp: altura del contrapaso, p: longitud del paso. Los valores de cp, p y t son: cp = 16.8 cm, p = 25 cm, t = 15 cm. Finalmente $W_m = 0.496$ ton/m. La carga en el descanso es de 0.46 ton/m y representa el peso de la garganta. La sobrecarga sobre escaleras es de 0.2 ton/m. Las cargas últimas se hallaron con la combinación de cargas de la norma (1.4 CM+1.7 CV) (ver Figura 08).

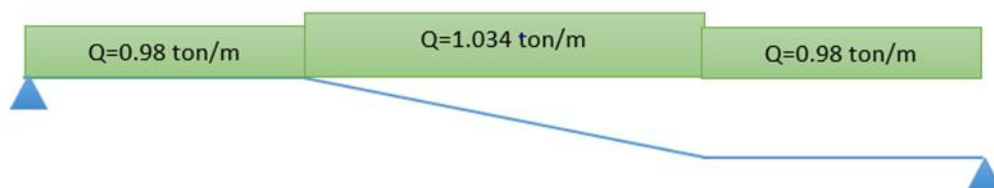


Figura 08. Modelo estructural de escalera.

5.4.3. Diseño de vigas chatas

Las vigas chatas, han sido consideradas como elementos estructurales sometidos a cargas por gravedad. A continuación, en la Figura 09, se muestra la viga chata entre los ejes 1-2 y B-C, la que será analizada y diseñada (ver Anexo D).

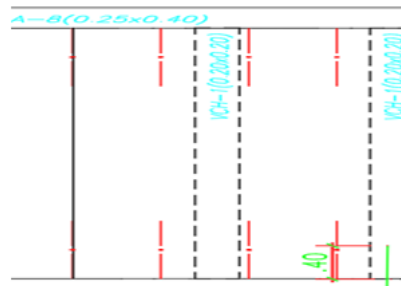


Figura 09. Análisis y diseño de viga chata 0.2x0.2m.

Conforme a la definición y finalidad de la viga chata, esta recibe cargas directamente de tabiquería, la cual se localiza en el plano de estructuras. Del diseño por flexión se determina el área de acero, que en este caso fue de $1\phi 3/8'' + 1\phi 1/2''$ en la parte inferior, y para el acero superior se optó por correr el acero mínimo $2\phi 3/8''$. Por el lado, del diseño por cortante se verificó con los valores máximos obtenidos de SAP 2000, que $\phi V_c > V_u$, y por ello no fue necesario el uso de estribos, sin embargo, se colocó los estribos de montaje de $8\text{mm}\phi:1@.10$, $R_{to}@.25$

5.4.3.1. Cálculo de deflexiones

Para el cálculo de deflexiones, en una primera instancia, se tiene que hallar el momento por cargas de servicio y compararlo con el momento de agrietamiento. Ello se hace para diferenciar el uso de la inercia agrietada o la inercia de la sección bruta. Si el momento de servicio es mayor al momento de agrietamiento, se usará la inercia agrietada para los cálculos de deflexiones, caso contrario, se usará la inercia de la sección bruta. En el Anexo D, se puede visualizar el cálculo de deflexiones de la viga chata, entre los ejes 1-2 y B-C.

$$M_{\text{servicio}} = M_{\text{cargamuerta}} + M_{\text{carga viva}} = 0.82 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{agrieta}} = F_r * I_g / Y_t = 0.386 \text{ ton-m}$$

Comparando ambos valores, $M_{\text{servicio}} > M_{\text{agrieta}}$, se concluye que para el cálculo de deflexiones se usará la inercia de la sección agrietada.

5.4.4. Diseño sismorresistente de vigas

El diseño sismorresistente de vigas se desarrollará de acuerdo al capítulo 21 de la norma E.060. La viga de análisis le corresponde a la viga 1(0.25x0.60), Figura 10, correspondiente al eje 5 del piso típico (ver Anexo E).



Figura 10. Viga 1(0.25x0.60)

Además, la norma da la siguiente fórmula para el cálculo de la cortante de falla frágil para las vigas:

$$V = f * \left(\frac{M_i + M_d}{L} \right) + \frac{W_u L^2}{2}$$

5.4.4.1. Diseño por Flexión

El diseño se realizará utilizando el rectángulo equivalente de la norma como modelo de propiedades constitutivas para el concreto y un modelo elastoplástico perfecto para el acero. Con los valores obtenidos de la envolvente se procedió a realizar el diseño por flexión y cortante por capacidad de la viga en análisis.

5.4.4.2. Diseño por Capacidad

Una vez concluido el diseño por flexión de la viga, se procedió a realizar el diseño por capacidad para fuerza cortante que establece la Norma E.0.60 en el artículo 21.4.3. Para el diseño por fuerza cortante se consideró estribos de 3/8" ϕ , acero grado 60 con $f_y=4200$ kg/cm². Se usa un V_{max} amplificado, fuerza cortante máxima, obtenida de la combinación de cargas considerando al sismo amplificado por 2.5. Los valores de $V_{diseño}$ último corresponde al menor valor obtenido del valor obtenido por la amplificación del sismo y de los valores de cortante obtenido por los momentos nominales. Con dicho valor se procedió a calcular el espaciamiento "s" requerido por fuerza cortante.

5.4.5. Diseño sismorresistente de columnas

Las columnas están sometidas a esfuerzos de compresión, flexión y fuerza cortante al mismo tiempo, por ello se diseñan por flexo compresión para determinar el acero longitudinal y por capacidad para determinar el estribaje necesario para poder soportar las fuerzas de corte en la columna. Todas las columnas usadas son de sección rectangular. A manera de ejemplo se desarrolla el diseño de la columna “C7” (ver Anexo G). Con respecto a la columna

5.4.5.1. Diseño por flexo compresión

Del diagrama de interacción (ver Anexo F), se verifica que las cargas estén dentro del diagrama de interacción de manera que se pueda demostrar que las columnas cumplan por flexo-compresión.

5.4.5.2. Diseño por cortante

Una vez concluido el diseño por flexo-compresión, se procedió a realizar el análisis y diseño del refuerzo por fuerza cortante en la columna. En cuanto al diseño por cortante, se procede a hallar el aporte del concreto junto con el aporte necesario de acero que se va a requerir. Ello se realiza para cada combinación de carga. Para hallar el aporte del concreto se usa la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) * b * d$$

La norma E.060, dispone consideraciones especiales para el diseño por corte en las columnas. Por ello, según el artículo 21.4, se halla la fuerza V_u . Se debe mencionar que la fuerza cortante de diseño en columnas según el artículo 21.4.3 resulta del menor valor obtenido de la fuerza cortante de diseño, asociada a los momentos nominales.

5.4.6. Análisis sismorresistente de placas

El diseño de placas es similar al diseño de columnas, no obstante, por la esbeltez del elemento el comportamiento por flexión será diferente. Por ello, se diferencia los diseños de placa esbelta ($H/L \geq 2$) y placa baja ($H/L < 2$). A manera de ejemplo se desarrolló el diseño de una placa PL-1 (anexo H). Como se enunció anteriormente, se tiene que diferenciar el tipo de placa. La placa P1 tiene una longitud de 1.84m en planta y una altura de 10.8m, entonces $H/L = 10.8/1.84 = 5.87 > 2$, por lo tanto, es una placa esbelta. Como dicha placa es “esbelta”

entonces su diseño será por flexo-compresión similar al diseño que se realizó para columnas, además del diseño por cortante. En la Figura 11 se muestra el diagrama de interacción para momentos últimos y momentos nominales de la placa PL-01.

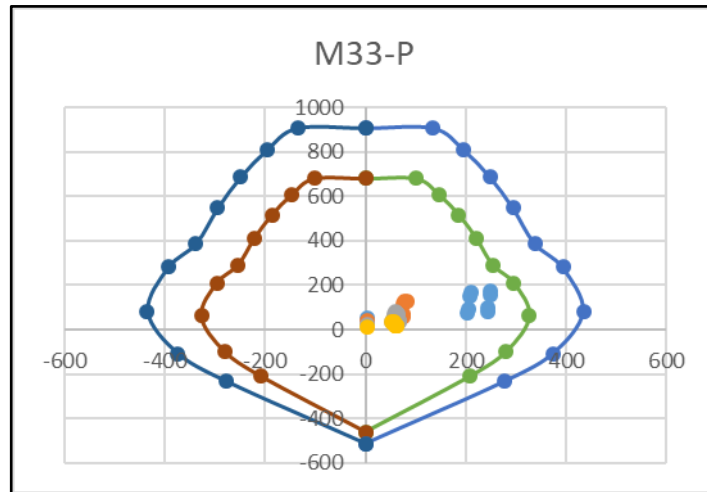


Figura 11. Diagrama de interacción de la placa PL-01

Como se observa el refuerzo instalado en la placa cumple con las exigencias demandadas por flexo-compresión debido a la acción de fuerzas externas.

5.4.6.1. Diseño por cortante

Para realizar el refuerzo por fuerza cortante se asumió también una cuantía de acero horizontal que era mayor a la mínima exigida por la Norma E.0.60. La cuantía de acero horizontal asumida fue de 0.0020. Con respecto al diseño por cortante, se realizó por capacidad y con un valor de “Vu” ajustado, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$V_u = V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde “V_{ua}” y “M_{ua}” son los valores de la fuerza cortante y momento amplificados provenientes del análisis y “M_n” es el valor del momento nominal resistente del muro, el cual está asociado a la mayor carga axial “P_u” y al acero instalado. Asimismo, en la norma actual se considera que el valor de M_n/M_{ua} no debe ser mayor a “R”. Sin embargo, en la norma E.0.60 que se encuentra actualmente en discusión pública se establece que este cociente no deberá ser mayor al valor “0.5R_o”. Para concluir con el armado total de la placa, se procedió a calcular la longitud de la zona de confinamiento requerida para los núcleos de la placa. Por último, se procedió a calcular el espaciamiento requerido entre los estribos.

5.4.7. Análisis de zapatas

5.4.7.1. Zapata aislada

Con respecto a la zapata, se procedió a realizar el diseño de la zapata “C7” ubicada en la intersección de los ejes E’-2. Dicha zapata recibía las cargas de la columna C7, y como contigua a ella no se localizaron columnas cercanas, se decidió considerarla como zapata aislada (ver Anexo I). En primer lugar, se extrajeron datos de los estudios de mecánica de suelos (EMS); así como la dimensión de la columna, propiedades del concreto, profundidad de cimentación y altura de la zapata y las cargas de la columna por servicio (carga muerta y carga viva) y sismo (en la dirección X e Y).

5.4.7.1.1. Diseño por punzonamiento

Con respecto al diseño por punzonamiento, se evaluó si $\phi V_c > V_u$ en las diferentes fórmulas asignadas para el ϕV_c , de la cual se cumple que los valores son de ϕV_c son mayores al V_u .

5.4.7.1.2. Diseño por cortante

En el diseño por cortante usamos la siguiente expresión la cual, de manera similar se tiene que comparar con el V_u .

$$V_u = \sigma_u * B * (\text{Volado} - d) = 47.29 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 158.30 \text{ ton}$$

Entonces, verificamos que el ϕV_c es mayor que el V_u . Finalmente, en cuanto al diseño por flexión, se halla el momento último (M_u) y con ello el área de acero requerido.

$$M_u = \sigma_u * (\text{volado}^2) * \frac{B}{2} = 66.61 \text{ ton} - m$$

5.4.8. Diseño de cisterna

Para el diseño, se tendrá en cuenta el factor de 1.7 para amplificación de carga en el caso de empuje del terreno y un factor de 1.4 en el empuje hidrostático. Además, se tomará el acero mínimo como $0.0028 * b * d$, para cuando se tiene contacto con el agua, ello según el ACI (ver Anexo J).

5.4.9. Diseño de cerco perimetral

Los cercos perimetrales, son elementos no estructurales que cumplen la función de seguridad del cerrado de las edificaciones. Con esa finalidad, la presente edificación constará de un cerco perimetral, cuyo diseño será basado en la norma E 030 (ver Anexo K). En primer lugar, el cerco perimétrico perteneciente al edificio consta de una altura de 2.7 m de la base de la estructura, es por esta razón que el valor de la fuerza horizontal le pertenece al artículo 41 de la E.030.

$$F= 0.5*Z*U*S*Pe.$$

5.4.9.1. Verificación de esfuerzo en muro

En primer lugar, se ha realizado una verificación de los esfuerzos en el muro, de manera que se pueda determinar que los esfuerzos en tracción por flexión sean menores a los admisibles. Comprobando finalmente que el esfuerzo de admisible en tracción por flexión es mayor al actuante en el muro. En segundo lugar, se procede a evaluar el ancho del cimiento corrido con la verificación por volteo y deslizamiento con ayuda del factor de seguridad que debe ser menor a 1.2 para el caso de volteo y 1.25 para el caso de deslizamiento. Finalmente, se evaluó a la columneta por el diseño a flexión, obteniendo 0.89 cm² de acero para las columnas externas y de 1.79 cm² para las internas.

6. CAPÍTULO 6: INSTALACIONES

6.1. Instalaciones sanitarias

6.1.1. Documentos de referencia

Para la elaboración del proyecto de las instalaciones sanitarias del Edificio Vivienda Multifamiliar – Los Huertos De Villa se ha considerado como documento de referencia la Norma IS-010 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) que involucra el desarrollo de las instalaciones de agua fría, agua caliente, desagüe doméstico y ventilación.

6.1.2. Requerimientos en la dotación de agua potable

De acuerdo con la Norma IS-010 Instalaciones Sanitarias Para Edificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, la dotación diaria será calculada de la siguiente manera:

- Para las viviendas, de acuerdo a la tabla b) del numeral IS.010.2.2
- Para área de riego igual a 2 l/día/m²
- Para oficinas o área de recepción igual a 6 l/día/m²
- Para depósitos igual 0.50 l/día/m²
- Para áreas de estacionamiento igual a 2 l/día/m²

6.1.3. Cálculo de la dotación

De acuerdo a los requerimientos mostrados y a las áreas determinadas para cada ambiente, la dotación diaria sería de 8,421 litros (ver Tabla 15).

Tabla 15. *Cálculo de la dotación*

DOTACION DIARIA DE AGUA				
NIVEL	N° de dormitorios por Dpto.	Número de departamentos	Dotación por departamento (l/d)	DOTACION (l)
1	0	0	0	0
2	3	2	1200	2400
3	3	2	1200	2400
4	3	2	1200	2400
Ambiente		Área	Dotación por m ² (l/d)	DOTACION (l)
Área de riego		129.51	2	259.02
Oficinas		75	6	450
Depósitos		31.1	0.5	15.55
Estacionamiento		248.1	2	496.2
TOTAL (L/día)				8421

6.1.4. Cálculo de volumen de almacenamiento de agua

De acuerdo a lo indicado por el cliente, el sistema de alimentación de agua será inferior directa, con una cisterna, un tanque hidroneumático y una bomba de impulsión. De esa manera, el almacenamiento mínimo de la cisterna debe ser $5/4$ de la dotación diaria de agua. Es así que el volumen de agua de la cisterna sería de 10.526 m³. En el caso del agua caliente, el tanque de almacenamiento de esta es conocido como therma y su dotación se calcula de acuerdo al número de dormitorios que haya por vivienda, de acuerdo a la Tabla N°30 Residencias Unifamiliares y Multifamiliares de la Norma. Es así que para el departamento típico se consideran 4 dormitorios, incluyendo el de servicio, entonces la dotación diaria de acuerdo a dicha tabla sería de 420 L/día. Luego con la Tabla N°34 Capacidades de equipos de almacenamiento y producción de agua caliente se determina el volumen de almacenamiento de la therma. El cual, para residencias unifamiliares y multifamiliares es $1/5$ de la dotación, entonces el almacenamiento de la therma sería de 84 litros.

6.1.5. Dimensionamiento de la cisterna de agua

Con el volumen hallado, se dimensiona la cisterna, para ello se realizan algunas iteraciones en donde se varía el tirante de agua. Ello se observa en la Tabla 16.

Tabla 16. Dimensionamiento de la cisterna

Tirante h (m)	Sección máxima (m ²)	Ancho (m)	Largo (m)	Vol (m ³)
0.8	13.157	3.5	4	11.2
1	10.526	2.7	4	10.8
1.5	7.017	2.6	2.7	10.53

Como se observa, se verifica que el volumen resultante sea mayor al volumen mínimo determinado de la cisterna. En este caso, seleccionamos la opción con el tirante igual a 1.5 m con la finalidad de que sea más alto y pueda realizarse un mejor mantenimiento dentro de ella. Además, ello permite que el ancho y largo de la cisterna sean menores.

Con la dimensión de la cisterna se determina las dimensiones del cuarto de bombas en general, considerando un espacio en donde se ubique la bomba de impulsión y el tanque hidroneumático, considerando muros perimetrales de 0.15 m y una altura total de 2.2 m, se consideró de dimensiones: 3m de ancho, 5m de largo y 2.2m de altura total. En la Figura 12 se muestra la vista en planta.

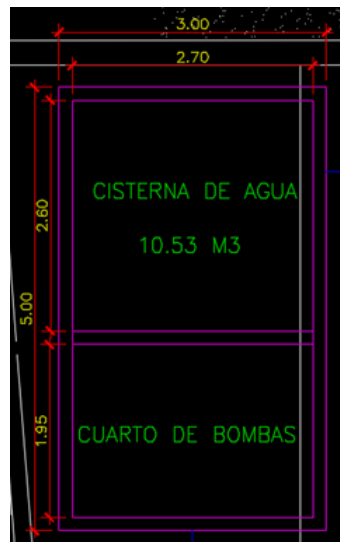


Figura 12. Vista en planta del cuarto de bombas y cisterna

6.1.6. Diseño de diámetros

Previamente a dimensionar los diámetros de las tuberías se realiza el trazado de agua fría y caliente en el primer nivel y en el piso típico, tal y como se observa en la Figura 13.

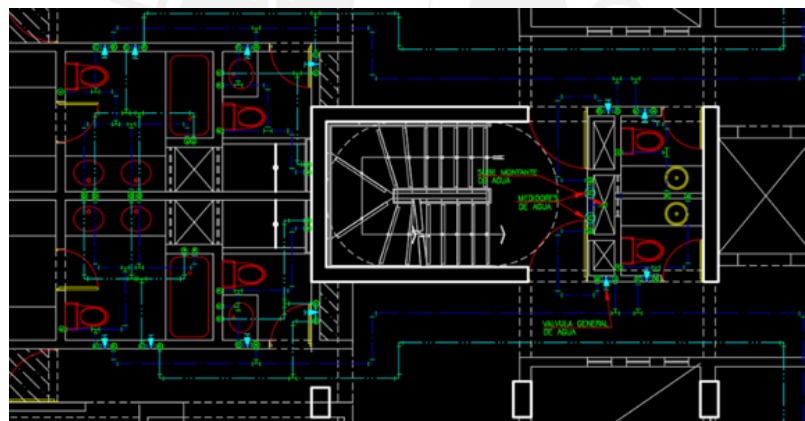


Figura 13. Trazado de red de agua

Luego se define la ruta crítica para el agua fría, esta es la que lleva el agua hasta el punto más alejado, en este caso se usaron letras y números para definir los tramos. Como se observa en la siguiente figura:

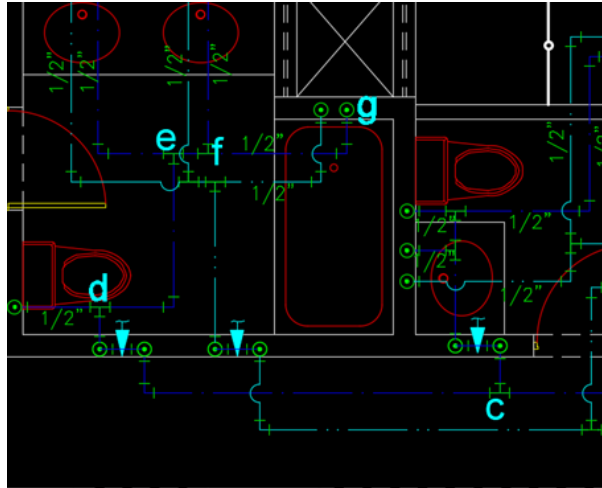


Figura 14. Ruta crítica

Luego, se contabilizó las unidades de gasto (UG) de acuerdo al Método de Hunter para cada tramo y se determinan los diámetros para cada tramo. El dimensionamiento de las redes de agua caliente también se realiza de la misma manera, contabilizando las UG, usando el método de Hunter para hallar el caudal probable y usando la tabla mostrada anteriormente para definir el diámetro.

También es necesario definir el diámetro de la tubería de alimentación a la cisterna, para ello se asume que la cisterna se debe llenar por completo en 6 horas, y con el volumen de la cisterna y dicho tiempo se halla el caudal necesario. Con ese caudal de la misma manera se determina el caudal probable y se usa la tabla para determinar el diámetro mínimo y máximo.

6.1.7. Cálculo de pérdidas

Con los diámetros ya definidos se calcula la pérdida total en la red de distribución de agua. En primer lugar, se calcula la pérdida que hay en la tubería de succión y en la tubería de impulsión hasta el ingreso al tanque hidroneumático, para ello se determinan los diámetros de estas tuberías aplicando el anexo N°5 de las Normas Sanitarias. Luego se calcula las pérdidas que hay en toda la ruta crítica definida anteriormente.

6.1.8. Definición del equipo de bombeo

Primero se calcula la presión disponible, en donde se determina la diferencia de elevación del agua de cisterna a aparato más desfavorable. Ello se observa en la Tabla 17.

Tabla 17. Dimensionamiento de alimentación a cisterna

3 pisos de 2.7 m	8.1
Altura aparato desf.	2.0
Succión de cisterna	2.5
Total	12.6

Entonces, se determina la carga necesaria sumando la presión a la salida del aparato sanitario, la suma de pérdidas por fricción y la altura física del aparato sanitario más desfavorable que resulta 28.16 m.c.a. Entonces considerando una eficiencia de 60% se tendría una potencia de:

$$\text{Pot} = 2.57 \times 28.16 / (75 \times 0.6) = 1.60 \text{ HP}$$

Pero el valor comercial es 40 psi entonces se define a $P_{\min} = 40$ psi y $P_{\max} = 60$ psi

Entonces, la presión de trabajo sería 50 psi = 35.21 m.c.a.

Con todos los parámetros determinados anteriormente, se escoge la bomba a usarse de la Tabla 18.

Tabla 18. Tabla de rendimiento de bombas eléctricas

TABLA DE RENDIMIENTO DE BOMBAS ELÉCTRICAS TRIFÁSICAS DE 220 VOLTIO / 60 CICLOS														
Modelos	HP	Diámetro		Peso (Kg.)	CAUDAL (Litro por segundo)									
		Succión	Descarga		0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	7.0	10.0	15.0	20.0
B1 - 2.5	3	1-1/2"	1"	32	44.0	43.0	41.0	37.0	Altura de elevación en metros (según la curva característica)					
B1 - 2.5	3	1-1/2"	1"	33	62.0	57.0	48.0							
32 - 125 - 2.5	3	2"	1-1/2"	35	25.2	25.2	25.0	24.6	23.2	16.4				
40 - 125 - 2.5	3	2-1/2"	1-1/2"	8	18.2	18.2	18.2	18.2	18.0	17.4	15.9	9.2		
32 - 125 - 5	5	2"	1-1/2"	45	41.0	41.0	41.0	41.0	40.0	35.8	24.0			
32 - 160L - 5	5	2"	1-1/2"	52	62.0	61.8	61.2	60.0	54.0					
2/ 32 - 200L - 5	5	2"	1-1/2"	55	85.5	83.5	80.0	73.5						
40 - 125 - 5	5	2-1/2"	1-1/2"	51	29.6	29.8	29.8	30.0	30.0	29.4	28.2	24.0		
32 - 160L - 6.6	7	2"	1-1/2"	72	63.0	63.0	62.5	61.8	58.6	47.4				
2/32 - 200L - 6.6	7	2"	1-1/2"	74	98.0	96.0	92.5	85.0						
40 - 125 - 6.6	7	2-1/2"	1-1/2"	71	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0	37.0	35.0	33.0		
40 - 160 - 6.6	7	2-1/2"	1-1/2"	72	40.5	41.0	41.6	42.0	42.6	42.0	38.6	32.0		
2/32 - 200L - 12	12	2-1/2"	1-1/2"	78	97.5	96.0	95.0	92.5	87.0	60.0				
40 - 160 - 12	12	2-1/2"	1-1/2"	78	57.0	57.4	57.8	68.0	58.4	58.0	56.0	48.4		
50 - 160 - 12	12	3"	2"	81	41.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	42.0	40.0	36.0 29.0	

De esa manera se escoge la bomba trifásica modelo 32-125-5 que satisface las necesidades requeridas. Por otro lado, para determinar el volumen del tanque hidroneumático es de 422.35 galones. Entonces se escogen 5 tanques hidroneumáticos modelo CH-119 de la marca Hidrostral de volumen 86 galones para cumplir con el volumen requerido.

6.1.9. Instalaciones de desagüe y ventilación

Se tiene predeterminado diseñar 4 montantes de desagüe, para determinar su dimensión se determinará las Unidades de Descarga de todo el edificio. De acuerdo con el Anexo #8 de la norma de I.S.010 un montante de 4" puede recolectar más de 500 UD, por lo que los 4 montantes de 4" que se tienen, debido al diámetro de la tubería que recibe al inodoro, son más que suficientes para el proyecto.

Además de acuerdo con lo requerido en el edificio, se definieron 12 montante de ventilación que suben hasta la azotea. Además, se consideró 4 puntos de desagüe pluvial, lo mínimo requerido, ya que de igual manera la zona no es lluviosa. En la siguiente figura se puede ver la planta de la azotea, en donde se aprecia los montantes de desagüe y ventilación y el desagüe pluvial (ver Figura 15).

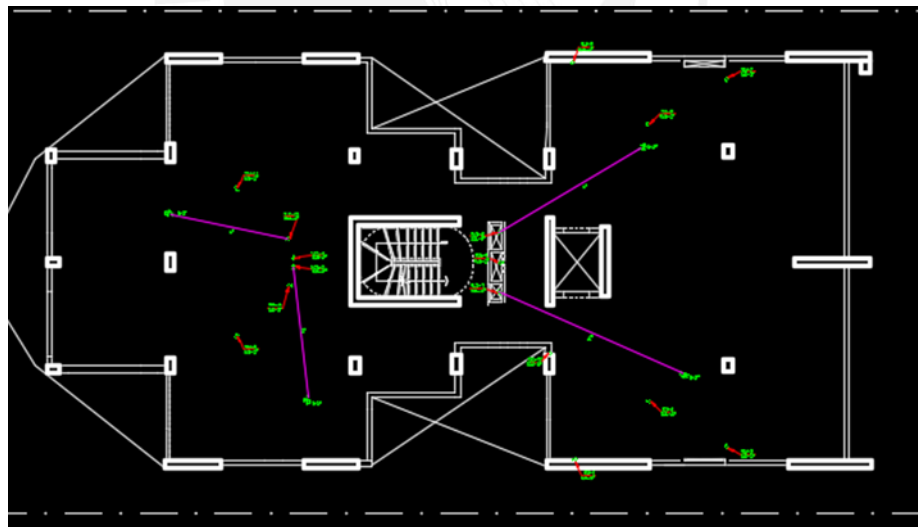


Figura 15. Desagüe pluvial

Las pendientes de las tuberías de desagüe serán de 2% para las de diámetro de 2" y de 1% para las de 4", de acuerdo con el Anexo #9 de la norma. Las cajas de registro se dimensionaron de acuerdo con la Tabla N° 37 de la norma, se optó por dimensiones interiores de 0.30x0.60m y una altura de 0.65m.

6.2. Instalaciones eléctricas

6.2.1. Alcance del proyecto

El proyecto comprende el diseño de las instalaciones eléctricas en el edificio multifamiliar de 4 pisos. Por tanto, se incluye:

- Circuitos de distribución para alumbrado, tomacorrientes, salidas de fuerza, tanto para la primera planta, de áreas comunes, como para cada departamento. Esto se presenta en los planos correspondientes.
- Tablero de distribución (TD) para las áreas comunes y para cada departamento.
- Diseño de los circuitos de distribución de las áreas comunes y de cada departamento.

Sistema de entubado de los circuitos de distribución de las áreas comunes y cada departamento.

6.2.2. Descripción del proyecto

El edificio multifamiliar consiste en 4 pisos, donde el uso del primer piso se dirige a estacionamiento y áreas comunes; mientras que, en los pisos superiores, de planta típica, existen dos departamentos por planta.

Así, cada uno de los departamentos contará con su propio medidor por lo que se contará con un banco de medidores.

6.2.3. Número de circuitos

Se aplica la recomendación de la Norma Técnica y se determina el número de circuitos.

6.2.3.1. Circuitos para alumbrado

Para el área común, se definen 3 circuitos de alumbrado. Para cada departamento, la Norma específica que se debe asignar un circuito por cada 100 m² de área techada, así, se definen 2 circuitos de alumbrado.

Áreas comunes : C-1, C-2, C3

1 Departamento : C-1, C-2

6.2.3.2. Circuitos para tomacorrientes

La Norma especifica que por cada 18 salidas se debe asignar un circuito. Para el primer piso, que incluye estacionamiento, área libre y áreas comunes, se define un circuito de tomacorrientes. Para cada departamento, se define, de igual manera, un circuito de tomacorrientes.

Áreas comunes : C-4

1 Departamento : C-3, C-4

6.2.3.3. Circuito de cargas móviles

Se propone un circuito por cada departamento.

1 Departamento : C-5

Para cada departamento, se consideran, además, circuitos de salidas especiales para la cocina, calentador (terma) y lavandería.

Cocina eléctrica : C-6

Calentador (terma) : C-7

Lavandería : C-8

Para las áreas comunes, se consideran, además, los siguientes circuitos:

Electrobombas : C-5

Ascensor : C-6

Portero eléctrico : C-7

Así, para las áreas comunes se consideran 6 circuitos derivados (6 monofásicos) y 1 circuito alimentador (trifásico). Mientras que, para cada departamento, se consideran 8 circuitos derivados (7 monofásicos + 1 trifásico).

6.2.4. Cuadro de cargas

6.2.4.1. Áreas comunes:

Carga instalada (CI)	17.0 KW
Demanda Máxima (DM)	9.0 KW
Potencia a contratar	9.0 KW

6.2.4.2. Cada departamento:

Carga instalada (CI)	19.0 KW
Demanda Máxima (DM)	16.0 KW
Potencia a contratar	16.0 KW

6.2.5. Diseño del tablero de distribución

Se determina el número de polos del tablero para el área general y para cada departamento. Para esto, se emplean los datos de los circuitos definidos para cada área.

Así, para los 6 circuitos monofásicos y 1 trifásico del área general, se determina un tablero de 18 polos; mientras que, para los 7 circuitos monofásicos y 1 trifásico de cada departamento, se determina un tablero de 18 polos.

6.2.6. Cálculos justificatorios

6.2.6.1. Intensidad de corriente (A)

6.2.6.1.1. Circuito trifásico

$$I = \frac{P}{\sqrt{3} \cdot V \cdot \cos \theta}$$

6.2.6.1.2. Circuito monofásico:

$$I = \frac{P}{V \cdot \cos \theta}$$

Donde:

I = Intensidad de corriente (A)

P = Potencia (Demanda Máxima) (W)

V = Tensión de línea (V)

Cos Ø = Factor de potencia

6.2.6.2. Caída de tensión (V)

6.2.6.2.1. Circuito trifásico

$$U = \frac{\sqrt{3} * (I * L * \cos \theta)}{58 * S}$$

6.2.6.2.2. Circuito monofásico

$$U = \frac{2 * (I * L * \cos \theta)}{58 * S}$$

Donde:

I = Intensidad de corriente (A)

L = Longitud de línea o circuito (m)

S = Sección del conductor (mm²)

K = Factor de conductibilidad (cobre = 57)

6.2.7. Diseño

Se realiza el diseño de circuitos tanto para el tablero general (áreas comunes) como para el tablero de cada departamento. Los cálculos se justifican con las ecuaciones descritas en el punto anterior y se sigue en todo momento la Norma Peruana. Cabe resaltar que la potencia es la máxima demanda para los circuitos alimentadores y, para los circuitos derivados, la potencia es la carga instalada. El número de cables se determina en base al diagrama tubular filar y, se especifica el diseño del entubado y de la puesta a tierra.

6.2.8. Consideraciones generales

- Los conductores a utilizar en las instalaciones deben ser de cobre electrolítico de 99.9% de conductibilidad, de diámetro hasta 6mm² y, se consideran THW (alimentador, electrobombas, ascensor, calentador y lavandería) y TW (alumbrado, tomacorrientes, cargas móviles, cocina eléctrica, intercomunicador).
- El conductor para el sistema a tierra será desnudo, temple blando y 99.9% de conductibilidad.
- Para la protección de los conductores, se emplearán tuberías de cloruro de polivinilo (PVC) pesadas (alimentador, electrobombas, ascensor, cocina eléctrica, calentador, lavandería) y livianas (alumbrado, tomacorrientes, cargas móviles, intercomunicador).
- Las cajas de paso serán de F°G° pesadas.
- Los tomacorrientes serán para empotrar, bipolares dobles, tipo universal. Para la cocina, lavandería y baños, se utilizarán tomacorrientes con dos dados bipolares con tomas de tierra.
- La caja del tablero de distribución será para adosar, se indican las medidas en el plano de la especialidad. Para el conexionado entre el interruptor general y, los interruptores de control y protección de los circuitos derivados, se utilizarán barras de cobre electrolítico, de sección y capacidad suficiente para las demandas calculadas.
- Para el entubado de los circuitos derivados, se tomó el diámetro mayor (20mm).

7. CAPÍTULO 7: COSTOS Y PRESUPUESTOS

7.1. Metrados

Los metrados de materiales se realizan con el fin de llevar un control de la cantidad de material que se requerirá durante la ejecución de la obra. Asimismo, nos permite obtener el costo directo de la obra y verificar que el costo directo de la obra no sea excesivo. Los metrados realizados en este proyecto fueron de todas las especialidades en estudio. Se elaboraron plantillas de metrados para la especialidad de arquitectura, estructuras, instalaciones eléctricas y sanitarias. Con respecto a los metrados realizados, se obtuvo una cantidad excesiva de acero de refuerzo, puesto que se decidió usar vigas de conexión entre placas y estas demandaron una cantidad elevada de hacer de refuerzo.

7.2. Análisis de precios unitarios

Los análisis de precios unitarios se realizan con el fin de obtener el costo por partida a realizar, los cuales posteriormente serán de mucha utilidad para poder obtener el presupuesto total de obra. Los análisis de precios unitarios se realizan en base a un rendimiento base y cuadrillas de trabajo.

7.3. Presupuesto

7.3.1. Costo directo

El costo directo de obra fue obtenido de la suma total de los precios parciales obtenidos de todas las partidas de cada especialidad.

7.4. Sectorización

La sectorización se realiza con la finalidad de definir bloques de trabajo similares para posteriormente realizar una programación de obra más acertada. Para ello se compara los Metrados de acero, encofrado y concreto de los elementos estructurales verticales (columnas y placas) y horizontales (vigas y losas). En este caso, de acuerdo a la estructuración se tiene un núcleo bastante cargado de concreto, encofrado de acero debido a la presencia de varias placas y losas macizas. Por ello, se optó por independizarlo y tomarlo como un subproyecto. De esa manera habría un equipo de trabajo netamente en el núcleo, mientras otro equipo de trabajo va

rotando en los sectores. Es así como se dividió a la planta típica según lo observado en la Figura 16.

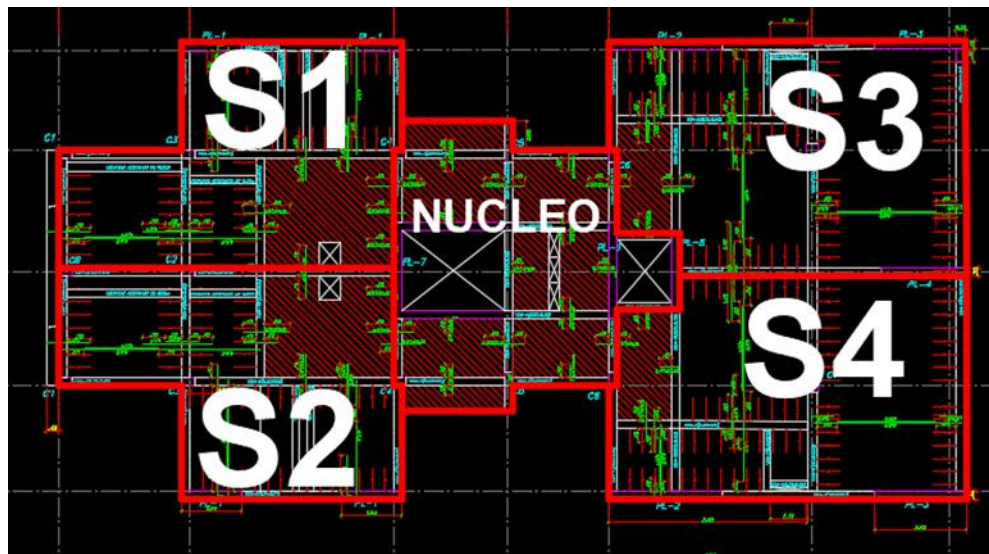


Figura 16. Sectorización de planta típica

Los metrados obtenidos de cada sector y para el núcleo se observa en la Tabla 19.

Tabla 19. *Metrado por sectores*

ELEMENTOS	PARTIDAS	UND	Sector 1	Sector 2	Sector 3	Sector 4	NUCLEO
Verticales	Acero	kg	714.98	944.75	976.81	782.64	5251.68
	Encofrado	m ²	29.8	37.86	56.42	39.52	110.8
	Concreto	m ³	3.24	4	6.73	4.68	12.96
Horizontales	Acero	kg	2360.74	3026.99	2732.28	2331.23	2478.63
	Encofrado	m ²	72.17	77.67	90.72	85.24	58.22
	Concreto	m ³	8.18	9.2	9.3	8.67	8.92

Tal y como se puede observar en la Tabla 19, los sectores no tienen volúmenes de metrado exactamente iguales, ello se debe a que hay una viga central que tuvo que ser tomada por alguno de los sectores, ya que no puede ser dividida. En consecuencia, los metrados no salieron muy parecidos, sin embargo, están en un rango aceptable de similitud.

7.5. Programación y cronograma maestro

La programación y el cronograma maestro de obra ayuda a que se pueda hallar el tiempo total de ejecución completa de obra, así como nos da la posibilidad de poder reducir tiempos de obra y optimizar tiempo y recursos empleados.

8. CAPÍTULO 8: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

8.1. Discusión

Existen alternativas sostenibles que pueden ser adaptadas a las construcciones en caso se quiera optar por una construcción sostenible.

8.1.1. Iluminación Led

Dentro de las categorías de certificación LEED, hacer uso de aparatos Led en los edificios hace que estos puedan ingresar a obtener hasta 33 puntos en la categoría: “Energía y atmósfera”. Actualmente, en el ámbito nacional, existen compañías como SODIMAC que ofrecen focos de iluminación led al mismo precio de uno tradicional, es decir, el incremento del costo total de la partida de iluminaria en un edificio sería nulo. En las Figuras 17 y 18 se puede visualizar los focos ahorradores y los focos led, respectivamente (Sodimac, 2019).



Figura 17. Foco ph ahorrador espiral 12w luz blanca. Tomado de Sodimac (2019)



Figura 18. Foco led 12w luz cálida philips. Tomado de Sodimac (2019)

8.1.2. Pintura Ecológica

En cuanto a la pintura ecológica también ha demostrado su competencia, ya que su uso se adapta a las exigencias del mercado. Por ello, dentro de sus principales características como producto con valor comercial se encuentra su rápido secado, resistencia a los agentes atmosféricos, excelente adherencia, entre otros. Y, debido a que contiene biocidas ecológicos puede evitar que se desarrollen hongos (EcoColor, 2019).

En el presente proyecto se han empleado pintura para cubrir 4,718.76 m² de área, esta es de látex color blanco humo mate de 4l y el precio convencional es de 75 soles, mientras que las pinturas ecológicas están en el orden de 28.90 euros, que en soles resulta ser de

aproximadamente 110 soles (Promart, 2019). En caso del proyecto en estudio, la aplicación de las pinturas ecológicas en vez de las tradicionales podría generar un costo adicional en la especialidad de Arquitectura, este valor en términos porcentuales asciende al 48 % por encima del precio tradicional.



Figura 19. Pintura tradicional color mate. Tomado de Promart (2019)



Figura 20. Pintura ecológica color mate. Tomado de EcoColor (2019)

8.1.3. Inodoros Ecológicos

Estos aparatos se encuentran diversificados y existen los inodoros con descarga por gravedad, de doble descarga, con interruptor de descarga y con presión asistida (Ramírez, 2009). Y, en todos los casos, resultan gastar menos de 6 litros por descarga, sin embargo, el costo de los aparatos se incrementa conforme a su capacidad por ahorrar agua. Por ello, dada la situación, los inodoros de doble descarga presentan la mejor opción en cuanto a la relación costo-ahorro.

En caso del inodoro con descarga por gravedad, puede descargar aproximadamente con 4.85 litros de agua, con un ahorro de 7 litros por descarga y un costo de 150 dólares americanos, por lo que su uso resulta beneficioso a largo plazo, frente a los aparatos convencionales. Así como también se puede obtener puntos de acuerdo con la certificación LEED en la categoría de uso de agua, uso de agua interior, en la Figura 21, se puede apreciar el funcionamiento de un inodoro con descarga por gravedad. Sin embargo, si se tiene en cuenta solo el precio de costo del producto, en caso del proyecto en estudio, los precios de costo de la especialidad de arquitectura se verían fuertemente afectado, con un porcentaje que podría llegar a los 150% más caro respecto al inodoro tradicional.



Figura 21. Funcionamiento de inodoros por descarga de gravedad. Tomado de Ramírez (2009). Tecnologías de ahorro de agua potable en viviendas multifamiliares.

8.2. Conclusiones

8.2.1. Geotecnia

Se ha determinado que no es necesario realizar ensayos de exploración en situ pues se tiene idea del tipo de perfil a encontrar.

Se ha decidido ensayar 4 de las 9 muestras extraídas puesto que es cantidad suficiente para obtener el perfil de suelo y sus parámetros.

Se ha optado por no realizar ensayo de consolidación por el costo del mismo y porque los parámetros se pueden obtener de métodos aproximados. Sin embargo, no se hallan dichos parámetros debido a que la teoría de Terzaghi y Peck respalda que no es necesario para el tipo de suelo encontrado.

Realizados los cálculos, se concluye que se debe construir una platea de cimentación para el núcleo del proyecto; mientras que, en el área restante, zapatas aisladas.

8.2.2. Arquitectura

Es importante tener una adecuada distribución de los elementos estructurales y sus dimensiones, ya que pueden interferir en el proyecto afectando la accesibilidad o la visibilidad.

La compatibilización de los planos de estructuras y arquitectura es fundamental, ya que, si no se realiza ello a detalle, se tendrán problemas en la construcción del proyecto.

La asignación de los acabados es importante, ya que, estos diferencian visualmente el tipo de ambiente en el que se encuentra.

8.2.3. Instalaciones sanitarias

Se concluye que para el diseño de Instalaciones Sanitarias si bien para el agua se necesita un solo montante, para el desagüe se requieren varias, ya que debido al diámetro de sus tuberías no pueden tener longitudes muy largas en el techo. Por otro lado, en el cálculo del equipo de bombeo y los tanques hidroneumáticos se obtuvo valores grandes, ello se puede haber debido al valor alto del caudal que se tenía para el punto de impulsión.

8.2.4. Instalaciones eléctricas

Tanto el área común (primera planta) como cada uno de los departamentos contará con sus propias conexiones y, por tanto, su propio tablero y medidor.

8.2.5. Costos y presupuestos

Se concluye que la sectorización es un excelente método para realizar una programación y cronograma de obra más a detalle.

Se concluye que, debido a la presencia de vigas de conexión, se obtuvo ratios de acero elevados con respecto a ratios patrón.

Se concluye que el máster Schedule es una herramienta muy eficiente para poder optimizar tiempos de ejecución de obra y optimizar los recursos empleados.

8.2.6. Propuestas sustentables

En caso de la iluminación Led, resulta más conveniente la instalación de puntos de luminaria con dicha tecnología debido a que el precio de compra resulta ser el mismo que el de los aparatos tradicionales, por lo que el costo de la partida y del edificio no tiene incremento alguno.

El uso de las pinturas ecológicas resulta ser beneficioso en términos de sostenibilidad, sin embargo, si es que la ejecución del proyecto solo pensara en el costo inicial de construcción, el sobre costo del 47% no resulta nada atractivo. Por ello, es necesario hacer una comparación entre los costos y los beneficios a largo plazo.

El caso del inodoro que ahorra el consumo de agua es uno de los más difíciles de evaluar, dado sus grandes beneficios durante la etapa de uso de la edificación. No obstante, durante la construcción su uso resultó poco atractivo para los inversores, y ello es debido a que los costos representan el doble de un aparato tradicional. En este sentido, los beneficios son sostenibles tanto para el medio ambiente, como para la economía familiar pero no para la economía de los inversionistas.

Finalmente, de las alternativas sustentables se concluye que la más beneficiosa es la implementación del uso de tecnologías led en la iluminación, mientras que la menos económica es la implementación de aparatos sanitarios de consumo eficiente de agua. Sin embargo, a los costos de los productos es necesario sumarle los beneficios a largo plazo de modo que la relación costo beneficio se adecúe a la economía peruana.



9. BIBLIOGRAFÍA

Ahorrar agua en el inodoro | Fundación Aqueae. (2019). Retrieved 5 December 2019, from https://www.fundacionaqueae.org/?attachment_id=1357

Alonso Felipe, J. (2019). PINTURAS, BARNICES y AFINES: Composición, formulación y caracterización. [Ebook] (p. 106). Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales: Universidad Politécnica de Madrid. Retrieved from <http://oa.upm.es/39501/1/ControlCalidadPinturas.pdf>

Alva, Jorge (s. f.). Cimentaciones Superficiales. “Criterios de asentamientos”. Cimentaciones superficiales. Recuperado de http://www.jorgealvahurtado.com/files/labgeo26_a.pdf

Álvarez Menéndez, J. (2013). I Congreso Edificios Inteligentes. In Iluminación led en edificios inteligentes (pp. 201-250). Madrid: GRUPOTECMARED. Retrieved from <https://www.fm-house.com/wp-content/uploads/2014/12/I-Congreso-Edificios-Inteligentes.pdf#page=219>

American Colors. Acabados de techo, paredes y vigas – 24 de octubre, 2019 de <https://www.americancolors.com.pe/>

Ares Perú. Puertas- 24 de octubre,2019 de <https://www.aresperu.com.pe/>

Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado [Ebook] (1st ed., pp. 30-60). Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

Cáceres Cebrecos, A. (2016). ANÁLISIS DE CICLO DE VIDA COMPARATIVO DE EDIFICACIONES MULTIFAMILIARES EN LIMA. Bachiller. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Centro Empresarial Leuro como el mejor ejemplo en materia de sostenibilidad | LEURO. (2019). Retrieved 5 December 2019, from <http://centroempresarial-leuro.com/noticias/centro-empresarial-leuro-como-el-mejor-ejemplo-en-materia-de-sostenibilidad/>

Certificaciones - PERU GREEN BUILDING COUNCIL. (2019). Retrieved 9 December 2019, from <http://perugbc.org.pe/site/certificaciones>

Climate Data. Datos climáticos mundiales - Climate-Data.org. 25 octubre, 2019, de <https://es.climate-data.org/>

Costos. Revista de construcción, arquitectura e ingeniería- Edición Noviembre 2019,

Duque, Gonzalo y Escobar, Carlos (2016). Geomecánica para ingenieros. Universidad Nacional de Colombia. Recuperado de <http://bdigital.unal.edu.co/53252/49/anexo.tablasycuadrosdegeomec%C3%A1nica.pdf>

Inversiones Centenario. (2019). Retrieved 7 December 2019, from <https://www.centenario.com.pe/inmuebles/oficinas-centro-empresarial/portafolio/san-isidro/centro-empresarial-real>

E. Harmsen, T. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado [Ebook] (pp. 80-250). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

García Portugal, E., & Gonzales Ambia, J. (2015). El consumo mínimo de energía eléctrica y su relación con la selección de beneficiarios del vale de descuento fise [Ebook] (4th ed., pp. 10-40). Magdalena del mar-Lima: Fondo de inclusión social energético. Retrieved from <http://www.fise.gob.pe/pags/PublicacionesFISE/El-consumo-minimo-energia-electrica.pdf?2>

LEED green building certification | USGBC. (2019). Retrieved 4 December 2019, from <https://new.usgbc.org/leed>

Leuro, C. (2019). Centro Empresarial Leuro | U.S. Green Building Council. Retrieved 3 December 2019, from <https://www.usgbc.org/projects/centro-empresarial-leuro?view=scorecard>

Leuro, C. (2019). Centro Empresarial Leuro | U.S. Green Building Council. Retrieved 3 December 2019, from <https://www.usgbc.org/projects/centro-empresarial-leuro?view=scorecard>

Mayor consumo de agua potable por habitante/día se registra en San Isidro - Noticias - sedapal.com.pe. (2019). Retrieved 5 November 2019, from http://www.sedapal.com.pe/noticias1/-/asset_publisher/mRM0/content/mayor-consumo-de-agua-potable-por-habitante-dia-se-registra-en-san-isidro?redirect=http%3A%2F%2Fwww.sedapal.com.pe%2Fnoticias1%3Fp_p_id%3D101_INSTANCE_mRM0%26p_p_lifecycle%3D0%26p_p_state%3Dnormal%26p_p_mode%3Dview%26p_p_col_id%3Dcolumn-2%26p_p_col_count%3D1

Maestro. Acabados de pisos – 24 de octubre, 2019 de <https://www.maestro.com.pe/productos/pisos>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=4872>

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=4652>

Montalvo Lema, E. (2014). Análisis de factibilidad para la producción de pinturas ecológicas [Ebook] (pp. 20-100). Universidad Católica De Santiago De Guayaquil. Retrieved from <http://192.188.52.94:8080/bitstream/3317/2223/1/T-UCSG-PRE-ESP-CFI-62.pdf>

Ottazzi Pasino, G. (1998). Diseño y Análisis de secciones de concreto armado DIANSCA [Ebook]. Lima.

Ottazzi Pasino, G. (2006). Apuntes del curso: Concreto Armado 1 [Ebook] (pp. 60-180). Lima: PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería.

Presidente de la Asamblea General de las Naciones Unidas. (2019). Retrieved 7 December 2019, from <https://www.un.org/es/ga/president/65/issues/sustdev.shtml>

Ramirez, Juan (2009). Tecnologías de ahorro de agua potable en viviendas multifamiliares [Ebook] (pp. 5-40). Universidad Regional Autónoma de los Andes. Retrieved from <https://repositorio.uniandes.edu.co/bitstream/handle/1992/23982/u346387.pdf?sequence=1>

Reglamento Nacional de Edificaciones. (2003). Norma E.020: Norma de cargas (pp. 69-120). Lima.

Reglamento Nacional de Edificaciones. (2003). Norma E.030: Diseño Sismorresistente (pp. 30-100). Lima.

Reglamento Nacional de Edificaciones. (1989). Norma E.060: Norma de concreto armado (pp. 69-120). Lima.

SUSUNAGA MONROY, J. (2014). Construcción sostenible, una alternativa para la edificación de viviendas de interes social y prioritario [Ebook] (pp. 14-35). Universidad Católica De Colombia. Retrieved from <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/1727/1/CONSTRUCCI%20SOSTENIBLE%20UNA%20ALTERNATIVA%20PARA%20LA%20EDIFICACI%20DE%20VIVIENDAS%20DE%20INTERES%20SOCIAL%20Y%20PRIORITARIO.pdf>

Wong Villanueva, J. (2015). Elaboración de una herramienta multicriterio para evaluar la sostenibilidad de complejos multifamiliares en el Perú [Ebook] (pp. 5-40). Pontificia Universidad Católica del Perú. Retrieved from <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6196>

Zielinski, S., García Collante, M., & Vega Paternina, J. (2011). Techos verdes: ¿Una herramienta viable para la gestión ambiental en el sector hotelero del Rodadero, Santa Marta? [Ebook] (pp. 91-104). Revista Gestión y Ambiente. Retrieved from <https://revistas.unal.edu.co/index.php/gestion/article/view/30820>

Zegarra, Jorge (2016). “Propiedades índice de los suelos”. En Mecánica de Suelos. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Capítulo 2.

Zegarra, Jorge (2016). “Teoría de consolidación y cálculo de asentamientos”. En Mecánica de Suelos. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Capítulo 5.

6, E. (2019). Edificio Real 6 | U.S. Green Building Council. Retrieved 8 December 2019, from <https://www.usgbc.org/projects/edificio-real-6>



ANEXOS



ANEXO A: DISEÑO DE LA LOSA ALIGERADA UBICADA ENTRE LOS EJES 3-4.

La idealización de la losa aligerada es de apoyo simple en las vigas, pero como vemos que contigua a ella hay una losa maciza, se considerará al final del tramo un empotramiento.

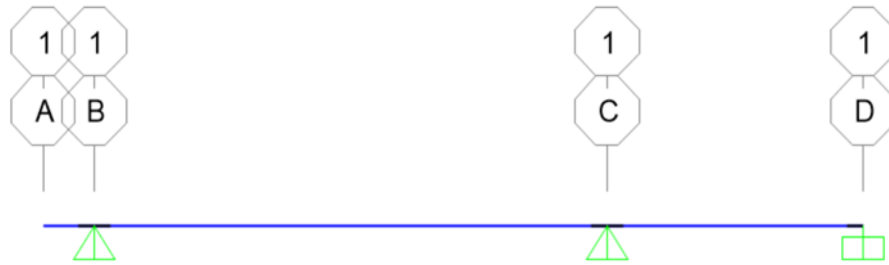


Figura 01. Idealización de la losa aligerada comprendida entre los ejes 3-4

Con respecto al metrado de cargas:

- Se consideró un peso propio de 300 Kg/m² (Norma E.020).
- Se consideró un peso de piso terminado (5 cm) de 100 Kg/m².
- Se consideró 200 Kg/m² correspondiente a la sobrecarga en viviendas (Norma E.020).

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 0.40 \times 300 = 120 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.4 \times 100 = 40 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga muerta total} = 160 \text{ Kg/m}$$

Carga viva

$$\text{Sobre carga} = 0.4 \times 200 = 80 \text{ Kg/m}$$

Combinación de carga

$$\text{Carga última} = 1.4 \times \text{Carga muerta} + 1.7 \times \text{Carga viva}$$

$$\text{CU} = 1.4 \times 160 + 1.7 \times 80 = 360 \text{ Kg/m}$$

Con ello se realizó el diagrama de momento flector y diagrama de fuerza cortante correspondiente a la carga última. (se consideró brazos rígidos a ambos extremos de los apoyos,

una longitud de 25 cm de brazo rígido en total). Así, se procede a realizar el diseño de la losa aligerada.

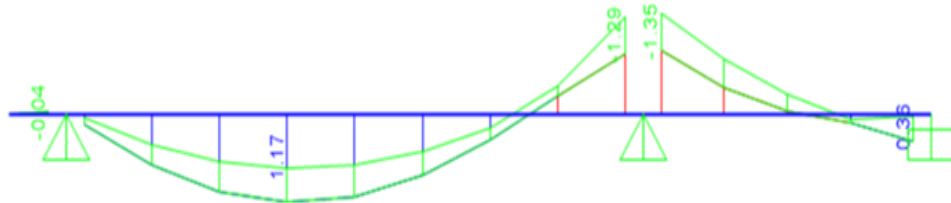


Figura 02. Envolvente de diagrama de momento flector de la losa aligerada.

Diseño por flexión

Se calcula el valor de "a", el cual es

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2 + Mu}{\phi + 0.85 + f'c + b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi + fy + (d - 0.5 + a)}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 40 \text{ cm (para momento flector positivo) } b = 10 \text{ cm (para momento flector negativo)}$$

$$\phi = 0.9$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

De los diagramas de momento flector se analizan los momentos máximos positivos y negativos, y se obtiene lo siguiente:

Tabla 01. Diseño de losa aligerada comprendida entre los ejes 3-4

Mu+ (ton*m)	d estimado (cm)	a (cm)	As (cm2)	As instalado (cm2)	Déficit o exceso (%)	φ*Mn instalado (ton*m)	Armado final
+1.1718	17	1.11	1.89	2	5.82	1.24	1ø3/8"+1ø1/2"
-1.35	17	1.28	2.18	2.58	18.35	1.58	2ø1/2"
0.36	17	0.33	0.57	0.71	24.56	0.45	1ø3/8"

Diseño por cortante

En cuanto al diseño por cortante, se usó la siguiente expresión aproximada para las losas aligeradas.

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$V_c = 1.44 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

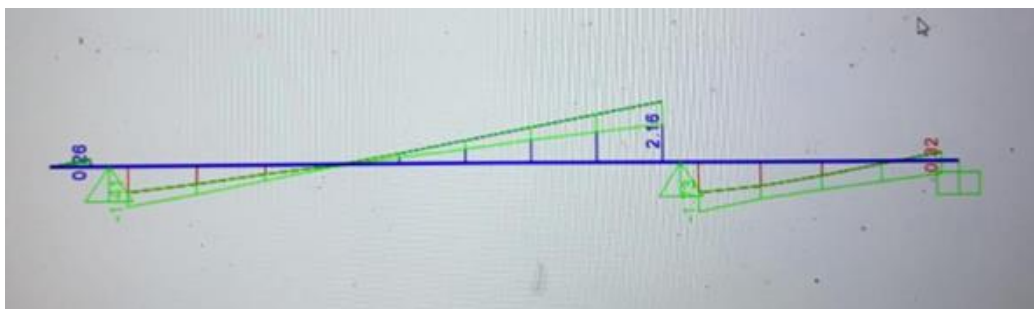


Figura 03. Envolvente de fuerzas cortantes

Con ello, podemos verificar que $\phi V_c < V_u$ y, por lo tanto, será necesario el ensanche por cortante. Se optará un ensanche alternado.

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\emptyset V_c = 3.59 \text{ ton}$$

Con ello aseguramos que $\emptyset V_c > V_u$



ANEXO B. DISEÑO DE LA LOSA MACIZA UBICADA ENTRE LOS EJES 2-4

En cuanto a las losas macizas el espesor optado fue de 15 cm. Además, la Norma E.060 especifica el acero mínimo para losas macizas.

$$A_{smin}=0.0018*b*h=0.0018*100*15=2.7 \text{ cm}^2$$

A manera de ejemplo, se realizará el diseño de los paños comprendidos entre los ejes 2-4.

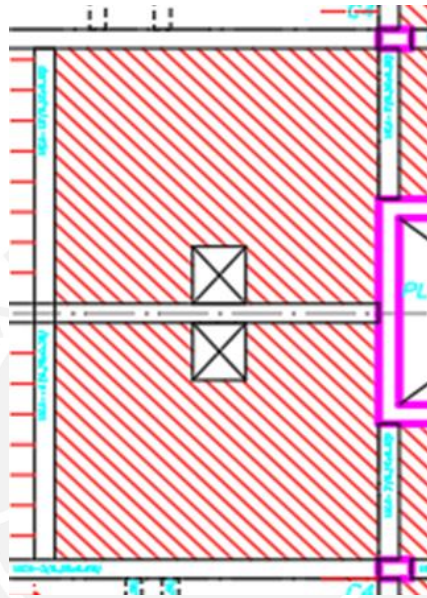


Figura 01. Losa maciza comprendida entre los ejes 2-4

El modelo fue realizado mediante SAP 2000, con el método de elementos finitos. Se consideró apoyo simple en los bordes de la losa, pero si hay continuidad, se idealiza como empotrado ya que hay transmisión de momentos.

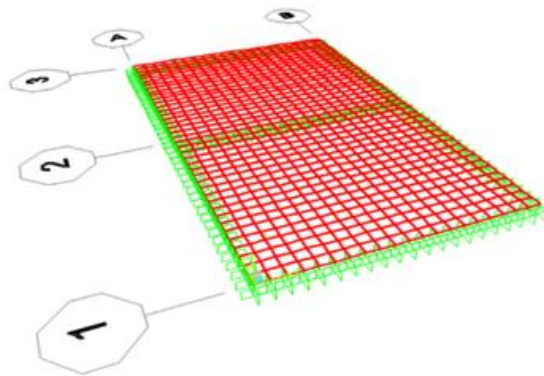


Figura 02. Idealización de los paños de la losa maciza

Con respecto al metrado de cargas:

- Se consideró un peso propio del concreto armado de 2400 Kg/m² (Norma E.020).
- Se consideró un peso de piso terminado (5 cm) de 100 Kg/m².
- Se consideró 200 Kg/m² correspondiente a la sobrecarga en viviendas.

Con ello se obtuvo las cargas últimas por m².

Tabla 01. Cargas últimas para la losa maciza por m²

CARGAS		
p.propio	0.36	tn/m ²
piso term	0.1	tn/m ²
s/c	0.2	tn/m ²
Wu(tn/m²)	0.984	tn/m ²

Con ello se procedió a asignar las cargas y obtener los momentos máximos.

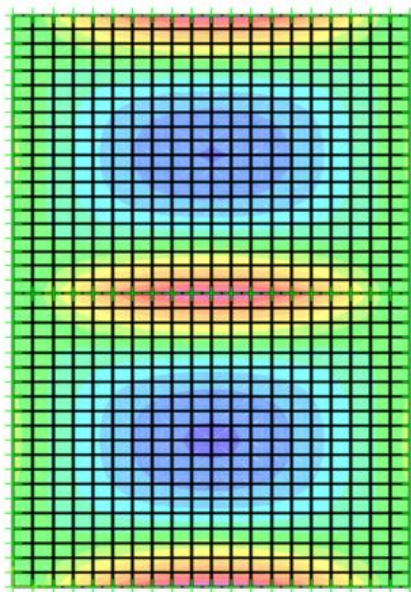


Figura 03. Diagrama de momento flector en la dirección X-X

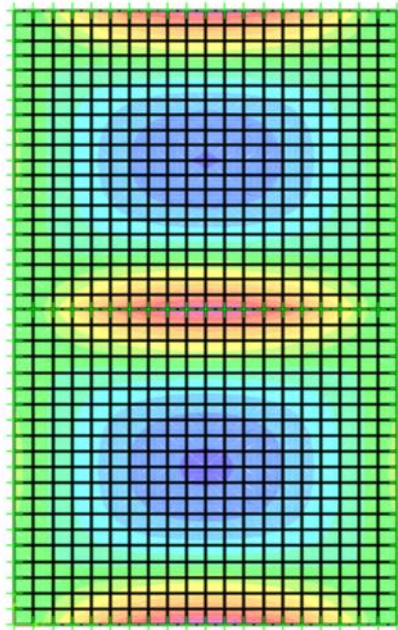


Figura 04. Diagrama de momento flector en la dirección Y-Y

Diseño por flexión

Se calcula el valor de "a", el cual es

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - 0.5 * a)}$$

$d = 15 - 3 = 12$ cm (recubrimiento de 3 cm)

$b = 100$ cm (debido a que se analiza por metro de ancho)

$\phi = 0.9$

$f'c = 210$ Kg/cm²

$fy = 4200$ kg/cm²

Con ello, se obtiene el diseño de las losas macizas resumido en la siguiente tabla.

Tabla 02. Diseño de los paños de la losa maciza comprendida en los ejes 2-4

Mu (ton*m)	d estimado (cm)	a (cm)	As req (cm²)	As instalado (cm²)	3/8Ø	φ*Mn instalado (ton*m)
0.676	12	0.36	1.51	2.84	4	1.79
0.2324	12	0.12	0.51	2.13	3	1.35
0.74	12	0.36	1.66	2.84	4	1.79
0.269	12	0.14	0.66	2.13	3	1.35

Diseño por cortante

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 15 - 3 = 12 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

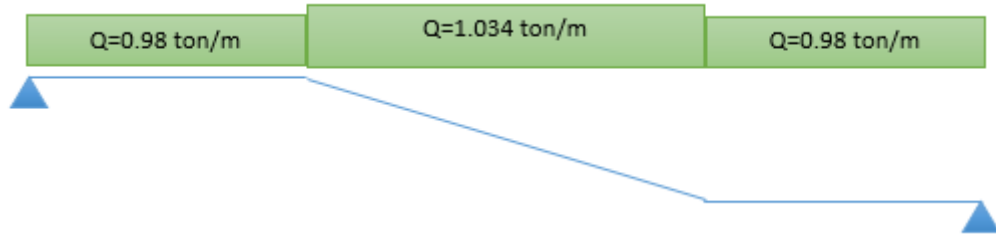
$$\phi V_c = 7.84 \text{ ton}$$

Se verificó con los valores máximos obtenidos de SAP 2000, que $\phi V_c > V_u$, por ello no será necesario cambiar el espesor de la losa ni la resistencia del concreto $f'c$.

Por último, respetando la continuidad entre la losa aligerada y la maciza, se corrió el acero longitudinal perteneciente al aligerado hacia el macizo.

ANEXO C. DISEÑO DE ESCALERAS

El modelo estructural es el siguiente: (se colocan las cargas últimas).



Con ello, los resultados del análisis son:

M⁻: 2.86 cm²

M⁺: 5.72 cm²

Con la fórmula de diseño por flexión se diseña la sección. Se obtiene el siguiente armado:

Para momento negativo: se coloca 1Φ3/8" @ 20cm

Para momento positivo: se coloca 1Φ3/8" @ 40cm

Por efectos de retracción y temperatura se necesitará el acero mínimo de la norma siendo el área de acero requerida para el sentido longitudinal de 2.34 cm² (correspondiente a la cuantía mínima – 0.0018), y para el sentido transversal de 2.34 cm². Finalmente, se colocará en barras transversales: 1Φ3/8" @ 20cm.

Verificación por cortante:

$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7.83$ ton, es la fuerza cortante que resiste cada metro de ancho. La sollicitación por cortante es de 2.54 ton. Finalmente se determina que la losa no falla por cortante.

ANEXO D. DISEÑO DE VIGAS CHATAS

A continuación, se muestra el análisis y diseño de una viga chata entre los ejes 1-2 y B-C.

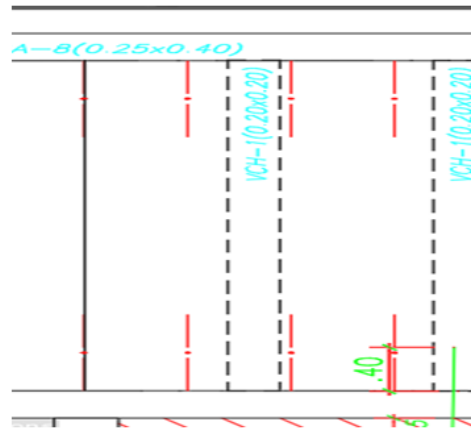


Figura 01. Análisis y diseño de viga chata 0.20x0.20m

Conforme a la definición y finalidad de la viga chata, esta recibe cargas directamente de tabiquería, la cual se localiza en el plano de estructuras. Asimismo, el peso propio, piso terminado y sobrecarga serán parte de las cargas asumidas por dicha viga chata. Por ello, en la siguiente tabla se muestra el metrado de cargas para la viga chata.

Tabla 01. Metrado de cargas y carga última

Viga chata VCH-1	
Peso propio (ton/m)	0.096
Piso terminado(ton/m)	0.02
Tabique(ton/m)	0.441
S/c(ton/m)	0.05
Wu(ton/m)	0.8648

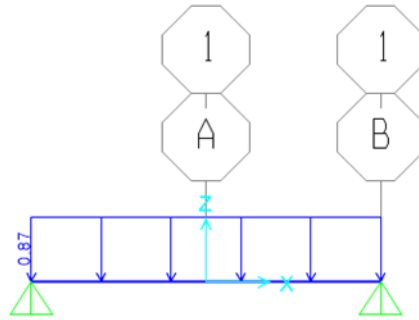


Figura 02. Carga última distribuida e idealización

La viga chata como se puede observar que tiene apoyo simple en ambos extremos sobre una viga principal peraltada.

Con la carga obtenida, se procedió a obtener el diagrama de fuerza cortante y momento flector mediante el programa SAP 2000.

Diseño por flexión

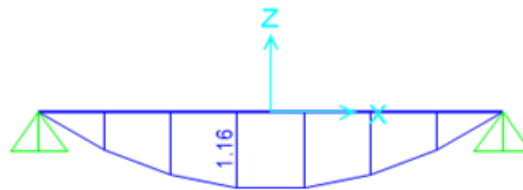


Figura 03. Diagrama de momento flector último

Con ello se procedió a realizar el diseño de la viga chata VCH-1 0.20x0.20m.

Se calcula el valor de "a", el cual es:

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - 0.5 * a)}$$

$d = 20 - 3 = 17$ cm (recubrimiento de 3 cm)

$b = 20$ cm

$$\phi=0.9$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}$$

Tabla 02. Diseño de viga chata

Mu (ton*m)	d estimado (cm)	As min (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)
1.16	17	0.82	2.28	1.93	2

El área de acero optado fue de $1\phi 3/8'' + 1\phi 1/2''$ en la parte inferior, y para el acero superior se optó por correr el acero mínimo $2\phi 3/8''$.

Diseño por cortante

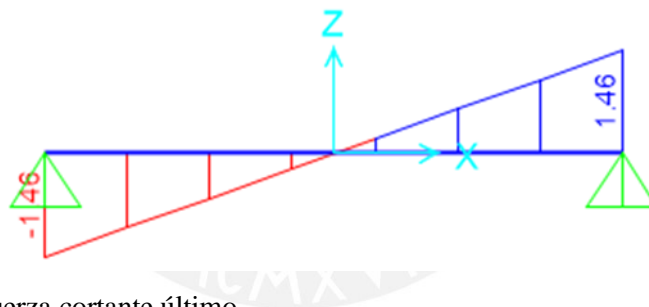


Figura 04. Diagrama de fuerza cortante último

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\phi Vc = 1.83 \text{ ton}$$

Se verificó con los valores máximos obtenidos de SAP 2000, que $\phi V_c > V_u$, por ello no será necesario estribos, pero se colocarán los estribos de montaje de $8\text{mm}\phi:1@.10, \text{Rto}@.25$.

A continuación, se muestra el armado final.

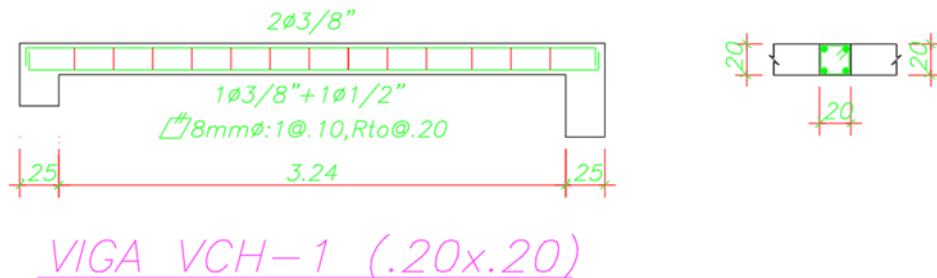


Figura 05. Armado final de viga chata VCH-1

Cálculo de deflexiones

Para el cálculo de deflexiones, se utilizaron las expresiones:

$$M_{servicio} = M_{carga muerta} + M_{carga viva} = 0.82 \text{ ton} - m$$

$$M_{agrieta} = Fr * \frac{I_g}{Y_t} = 0.386 \text{ ton} - m$$

Comparando ambos valores, $M_{servicio} > M_{agrieta}$, se concluye que para el cálculo de deflexiones se usará la inercia de la sección agrietada.

El área de acero superior es de $A_s' = 1.42 \text{ cm}^2 (2\phi 3/8")$, el área de acero inferior es de $A_s = 2 \text{ cm}^2 (1\phi 3/8" + 1\phi 1/2")$, el recubrimiento es de 3 cm ($d = d' = 3 \text{ cm}$), la sección es de $0.20 \times 0.20 \text{ m}$ y por el cambio de material $n = 9.2$. Con todo ello se halla el valor de "c" y en seguida el valor de la inercia de la sección agrietada.

Cálculo de la inercia agrietada.

De las expresiones:

$$c^2 * \frac{b}{2} + (n - 1) * A_s' * (c - d') = (n) * A_s * (d - c)$$

$$c = 4.43 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \left(b * \frac{c^3}{3} \right) + (d - c)^2 * A_s * n + (c - d')^2 * A_s' * (n - 1) = 3537.7 \text{ cm}^4$$

Mediante el programa Sap2000, se hallan las deflexiones por carga muerta y por carga viva.

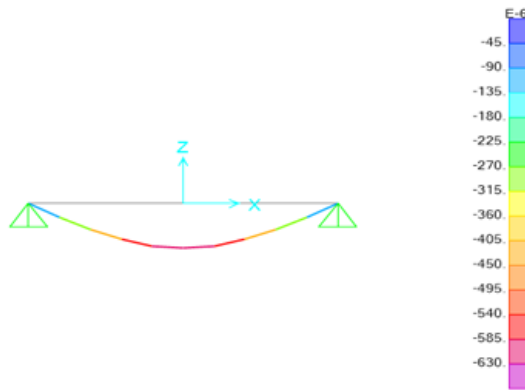


Figura 06. Deflexión por carga muerta en metros

$$\Delta_{cm} = 0.063 \text{ cm}$$

$$\Delta_{cv} = 0.0052 \text{ cm}$$

Con dichos valores se procede a hallar las deflexiones inmediatas y diferidas.

$$D_{inmediatas} = \Delta * \frac{I_g}{I_{cr}}$$

$$\delta = \frac{2}{1 + 50 * \rho(\text{cuantia})}$$

Tabla 03. Deflexiones inmediatas y diferidas

Deflexiones Inmediatas(cm)		Deflexiones Diferidas(cm)	
Dicm	0.237	P	1.699
Dicv	0.020	Ddcm	0.403
Dicv(25%)	0.005	Ddcv	0.033
		Ddcv(25%)	0.008

Con los valores podemos verificar y con la longitud de la viga chata de 1.90m que la deflexión inmediata por carga viva ($D_{icv}=0.020\text{cm}$) es menor que $L/360=0.528\text{cm}$ y también las deflexiones más cargas diferidas ($D_{dcm}+D_{icv}+D_{dcv}25\%=0.431\text{cm}$) es menor que $L/240=0.792\text{cm}$. Por lo tanto, se concluye que las deflexiones son menores que las admisibles.



ANEXO E. DISEÑO DE LA VIGA 1(0.25X0.60)

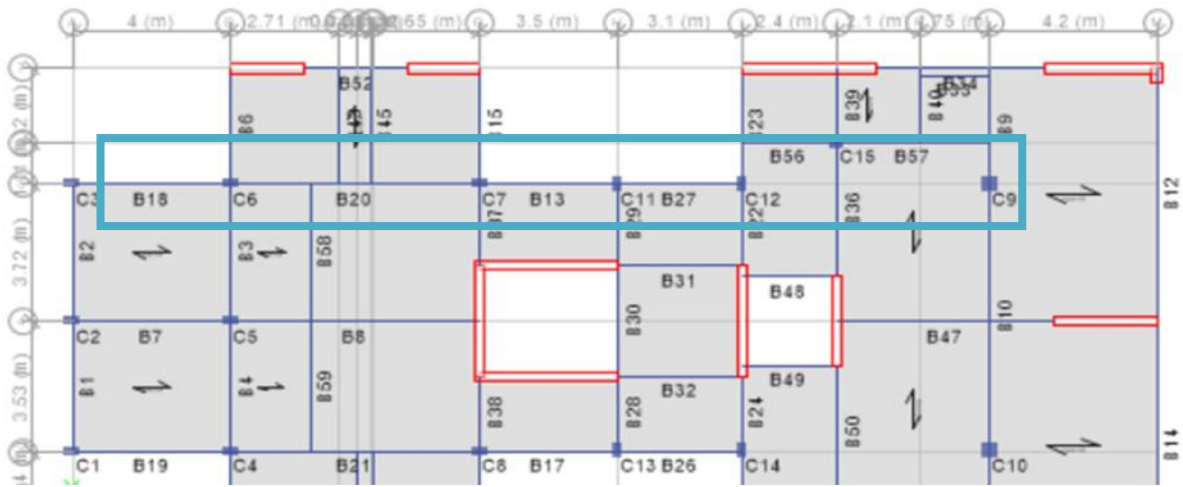


Figura 01. Viga 1(0.25x0.60)

En las imágenes se muestran las cargas vivas y muertas actuantes en la viga. Se ha considerado la tabiquería que soportan estas vigas, pero no está incluido el peso propio dentro de este metrado

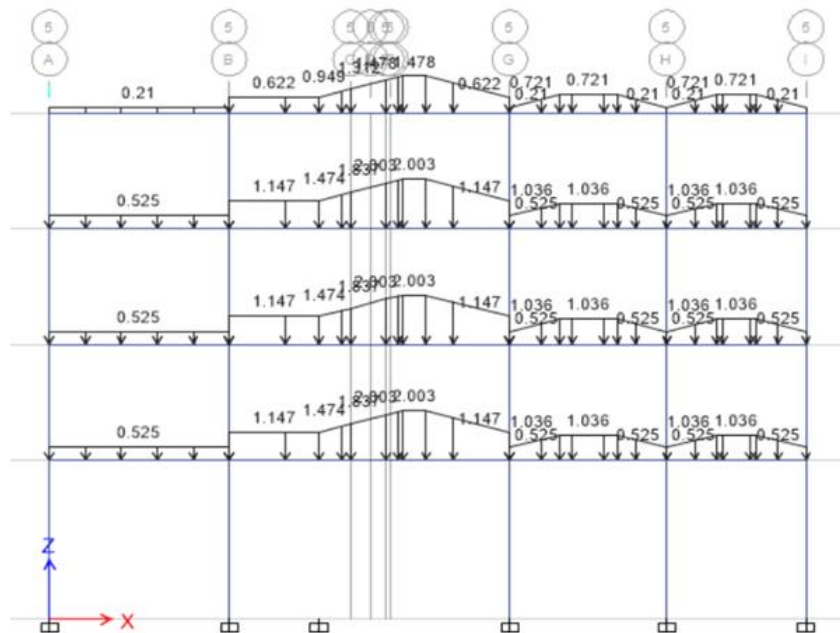


Figura 02. Cargas muertas actuantes en la viga

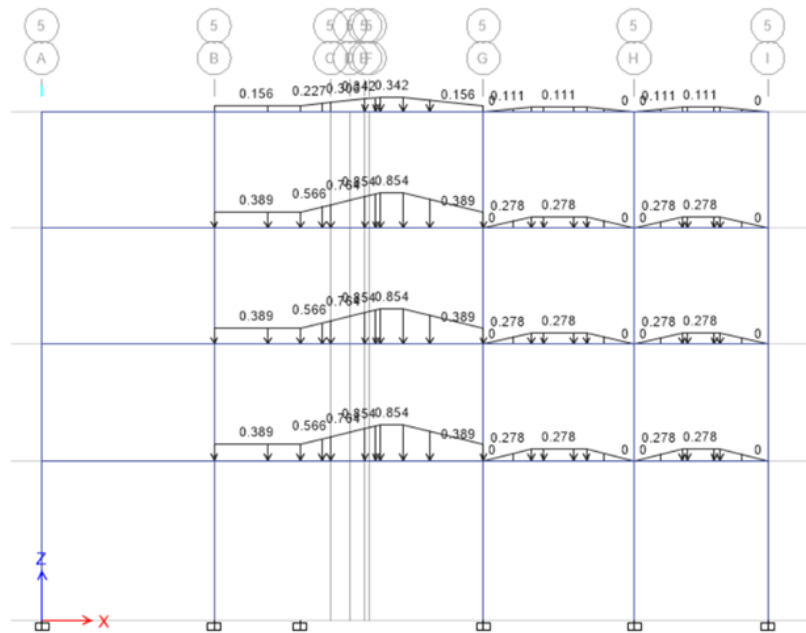


Figura 03. Cargas vivas actuantes en la viga

Se muestra la envolvente de cargas obtenida para la viga en análisis.

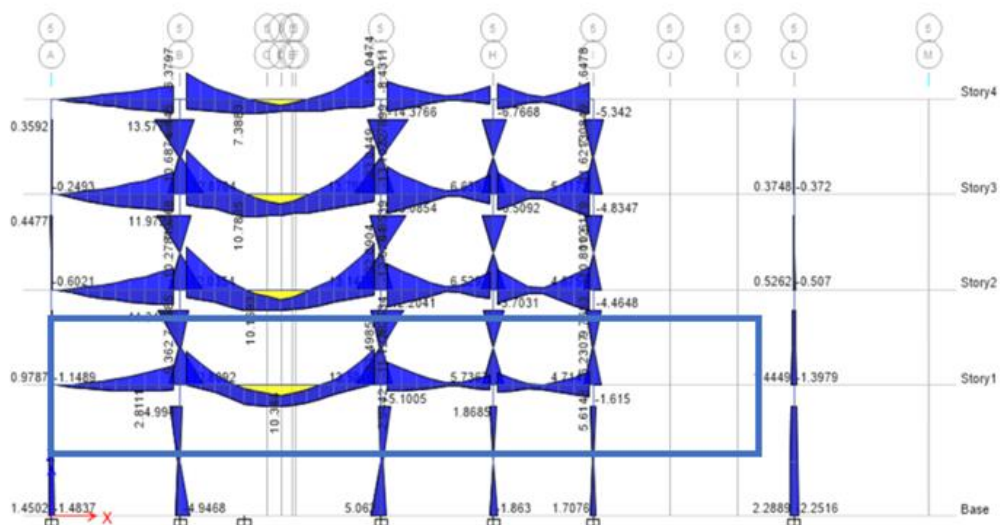


Figura 04. Envolvente de momentos flectores

Diseño por Flexión

Con los valores obtenidos de la envolvente se procedió a realizar el diseño por flexión y cortante por capacidad de la viga en análisis. En la tabla se muestra los resultados finales del diseño por flexión.

Tabla 01. Acero instalado en viga 1

<i>Mu (ton*m)</i>	<i>d estimado (cm)</i>	<i>As min (cm2)</i>	<i>As max (cm2)</i>	<i>a (cm)</i>	<i>As req (cm2)</i>	<i>As instalado (cm2)</i>	<i>φ*Mn instalado (ton*m)</i>	<i>Mn instalado (ton*m)</i>	<i>Acero Final</i>
10.4677	54	3.24	21.52	5.06	5.38	6	11.61	12.9	3φ5/8"
7.3688	54	3.24	21.52	3.51	3.73	6	11.61	12.9	3φ5/8"
20.9843	54	3.24	21.52	10.74	11.42	11.68	21.41	23.79	3φ5/8"+2φ3/4"
10.2546	54	3.24	21.52	4.96	5.27	6	11.61	12.9	3φ5/8"
22.33	54	3.24	21.52	11.53	12.25	13.68	24.59	27.32	4φ5/8"+2φ3/4"
12.86	54	3.24	21.52	6.3	6.69	6	11.61	12.9	3φ5/8"
8.4673	54	3.24	21.52	4.06	4.31	6	11.61	12.9	3φ5/8"
8.8271	54	3.24	21.52	4.24	4.5	6	11.61	12.9	3φ5/8"
9.8582	54	3.24	21.52	4.75	5.05	6	11.61	12.9	3φ5/8"
9.9456	54	3.24	21.52	4.8	5.1	6	11.61	12.9	3φ5/8"
11.07	54	3.24	21.52	5.37	5.71	6	11.61	12.9	3φ5/8"

Se decidió usar 3 fierros de 5/8" ø corridos arriba y abajo y colocar bastones de refuerzo según se requiera. Luego de esto se procedió a verificar que la viga cumpla con las exigencias de ductilidad exigidas por la Norma E.0.60 en el artículo 21.4.4.3

En la tabla se muestra la comprobación por ductilidad realizada a la viga.

Tabla 02. Requisitos de ductilidad

ARTICULO 21.4.4.3		
REQUISITOS DE DUCTILIDAD		
nudo1		
mn+	mn-	1/3Mn-
12.9	12.9	4.3
nudo2		
mn+	mn-	1/3Mn-
12.9	23.79	7.93
nudo3		
mn+	mn-	1/3Mn-
12.9	27.32	9.10666667
nudo4		
mn+	mn-	1/3Mn-
12.9	12.9	4.3
nudo5		
mn+	mn-	1/3Mn-
12.9	12.9	4.3

cumple!

Finalmente, en la figura se muestra el armado por flexión de la viga V-1.

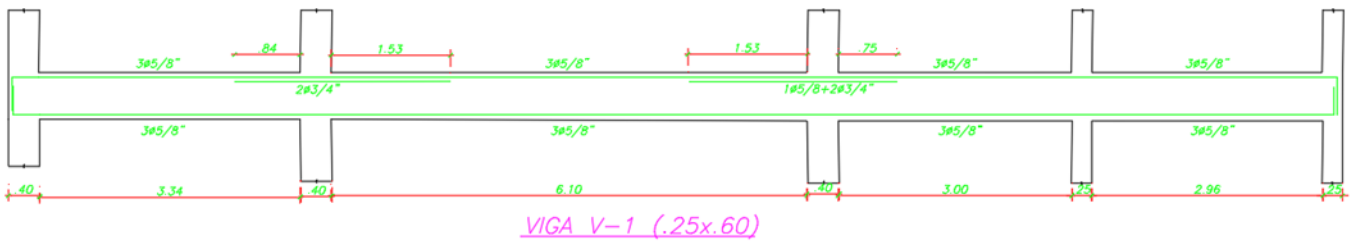


Figura 05. Elevación de viga V-1

Diseño por Capacidad

Una vez concluido el diseño por flexión de la viga, se procedió a realizar el diseño por capacidad para fuerza cortante que establece la Norma E.0.60 en el artículo 21.4.3.

En la Figura 06 se muestra la envolvente de fuerzas cortantes para una combinación de cargas con el sismo amplificado por 2.5 según lo establece la Norma E.0.60.

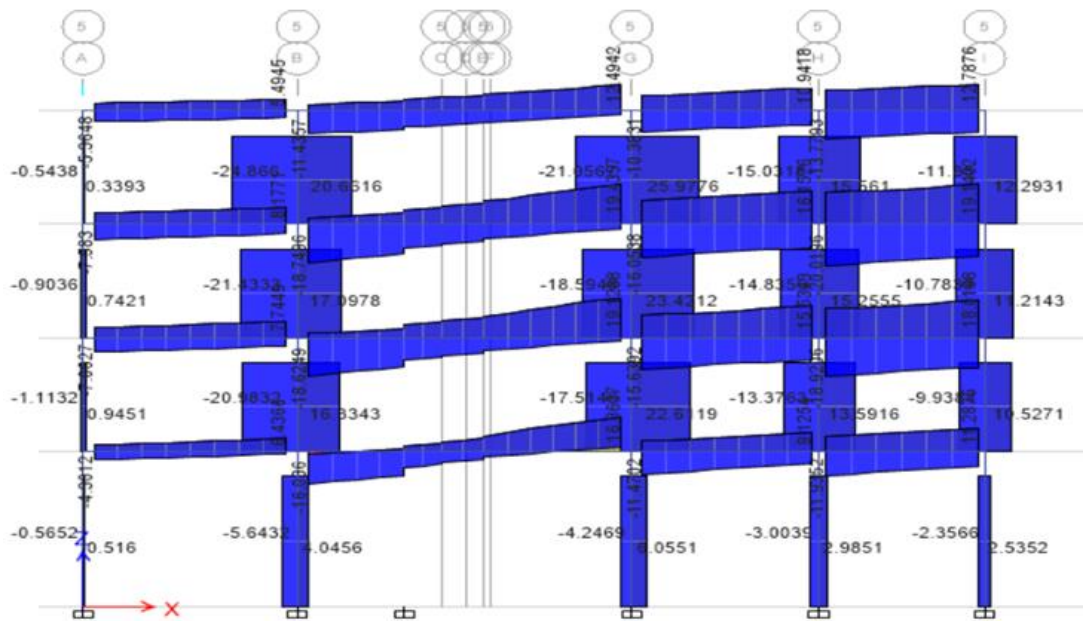


Figura 06. Envolvente de fuerzas cortantes

Para el diseño por fuerza cortante se consideraron estribos de 3/8"Ø, acero grado 60 con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

En la siguiente tabla se muestran los valores de las fuerzas cortantes ultimas de diseño obtenidas para cada tramo de la viga.

Tabla 03. Fuerza cortante ultima de diseño para cada tramo

1er tramo		2do tramo		3er tramo		4to tramo	
CASO 1		CASO 1		CASO 1		CASO 1	
Mnizq	12.9	Mnizq	23.79	Mnizq	27.32	Mnizq	12.9
Mndere	12.9	Mndere	12.9	Mndere	12.9	Mndere	12.9
ILn	3.34	ILn	6.1	ILn	3	ILn	2.95
Wm	0.894	Wm	0.462	Wm	0.462	Wm	0.462
Wv	0.9	Wv	0.09	Wv	0.09	Wv	0.09
Wu	2.2425	Wu	0.69	Wu	0.69	Wu	0.69
Ln	3.34	Ln	6.1	Ln	3	Ln	2.95
Vui=	11.4695259	Vui=	8.1192541	Vui=	14.4416667	Vui=	9.76351271
CASO 2		CASO 2		CASO 2		CASO 2	
Mnizq	12.9	Mnizq	12.9	Mnizq	12.9	Mnizq	12.9
Mndere	23.79	Mndere	27.32	Mndere	12.9	Mndere	12.9
ILn	3.34	ILn	6.1	ILn	3	ILn	2.95
Wm	0.894	Wm	0.462	Wm	0.462	Wm	0.462
Wv	0.9	Wv	0.09	Wv	0.09	Wv	0.09
Wu	2.2425	Wu	0.69	Wu	0.69	Wu	0.69
Ln	3.34	Ln	6.1	Ln	3	Ln	2.95
Vud=	14.7300049	Vud=	8.69794262	Vud=	9.635	Vud=	9.76351271
Vdiseño =	14.73	Vdiseño =	8.70	Vdiseño =	14.44	Vdiseño =	9.76
Vmax amplificado	7.75	Vmax amplificado	19.12	Vmax amplificado	15.53	Vmax amplificado	18.01
Vdis ultimo=	7.75	Vdis ultimo=	8.70	Vdis ultimo=	14.44	Vdis ultimo=	9.76

El valor de Vmax amplificado que se muestra en la tabla 4.5 corresponde al valor de la fuerza cortante máxima obtenida de la combinación de cargas considerando al sismo amplificado por 2.5. Los valores de Vdiseño ultimo corresponde al menor valor obtenido del valor obtenido por la amplificación del sismo y de los valores de cortante obtenido por los momentos nominales. Con dicho valor se procedió a calcular el espaciamiento “s” requerido por fuerza cortante. En la tabla se muestra el valor de “s” requerido para cada tramo de la viga.

Tabla 04. Espaciamiento “s” requerido por fuerza cortante

Vc(kg)=	12442.3	Vc(kg)=	12442.3	Vc(kg)=	12442.3	Vc(kg)=	12442.3
Vc(tn)=	12.4	Vc(tn)=	12.4	Vc(tn)=	12.4	Vc(tn)=	12.4
Vs(tn)=	-3.3	Vs(tn)=	-2.2	Vs(tn)=	4.5	Vs(tn)=	-1.0
Av=	1.42	Av=	1.42	Av=	1.42	Av=	1.42
s1(cm)=	-96.9	s2(cm)=	-145.8	s2(cm)=	70.8	s2(cm)=	-336.9
Vslim=	21.52	Vslim=	21.52	Vslim=	21.52	Vslim=	21.52

Como se puede observar, el concreto aporta una gran resistencia al cortante y el acero no requiere aportar mucho para soportar las fuerzas cortantes actuantes en la sección. Es por dicho motivo que el espaciamiento requerido “s” resulta un valor negativo o un valor muy alto.

En la Figura 07 se muestran las disposiciones de la Norma para el confinamiento de las zonas extremas de la viga.

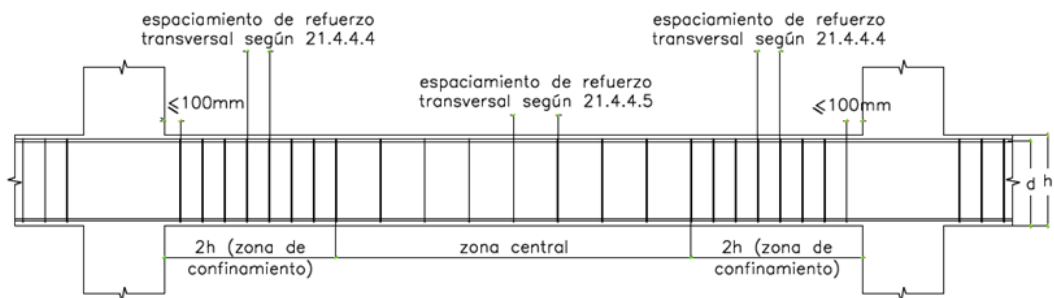


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Figura 07. Disposiciones para fuerza cortante (Fuente: Norma E.060)

Se muestran las disposiciones para la zona de confinamiento, así como el espaciamiento requerido para esta zona.

exigencias de confinamiento					
L.confinamiento	120	cm			
El primer estribo a 5cm					
a.	13.5	cm		d (cm)	54
b.	15.9	cm		Diam. fierro longitudinal (menor diametro)	1.59
c.	22.8	cm		Diam. Estribo	0.95
d.	30	cm		Peralte (cm)	60
S elegido zona confi=	13.5	cm			

Figura 08. Exigencias reglamentarias de confinamiento

Asimismo, en la siguiente tabla se muestra el espaciamiento máximo a los que se podría colocar los estribos en la zona central de la viga.

espaciamiento maximo					
Si $V_s < V_{slim}$	60		Si $V_s < V_{slim}$	60	
	27			27	
Si $V_s > V_{slim}$	30		Si $V_s > V_{slim}$	30	
	13.5			13.5	
S elegido	27		S elegido	27	

Figura 09. Espaciamiento máximo de estribos

Finalmente, en la tabla se muestra la distribución final de los estribos por tramos.

Tabla 05. Espaciamiento final adoptado

Estribos confinamiento		Estribos zona central		Estribos confinamiento		Estribos zona central	
Espacio - 1 estribo	115	Estribos medios	60	Espacio - 1 estribo	115	Estribos medios	94
#Estribos requeridos	11.5	#Estribos requeridos	2.4	#Estribos requeridos	11.5	#Estribos requeridos	3.76
#Estribos inst. zona de conf	12	#Estribos inst. zona 2	3	#Estribos inst. zona de conf	12	#Estribos inst. zona 2	4
1@5cm, 12@10cm		2 @25cm		1@5cm, 12@10cm		4@25cm	
Estribos confinamiento		Estribos zona central		Estribos confinamiento		Estribos zona central	
Espacio - 1 estribo	115	Estribos medios	55	Espacio - 1 estribo	115	Estribos medios	370
#Estribos requeridos	11.5	#Estribos requeridos	2.2	#Estribos requeridos	11.5	#Estribos requeridos	14.8
#Estribos inst. zona de conf	12	#Estribos inst. zona 2	3	#Estribos inst. zona de conf	12	#Estribos inst. zona 2	15
1@5cm, 12@10cm		2 @25cm		1@5cm, 12@10cm		15 @25cm	

Por último, en la Figura 10, se muestra la elevación de la viga V-1 con el armado final de esta por flexión y cortante.

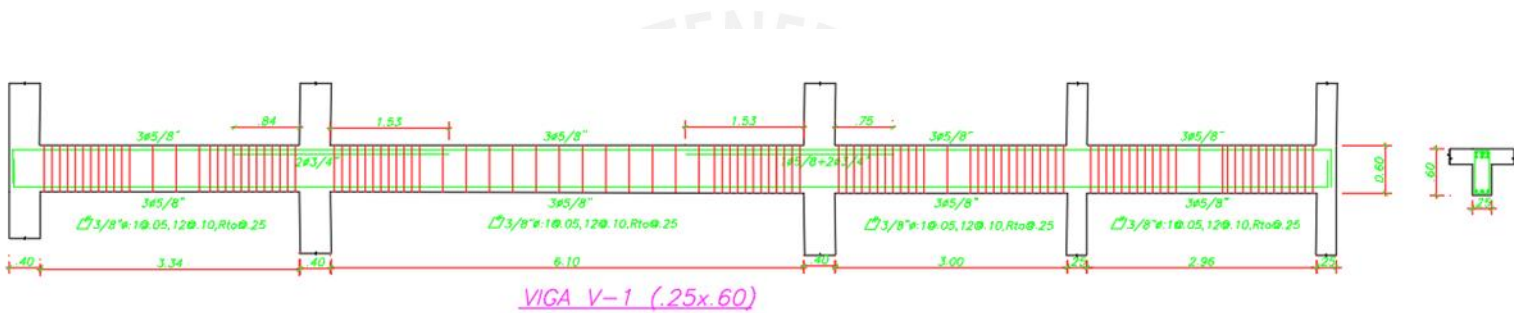


Figura 10. Armado final viga V-1

ANEXO F. VIGA V-8 DE ACOPLE (0.25X0.60)-EJE 5 DEL PISO TIPICO

La viga en análisis se muestra en la figura.

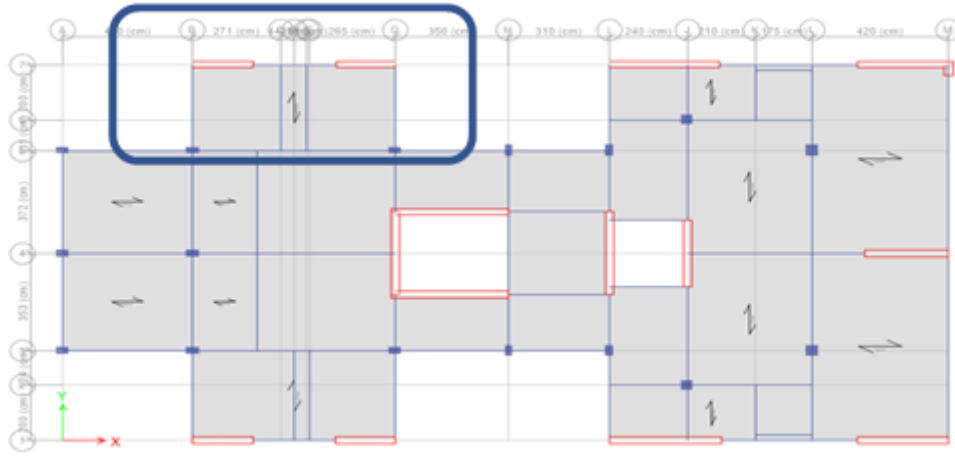


Figura 01. Viga de acople en análisis

Para el diseño se ha considerado la tabiquería que soportan estas vigas, pero no está incluido el peso propio dentro de este metrado. En la figura que sigue, se muestra la envolvente de cargas obtenida para la viga en análisis.

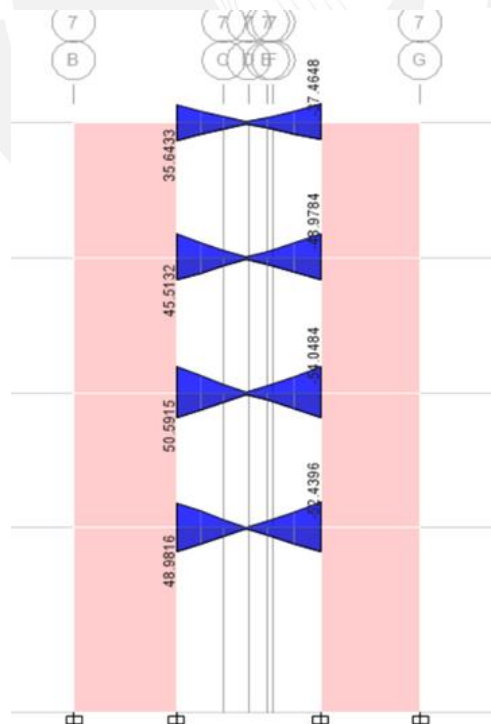


Figura 02. Envolvente de momentos flectores actuantes

Con los valores obtenidos de la envolvente se procedió a realizar el diseño por flexión y cortante por capacidad de la viga en análisis.

Se muestran los resultados finales del diseño por flexión.

Tabla 01. Diseño final por flexión

Mu (ton*m)	d estimado (cm)	As min (cm2)	As max (cm2)	a (cm)	As req (cm2)	As instalado (cm2)	ϕ *Mn instalado (ton*m)	Mn instalado (ton*m)
-53.17	54	3.24	21.52	37.62	39.97	40.8	53.67	59.63
-54.04	54	3.24	21.52	39	41.44	40.8	53.67	59.63
+50.59	54	3.24	21.52	34.08	36.21	40.8	53.67	59.63

Se decidió usar 3 fierros de 1" \varnothing corridos arriba y abajo y colocar bastones de refuerzo según se requiera. Se verifico que la viga cumple con las exigencias de ductilidad exigidas por la Norma E.0.60 en el artículo 21.4.4.3.

Una vez concluido el diseño por flexión de la viga, se procedió a realizar el diseño por capacidad para fuerza cortante que establece la Norma E.0.60 en el artículo 21.4.3. Así se muestra la envolvente de fuerzas cortantes para una combinación de cargas con el sismo amplificado por 2.5 según lo establece la Norma E.0.60.

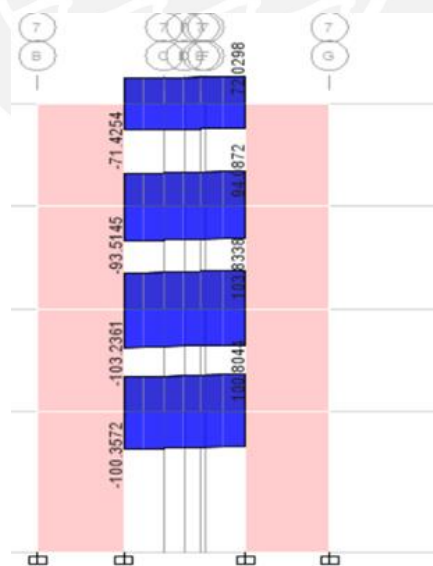


Figura 03. Envolvente de fuerzas cortantes

Para el diseño por fuerza cortante se consideraron estribos de 1/2” ϕ , acero grado 60 con $f_y=4200$ kg/cm². Se muestran los valores de las fuerzas cortantes ultimas de diseño obtenidas para el tramo de viga.

Tabla 02. Fuerza cortante de diseño

1er tramo	
CASO 1	
Mnizq	59.63
Mndere	59.63
lLn	2.6
Wm	0.894
Wv	0.9
Wu	2.2425
Ln	2.6
Vui=	48.7844808
CASO 2	
Mnizq	59.63
Mndere	59.63
lLn	2.6
Wm	0.894
Wv	0.9
Wu	2.2425
Ln	2.6
Vud=	48.7844808
Vdiseño =	48.78
Vmax amplificado	103.83
Vdis ultimo=	48.78

El valor de Vmax amplificado que se muestra corresponde al valor de la fuerza cortante máxima obtenida de la combinación de cargas considerando al sismo amplificado por 2.5. Los valores de Vdiseño ultimo corresponde al menor valor obtenido del valor obtenido por la amplificación del sismo y de los valores de cortante obtenido por los momentos nominales. Con dicho valor se procedió a calcular el espaciamiento “s” requerido por fuerza cortante. Se muestra el valor de “s” requerido para el tramo de la viga.

Tabla 03. Espaciamiento “s” requerido por cortante.

Vc(kg)=	12442.3
Vc(tn)=	12.4
Vs(tn)=	45.0
Av=	2.58
s1(cm)=	13.0
Vslim=	25.82

Se muestran las disposiciones para la zona de confinamiento, así como el espaciamiento requerido para esta zona.

Tabla 04. Espaciamiento “s” en zona de confinamiento.

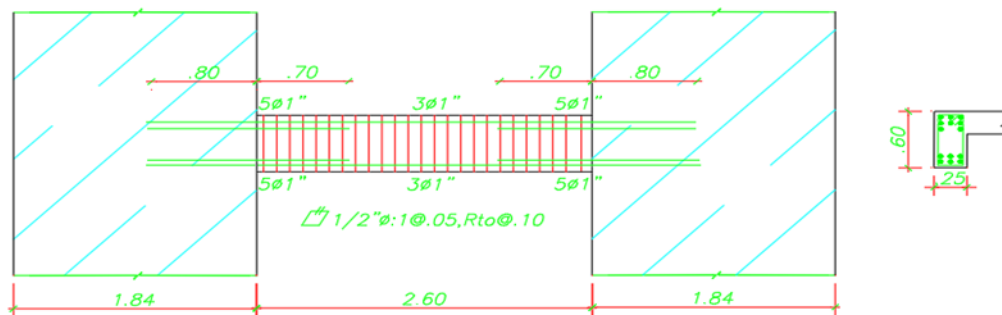
exigencias de confinamiento					
confinamiento	120	cm			
El primer estribo a 5cm					
a.	13.5	cm		d (cm)	54
b.	25.4	cm		Diam. fierro longitudinal (menor diametro)	2.54
c.	30.48	cm		Diam. Estribo	1.27
d.	30	cm		Peralte (cm)	60
estribo zona confinamiento	13.5	cm			

Finalmente, se muestra la distribución final de los estribos por tramos.

Tabla 05. Distribución final de estribos en viga

Estribos confinamiento		Estribos zona central	
Espacio - 1 estribo	115	Estribos medios	20
#Estribos requeridos	11.5	#Estribos requeridos	2
#Estribos inst. zona de conf	12	#Estribos inst. zona 2	2
1@5cm , 12@10cm		2 @10cm	

Por último, se muestra la elevación de la viga V-1 con el armado final de esta por flexión y cortante.



VIGA V-8 (.25x.60)

Figura 04. Armado final de viga de acoplamiento

ANEXO G. DISEÑO SISMORRESISTENTE DE COLUMNAS

Se desarrollará el diseño de la columna “C7”.

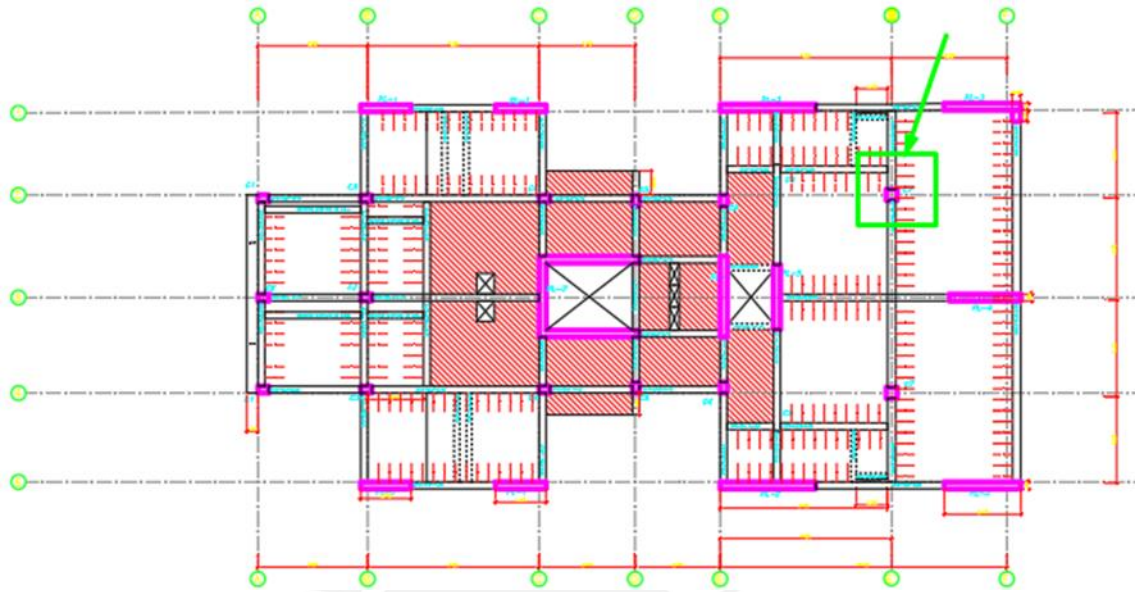


Figura 01. Ubicación en planta de la columna “C7”

Con respecto a la columna C7, es de sección rectangular de 40cmx40cm y se asume una cuantía $\rho=4\%$. Se obtiene las cargas de las diferentes combinaciones de carga del programa ETABS.

Tabla 01. Combinaciones de carga para la columna C7 en el primer piso

1ER PISO					
	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	M2(ton-m)	M3(ton-m)
1.4 cm+1.7 cv	82.9335	0.001	-0.2196	0.3706	0.018
1.25(cm+cv)+CSx Max	48.7144	0.3039	0.7574	1.7393	2.2527
1.25(cm+cv)+CSx Min	92.3817	-0.3021	-1.1193	1.7835	2.2779
1.25(cm+cv)+CSy Max	66.2385	0.21	7.4812	14.5181	1.3902
1.25(cm+cv)+CSy Min	74.8576	-0.2082	-7.8431	15.0321	1.4154
0.9CM+CSx Max	17.2018	0.3036	0.8589	1.5636	2.2586
0.9CM+CSx Min	60.869	-0.3024	-1.0179	1.6448	2.272

0.9 cm +Csy Max	34.7258	0.2097	7.5826	14.6568	1.3961
0.9 cm +Csy Min	43.345	-0.2085	-7.7417	14.8933	1.4095

Estabilidad

Para la verificación de la columna C7 si se encuentra arriostrado, se han utilizado los siguientes datos:

$$Q = \frac{\sum Pu * \Delta o}{Vus * he}$$

Donde:

Pu: sumatoria de cargas amplificadas, muertas y vivas, acumuladas desde la azotea hasta el primer nivel.

O: deformación relativa entre el nivel superior y el inferior

Vus: Fuerza cortante amplificada en el piso

He: altura de entrepiso.

Tabla 02. Elementos para verificación de estabilidad en columna C7 en el primer piso

$\sum Pu$	82.9335 Ton
Δox	0.0025 m
Δoy	0.0083 m
Vus	8.65 Ton
he	2.70 M
f _c	210 Kg/cm ²
f _y	4200 Kg/cm ²

De la fórmula:

$$Q = 0.0088$$

Se comprueba que $Q < 0.06$, entonces se puede suponer a la columna como si estuviese arriostrado, es decir es estable.

Diseño por flexo compresión

Del diagrama de interacción, que se puede observar en las siguientes imágenes, se verifica que las cargas estén dentro del diagrama de interacción de manera que se pueda demostrar que las columnas cumplan por flexo-compresión. Para ello se verificaron las cargas del primer nivel y segundo nivel.

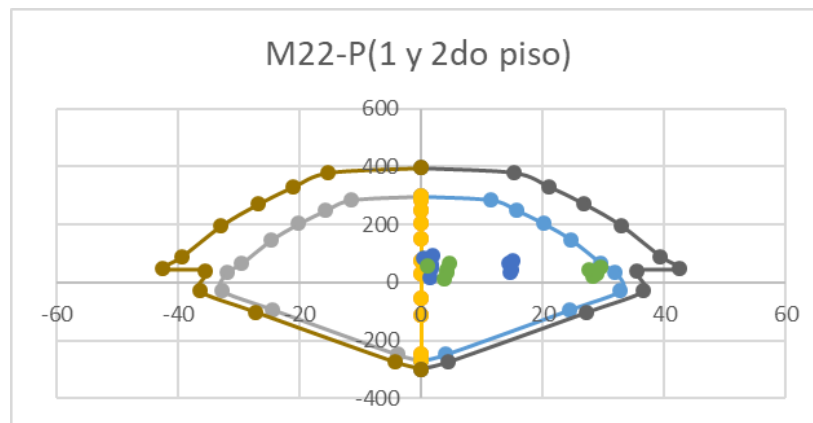


Figura 02. Diagrama de interacción y combinaciones de cargas M22



Figura 03. Diagrama de interacción y combinaciones de cargas para M33

Inicialmente resultó que los puntos de las combinaciones de carga caían fuera del área delimitada por la curva de interacción de la columna con una cuantía del 4%. Por ende, se decidió aumentar la cuantía a 4.4%, lo cual resultó en un armado de $2\phi 1" + 6\phi 1 1/8"$, armado con el cual se cumplió con las exigencias demandadas por las solicitaciones actuantes.

Las cargas soportadas en el piso 3 y 4, son menores a las iniciales, es decir se pudo reducir la cuantía de acero. Sin embargo, no se efectuó, debido a que la longitud de los niveles es de 10.8 y una barra de acero tiene por longitud de 9 a 12 metros. Por ello la sección en la figura 7.1 será la misma para todos los niveles.

Diseño por cortante

Para hallar el aporte del concreto se usa la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right) * b * d$$

Según la Norma E.060, dispone consideraciones especiales para el diseño por corte en las columnas. Por ello, según el artículo 21.4, se halla la fuerza V_u , con ello y con el V_u mínimo se halla el aporte del acero transversal necesario.

$$V_s = V_c - V_u$$

Y finalmente, con el V_s obtenido, se halla el valor del espaciamiento “S” de los estribos de la siguiente manera. ($A_v=1.29$, se usaron estribos de 1/2”).

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

En la tabla 5.9, se muestra un resumen de los cálculos realizados para hallar los espaciamientos en la zona central del primer piso de la columna C-7. Debe mencionarse que “ V_u final” corresponde al menor valor obtenido de la comparación entre el “V” asociado al momento nominal actuante y al “V” obtenido de las combinaciones de carga para una amplificación de 2.5.

Tabla 03. Diseño por cortante del tramo del 1er piso

1er nivel							
Pu(ton)	Mn(tn*m)	Ln(m)	Vumax comb	Vu final(ton)	ϕV_c	Vs(ton)	s(cm)
80.7436	38	2.5	20	20	12.6437461	8.6544164	42.5706348
51.1648	38	2.5	20	20	11.2644517	10.2771156	35.848969

86.4561	38	2.5	20	20	12.9101267	8.34102743	44.1700981
59.5425	38	2.5	20	20	11.6551138	9.81751323	37.5272221
78.0784	38	2.5	20	20	12.5194646	8.80062983	41.8633674
20.8703	38	2.5	20	20	9.85178342	11.9390783	30.8586635
56.1616	38	2.5	20	20	11.4974584	10.0029901	36.831387
29.248	38	2.5	20	20	10.2424455	11.4794759	32.0941481
47.7839	38	2.5	20	20	11.1067964	10.4625925	35.213452

Se hallaron los estribos de confinamiento y los estribos centrales, tomando como valor final, el espaciamiento mínimo. Con respecto a la zona de confinamiento el espaciamiento “So” no debe exceder al menor entre ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, la mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento o 100 mm.

Finalmente, para la zona de confinamiento se elige la menor longitud siendo esta $S_o=10\text{cm}$ y de la misma manera para la zona central siendo esta $L_o=50\text{cm}$. Así, el arreglo que se obtiene es el mostrado en la Tabla 04.

Tabla 04. Estribos en la columna C7

1/2"φ:1 @5cm, 5@10cm,resto@25	1er piso
1/2"φ:1 @5cm, 5@10cm,resto@15	2do piso
1/2"φ:1 @5cm, 5@10cm,resto@15	3er piso
1/2"φ:1 @5cm, 5@10cm,resto@15	4to piso

Como se indicó anteriormente el espaciamiento obtenido en los niveles superiores se justifica con la decisión de no haber cambiado la cuantía de acero. Si se hubiese disminuido la cuantía de acero en los pisos superiores, se hubiese obtenido un mayor espaciamiento o igual que en los primeros niveles. Finalmente, se muestra la columna C-7 en el cuadro de columnas.

<u>CUADRO DE COLUMNAS</u>	
<u>COLUMNA</u> <u>PISO</u>	<u>C7</u>
<u>1° PISO</u>	(.40x.40) 2 ϕ 1" + 6 ϕ 1 1/8" ⌚ 1/2" ϕ : 1 ϕ .05, 5 ϕ 0.10, Rto. ϕ .25 (1)
<u>2° PISO</u>	(.40x.40) 2 ϕ 1" + 6 ϕ 1 1/8" ⌚ 1/2" ϕ : 1 ϕ .05, 5 ϕ 0.10, Rto. ϕ .15 (1)
<u>3° PISO</u>	(.40x.40) 2 ϕ 1" + 6 ϕ 1 1/8" ⌚ 1/2" ϕ : 1 ϕ .05, 5 ϕ 0.10, Rto. ϕ .15 (1)
<u>4° PISO</u>	(.40x.40) 2 ϕ 1" + 6 ϕ 1 1/8" ⌚ 1/2" ϕ : 1 ϕ .05, 5 ϕ 0.10, Rto. ϕ .15 (1)

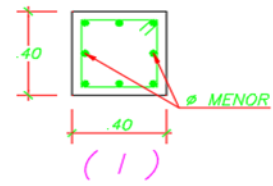


Figura 04. Armado de columna C-7



ANEXO H. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE PLACAS

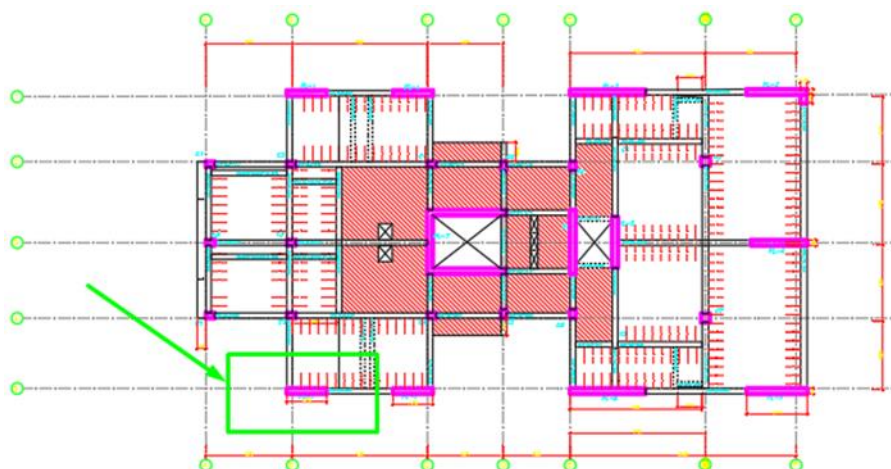


Figura 01. Ubicación en planta de la columna “PL-1”

Como dicha placa es “esbelta” entonces su diseño será por flexo-compresión, similar al diseño que se realizó para columnas. El diseño por fuerza cortante que se realizará será el diseño por capacidad que exige la Norma E.060.

Se muestra las fuerzas internas producto de las combinaciones de carga para la placa PL-1.

Tabla 01. Combinaciones de carga para la placa PL-1

1ER PISO					
	P	V2	V3	M2	M3
1.4 cm+1.7 cv	54.7886	-1.5074	0.0004	0.0098	3.9619
1.25(cm+cv)+CSx Max	73.8586	54.1064	0.3351	1.4296	203.5822
1.25(cm+cv)+CSx Min	169.0994	-56.681	-0.3345	1.4131	210.3326
1.25(cm+cv)+CSy Max	78.3524	67.2363	1.5616	6.4489	243.0642
1.25(cm+cv)+CSy Min	173.5932	-69.8108	-1.561	6.4324	249.8146
0.9CM+CSx Max	91.5534	54.6638	0.335	1.4255	205.0722
0.9CM+CSx Min	151.4046	-56.1236	-0.3346	1.4171	208.8426

0.9 cm +Csy Max	96.0472	67.7936	1.5615	6.4448	244.5542
0.9 cm +Csy Min	155.8984	-69.2535	-1.5611	6.4364	248.3246

Para el pre dimensionamiento de los núcleos de confinamiento de la placa, se asumió que estos tenían una longitud del 15% de la longitud total de la placa, lo cual resulta en $0.15 \cdot 1.84 = 0.276$ m, valor que se redondeó a 0.3m de longitud de núcleo en ambos extremos de la placa.

cuantía de acero asumida para los núcleos de confinamiento = 2.5%,

área de acero por núcleo= $18.75 \text{ cm}^2 = 4\phi 1''$ en cada núcleo.

cuantía mínima de acero = 0.0025

área mínima de acero = 7.75 cm^2 en toda la longitud = $1/2 \text{ "}\phi @ 20 \text{ cm}$ en 2 capas

Finalmente, con esta distribución de aceros a lo largo del elemento se procedió a construir el diagrama de interacción de la placa y verificar si el refuerzo satisfará los requerimientos por cargas ultimas actuantes.

Se muestra el diagrama de interacción para momentos últimos y momentos nominales de la placa PL-1.

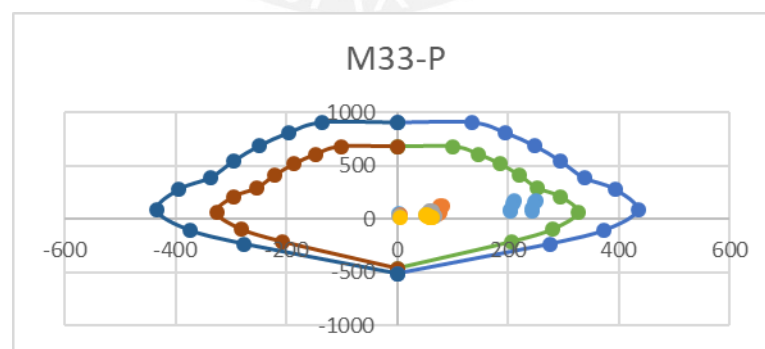


Figura 02. Diagrama de interacción y combinaciones de cargas

Como se observa el refuerzo instalado en la placa cumple con las exigencias demandadas por flexo-compresión debido a la acción de fuerzas externas.

Para realizar el refuerzo por fuerza cortante se asumió también una cuantía de acero horizontal que era mayor a la mínima exigida por la Norma E.0.60.

cuantía de acero horizontal asumida = 0.0020

área de acero = 6.2cm²/m = 1/2 “@ 20 cm en 2 capas

Diseño por cortante

Con respecto al diseño por cortante, este se realizará por capacidad y se tomarán las siguientes consideraciones.

Tabla 02. Consideraciones para la placa PL-1

#capas	2	fy(kg/cm²)	4200	d(cm)	147.2
Av	1.29	bw(cm)	25		
f'c(kg/cm²)	210	lm(cm)	184		

La Norma E.0.60 establece que el diseño para las zonas de los muros donde se espera la fluencia por flexión del refuerzo vertical, se realizara con un valor de “Vu” ajustado, el cual se calcula de la siguiente manera:

$$Vu = Vua * \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

Asimismo, según el artículo 21.9.7.6 de la Norma E.0.60 se establece que el espaciamiento entre los estribos en la zona de confinamiento no debe de exceder al menor entre los siguientes valores:

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde
- 250 mm

En la tabla se muestra una tabla resumen con los valores empleados para hallar el espaciamiento “s” requerido por los aceros horizontales en el alma de la placa.

Tabla 03. Espaciamiento para los estribos de la placa PL-1

ϕV_c (tn)	V_{ua} (tn)	M_{ua} (tn*m)	P_{ua} (tn)	M_n (tn)	V_u (tn)	V_s (tn)	s(cm)
24.024384	69.5189	249.8146	173.5932	415	115.487019	107.6031	15.82

Como puede apreciarse, se requiere un menor espaciamiento entre el refuerzo horizontal por fuerza cortante que el asumido de 1/2 “@ 20 cm. Finalmente, se optó por colocar refuerzo horizontal distribuido en 2 capas de 1/2” @ 15 cm. Para concluir con el armado total de la placa, se procedió a calcular la longitud de la zona de confinamiento requerida para los núcleos de la placa. A continuación, se muestran los valores obtenidos de las condiciones brindadas por la Norma E.0.60 para determinar la longitud de confinamiento de la placa.

- $L_m = 184$ cm
- $0.25 * M_u / V_u = 0.25 * 249.81 / 69.8108 = 89.46$ cm
- Altura de 2 primeros entrepisos = $2.7 * 2 = 540$ cm

La altura de confinamiento será de 2 pisos o de 540 cm. Por último, se procedió a calcular el espaciamiento requerido entre estos estribos, el cual también obedeció a las sugerencias planteadas por la Norma E.0.60. A continuación, se presenta los cálculos realizados para determinar este espaciamiento.

- 1.8 veces el diámetro de la menor barra longitudinal = 20.32 cm
- menor dimensión de la sección transversal de borde = 20 cm

Finalmente, se optó por colocar estribos de 1/2 “ø 20 cm en la zona de confinamiento. En la Figura 02 se muestra el armado final de la placa PL-1.

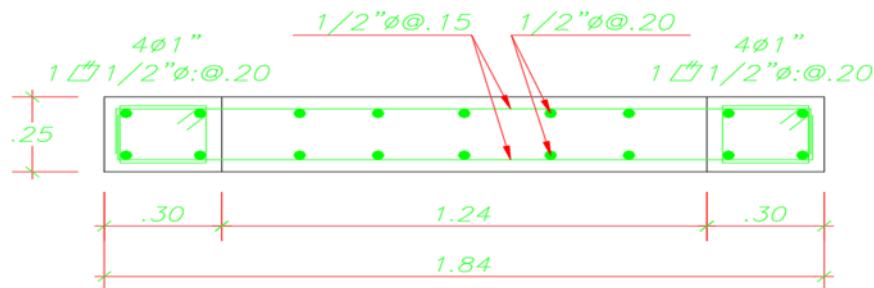


Figura 02. Armado final de placa PL-1

ANEXO I. ANÁLISIS DE ZAPATAS

Zapata aislada

Con respecto a la zapata, se procedió a realizar el diseño de la zapata “C7” ubicada en la intersección de los ejes E’-2. Dicha zapata recibía las cargas de la columna C7, y como contigua a ella no se localizaron columnas cercanas, se decidió considerarla como zapata aislada. En primer lugar, se extrajeron datos de los estudios de mecánica de suelos (EMS); así como la dimensión de la columna, propiedades del concreto, profundidad de cimentación y altura de la zapata.

Tabla 01. Datos preliminares

$\gamma_{\text{suelo}}(\text{ton/m}^3)$	1.924	b(m)	0.4
$\gamma_{\text{concreto}}(\text{ton/m}^3)$	2.4	l(m)	0.4
$f_y(\text{Kg/cm}^2)$	4200	Df(m)	1.5
$\sigma_s(\text{ton/m}^3)$	12.4	dif(m)	0
$\sigma_{\text{sismo}}(\text{ton/m}^3)$	16.492	h(m)	0.8
$f'_c(\text{Kg/cm}^2)$	280	SobreCarga(ton/m ²)	0.25

Asimismo, se extraen los datos relevantes del programa Etabs, como son las cargas de la columna por servicio (carga muerta y carga viva) y sismo (en la dirección X e Y).

Tabla 02. Cargas en servicio y cargas de sismo

CM		CV		Sismo(X-X)		Sismo(Y-Y)	
P	43.386	P	13.121	Psx	21.146	Psy	7.802
Mx	0.043	Mx	0.0488	Msx	13.201	Msx	12.301
My	0.0076	My	0.0023	Msy	2.020	Msy	2.020

Con ello se procede a hallar el valor de “B” de la zapata.

$$P_m + P_v + \gamma_{concr} * B * (B + dif) * h + \gamma_{suelo} * (Df - h) * B * (B + dif)$$

$$+ SC * B * (B + dif) = \sigma_s * 0.9 * B * (B + dif)$$

$$B = 2.7m$$

$$L = B + dif = 2.7m$$

En donde P_m es el peso muerto total en servicio y P_v es el peso de la carga viva en servicio.

En seguida, se halla el valor de P , el cual se obtiene de la nueva dimensión de la zapata hallada.

$$P = P_m + P_v + \gamma_{concr} * B * (B + dif) * h + \gamma_{suelo} * (Df - h) * B * (B + dif) + SC * B * (B + dif) = 82.15 \text{ ton}$$

Con dichos valores se verificará en una primera instancia sin sismo, en otra instancia por sismo.

Verificación sin sismo

$$M = M_{carga\ muerta} + M_{carga\ viva}$$

$$\sigma = \frac{P}{B * L} \pm \frac{6 * M_x}{B * L^2} \pm \frac{6 * M_y}{L * B^2}$$

Se realizan las diferentes combinaciones de signo para obtener valores de esfuerzo los cuales deben ser menores al esfuerzo admisible σ_s .

Tabla 03. Verificación con el esfuerzo admisible

σ (ton/m ²)	11.30	si cumple
σ (ton/m ²)	11.29	si cumple
σ (ton/m ²)	11.24	si cumple
σ (ton/m ²)	11.24	si cumple

Con la anterior tabla verificamos que los esfuerzos son menores al esfuerzo admisible por ello no será necesario modificar las dimensiones de la zapata.

Verificación por sismo en X-X

Análogamente, se sigue el mismo procedimiento, salvo que, en la cuantificación de cargas, se debe agregar las cargas por sismo en la dirección X.

$$P = PsismoX + Pm + Pv + \gamma_{concr} * B * (B + dif) * h + \gamma_{suelo} * (Df - h) * B * (B + dif) + SC * B * (B + dif)$$

$$P = 103.29\text{ton}$$

$$Mx = Mxcarga\ muerta + Mxcarga\ viva + MsismoX$$

$$My = Mycarga\ muerta + Mycarga\ viva$$

Con ello, y con las dimensiones halladas anteriormente se procede a hallar los valores de los esfuerzos alternando los signos.

$$\sigma = \frac{P}{B * L} \pm \frac{6 * Mx}{B * L^2} \pm \frac{6 * My}{L * B^2}$$

Tabla 04. Verificación con el esfuerzo admisible

SismoX-X		
σ (ton/m ²)	18.25	no cumple
σ (ton/m ²)	18.19	no cumple
σ (ton/m ²)	10.14	si cumple
σ (ton/m ²)	10.09	si cumple

Como podemos observar, los dos primeros valores de esfuerzos son mayores al esfuerzo admisible; por lo tanto, se deberá aumentar la dimensión la cual será B=3m y L=3m. Se hallará un nuevo valor para la carga P.

$$P = PsismoX + Pm + Pv + \gamma_{concr} * B * (B + dif) * h + \gamma_{suelo} * (Df - h) * B * (B + dif) + SC * B * (B + dif) = 95.96\text{ton}$$

De la tabla, podemos verificar que el nuevo valor optado “B”, cumple con los esfuerzos admisibles.

Verificación por sismo en Y-Y

De manera similar a la verificación por sismo en X-X, pero con las cargas de sismo afectando al momento en Y se procede comprobar los esfuerzos.

Tabla 05. Verificación con el esfuerzo admisible con cambio de dimensión

Sismo y-y		
$\sigma(\text{ton/m}^2)$	11.13	si cumple
$\sigma(\text{ton/m}^2)$	10.23	si cumple
$\sigma(\text{ton/m}^2)$	11.09	si cumple
$\sigma(\text{ton/m}^2)$	10.19	si cumple

De la tabla comprobamos que las dimensiones son las correctas y en seguida se procede a realizar el diseño de la zapata por punzonamiento, cortante y por flexión.

Diseño por punzonamiento

Con respecto al diseño por punzonamiento, se evaluará si $\phi V_c > V_u$ en las diferentes fórmulas asignadas para el ϕV_c . Para ello, se definirán algunos parámetros.

$$d(\text{peralte efectivo}) = 0.7m$$

$$\beta = \frac{b}{l} = 1$$

$$A_{total} = B * L = 9m^2$$

$$A_o = (b + d) * (l + d) = 1.21m^2$$

$$Volado = \frac{L - l}{2} = 1.3m$$

Asimismo, de las verificaciones realizadas, se obtiene el valor máximo de $\sigma_u = \sigma_{max} * 1.6$.

Tabla 06. Valores máximos de σ_u

	$\sigma_{\max}(\text{ton/m}^2)$	$\sigma_u(\text{ton/m}^2)$
Sin sismo	11.30	18.08
Sismo X-X	16.42	26.27
Sismo Y-Y	11.13	17.81
	$\sigma_{\max}(\text{ton/m}^2)$	26.27

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_{\text{total}} - A_o) = 204.68 \text{ ton}$$

Con ello se hallan los valores de ϕV_c .

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \cdot 40 \cdot \frac{d}{b_o}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right)$$

Tabla 07. Comparación de V_u y ϕV_c

$V_u(\text{ton})$	204.68
$\phi V_c(\text{ton})$	464.36
$\phi V_c(\text{ton})$	989.25
$\phi V_c(\text{ton})$	696.54

Con dicha tabla se puede concluir que todos los valores son de ϕV_c son mayores al V_u .

Diseño por cortante

En el diseño por cortante usamos la siguiente expresión la cual, de manera similar se tiene que comparar con el V_u .

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot (V_{\text{olado}} - d) = 47.29 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * d = 158.30 \text{ ton}$$

Entonces, verificamos que el ϕV_c es mayor que el V_u .

Diseño por flexión

En cuanto al diseño por flexión, se halla el momento último.

$$M_u = \sigma_u * (\text{volado}^2) * \frac{B}{2} = 66.61 \text{ ton} - \text{m}$$

Y en seguida con las mismas asunciones tomadas del diseño por flexión se halla el valor de a y el área de acero requerida. Asimismo, se halla el área de acero mínimo.

Tabla 08. Diseño por flexión de la zapata aislada

Mu(ton-m)	66.61
a(cm)	1.50
As(cm ²)	0.91
Asmin(cm ²)	12.6
Asintalado(cm ²)	14

Con ello concluimos que se usará 5/8" @ 0.14m.

Zapata combinada

Para el diseño de la zapata conectada mediante una viga de cimentación se hizo uso de las cargas actuantes en cada columna conectada. En la siguiente tabla, se resume los valores obtenidos del software.

Tabla 09. Valores para diseño de zapatas combinadas

COL-2	P(ton)	Mx(tn*m)	My(tn*m)
Carga muerta	28.1183	0.1379	0.0274
Carga viva	6.8826	0.0568	0.0089
Sismo X-X	18.3307	2.7016	0.6608
Sismo Y-Y	3.2679	0.5366	3.1158
COL-5	P(ton)	Mx(tn*m)	My(tn*m)
Carga muerta	66.77	1.0572	0.028
Carga viva	16.711	0.3031	0.0113
Sismo X-X	4.0311	3.6786	4.0673
Sismo Y-Y	3.3089	0.7361	19.0684

Asimismo, en coordinación con el equipo de Mecánica de Suelos, se obtuvo la capacidad portante o admisible del suelo en el cual se iba a cimentar y se obtuvo que el valor de:

$Q_s=12.40 \text{ tn/m}^2$ para caso estático y $Q_s=16.12 \text{ tn/m}^2$ para caso dinámico.

En la siguiente figura se muestra las columnas a cimentar mediante una zapata conectada.

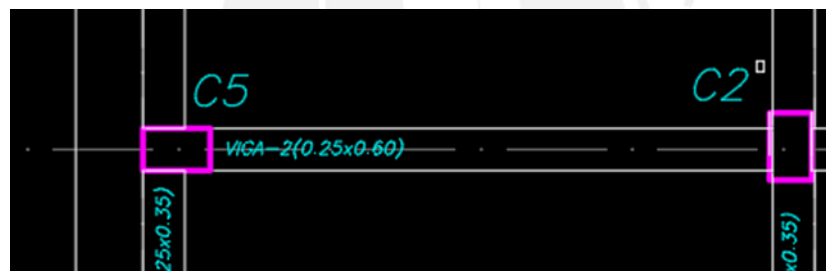


Figura 01. Columnas para cimentar mediante zapata conectada

En primer lugar, se halló un área tentativa para la zapata excéntrica de la columna C-5. Con esta área, se procedió a comprobar mediante el caso estático y en combinaciones con el caso dinámico, que las dimensiones establecidas eran las correctas para dichas zapatas.

Luego de realizado el dimensionamiento de las zapatas, se procedió a hallar el peralte(h) que tendría que zapata, esto se realizó haciendo el diseño por punzonamiento de cada zapata.

Luego de esto, se procedió a realizar el diseño por fuerza cortante de ambas zapatas.

Se concluyó que para la zapata 1 de la columna C-5 se colocara acero de 5/8" @0.20 en la dirección X-X, y de 5/8" @0.30 en la dirección Y-Y. Con respecto a la zapata 2 de la columna C-2, de la misma manera se colocará acero de 5/8" @0.20 en X-X y de 5/8" @0.30 en Y-Y.

Para concluir el diseño se procedió a realizar el diseño por fuerza cortante y momento flector para la viga de cimentación que conecta ambas zapatas.

La sección propuesta para la viga de cimentación resiste satisfactoriamente los esfuerzos por corte inducidos en esta, por ello se decidió colocar estribos de 3/8" @30 cm con fines de facilitar el armado de la viga. Según los requerimientos por flexión se instaló 3 fierros corridos de 1" arriba y abajo.



Anexo J. DISEÑO DE CISTERNA

Para el diseño, se tendrá en cuenta el factor de 1.7 para amplificación de carga en el caso de empuje del terreno y un factor de 1.4 en el empuje hidrostático. Además, se tomará el acero mínimo como $0.0028*b*d$, para cuando se tiene contacto con el agua, ello según el ACI.

Cargas por empuje del terreno

Se dividirán tanto para la carga muerta y carga viva.

$$E1=1.7*Ka*\gamma*h$$

$$E2=1.7*Ka*W_s/c$$

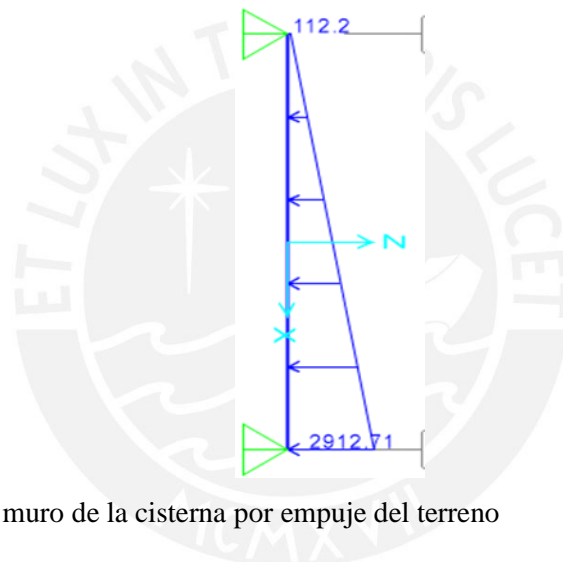


Figura 01. Modelo para el muro de la cisterna por empuje del terreno

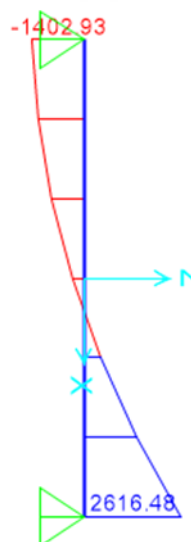


Figura 02. Diagrama de fuerza cortante debido al empuje del terreno

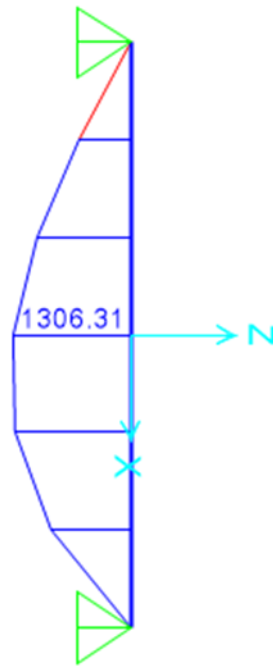


Figura 03. Diagrama de momento flector

$$M_u = 1.3 \text{ ton-m}$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ requerido}} = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0028 * 100 * 12 = 3.36 \text{ cm}^2$$

Se puede notar que el área de acero requerida es menor al acero mínimo; por lo tanto, se instalará el acero mínimo el cual es de 3.36 cm^2 .

Con respecto al diagrama de fuerza cortante, se analizó la capacidad de la sección del muro.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 12 = 9.05 \text{ ton}$$

Con ello se verifica que la capacidad de la sección es mayor a las solicitaciones de carga última por empuje del suelo ($\phi V_c > V_u$).

Cargas por empuje hidrostático

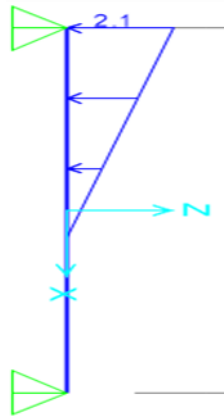


Figura 04. Modelo de análisis para el muro con carga de agua

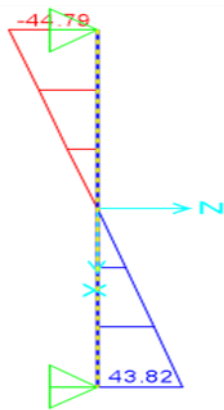


Figura 05. Diagrama de fuerza cortante en Kgf-m

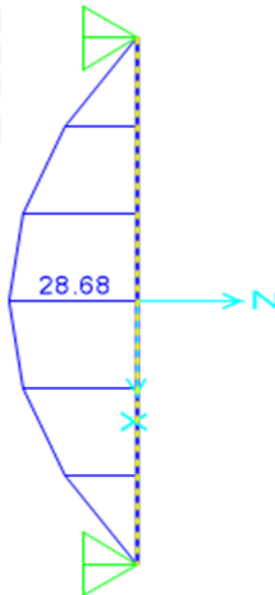


Figura 06. Diagrama de momento flector en kgf-m

Se observa que el momento y las fuerzas cortantes son valores mucho menores a los obtenidos anteriormente; por ello, se usará el acero mínimo.

$$A_{smin}=0.0028*100*12=3.36\text{cm}^2$$

Por lo tanto, en los muros se usarán dos mallas de 3/8@.20m, siendo este mayor al acero mínimo. Finalmente, se realizó el diseño de la losa maciza de la cisterna, en el cual, adicionalmente al peso propio del elemento y la sobrecarga, se añadirá el peso debido al agua.

Tabla 01. Metrado de las cargas actuantes en la losa de la cisterna

Wagua(kg/m ²)	1500
Wpeso propio(kg/m ²)	360
Wpiso terminado(Kg/m ²)	100
Ws/c(Kg/m ²)	200
Wu(kg/m ²)	3084

Con dichas cargas, se procede a obtener el diagrama de fuerza cortante y momento flector en la dirección de los máximos valores obtenidos de Sap2000.

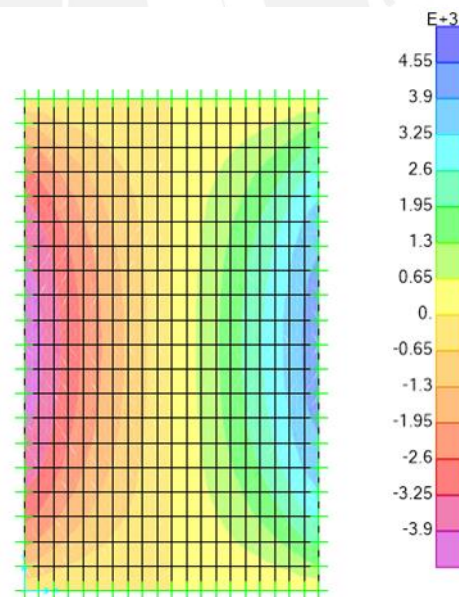


Figura 07. Diagrama de fuerza cortante en kgf

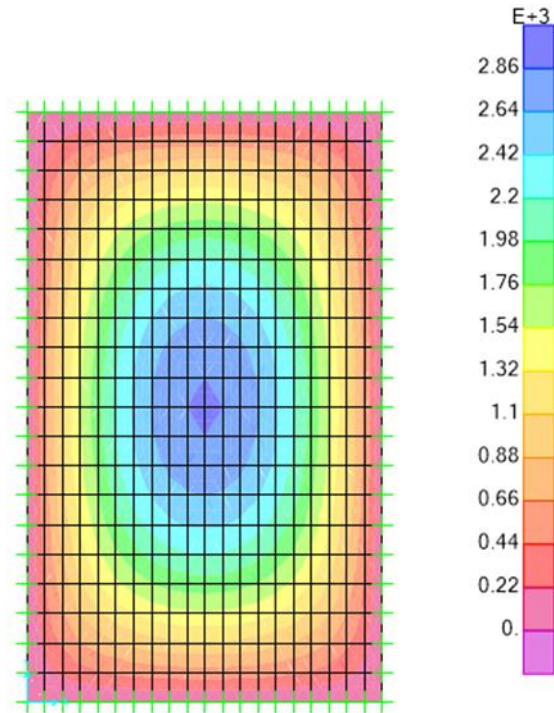
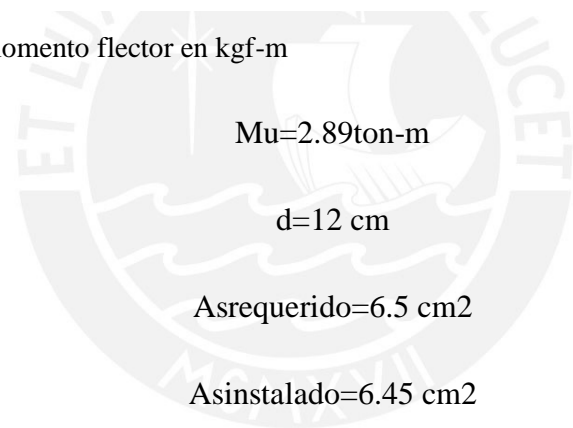


Figura 08. Diagrama de momento flector en kgf-m



$$Mu=2.89\text{ton-m}$$

$$d=12\text{ cm}$$

$$As_{requerido}=6.5\text{ cm}^2$$

$$As_{instalado}=6.45\text{ cm}^2$$

$$As_{min}=0.0018*100*12=2.16\text{cm}^2$$

Con ello tenemos dos mallas de 1/2@.20m, siendo esta mayor al acero mínimo de 2.12 cm².

ANEXO K. DISEÑO DE CERCO PERIMETRAL

$$F = 0.5 * Z * U * S * Pe$$

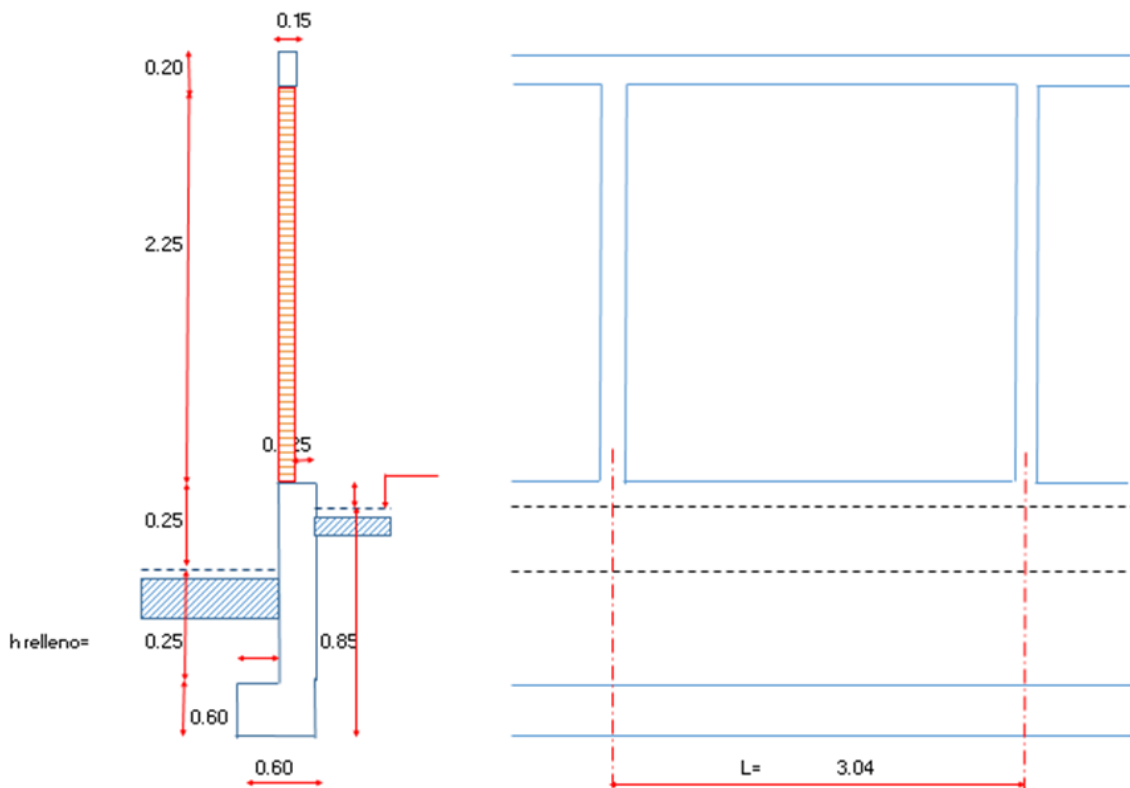


Figura 01. Vista en perfil de cerco perimétrico en diseño

En la figura se puede observar el perfil y la distribución de los elementos que le corresponden al cerco, tales como: viga solera, muro de albañilería, sobre cimiento, relleno y cimiento corrido.

Así también se hace hincapié de la longitud comprendida entre columnetas, que es de 3.04 m.

Verificación de esfuerzo en muro

En primer lugar, se ha realizado una verificación de los esfuerzos en el muro, de manera que se pueda determinar que los esfuerzos en tracción por flexión sean menores a los admisibles.

Tabla 01. Datos para el diseño de cerco perimétrico

<i>SUELO</i>			
st	1.24	Kg/cm ²	Capacidad Portante del terreno
f	27.5	°	Ángulo de fricción
$K_p = \tan^2 (45^\circ + f/2)$	2.72		Coefficiente de empuje pasivo
$K_a = \tan^2 (45^\circ - f/2)$	0.37		Coefficiente de empuje activo
u	0.45		Coefficiente de fricción
g_s	1.6	Ton/m ³	Peso específico del suelo
<i>MATERIALES</i>			
$g_{Con. Arm}$	2.40	Ton/m ³	Peso unitario de Concreto Armado
$g_{Con. Simple}$	2.30	Ton/m ³	Peso unitario Concreto Simple
g_m	1.50	Ton/m ³	Densidad de albañilería
S/c	0.2	Ton/m ²	Sobrecarga
<i>PARAMETROS SÍSMICOS</i>			
Z	0.45		Factor de Zona Sísmica (E.030)
U	1.5		Coefficiente de Uso (E.030)
S	1.05	(S2)	Factor de amplificación del suelo
0.5 Z.U.S	0.35		
g_m	1500	Kg/m ³	Peso unitario de albañilería
<i>DIMENSIONES DEL MURO</i>			
e	0.15	m	Espesor de muro
h	2.25	m	Altura del muro
L	3.04	m	Longitud del muro

Comprobando finalmente que el esfuerzo de admisible en tracción por flexión es mayor al actuante en el muro. En la tabla siguiente se pueden observar los valores de los cálculos efectuados.

Tabla 02. Datos para el diseño de cerco perimétrico

<i>VERIFICACIÓN DE ESFUERZO EN MURO</i>			
a (menor dimensión)	2.25	m	Menor Dimensión del muro
b	3.04	m	Dimensión del muro en la otra dirección
m	0.072		Coefficiente de momento (Tabla 12, Caso1 E.070)
w	63.79	(Kg/m)/m	Carga Sísmica por m ² (Art.29.6 E.070)
$M_s = mwa^2$	23.37	(Kg.m)/m	Momento Flector por carga sísmica
$f_m = 6M_s/e^2$	0.62	Kg/cm ²	Esfuerzo en tracción por Flexión
f_t	1.50	1.5 Kg/cm	Esfuerzo admisible en tracción por Flexión (Art.29.8 E.070)
$f_m < f_t$ Cumple!			

En segundo lugar, se procede a evaluar el ancho del cimiento corrido, para ello se muestran los datos de entrada en la tabla siguiente, que comprenden las dimensiones de la viga solera, muro de albañilería, sobrecimiento, relleno y cimiento corrido.

Tabla 03. Datos para el diseño de cerco perimétrico

Viga Solera			
h vig.solera	0.20	m	
b vig.solera	0.15	m	
Peso Solera	0.07		Ton/m

Muro albañilería			
h muro	2.25	m	
e muro	0.15	m	
Peso muro	0.51		Ton/m

Sobrecimiento			
h sobrecimiento	0.25	m	
e sobrecimiento	0.20	m	
gCon. Arm	2.40		
Peso Sobrecimiento	0.12		Ton/m

Cimiento			
h cimiento	0.60	m	
b cimiento	0.60	m	
gCon. Arm	2.40		
Peso cimiento	0.83		Ton/m

Relleno			
h relleno	0.25	m	Altura relleno
b relleno	0.40	m	Ancho relleno
Peso relleno	0.16		Ton/m
h _{rellenopasivo}	0.25		Altura relleno-pasivo

Altura pasiva y/o actuante del terreno			
h _{pasivo}	0.85		Altura total-pasivo
h _{actuante}	0.85		Altura total-actuante

En seguida, se procede a evaluar las fuerzas y momentos, actuantes y resistentes, respectivamente que serán la base para el cálculo iterativo del ancho del cimiento corrido. Esto, debido a su implicancia en el factor de seguridad, tanto por volteo como por deslizamiento. En este cálculo se utilizarán los valores de K_p y K_a . En la tabla siguiente se muestran los resultados de las fuerzas.

Tabla 04. Datos para el diseño de cerco perimétrico

Fuerzas sísmica actuante			
H viga solera	0.03	T/m	Fuerza sísmica Horizontal x viga solera
Hmuro	0.18	T/m	Fuerza sísmica Horizontal x Albañilería
Hsobrecimiento	0.04	T/m	Fuerza sísmica Horizontal x sobrecimiento
Hcimiento	0.29	T/m	Fuerza sísmica Horizontal x cimiento
Hsobrecarga	0.06	T/m	Fuerza sísmica Horizontal x sobrecarga

Fuerza debido empuje del suelo			
Hpasivo	1.57	T/m	Empuje pasivo del suelo
Hactuante	0.21	T/m	Empuje activo del suelo

Finalmente, con los resultados de las fuerzas se procede a evaluar los momentos actuantes y resistentes para la verificación por volteo. Para así determinar el factor de seguridad, que debe ser menor a 1.2 para el caso de volteo y 1.25 para el caso de deslizamiento.

Tabla 05. Verificación por volteo y deslizamiento

Momento/Fuerza resistente				
Efecto	Peso	Fuerza	Brazo	Momento
V. solera	0.07		0.50	0.04
Albañilería	0.51		0.50	0.25
Sobrecimiento	0.12		0.50	0.06
Muro contención	0.00		0.50	0.00
cimiento	0.83		0.30	0.25
Relleno	0.02		0.20	0.00
Empuje pasivo		1.57	0.28	0.44
$\Sigma=$	1.54		$\Sigma=$	1.05

Momentos y Fuerzas resistentes.

Los momentos y fuerzas hallados son para un ancho de cimiento de 60 cm, con estos valores se obtienen factores de seguridad que resultan ser mayores a los mínimos requeridos por la norma. Este resultado puede ser visualizado en la siguiente tabla.

Tabla 06. Momento y Fuerzas actuantes

Momento/Fuerza actuante			
Efecto	Fuerza	Brazo de Palanca	Momento
V.solera	0.03	3.20	0.08
Albañilería	0.18	1.98	0.35
Sobrecimiento	0.04	0.73	0.03
Muro contención	0.00	0.60	0.00
cimiento	0.29	0.30	0.09
Empuje activo	0.21	0.28	0.06
sobrecarga	0.06	0.43	0.03
$\Sigma=$	0.82	$\Sigma=$	0.64

Volteo =	M_r/M_a	1.63	\geq	1.2	Ok!
Deslizamiento=	$(\sum SP_i + H_p)/(H_a)$	2.77	\geq	1.25	Ok!

Así mismo, se procede a hacer una verificación de los esfuerzos sobre el terreno, los cuales se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 07. Verificación de esfuerzos sobre el terreno

SP=	1.54	T		
M=	-0.06	T-m		
e=	-0.04	m	$e < B/6$	
B/6=	0.10	m		
$1.3 \cdot s_t =$	16.12	T/m ²		
$q_1 =$	3.58	T/m ²	$q_1, q_2 < s_t$	OK!
$q_2 =$	1.56	T/m ²		

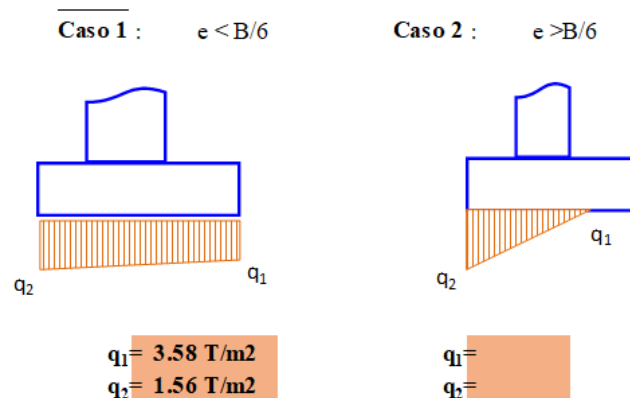


Figura 02. Verificación de esfuerzos sobre el terreno

Diseño de columnas

Tabla 08. Resumen del diseño de columnas

Geometría

L. alba =	3.04 m
h. alb. =	2.25 m
t =	0.13 m
ancho de columna	15 cm

Parámetros Sísmicos

Z =	0.45
U =	1.00
S =	1.05
0.5 Z.U.S =	0.236

DISEÑO DE COLUMNA

b. col =	0.15 m
h. col =	0.15 m
d =	0.12 cm
h. solera =	0.20 m
b. solera =	0.13 m
h. s/cim =	0.30 m

f _c =	210 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²

g c ^o .a ^o =	2.40 Ton/m ³
g c ^o .simple =	2.30 Ton/m ³
g alba =	1.80 Ton/m ³

Columna Extrema

Mu.solera	0.059 Ton/m
Mu.alb	0.269 Ton/m
Mu.s/cim	0.005 Ton/m
Mu.columna	0.048 Ton/m
Mu	0.382 Ton/m

Columna Interna

Mu.solera	0.119 Ton/m
Mu.alb	0.539 Ton/m
Mu.s/cim	0.010 Ton/m
Mu.columna	0.048 Ton/m
Mu	0.716 Ton/m

As	0.89 cm²
	4 Ø 3/8
espaciamiento mínimo	
1@.05,6@.10,rto@.25	

As	1.79 cm²
	4 Ø 3/8

Diseño de vigas

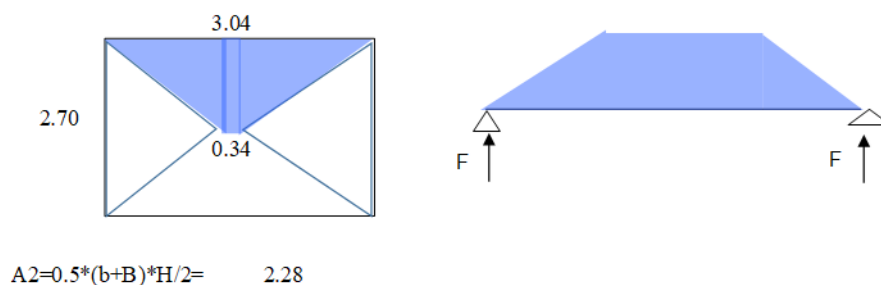


Figura 03. Idealización de muro de albañilería

Tabla 09. Coeficientes de Kalmanok para el cálculo de momentos

Caso 1: Muro con 4 borde arriostrados

b/a	m	
1.00	0.0479	0.06388
1.20	0.0627	0.06372
1.40	0.0755	0.06566
1.60	0.0862	0.06969
1.80	0.0948	0.07465
2.00	0.1017	0.08892
3.00	0.1180	0.04783

Finalmente, la tabla 10.6 resume los valores obtenidos del diseño por corte y del diseño por flexión obteniendo así: 0.79 cm² de acero por flexión y un estribaje cuyo espaciamiento es de 1@.05,6@.10,rto@.25.

Tabla 10. Resumen de datos para diseño de viga

CÁLCULO VIGA					
PARAMETROS SÍSMICOS		<i>E. 030</i>	DIMENSIONES DE VIGA		
Z	0.45		b	20	cm
U	1.0	<i>Edif. comunes</i>	h	15	cm
S	1.05	<i>tn</i>	rec=	3.6	cm
LONG PAÑO	3.04				
H TAB	2.70				
a. Por corte					
Ø:	0.85				
Vu=1.25*F=	90.96 Kg				
d' v=bv-reje=	16.42 cm				
f*Vc=f0.53Raiz(f'c)*hv*100*d' v=	1607.45 Kg		0.85*Vc>Vu	Ok!	
b. Por flexión					
Mu=1.25*w(A2)*B/8=	69.13 Kg-m				
a=	0.08 cm				
Asrequerido=	0.11 cm ²		a=	0.18	
AsMín.=	0.59 cm ²		Ø 3/8	As=	0.71 cm²
As a usar:	2 Ø 3/8				
espaciamiento mínimo					
<u>1@.05,6@.10,rto@.25</u>					