

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**COMPARACIÓN DE ASPECTOS ESTRUCTURALES Y
ECONÓMICOS ENTRE UN EDIFICIO DE 8 PISOS PARA
VIVIENDA DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA Y SISTEMA
DUAL TIPO I OPTIMIZADO**

Tesis para optar por el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los bachilleres:

DAVID JESUS ARIAS AGUILAR
CESAR ALONSO QUIJADA LAVADO

ASESOR: Ing. Christian Alberto Asmat Garaycochea

Lima, Octubre del 2019

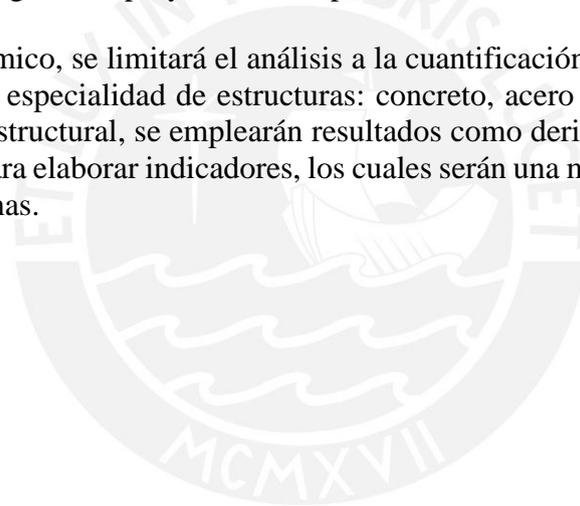
Resumen

El trabajo consiste en el análisis, diseño y evaluación estructural - económica de un edificio para viviendas de 8 pisos, pero usando dos sistemas estructurales diferentes: Muros de ductilidad limitada y Dual tipo I .

El sistema de muros de ductilidad limitada (SMDL) es un sistema bastante usado en Perú, y al igual que los otros sistemas estructurales, aún no ha sido puesto a prueba bajo solicitaciones sísmicas altas en nuestro país, debido al silencio sísmico que vivimos. Como este sistema posee poco o nulo confinamiento, su capacidad de desarrollar ductilidad es bastante limitada, lo cual restringe su comportamiento al rango elástico.

El SMDL al poseer un proceso constructivo más sistematizado permite una menor inversión económica y de tiempo respecto a otros sistemas estructurales, lo cual lo hace ser muy usado en nuestro medio. Es por esta razón que se plantea el uso de otro sistema estructural, siendo en este caso el dual tipo I (pórticos y muros), pero usando consideraciones de optimización estructural para poder conseguir una proyección competitiva económicamente con el edificio SMDL.

Desde lo económico, se limitará el análisis a la cuantificación de material de las tres partidas más incidentes en la especialidad de estructuras: concreto, acero y encofrado. Mientras que desde el punto de vista estructural, se emplearán resultados como derivas, cortantes, factores de seguridad al volteo, etc. Para elaborar indicadores, los cuales serán una manera de evaluar el comportamiento de dichos sistemas.





A mis padres y abuelos por siempre creer en mí.

A mi asesor por su ayuda y consejos brindados.

David Jesus Arias Aguilar



A Dios por su gran providencia a lo largo de mi vida.

A mis padres Vilma y Cesar, por su apoyo incondicional en
en todo momento.

A mi hermano Rodrigo, por su compañía y por creer en mi

A mis familiares y amigos por el aliento brindado en estos
años.

A nuestro asesor Christian Asmat, por su constante ayuda y
seguimiento.

Cesar Alonso Quijada Lavado

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	16
2.1 Estado del arte	16
2.2 Sistema de muros de ductilidad limitada.....	17
2.3 Sistema dual tipo I: Introducción a la optimización.....	19
2.4 Indicadores de desempeño.....	20
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA	22
3.2 Diseño estructural de sistema dual tipo I	24
3.3 Diseño estructural de sistema MDL.....	27
3.3 Análisis Económico.....	31
3.4 Evaluación y análisis de índice de desempeño	31
CAPÍTULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL	32
4.1 Dual tipo I optimizado.....	36
4.1.1 Pre-dimensionamiento	36
4.1.2 Análisis sísmico	40
a) Análisis estático.....	41
b) Análisis dinámico.....	43
4.1.3 Diseño de concreto armado.....	46
a) Diseño de elementos horizontales	46
b) Diseño de elementos verticales	61
c) Diseño de cimentaciones	75
4.2 Muros de ductilidad limitada.....	83
4.2.1 Pre-dimensionamiento	83
4.1.2 Análisis sísmico	85
a) Análisis estático.....	86
b) Análisis dinámico	88
4.1.3 Diseño de concreto armado.....	90
a) Diseño de elementos horizontales	91
b) Diseño de elementos verticales	94
c) Diseño de cimentaciones	103
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS ECONÓMICO	108
5.1 Metrado de elementos verticales y horizontales	108

5.2 Comparación de metrados.....	113
CAPÍTULO 6: INDICADORES DE DESEMPEÑO	116
6.1 Elaboración de indicadores.....	116
6.2 Evaluación de indicadores	118
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES.....	120
Referencias.....	121



ÍNDICE DE FIGURAS

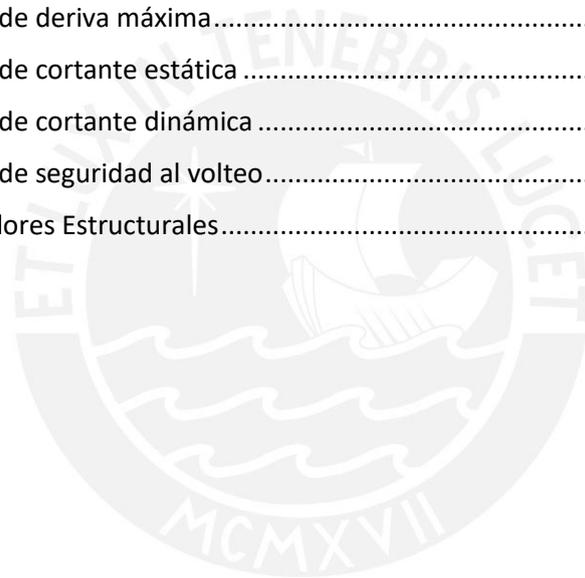
Figura 1.1: Incremento Poblacional en Lima según año (INEI, 2015)	11
Figura 1.2: Ejemplo de modelo de edificio con sistema de muros de ductilidad limitada (ETABS, 2016) .	12
Figura 1.3: Fallas en edificios chilenos en el terremoto de 2010 (NEHRP, 2014)	13
Figura 1.4: Ejemplo de modelo de edificio con sistema dual (CSI,2018)	14
Figura 2.1: Ejemplo de sectorización en una edificación con SMDL (GyM, 2010).....	17
Figura 2.2: Distribución típica de una planta en un edificio de muros de ductilidad limitada (Delgado & Rodríguez, 2006)	18
Figura 2.3: Cangrejeras y segregación del agregado (Herrera & Llosa, 2009).....	19
Figura 2.4: Ejemplo de edificación con sistema dual (Silva, 2016)	20
Figura 3.1: Ejemplo de espectro de pseudo aceleración	24
Figura 3.2: Planta de arquitectura del primer nivel.....	28
Figura 3.3: Distribución de muros en edificio de muros de ductilidad limitada.....	29
Figura 4.1: Mapa de zonas sísmicas (Norma E.030, 2018).....	32
Figura 4.2: Planta de estructuración de edificio dual	36
Figura 4.3: Planta típica del sistema dual en ETABS	40
Figura 4.4: Modelo preliminar en 3D del sistema dual en ETABS.....	40
Figura 4.5: Espectro de la norma	43
Figura 4.6: Aligerado a diseñar	47
Figura 4.7: Aligerado típico de 30 cm.	47
Figura 4.8: Viga VT-10 en plano de planta	49
Figura 4.9: Primer criterio de estimación para fuerza cortante (E.060, 2009)	51
Figura 4.10: Metrado de carga muerta en viga VT-11	52
Figura 4.11: Metrado de carga viva en viga VT-11	52
Figura 4.12: Diagrama de momentos flectores de VT-10 bajo cargas de gravedad	53
Figura 4.13: Distribución de secciones analizadas en viga VT-10	55
Figura 4.14: Diagrama de fuerzas cortantes para la combinación 1.25 (CM+CV) en tramo B-C.....	58
Figura 4.15: Diagrama de fuerzas cortantes para 2.5 Sismo X-X en tramo B-C.....	58
Figura 4.16: Elevación de la viga VT-10.....	61
Figura 4.17: Ubicación de la columna a diseñar	61
Figura 4.18: Convención de signos a utilizar	63
Figura 4.19: Diagrama de interacción XX.....	64
Figura 4.20: Diagrama de interacción YY	65

Figura 4.21: Diagrama de cuerpo libre, de fuerzas cortantes y de interacción para determinación de fuerza cortante por capacidad (Norma E.060, 2009)	66
Figura 4.22: Distribución del refuerzo de la columna C2.....	67
Figura 4.23: Sección de placa a diseñar	68
Figura 4.24: Convención de signos a utilizar.....	69
Figura 4.25: Diagrama de interacción XX.....	72
Figura 4.26: Distribución del refuerzo de placa PL-4	75
Figura 4.27: Zapata Conectada vista en planta de cimentaciones	75
Figura 4.28: Ubicación para la estimación de la demanda máxima por corte en la zapata	76
Figura 4.29: Ubicación para la estimación de la demanda máxima por punzonamiento en la zapata	77
Figura 4.30: Sistema de cargas para caso 1 de viga conectada	79
Figura 4.31: Distribución de muros de concreto armado en planta.....	83
Figura 4.32: Paño de losa maciza para estimación de peralte.....	84
Figura 4.33: Vista D de modelo estructural de SMDL en ETABS.....	86
Figura 4.34: Vista de planta de modelo estructural de SMDL en ETABS	86
Figura 4.35: Distribución de momentos en Y-Y	93
Figura 4.36: Distribución de acero en planta.....	94
Figura 4.37: Muro PL-6 del SMDL	98
Figura 4.38: Distribución de momentos en Y-Y	101
Figura 4.39: Distribución del refuerzo muro PL-6.....	103
Figura 4.40: Modelo de platea de cimentación en programa SAFE.	104
Figura 4.41: Presiones en el suelo generadas por las cargas de gravedad y sismo (CM + CV - 0.8CSy) ...	105
Figura 4.42: Distribución de momentos flectores en las direcciones X e Y	106
Figura 4.43: Distribución de las fuerzas cortantes en las direcciones X e Y	106
Figura 4.44: Distribución de bastones en planta	107
Figura 5.1: Columna de concreto armado C-2.....	109
Figura 5.2: Viga de concreto armado VT-07	111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Últimos sismos en la costa peruana (El Comercio, 2018)	16
Tabla 3.1: Parámetros de ambos sistemas	22
Tabla 4.1: Factores de suelo (Norma E.030, 2018)	33
Tabla 4.2: Tabla N°5 (Norma E.030, 2018).....	34
Tabla 4.3: Tabla N°4 (Norma E.030, 2018).....	35
Tabla 4.4: Pre-dimensionamiento de vigas para sistema dual	37
Tabla 4.5: Pre-dimensionamiento de losas para sistema dual	38
Tabla 4.6: Metrado de columna.....	39
Tabla 4.7: Periodos y masas efectivas del análisis modal	42
Tabla 4.8: Periodo fundamental y “C” para cada dirección.....	42
Tabla 4.9: Peso sísmico total estimado mediante el programa ETABS.....	42
Tabla 4.10: Cortante estática para cada dirección	43
Tabla 4.11: Cortante basal dinámica obtenida del programa ETABS	44
Tabla 4.12: Factor de escala para la cortante dinámica	44
Tabla 4.13: Derivas inelásticas en X	44
Tabla 4.14: Derivas inelásticas en YY	45
Tabla 4.15: Cortante de placas	45
Tabla 4.16: Relación de derivas dirección XX.....	46
Tabla 4.17: Relación de derivas dirección YY.....	46
Tabla 4.18: Cargas muerta y viva totales en columna C2	62
Tabla 4.19: Puntos para el diagrama de interacción XX	64
Tabla 4.20: Puntos para el diagrama de interacción YY.....	65
Tabla 4.21: Cargas muerta y viva totales en placa PL-4.....	70
Tabla 4.22: Puntos para el diagrama de interacción XX	70
Tabla 4.23: Resumen de cargas debido a solicitudes de servicio sobre zapatas Z-1 y Z-2	78
Tabla 4.24: Presiones debido a cargas de servicio sobre el terreno.....	80
Tabla 4.25: Distribución del peso sísmico por nivel.....	87
Tabla 4.26: Periodos y masas efectivas del análisis modal.....	88
Tabla 4.27: Derivas elásticas e inelásticas ante el sismo en el sentido X-X	89
Tabla 4.28: Derivas elásticas e inelásticas ante el sismo en el sentido Y-Y	89
Tabla 4.29: Fuerza máxima dinámica para SMDL	90
Tabla 4.30: Combinaciones de cargas (Norma E.060, 2009)	90
Tabla 4.31: Factores de reducción (Norma E.060, 2009).....	91

Tabla 4.32: Diseño del refuerzo en la losa	94
Tabla 4.33: Cargas ultimas de diseño para el muro en X-X.....	99
Tabla 4.34: Cargas ultimas de diseño para el muro en Y-Y.....	99
Tabla 4.35: Valores del coeficiente de balasto según el esfuerzo admisible del suelo (Morrison, 1993)	105
Tabla 4.36: Diseño del refuerzo de la platea de cimentación.....	107
Tabla 5.1: Resumen de metrados para edificio Dual I	113
Tabla 5.2: Metrado correspondiente al área de muros de albañilería	114
Tabla 5.3: Resumen de metrados para edificio SMDL.....	114
Tabla 5.4: Cantidad de exceso entre los muros	114
Tabla 5.5: Resumen de precios unitarios de partidas.....	114
Tabla 5.6: Resumen monto total MDL.....	115
Tabla 5.7: Resumen monto total Dual I	115
Tabla 6.1: Factor de deriva máxima.....	117
Tabla 6.2: Factor de cortante estática	117
Tabla 6.3: Factor de cortante dinámica	117
Tabla 6.4: Factor de seguridad al volteo.....	118
Tabla 6.5: Indicadores Estructurales.....	118



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

Siguiendo la tendencia de los últimos 20 años, el crecimiento poblacional en Lima será de aproximadamente un 30% como se puede observar en la figura 1.1, teniendo como un efecto el aumento en la búsqueda de viviendas por parte de los diferentes sectores de la población. Debido a esto, tanto la inversión privada y pública se encontraron ante un escenario de oportunidad y responsabilidad, respectivamente.

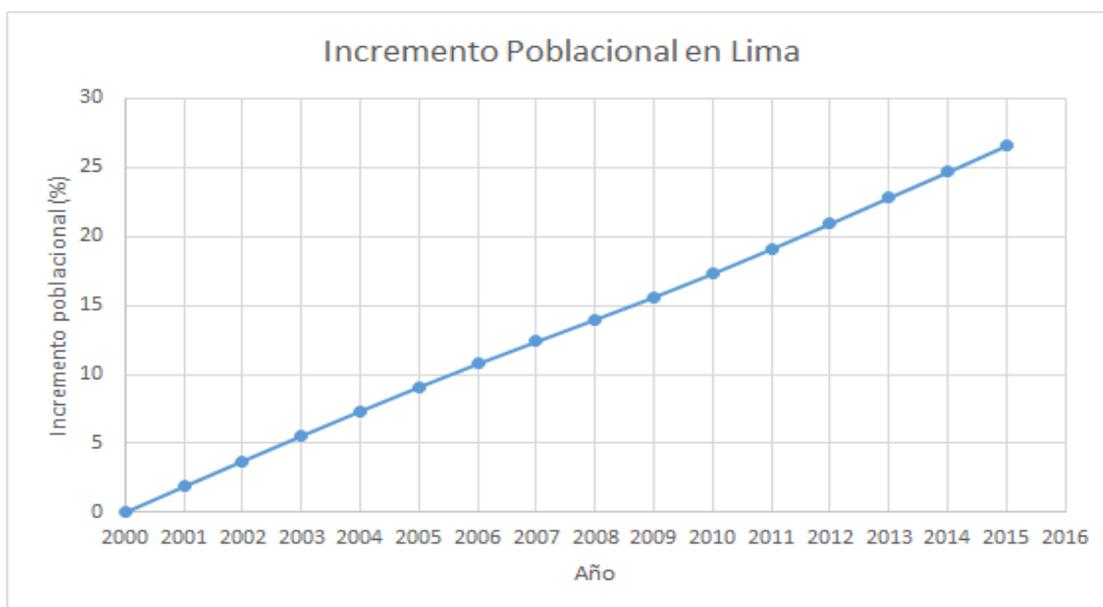


Figura 1.1: Incremento Poblacional en Lima según año (INEI, 2015)

La necesidad de inversión en proyectos de vivienda era evidente, por lo que la planificación y construcción de edificaciones de manera rápida y económica se tornó en un gran problema a resolver para la ingeniería civil. A inicios del siglo XXI, se comenzó con el diseño y construcción de edificaciones para vivienda que consistían en muros de concreto de 10 cm de espesor que contaban con mallas electro soldadas como refuerzo. Dicho sistema funcionaba considerando todos los muros como de corte y portante a su vez, por lo que solo se requería de cimentación, losas de entepiso y muros.

El proceso de construcción de edificaciones con dicho sistema permitió reducir hasta en un 50% el tiempo empleado en la construcción de edificaciones con sistemas tradicionales. Dicho sistema recibió por nombre, sistema de muros de ductilidad limitada (SMDL), el cual se volvió muy

popular y con una gran demanda por su rentabilidad. En la figura 1.2 se puede visualizar un ejemplo del modelamiento de un edificio SMDL

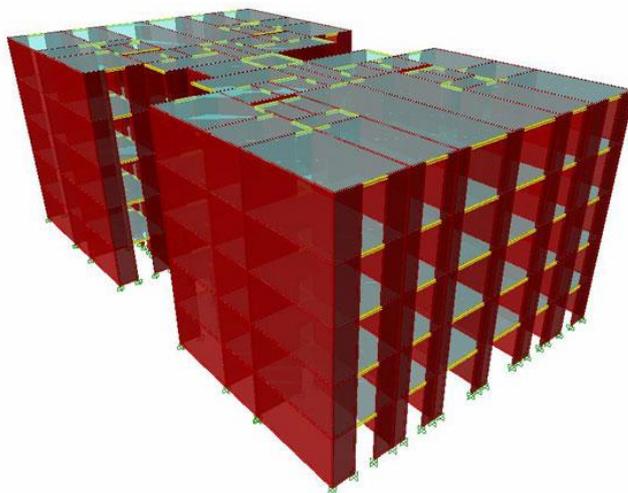


Figura 1.2: Ejemplo de modelo de edificio con sistema de muros de ductilidad limitada (ETABS, 2016)

Los edificios de muros de ductilidad limitada poseen una alta rigidez lateral y resistencia, pero su limitada posibilidad de desarrollar importantes desplazamientos, evita asumir valores del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R) grandes para el análisis del diseño. Es importante acotar que la recomendación inicial para el uso de este sistema constaba de edificaciones de hasta un máximo de 4 a 5 pisos. Pero a principios del año 2001, sin la existencia de un reglamento de por medio, se comenzaron a construir en Lima edificaciones de este tipo de hasta 15 pisos (San Bartolomé, 2013).

Cabe mencionar que el desempeño de edificios con características similares en países aledaños frente a altas solicitaciones sísmicas, resultó ser poco adecuado debido a la alta cantidad de fallas que se visualizaron en los elementos estructurales (Fig. 1.3). Las fallas evidenciaron el papel fundamental del confinamiento transversal en elementos estructurales con responsabilidad sísmica. Los muros de los edificios mencionados resultaron ser de espesores de entre 15 a 20 cm, pero sin o escaso confinamiento transversal. Por lo que quedó claro que el apropiado uso de refuerzo transversal posee un rol importante en el diseño estructural. Esto nos permite tomar de referencia que muros con mayor espesor respecto a los que usamos en los SMDL, han sufrido fallas considerables frente a fuertes solicitaciones sísmicas.



Figura 1.3: Fallas en edificios chilenos en el terremoto de 2010 (NEHRP, 2014)

Ante la incertidumbre que puede generar el escaso conocimiento del SMDL frente a sismos de gran magnitud, resultaría tentativo el uso de sistemas estructurales convencionales y conformarse con el alto costo que demandan estos. Sin embargo, la posibilidad de lograr una optimización de los diseños estructurales de los sistemas empleados resulta una idea no tan alejada a la realidad. En otras palabras, el uso de un sistema estructural recurrente, como por ejemplo el sistema dual tipo I, no debe desarrollarse bajo el pensamiento de obtener una estructura segura y eficiente a costa de un alto precio.

En nuestro presente, la optimización estructural cada vez toma más protagonismo alrededor del mundo. El afán de conseguir un diseño óptimo de una estructura con el fin de la reducción del alto costo que las construcciones demandan en material y tiempo, es un concepto que se desarrolla con gran expectativa en países europeos. Pero se debe tener claro que el peligro sísmico no es nada comparable entre países adyacentes a la costa sur del pacífico y países europeos como España o Francia. A pesar de esto, se pueden introducir ciertas consideraciones dentro del análisis y diseño estructural con el fin de obtener una distribución y una composición de elementos que pueda ser comparable con los edificios de SMDL.

En Perú, el sistema aporticado, el cual consta de vigas y columnas hechas de concreto armado, fue ampliamente utilizado para la construcción de viviendas. Se creía que este sistema tenía buen comportamiento ante solicitaciones sísmicas de gran magnitud, debido a su gran posibilidad de desarrollar ductilidad. Sin embargo, posee una resistencia lateral baja por lo que ante sismos de magnitud relativamente baja entra a régimen inelástico y se da la posibilidad de formación de grietas. Mientras que los muros de concreto armado con espesores convencionales (mayores a 15 cm) son los elementos estructurales que brindan mayor confiabilidad en el diseño, siempre y

cuando estén bien distribuidos y no sean causantes de irregularidades fuertes. Es importante añadir que estos muros poseen una gran resistencia, pero poca posibilidad de desarrollar grandes desplazamientos ante grandes movimientos sísmicos.

A base del uso de los sistemas y elementos anteriormente mencionados, en nuestro medio se definió el concepto de sistema estructural dual tipo I y II (Fig. 1.4), el cual consta en un sistema conformado por pórticos resistentes a momentos y muros estructurales. Posee la principal característica que ante las cargas de gravedad tanto columnas como muros soportan las cargas axiales y momentos. Pero ante sollicitaciones de sismo, la fuerza cortante es tomada por los muros en un mayor porcentaje que lo que se llevan las columnas. Gracias a los muros estructurales, los sistemas duales tienen mayor rigidez lateral en comparación a los sistemas aporricados, lo que permite que resistan de mejor forma las sollicitaciones sísmicas. Así mismo, los pórticos ayudan a que el sistema dual tenga la posibilidad de desarrollar desplazamientos mayores que un sistema de puros muros como el SMDL.

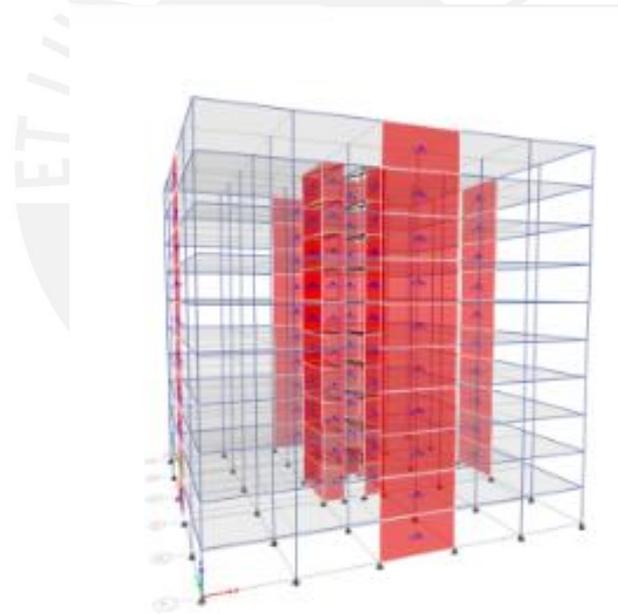


Figura 1.4: Ejemplo de modelo de edificio con sistema dual (CSI,2018)

Ante el incierto comportamiento sísmico de los muros de ductilidad limitada se realizará una comparación estructural y económica entre una edificación proyectada con el sistema dual tipo I y con el SMDL. Esta comparación se hará por medio de indicadores que evaluarán la confiabilidad y efectividad de la estructuración y el diseño de elementos de concreto armado, y la rentabilidad del costo de estos.

Con el fin de poder hacer económicamente comparable el sistema dual con el SMDL, se optó por implementar la optimización de los elementos estructurales del sistema dual para reducir el material de construcción utilizado. Esta optimización se realizará reduciendo secciones y acercándose a los límites indicados en las normas de concreto armado y sismorresistente del país.

Para poder comparar los dos sistemas estructurales, se eligió efectuar el diseño para el mismo edificio por medio de los sistemas, eligiendo una planta proyectada, inicialmente, con muros de ductilidad limitada. Esta planta tuvo que ser estructurada de una forma distinta para que se considere un sistema dual tipo I. Esto se llevó a cabo con la finalidad de hacer que los dos sistemas se encuentren analizados y diseñados bajo las mismas condiciones.

Una vez finalizado el diseño estructural de los dos sistemas, se procederá con la identificación de parámetros estructurales y económicos a partir de los resultados, con el fin de representar tanto el comportamiento estructural como la viabilidad económica. Es importante resaltar que los valores obtenidos de los indicadores serán útiles para evaluar los resultados, mas no para obtener una conclusión definitiva del comportamiento de estos sistemas.

Ante la evidencia obtenida se espera conseguir un mejor indicador estructural para la edificación proyectada mediante el sistema dual tipo I, mientras que para el indicador económico se esperará resultados muy cercanos entre sí. Cabe resaltar que para el indicador económico se está realizando un análisis únicamente respecto a la cantidad de material necesario para cada edificación, mas no se considerará el tiempo que demande el proyecto. La importancia de considerar dentro del indicador económico el costo que demanda el tiempo de ejecución de cada proyecto es grande, pero no estará incluido dentro del alcance del presente trabajo de tesis.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Estado del arte

El Perú es un país con un alto peligro sísmico debido a la presencia de un borde de placa tectónica de subducción a lo largo de toda la costa occidental de América del Sur. Este fenómeno compromete a las estructuras ubicadas en la costa, a tener una capacidad estructural suficiente para enfrentar sismos con aceleraciones elevadas.

A lo largo de la historia se han experimentado sismos de grandes magnitudes en la costa peruana. Por ejemplo, algunos movimientos sísmicos de gran magnitud registrados fueron los sismos de Ica de 2007, Arequipa de 2001, Lima de 1974 y Ancash de 1970 (Tabla 2.1).

Ubicación	Año	Magnitud
Ica	2007	7.9
Arequipa	2001	8.4
Lima	1974	8
Ancash	1970	7.8

Tabla 2.1: Últimos sismos en la costa peruana (El Comercio, 2018)

Se puede notar en la tabla 2.1 que los últimos grandes sismos que han ocurrido en la costa peruana, no han puesto a prueba a las edificaciones de concreto armado que se han construido en los últimos 50 años. Si bien los sismos del 2007 y 2001 fueron relativamente recientes, no han afectado en gran medida a los edificios de concreto debido a su ubicación geográfica. Es por esto que las construcciones de SMDL, las cuales empezaron a ser construidas a partir del año 2000, no han sido probadas en sismos reales, por lo que se desconoce su comportamiento estructural ante movimientos sísmicos.

La masiva construcción de edificios con SMDL se debió a la alta densidad poblacional y su consecuente demanda de viviendas para sectores populares, la cual no se veía cubierta por los sistemas tradicionales. De esta manera, el Estado se vio en la obligación de iniciar megaproyectos de vivienda como “Techo Propio” o “Mi Vivienda”, los cuales tenían como principal objetivo la construcción de complejos habitacionales que se ajusten a las altas demandas poblacionales. Es por esta razón que tanto las empresas constructoras y el estado, se vieron en la necesidad de implementar un sistema estructural que pueda ser replicado numerosas veces y construido a un precio razonable. La solución a esta necesidad fueron los edificios con SMDL, los cuales

necesitaron de una correcta modulación, sectorización y planificación, como la mostrada en la figura 2.1, para su rápida implementación en el sector construcción de nuestro país

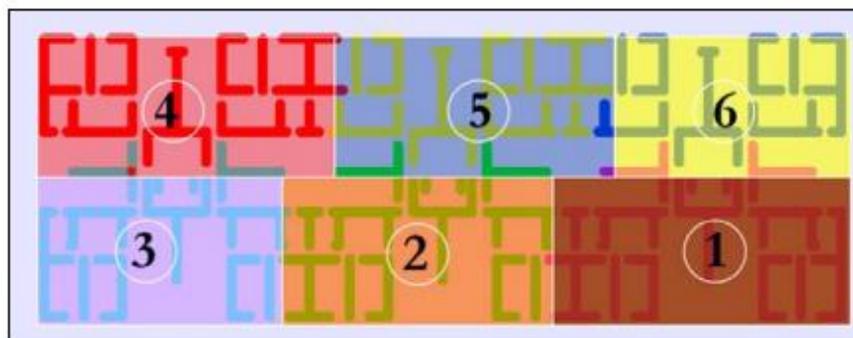


Figura 2.1: Ejemplo de sectorización en una edificación con SMDL (GyM, 2010)

Como se mencionó anteriormente, al no estar regulado en el reglamento nacional de edificaciones, el sistema de muros de ductilidad limitada fue utilizado en numerosas edificaciones sin tener en cuenta ningún tipo de guía o norma. Esto conllevó a la construcción de edificaciones del SMDL de 8 hasta 15 pisos, lo cual generó que el Colegio de Ingenieros del Perú implemente una comisión para estudiar y reglamentar este tipo de edificios. Es así que en 2004 se establecieron diversas consideraciones y límites para los edificios construidos con SMDL, los cuales fueron incluidos en las normas E.060 y E0.30. (Delgado, 2006)

2.2 Sistema de muros de ductilidad limitada

El sistema de muros de ductilidad limitada consta de la distribución de muros de concreto armado en las distintas paredes divisorias de los ambientes de una edificación. Tienen como principal característica el ser a la vez muros portantes y de corte. Es decir, que deben ser capaces de soportar las solicitaciones de gravedad como las de sismo, por lo que es necesario su diseño a flexo compresión y corte.

Otra de las características destacadas del presente sistema, es el planteamiento de muros con espesores reducidos respecto a los espesores de uso tradicional y además están ubicados a separaciones cortas. Dichos espesores pueden oscilar entre el mínimo valor permitido por el reglamento nacional de edificaciones, de 0.10 m a un espesor de 0.15 m. El SMDL, al tener muros tan delgados solo permite la colocación de una malla de refuerzo de acero, como también inhabilita

la posibilidad de confinamiento en los extremos del muro. En caso, se coloque dos mallas de refuerzo o el confinamiento en los extremos, se tendrá problemas como la segregación del concreto y la presencia de cangrejas. También se conoce que, en los edificios con muros de ductilidad limitada, la cimentación más común es la platea, la cual sirve como contrapiso y los espesores de esta generalmente varían entre 20 a 25 cm. (Delgado & Peña, 2006)

Al ser un sistema de muros de concreto armado a lo largo de todo el edificio, permite que se pueda realizar una distribución en planta típica y, además, tener entre 3 a 4 o más departamentos por piso. Esto posibilita tener simetría en la planta como se muestra en la figura 2.2.

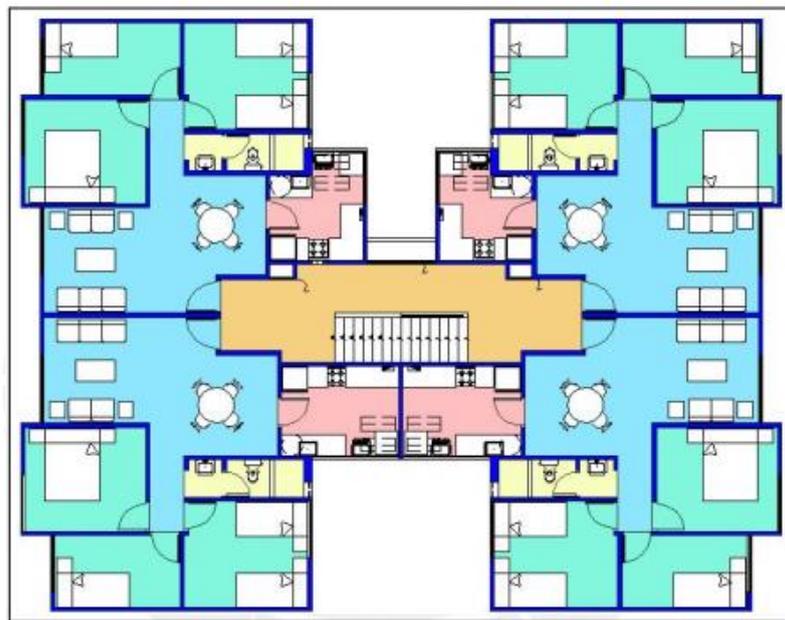


Figura 2.2: Distribución típica de una planta en un edificio de muros de ductilidad limitada (Delgado & Rodríguez, 2006)

El SMDL al no contar con núcleos de confinamiento, como las placas usadas en un sistema dual, contará con una ductilidad limitada, es decir el factor de reducción de fuerza sísmica a emplear en su diseño será bastante reducido. Esto se debe a que la incursión de este sistema en el rango inelástico será muy corta antes de llegar al colapso. Esto conlleva a que este sistema no pueda desarrollar grandes desplazamientos ante movimientos sísmicos. Por lo que se deberá diseñar para un 25% de la máxima fuerza restitutiva del modelo infinitamente elástico.

Según la norma E.030 de concreto armado, el sistema de muros de ductilidad limitada se utiliza en edificaciones de baja altura y cuenta con una gran cantidad de muros de concreto armado. Esto se traduce en que el número máximo de pisos a construir para este sistema es de 8 y que se debe utilizar un factor de reducción “R” igual a 4.

Como ya se ha mencionado anteriormente, una de las principales ventajas del SMDL es su rapidez constructiva, ya que se usan encofrados metálicos que permiten un rápido vaciado de concreto y poder terminar hasta un departamento por día. Al tener un tiempo de construcción menor se reducirá el costo indirecto del proyecto, lo que permite obtener departamentos accesibles para los sectores económicos C y D.

Sin embargo, este sistema presenta diferentes desventajas como la tendencia a formar fisuras en las losas y la formación de cangrejeras o segregación del agregado debido al poco espesor de muro y la gran congestión de aceros y tuberías (Fig. 2.3). Además, al ser estructuras hechas completamente de concreto, presentan problemas de aislamiento térmico; es decir, no retiene el calor por lo que genera incomodidad en las personas. (Delgado & Peña, 2006)



Figura 2.3: Cangrejeras y segregación del agregado (Herrera & Llosa, 2009)

2.3 Sistema dual tipo I: Introducción a la optimización

El sistema dual es uno de los sistemas con mayor aceptación en el medio local ya que posee una buena durabilidad. Su estructura está conformada por una combinación de pórticos y placas, y los techos son aligerados o losas macizas como se puede ver en la figura 2.4. Por una parte, los pórticos añaden capacidad de desarrollar mayor ductilidad durante un sismo y, por otra parte, los muros adicionan una buena resistencia.



Figura 2.4: Ejemplo de edificación con sistema dual (Silva, 2016)

De acuerdo a la norma E.060 de concreto armado, los pórticos de los sistemas duales deben tomar al menos el 25% del cortante en la base y se debe utilizar un factor de reducción “R” igual a 7. También se menciona que este sistema se subdivide en dos: Dual tipo I y Dual tipo II. El sistema por el cual se optó, dual tipo I, se restringe a que la fuerza cortante en los muros debe estar entre el 60 y 80% del cortante total.

Este sistema resulta muy costoso debido a sus grandes secciones y su complementación con tabiquería, además que tiene un mayor tiempo de construcción. Debido a esto se plantea realizar una optimización de los elementos estructurales al limitarse a los valores mínimos indicados en el reglamento nacional de edificaciones. Esto modificará elementos comunes como vigas, losas, columnas y placas, por lo que se obtendrán secciones diferentes a las que normalmente se emplean en nuestro medio.

2.4 Indicadores de desempeño

Los indicadores son una herramienta que nos permite determinar el rendimiento cuantitativo y cualitativo de un proceso, situación o resultado de manera simple y concisa. Para su determinación se utilizan dos o más variables, las cuales están relacionadas con el objetivo del indicador, ya que para formar una respuesta racional y coherente se debe tener en cuenta varios parámetros que influyen en los resultados.

Sin embargo, el número o valor proporcionado por el índice no es suficiente para poder entender en su totalidad los resultados. Es imprescindible entender tanto el estado inicial de la situación

como el contexto en que se encuentran y desarrollan las variables a usar. Cabe mencionar que también es importante presentar, junto al indicador, características geográficas o temporales que expliquen y reflejen la base de la cual se está partiendo.

En esta tesis se presentarán dos indicadores para poder evaluar el rendimiento del sistema dual tipo I optimizado y el SMDL, tanto de manera estructural como económica. Los resultados estarán limitados para el caso de edificios de vivienda de 8 pisos ubicados en Lima y los datos usados para el diseño y análisis del edificio.

El primer indicador se basará en los resultados estructurales que se obtengan del análisis y diseño de concreto armado. Para su desarrollo se incluirán parámetros importantes en un edificio como su resistencia, derivas inelásticas máximas, fuerza cortante basal, factor de seguridad al volteo, ductilidad estructural y rigidez. Se decidió incluir estas variables debido a la importancia que tienen con respecto al comportamiento del edificio. Según Muñoz (2018) los parámetros que definen la capacidad estructural, de acuerdo al enfoque actual de la ingeniería, del edificio son la rigidez, resistencia y ductilidad que este tiene.

El segundo indicador incluirá aspectos económicos de la construcción de ambos sistemas, cuyos parámetros estarán limitados a incluir los materiales que representan el mayor gasto en un edificio de vivienda. Para el desarrollo del indicador económico solo se tendrá en cuenta el acero, concreto, encofrado y la tabiquería a usar en el edificio correspondiente. Los valores a utilizar serán directamente obtenidos del metrado de los diferentes elementos estructurales como vigas, losas, columnas, placas y cimentaciones.

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

El proceso para el desarrollo del objetivo principal va a consistir en realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de 8 pisos para vivienda ubicado en el distrito de Pueblo Libre. Con el fin de uniformizar las condiciones de entorno a las cuales se desarrollará el análisis y diseño, será necesario considerar una misma presión admisible del suelo para ambos casos, la cual será de $Q_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$, aparte se considerará el mismo uso del edificio (vivienda), zona de ubicación y tipo de suelo. Por otro lado, se hará principal énfasis en respetar la distribución de arquitectura original, eliminando la posibilidad del cambio de algunas dimensiones o ubicaciones de elementos. Los parámetros a utilizar en los dos modelos se muestran en la tabla 3.1, según la norma E.030 de diseño sismorresistente.

Z (factor de zona)	0.45
U (factor de uso)	1
S (factor de suelo)	1
T_p	0.4
T_I	2.5
R dual (factor de reducción)	7
R mdl (factor de reducción)	4

Tabla 3.1: Parámetros de ambos sistemas

Para el análisis estructural, se hará uso de los programas ETABS y SAFE, tanto para el modelamiento del casco como para la cimentación, respectivamente. Por otro lado, se hará uso del software REVIT para la obtención de los metrados de material a usar para cada edificio.

Será importante tener en cuenta la consideración del uso de elementos frame para columnas y vigas en el programa ETABS, así como el uso de elementos shell thick para muros de concreto y membrane para las losas macizas. Mientras que el programa SAFE será usado para el modelamiento de las cimentaciones.

Análisis estático

Para el desarrollo del modelamiento estructural del edificio se hará uso del programa ETABS 2016, con el fin de poder desarrollar el análisis estático y dinámico. Se considerará el uso de elementos shell thick para el modelamiento de los muros de concreto y losas macizas. Se desarrollará el primer modelo considerando muros de 0.12 m de espesor.

Como punto de partida puede estimarse el periodo fundamental de la estructura mediante lo expuesto por la norma E.030

Una vez que se desarrolle el modelo estructural en el software, se procederá a calcular la fuerza máxima basal en la base de la estructura por medio de la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

La fuerza calculada será necesaria para poder estimar la longitud mínima de muro en la parte de pre dimensionamiento.

Análisis Dinámico

Para el desarrollo del análisis dinámico se procederá de acuerdo al artículo N°29 de la norma E.030 y el uso del programa ETABS, del cual podremos extraer los modos de vibración considerando 3 GDL por piso, teniendo un total de 24 GDL en toda la estructura. Será importante poder verificar la toma de al menos los 3 modos más importantes en cada dirección.

Posteriormente para el análisis de aceleración espectral será necesario el uso de la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Es posible generar el espectro de aceleración por medio del programa ETABS o también por medio de una hoja de cálculo, hallando la demanda de aceleración para diferentes periodos estructurales, será este último el medio que se usará para la generación del espectro (Fig. 3.3).

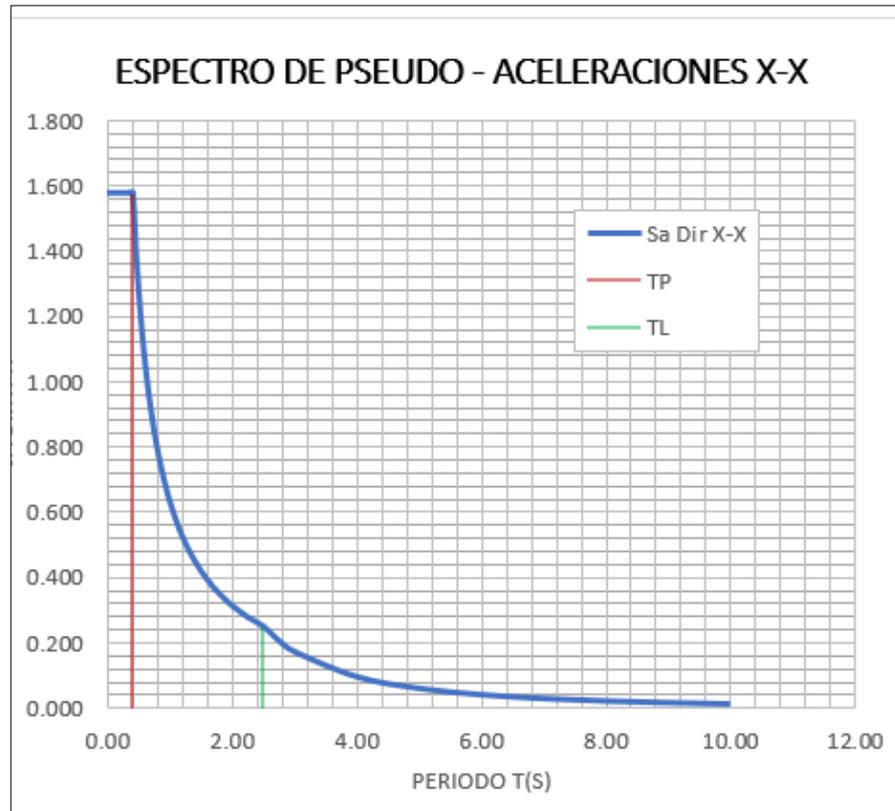


Figura 3.1: Ejemplo de espectro de pseudo aceleración

También, será necesario hallar las respuestas máximas inelásticas para los desplazamientos, lo cual se podrá realizar por medio del producto del parámetro elástico por el factor de $0.75R$, en caso la planta sea regular y por $0.85R$, en caso de una planta irregular. Por último, se verifica la sección 29.4 de la norma E.030, respecto a la fuerza cortante mínima.

3.2 Diseño estructural de sistema dual tipo I

Para el desarrollo del análisis y diseño estructural del sistema dual tipo I, no se cuenta con una distribución de arquitectura fija, ya que el edificio trabajado fue proyectado inicialmente como un sistema de muros de ductilidad limitada. Por lo que será necesario poder plantear una propia distribución de planta, verificando los requisitos para que sea un sistema dual tipo I.

Las actividades por realizar son:

- Pre dimensionamiento
 - a) Estructuración

- b) Metrado de cargas
- c) Cálculo de áreas y longitudes de elementos requeridos

- Cargas de gravedad
 - a) Modelamiento estructural en ETABS

- Análisis sísmico
 - a) Identificación de parámetros de análisis sísmico
 - b) Cálculo del espectro de aceleraciones
 - c) Identificación y análisis de los modos de vibración

- Diseño de concreto armado
 - a) Diseño de aligerados
 - b) Diseño de vigas
 - c) Diseño de muros
 - d) Diseño de columnas
 - e) Diseño de cimentaciones

Pre dimensionamiento

Para poder asignar determinadas secciones iniciales a los diversos elementos estructurales es importante tener una estructuración previa de planta para conocer la ubicación de elementos y de esa manera usar las recomendaciones de pre dimensionamiento.

Para el sistema dual tipo I se realizará una distribución cuidando la cantidad de muros de concreto y columnas para que de esa manera pueda cumplir los requisitos de dual tipo I. También se respetará la distribución arquitectónica proyectada inicialmente y se hará uso de tabiquería para la limitación de algunos ambientes. Esto con el fin de no asignar a toda división de ambientes elementos con responsabilidad estructural.

Una vez que se obtenga la distribución de elementos se hará uso de las siguientes recomendaciones del Ing. Blanco Blasco (Blanco, 1993) para obtener dimensiones tentativas.

Para vigas considerando la longitud libre como L:

- Para L menor a 5.5 m, se podrá usar vigas de entre 25x50 y 30x50 cm.

Para losas aligeradas considerando la longitud como L:

- Para L menor a 4 m, se podrá usar aligerados de h=17 cm
- Para L entre 4 y 5.5 m, se podrá usar aligerados de h=20 cm
- Para L entre 6 y 7.5 m, se podrá usar aligerados de h= 30 cm

Para columnas se deberá de realizar un metrado tentativo considerando el área tributaria que corresponde según su ubicación.

Una vez obtenida la fuerza axial de servicio será posible usar las siguientes expresiones:

$$\text{Área columna} = \frac{P \text{ servicio}}{0.45 * f'c} \text{ ó } \frac{P \text{ servicio}}{0.35 * f'c}$$

Dichas expresiones se usan dependiendo de la responsabilidad estructural que tendrá cada elemento. Además, se decidió usar muros de 15 cm de espesor debido a que se quiere optimizar secciones.

Diseño de concreto armado

Para el diseño de concreto armado se desarrollará el método por resistencia, el cual consiste en reducir la capacidad instalada en las secciones de los elementos por medio de un factor de la norma E.060. Con el fin de que aun con esa reducción la resistencia sea mayor a la demanda última para el elemento.

$$R_u \leq \phi R_n$$

Para el método por resistencia será necesario trabajar con las cargas ultimas, mas no con las de servicio, por lo que seguirá lo indicado en la norma E.020 con respecto a la amplificación y combinación de cargas.

- a) Diseño de vigas
- b) Diseño de losas
- c) Diseño de columnas
- d) Diseño de muros de concreto armado
- e) Diseño de cimentaciones

Los elementos se diseñarán considerando los efectos por flexión, por cortante, punzonamiento y flexo compresión, dependiendo de la sollicitación de cada elemento:

- Para vigas se considera el diseño por flexión y cortante
- Para losas aligeradas se considera el diseño por flexión y fuerza cortante
- Para columnas y muros de concreto se considera el diseño por flexo compresión y cortante
- Para cimentaciones se considera el diseño por flexión, cortante y punzonamiento.

Es importante considerar que para el presente sistema se iniciará con un modelo de partida, el cual nos permitirá conocer las demandas para la estructura con el fin de conocer la holgura estructural que tenemos. Esto es con el fin de introducir los criterios de optimización estructural.

Los criterios que se propone en el presente trabajo de tesis serán:

- Diferentes peraltes de vigas
- Diferentes peraltes de aligerado
- Placas de 15 cm de espesor
- Espaciamiento de estribos (ejemplo: 17 o 19 cm)
- Cuantía mínima para columnas (1%) en todos los pisos
- Uso de aligerados en lugar de losas macizas
- Iteración en la estructuración

3.3 Diseño estructural de sistema MDL

Para el desarrollo del diseño de MDL, se tomará en cuenta la planta de arquitectura presentada en la figura 3.1, además se muestra en la figura 3.2 un corte de arquitectura.

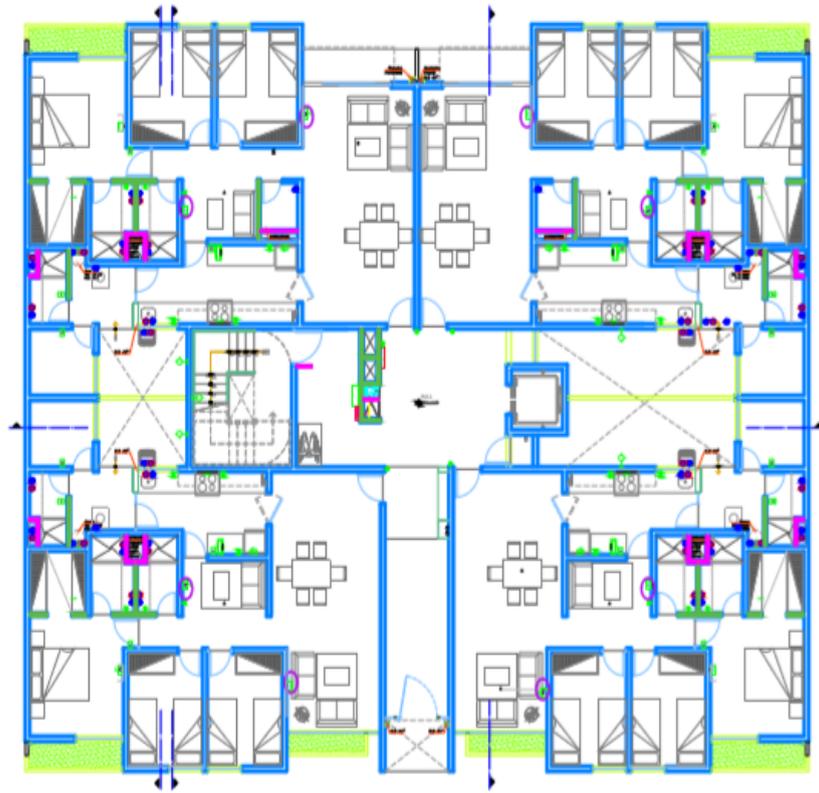


Figura 3.2: Planta de arquitectura del primer nivel

Las actividades a realizar serán:

- Pre dimensionamiento
 - a) Estructuración
 - b) Metrado de cargas
 - c) Cálculo de áreas y longitudes de elementos requeridos

- Cargas de gravedad
 - a) Modelamiento estructural en ETABS

- Análisis dinámico
 - a) Identificación de parámetros de análisis sísmico
 - b) Cálculo del espectro de aceleraciones
 - c) Identificación y análisis de los modos de vibración

- Diseño de concreto armado
 - a) Diseño de muros
 - b) Diseño de cimentación
 - c) Diseño de losas macizas

Pre dimensionamiento

Dentro del pre dimensionamiento de la estructura, se realizará en primer lugar el planteo de posibles configuraciones estructurales, teniendo como punto de arranque la distribución de muros divisorios que se pueden apreciar en el plano de planta. Una vez que se tenga una distribución de elementos coherente y consistente será posible dar inicio a la identificación de los muros de concreto armado a diseñar, por medio de la asignación de cierta denominación a cada uno. Por ejemplo

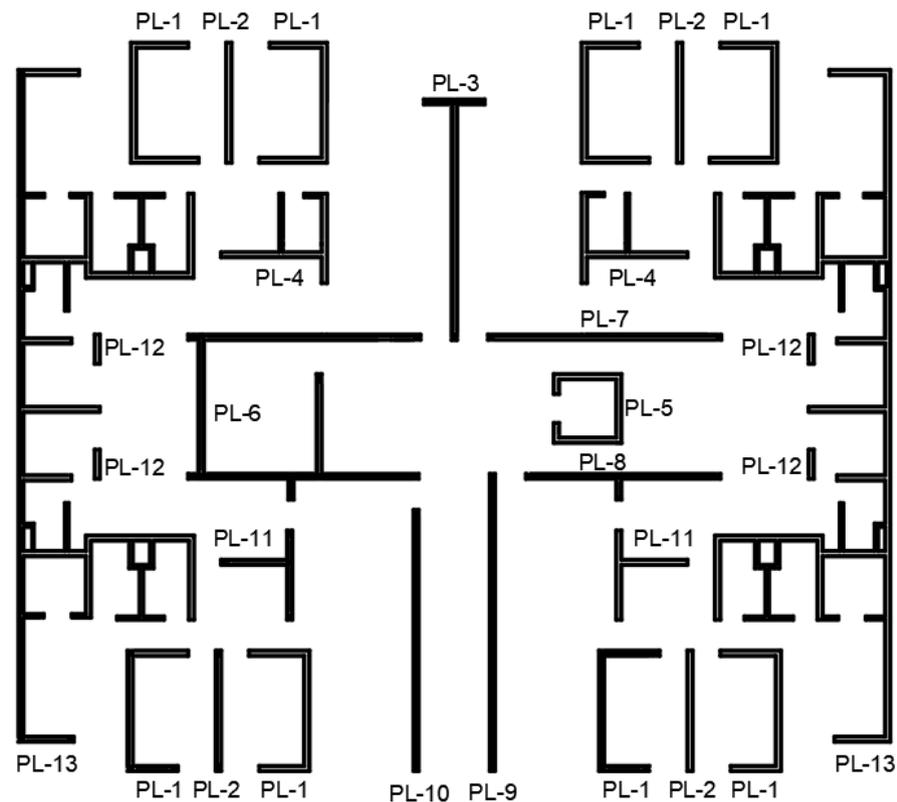


Figura 3.3: Distribución de muros en edificio de muros de ductilidad limitada

Esto con el fin de tener en claro los tipos de muros a diseñar.

Luego de realizar la estructuración en planta, se procederá con la ubicación de las losas de piso, lo cual resulta ser más sencillo una vez que se tenga definido los muros de concreto armado. Una vez que se defina la ubicación de las losas y con ello las luces de estas, será posible comenzar con el pre dimensionamiento del peralte de las losas. Esto se llevará a cabo mediante las recomendaciones del Ing. Blanco Blasco, lo cual es:

- El peralte de la losa deberá ser mayor al perímetro del paño entre 180

$$peralte \geq \frac{perimetro}{180} \quad (\text{dimensiones en m})$$

Una vez que se conozca el peralte de losas requeridas, se deberá desarrollar el metrado de cargas de piso para obtener la carga de servicio para los muros de concreto, considerando una sobrecarga de 0.2 ton/m² según la norma de cargas E.020 para un edificio de vivienda. Esto se desarrollará con el fin de poder definir el valor del peso de la estructura para poder calcular la fuerza cortante máxima en la base y así verificar la longitud mínima requerida de muros de concreto. Cabe mencionar que los muros a usar serán de aproximadamente 0.1 m a 0.15 m.

Luego de conocer la longitud requerida de muros en las direcciones X-X e Y-Y se podrá verificar si la estructuración preliminar cumple con las demandas mínimas.

Diseño de concreto armado

Para el desarrollo del diseño se dividirá en los siguientes puntos:

- Metrado de cargas de C.M y C.V para los elementos horizontales y verticales
- Definición de combinaciones de cargas para diseño con su respectiva amplificación, según la norma E.020
- Modelamiento de losa típica mediante el software SAFE y extracción de valores de cargas
- Extracción de valores de cargas para muros de concreto
- Diseño por corte, flexión y punzonamiento de losa maciza
- Diseño por flexocompresión y corte de muros de concreto

Cabe destacar que se hará uso del método de resistencia. Ya que, por medio de este método se le instala una capacidad igual o mayor a la sollicitación última. También se hará uso de las consideraciones especificadas en la norma E.060 de diseño de concreto armado.

3.3 Análisis Económico

Para el análisis económico se hará uso del proceso tradicional de metrados de materiales, los cuales serán: concreto, acero y encofrado. Esto con el fin de poder realizar una comparación entre aspectos que tengan relación directa con el diseño estructural realizado.

Una vez que se cuente con la cuantificación definitiva de materiales para ambos edificios, se procederá con el análisis y comparación de resultados. Por otro lado, buscaremos el análisis de precios unitarios de dichas partidas, siendo estas no menos de 2 de diferentes proyectos realizados que presente el mismo tipo de alcance.

Por último, con el fin de obtener medios para la comparación entre ambos edificios se buscará la estimación de un precio unitario estimado, con el cual se pueda definir alguna expresión que nos permita obtener un calificador del edificio dual y MDL con respecto a la cantidad y costo de los materiales empleados.

3.4 Evaluación y análisis de índice de desempeño

Para la elaboración de los índices se tomarán en cuenta diversos parámetros del análisis y diseño estructural de los sistemas Dual y MDL, entre ellos:

- Deriva máxima de entrepiso
- Fuerza cortante estática
- Fuerza cortante dinámica
- Factor de escala
- Factor de seguridad al volteo
- Ductilidad y resistencia

Los resultados de cada edificio serán comparados entre sí y, también, con los límites establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). De manera que se desarrollarán factores para cada parámetro, con la finalidad de que la suma de estos esté sobre 100 y, así, poder otorgar una calificación a cada edificio. De acuerdo con los valores de los factores y del indicador global se realizará la evaluación y análisis de cada edificio.

CAPÍTULO 4: DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se llevará a cabo las actividades necesarias para identificar las condiciones de diseño, la obtención de cargas de diseño y el diseño de concreto armado para los diferentes elementos estructurales de cada sistema.

Cabe señalar que durante el procedimiento del análisis sísmico será necesario definir ciertos parámetros para el análisis sismorresistente que serán tanto para el sistema dual como para el SMDL.

Dichos factores son:

a) Factor de zona (Z):

Dicho parámetro se entiende como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con un 10% de probabilidad de ser excedido en un tiempo de 50 años.

El presente factor dependerá de la ubicación de la estructura de acuerdo con el mapa de la figura 4.1.



Figura 4.1: Mapa de zonas sísmicas (Norma E.030, 2018)

Como la edificación se ubica en Lima, la estructura se ubica en la zona 4, asignándole de esa manera un factor Z de 0.45g.

b) Factor de suelo (S):

Este factor permite calcular la aceleración máxima en el suelo, teniendo como factor condicional el tipo de suelo en el que se ubica la estructura, ya que el factor Z se asigna para una estructura en suelo rígido.

El factor S podrá estimarse por medio de la tabla N°3 de la norma E.030 (Fig.4.2).

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 4.1: Factores de suelo (Norma E.030, 2018)

Como la estructura se ubica en el distrito de Lince, se puede asumir que se encuentra en suelo S1, por lo que estando también en la zona 4, el factor S=1.

b) Factor de uso (U):

El presente factor es asignado debido al tipo de uso que tendrá el edificio proyectado, para poder ser asignado a una categoría esencial, importante o común, por medio de la tabla N°5 de la norma E.030 (Tabla 4.2).

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Tabla 4.2: Tabla N°5 (Norma E.030, 2018)

Siendo un edificio para vivienda, la categoría asignada es de edificio común, por lo que tendrá un factor U=1.

d) Factor de amplificación sísmica (C):

El presente factor permite la estimación de la aceleración máxima del edificio, en otras palabras, considera el valor de amplificación de la aceleración entre el suelo y la parte más alta del edificio. Este factor dependerá netamente del periodo T de la estructura por lo que para estimaciones rápidas se usar la siguiente expresión:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Donde:

hn: Altura del edificio

Ct: Factor que depende del sistema estructural

Para el sistema de muros de ductilidad limitada y el sistema dual se tendrá un valor $C_t = 60$ y $h_n = 20.8$ m.

$$T_{\text{aproximado}} = \frac{20.8}{60} \approx 0.35 \text{ s}$$

Por lo tanto, tendremos un valor de $C = 2.5$, según las expresiones y tabla N°4 de la norma E.030 (Tabla 4.3)

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 4.3: Tabla N°4 (Norma E.030, 2018)

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \frac{T_p * T_L}{T^2}$$

4.1 Dual tipo I optimizado

4.1.1 Pre-dimensionamiento

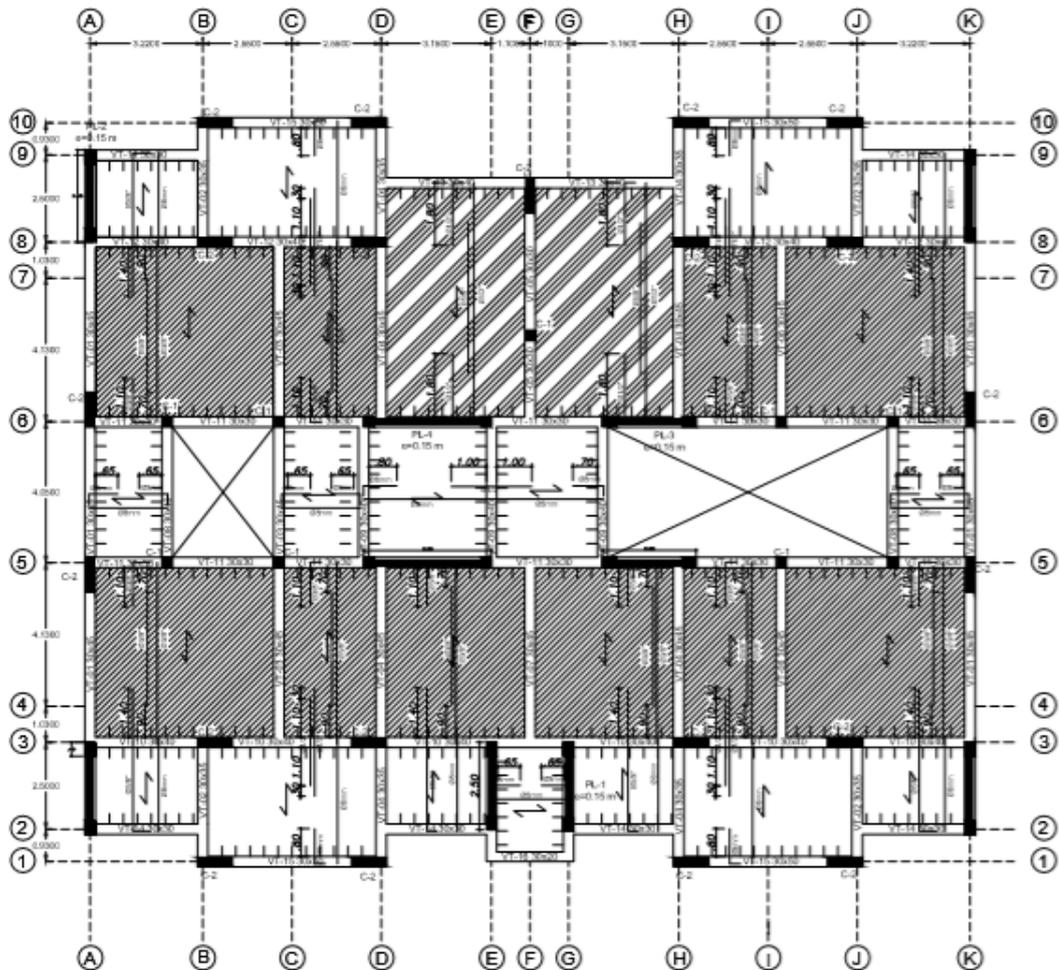


Figura 4.2: Planta de estructuración de edificio dual

Vigas

Para pre-dimensionar las vigas se utilizó la siguiente fórmula:

$$Peralte = \frac{Longitud}{10}$$

Una vez obtenido el peralte tentativo se optó elegir un peralte entre el rango de 25 a 50 cm ya que las luces son menores a 5.5 metros. A continuación, se muestra la tabla 4.4, en donde se determinó la longitud de todas las vigas de la estructuración.

Vigas peraltadas

	Luz (m)	Peralte elegido (m)
Viga 01	2.05	0.20
Viga 02	3.00	0.30
Viga 03	3.00	0.30
Viga 04	3.50	0.35
Viga 05	2.60	0.25
Viga 06	5.00	0.50
Viga 07	2.85	0.30
Viga 08	3.50	0.35
Viga 09	2.00	0.20
Viga 10	2.00	0.20
Viga 11	2.50	0.30
Viga 12	3.90	0.40
Viga 13	3.60	0.40
Viga 14	3.70	0.40
Viga 15	4.90	0.50

Tabla 4.4: Pre-dimensionamiento de vigas para sistema dual

Losas Aligeradas

Como se mencionó en el capítulo de metodología, el pre-dimensionamiento para losas aligeradas se obtiene a partir del valor de su luz. Para este caso se obtuvieron las dimensiones de las losas a partir de la estructuración y luego se procedió a elegir un peralte de acuerdo a los límites establecidos. La tabla 4.5 muestra los peraltes elegido para la realización del modelo.

Losas		
	Luz (m)	Peralte elegido (m)
Losa 01	3.00	0.17
Losa 02	5.00	0.20
Losa 03	4.80	0.20
Losa 04	6.75	0.30
Losa 05	3.90	0.17
Losa 06	4.10	0.20
Losa 07	4.10	0.20
Losa 08	5.05	0.20
Losa 09	5.05	0.20

Tabla 4.5: Pre-dimensionamiento de losas para sistema dual

Columnas

Según lo mencionado en la metodología, primero debemos obtener la carga para la columna. Se mostrará la tabla 4.6 del metrado de cargas de un piso para una columna central.

Carga Muerta	
<i>Peso columna</i>	
Peso concreto (ton/m ³)	2.40
h (m)	2.60
Area estimada (m ²)	0.25
Peso propio (ton)	0.56
<i>Peso Vigas</i>	
Peso concreto (ton/m ³)	2.40

Longitud de vigas (m ²)	5.73
Area de vigas (m)	0.36
Peso de vigas (ton)	4.95
<i>Peso Aligerado</i>	
Peso estimado (ton/m ²)	0.30
Area del aligerado (m ²)	8.10
Peso del aligerado (ton)	2.43
CM total	7.94
Carga Viva	
Sobrecarga (ton/m ²)	0.20
Area total (m ²)	8.55
CV total	1.71

Tabla 4.6: Metrado de columna

$$Peso \text{ en servicio} = CM + CV = 9.65 \text{ ton}$$

$$\text{Área estimada} = \frac{P \text{ servicio}}{0.45 * f'c} = \frac{9.65 * 8 * 10^3}{0.45 * 210} \approx 817 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se eligió una columna de 30x30 cm (Área de 900 cm²)

Placas

Como se indicó en metodología, se pueden usar placas de 20 a 25 cm. Sin embargo, se decidió trabajar con placas de 15 cm ya que es lo mínimo que exige la norma y es lo que se piensa usar para optimizar secciones. Además, se verificó que el espesor cumpla con la siguiente fórmula de predimensionamiento mencionada en la norma E.060 de concreto armado:

$$Espesor \geq \frac{Longitud \text{ del muro}}{25}$$

Se utilizaron placas de entre 2.8 a 3.9 metros de longitud, lo cual permite usar placas de 15 cm de acuerdo a la fórmula anteriormente mencionada.

4.1.2 Análisis sísmico

Una vez completado el predimensionamiento del sistema, se procedió con su modelación en el programa ETABS. En las figuras 4.3 y 4.4, se muestra la planta típica obtenida en dicho programa y el modelo en 3D.

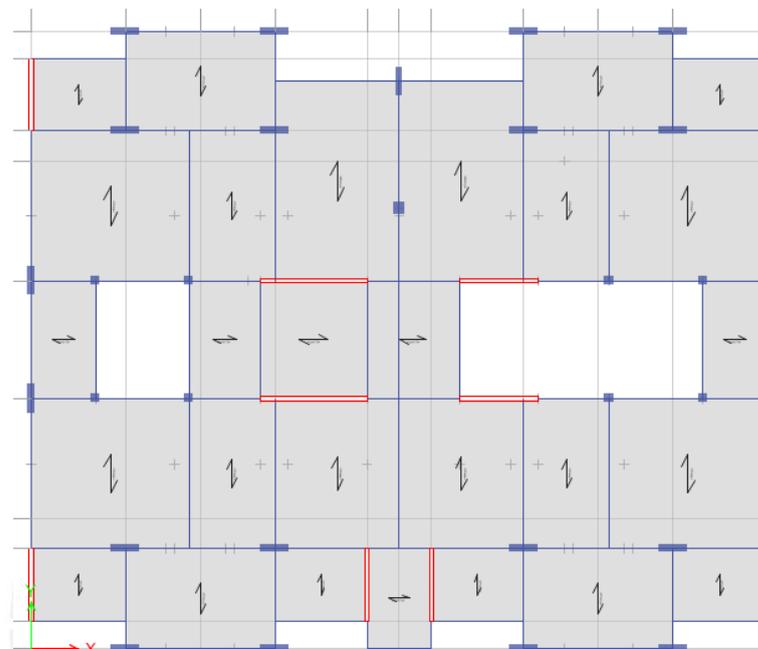


Figura 4.3: Planta típica del sistema dual en ETABS

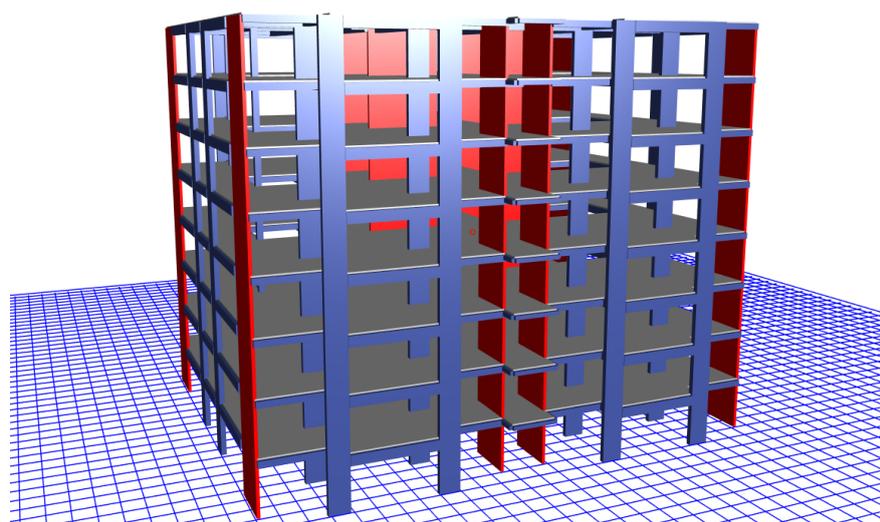


Figura 4.4: Modelo preliminar en 3D del sistema dual en ETABS

Además, para poder realizar el análisis estático y dinámico se tuvo que determinar un primer espectro según lo indicado en la norma de diseño sismo resistente, pero con valores estimados o asumidos.

a) Análisis estático

Para poder obtener el valor de la cortante basal del edificio, primero se calcula el valor del parámetro “C” (factor de amplificación dinámico). Este se determina de acuerdo al análisis modal del edificio (Tabla 4.7) por el cual se obtiene el periodo fundamental.

Modo	Periodo (s)	Masa participativ a X	Masa participativ a Y
1	0.829	0.0001	0.7256
2	0.635	0.7112	0.0001
3	0.609	0.0246	0.0001
4	0.221	0.0000	0.1412
5	0.175	0.1339	0.0000
6	0.171	0.0036	0.0000
7	0.098	0.0000	0.0600
8	0.081	0.0573	0.0000
9	0.080	0.0000	0.0000
10	0.078	0.0014	0.0000
11	0.070	0.0000	0.0000
12	0.065	0.0000	0.0000
13	0.058	0.0000	0.0000
14	0.058	0.0001	0.0000
15	0.057	0.0011	0.0011
16	0.057	0.0000	0.0000
17	0.057	0.0000	0.0000
18	0.057	0.0000	0.0000
19	0.057	0.0003	0.0007
20	0.057	0.0000	0.0002
21	0.057	0.0000	0.0002
22	0.057	0.0000	0.0018
23	0.057	0.0000	0.0183

24	0.057	0.0000	0.0000
----	-------	--------	--------

Tabla 4.7: Periodos y masas efectivas del análisis modal

Del análisis se obtendrán los periodos fundamentales para cada dirección y de acuerdo a estos y según la norma de diseño sismorresistente, el valor del factor C. Esto se mostrará en la tabla 4.8.

Dirección	Periodo fundamental (seg)	C
xx	0.632	1.582
yy	0.827	1.209

Tabla 4.8: Periodo fundamental y “C” para cada dirección

Luego se procede a determinar el peso sísmico a partir de la tabla de resultados de la masa que se obtiene del programa ETABS (Tabla 4.9). Cabe mencionar que este peso se determinó considerando el 25% de la carga viva y el 100% de la carga muerta.

Piso	Masa	Peso	Área
	tonf-s ² /m	ton	m ²
8	30.4	297	451
7	34.7	340	451
6	34.7	340	451
5	34.7	340	451
4	34.7	340	451
3	34.7	340	451
2	34.7	340	451
1	34.7	340	451
		2681	3608

Tabla 4.9: Peso sísmico total estimado mediante el programa ETABS

Además, se obtuvo que el peso por metro cuadrado del edificio fue de 0.88 ton/m². Esto se determinó utilizando el 100% de la carga viva y muerta

Finalmente, se calculó la cortante basal estática como se mencionó en la metodología y se obtuvo la cortante estática que se muestra en la tabla 4.10.

Dirección	V estática (ton)
xx	318.2
yy	243.1

Tabla 4.10: Cortante estática para cada dirección

b) Análisis dinámico

Para determinar la cortante basal dinámica, primero será necesario determinar el espectro de la norma. Esto se realizó según lo indicado en el capítulo anterior, obteniéndose así el espectro mostrado en la figura 4.5 con un intervalo de 0.1 segundos de periodo:

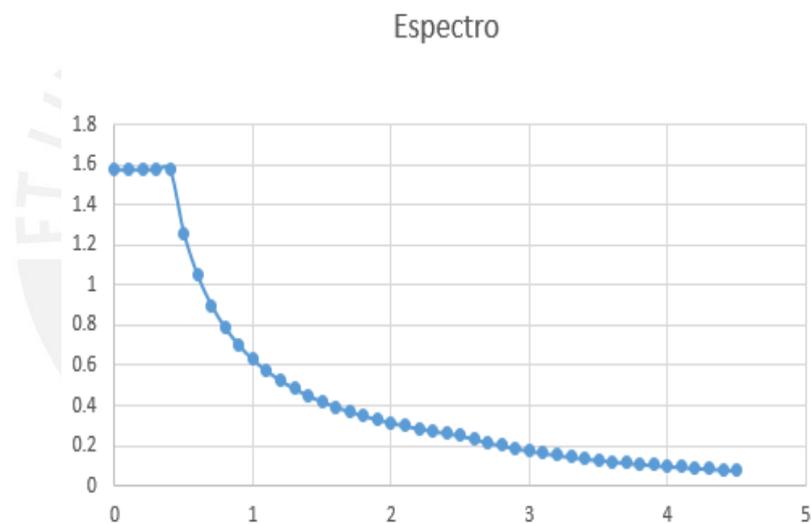


Figura 4.5: Espectro de la norma

Este espectro fue introducido en el programa ETABS en cada dirección, para poder realizar el análisis dinámico. Se obtuvo las cortantes dinámicas mostradas en la tabla 4.11.

Caso	FX	FY
	tonf	tonf
SISMO DINAMICO XX Max	209.9	2.9
SISMO DINAMICO YY Max	2.9	165.5

Tabla 4.11: Cortante basal dinámica obtenida del programa ETABS

Una vez obtenidas las cortantes estáticas y dinámicas para cada dirección se prosigue a determinar el factor de escala para cada dirección. De acuerdo con la norma de diseño sismorresistente, debemos escalar la cortante dinámica al 80% de la cortante estática ya que es una estructura regular.

A continuación, se presentará un cuadro resumen, con las cortantes y el factor de escala para cada dirección (tabla 4.12):

Dirección	V estática (ton)	80% Vest	Vdin	Factor
xx	318.2	254.5	209.9	1.21
yy	243.1	194.5	165.5	1.18

Tabla 4.12: Factor de escala para la cortante dinámica

Finalmente, se procederá a determinar las derivas inelásticas del edificio. Primero se obtendrán las derivas elásticas por medio del software ETABS y luego se multiplicarán por 0.75R (4.5) para obtener las inelásticas (Tablas 4.13 y 4.14).

Piso	Dirección	Δ elástica	Δ inelástica
8	X	0.00074	0.00333
7	X	0.00085	0.00385
6	X	0.00097	0.00437
5	X	0.00106	0.00477
4	X	0.00108	0.00488
3	X	0.00101	0.00457
2	X	0.00080	0.00361
1	X	0.00037	0.00169

Tabla 4.13: Derivas inelásticas en X

Piso	Dirección	Δ elástica	Δ inelástica
8	Y	0.001086	0.004887
7	Y	0.001215	0.0054675
6	Y	0.001345	0.0060525
5	Y	0.001434	0.006453
4	Y	0.001446	0.006507
3	Y	0.001334	0.006003
2	Y	0.001033	0.0046485
1	Y	0.000455	0.0020475

Tabla 4.14: Derivas inelásticas en YY

También se determinará el factor de seguridad al volteo del edificio. La fuerza que no permite que se dé el volteo es el peso del edificio y la fuerza que ayuda al volteo es la del sismo. Se determinará el FS de la siguiente manera:

$$FS_{YY} = \frac{Peso * X/2}{Mactuante_{YY}} = \frac{3181 * 25.14/2}{3687} = 10.8$$

$$FS_{XX} = \frac{Peso * Y/2}{Mactuante_{XX}} = \frac{3181 * 21.23/2}{2940} = 11.5$$

Por otro lado, se procederá con la verificación del sistema estructural. Primero se tendrá que obtener la cortante que se llevan las placas, para luego analizar cuanto porcentaje de la cortante total se llevan estas y compararla con los límites indicados en la norma E.060.

Dirección	V total	V placas	%
XX	256.1	177.7	70
YY	211.8	172.5	80

Tabla 4.15: Cortante de placas

Como se puede notar, el rango se encuentra entre 60 y 80%, por lo que verificamos que es un sistema dual.

Por último, se verifica que la relación entre la deriva máxima y promedio es menor a 1.2, de manera que el sistema no presenta irregularidad torsional.

Piso	Deriva máx.	Deriva promedio	Ratio
8	0.001642	0.001638	1.003
7	0.001873	0.001862	1.005
6	0.002098	0.002079	1.009
5	0.002259	0.002232	1.012
4	0.002294	0.00226	1.015
3	0.002134	0.002097	1.018
2	0.001683	0.001649	1.02
1	0.000791	0.000774	1.022

Tabla 4.16: Relación de derivas dirección XX

Piso	Deriva máx.	Deriva promedio	Ratio
8	0.002453	0.002443	1.004
7	0.002678	0.002669	1.003
6	0.00289	0.002883	1.002
5	0.003016	0.003011	1.001
4	0.002986	0.002986	1
3	0.002723	0.002719	1.001
2	0.002094	0.002087	1.003
1	0.000919	0.000913	1.006

Tabla 4.17: Relación de derivas dirección YY

4.1.3 Diseño de concreto armado

- a) Diseño de elementos horizontales

Diseño de aligerado

Como parte del diseño, se tomará de ejemplo el aligerado de 30 cm, el cual se encuentra ubicado entre los ejes D-H y 6-9 (Fig. 4.6).

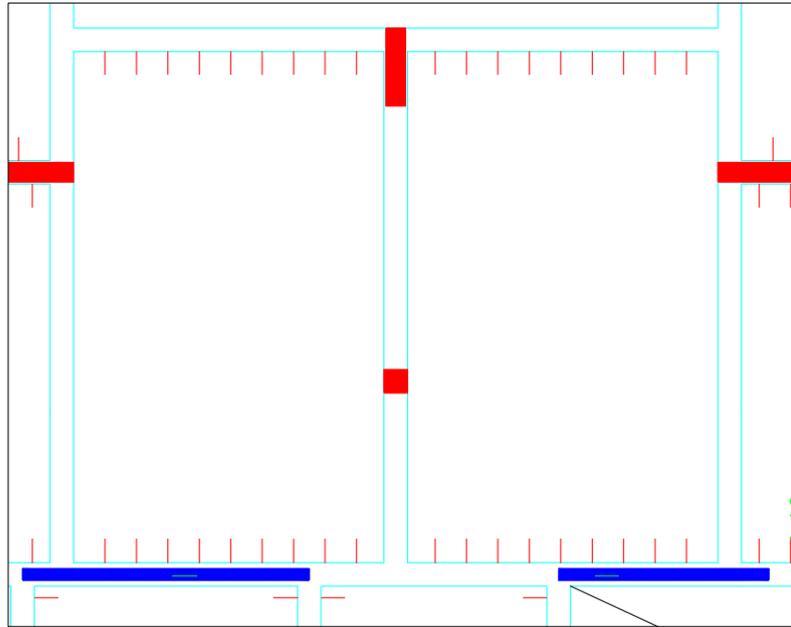


Figura 4.6: Aligerado a diseñarse

Primero debemos realizar el metrado de cargas para una vigueta típica de 30 cm, la cual se muestra en la figura 4.7.

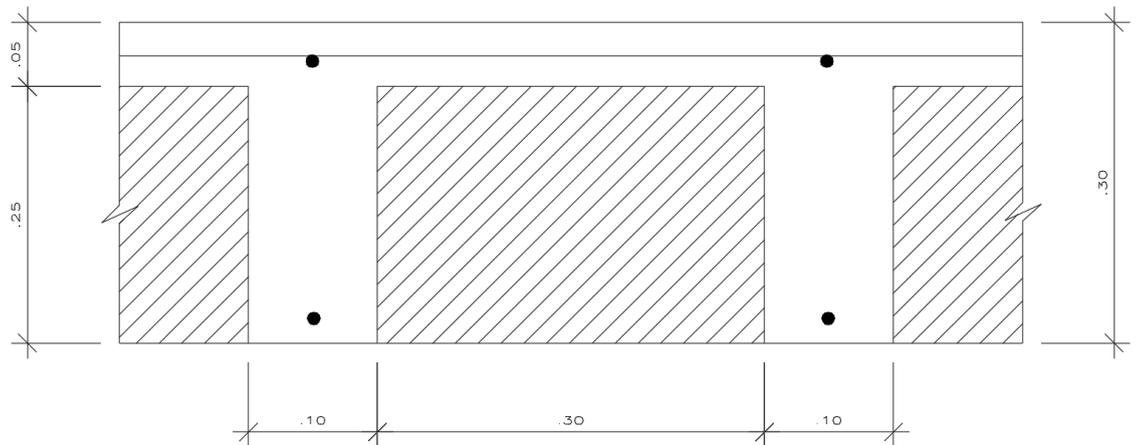


Figura 4.7: Aligerado típico de 30 cm.

■ $w_{aligerado} = \text{Peso aligerado} * \text{espaciamiento entre aligerado}$

$$w_{aligerado} = 0.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.40 \text{ m} = 0.168 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

■ $w_{\text{piso terminado}} = \text{Peso pt} * \text{espaciamiento entre aligerado}$

$$w_{pt} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.40 \text{ m} = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$wD = w_{alig} + w_{pt} = 0.208$$

$$wL = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * \text{espaciamiento entre alig.} = 0.08$$

$$w_{\text{ultimo}} = 1.4 * wD + 1.7 * wL = 0.427 \text{ ton/m}$$

Como esta viga es de un solo tramo, el momento máximo se puede determinar de la siguiente manera:

$$M_{\text{max}+} = \frac{w * l^2}{8} = \frac{0.427 * 6.86^2}{8} = 2.51 \text{ ton * m}$$

$$M_{\text{max}-} = \frac{w * l^2}{24} = \frac{0.427 * 6.86^2}{24} = 0.84 \text{ ton * m}$$

Momento negativo

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * bw}} = 2.01 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ requerido} = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Se decidió colocar el siguiente acero:

$$A_s \text{ instalado} = 1.29 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 1/2" \text{ (bastón)}$$

Momento positivo

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * bf}} = 1.49 \text{ cm}$$

Como el “a” es menor a 5 cm, esto quiere decir que la compresión cae dentro del ala, de manera que el acero requerido se determinará de la siguiente manera:

$$A_s \text{ requerido} = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 2.53 \text{ cm}^2$$

Además, el acero mínimo se calcula de la siguiente forma

$$A_s = 0.7 * \sqrt{210} * bw * \frac{d}{f_y} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Se decidió colocar el siguiente acero:

$$As \text{ instalado} = 2.58 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 1/2'' \text{ (corrido)} + 1\emptyset 1/2'' \text{ (bastón)}$$

Por último, se verifica si la vigueta necesita ensanches por cortante. Para esto se necesita verificar que la cortante que resiste el concreto del alma de la vigueta (ϕV_c) sea mayor que el cortante último (V_u).

$$V_u = \frac{w * l}{2} = \frac{0.427 * 6.86}{2} = 1.5 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.85 * 1.1 * .53 * \sqrt{210} * 10 * 27 = 1.9 \text{ ton}$$

Como ϕV_c es mayor que V_u , el aligerado no necesita ensanches.

Diseño de viga

El diseño de viga se realizará según lo indicado en la norma E.020 y E0.60, tanto para el metrado de cargas como para el diseño de concreto armado. Cabe señalar que el diseño que se realizara indicara el cálculo de las solicitudes tanto bajo cargas por gravedad y sismo de la viga VT-10.

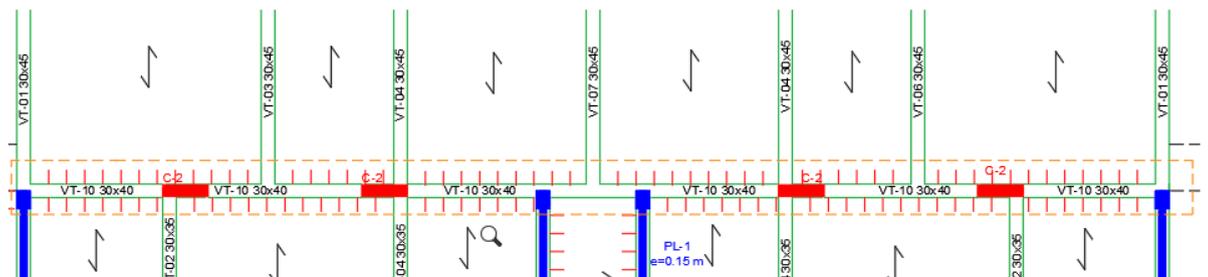


Figura 4.8: Viga VT-10 en plano de planta

Diseño de concreto armado

Los diagramas de momento flector y fuerza cortante de cada combinación de carga deberán formar una envolvente entre sí para obtener la máxima demanda en el elemento estructural.

El diseño por flexión se desarrollará considerando las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

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

Siendo:

- A_s : Acero requerido en la sección
 M_u : Momento ultimo
 f_y : Resistencia a la tracción del acero
 d : Peralte efectivo
 a : Altura del bloque de compresiones en la sección
 f'_c : Resistencia a la compresión del concreto
 ϕ : Factor de reducción

Para cumplir con los requerimientos del diseño por resistencia, se deberá verificar que:

$$\phi M_n \geq M_u$$

También deberá verificarse que el área de acero se encuentre entre el rango de acero mínimo y máximo. Para verificar el acero mínimo, se debe dotar a la sección con un área de acero igual o mayor a la cantidad obtenida por esta expresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c} * b * d}{f_y}$$

Mientras que, para verificar el acero máximo, deberá considerarse un área de acero menor a la estimada por medio de la siguiente expresión:

$$A_{s_{max}} = 0.75 * A_{sb}$$

Donde,

- A_{sb} : Área de acero balanceado

Para el diseño por corte del elemento se deberá tener en cuenta los criterios detallados en el artículo 21.4 de la norma E.060 (RNE, 2009) para condicionar el elemento a una falla dúctil, como también la verificación de:

$$\phi V_n \geq V_u$$

V_n es estimado mediante la siguiente expresión:

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

Siendo,

ϕ : Factor de reducción al corte

b : Base de la sección

Dichas consideraciones detallan que la estimación de la fuerza V_u no deberá ser menor que lo siguiente:

- . La suma del cortante asociado a los momentos nominales del elemento (M_n) y el cortante isostático estimado para cargas de gravedad amplificadas.
- . El cortante máximo obtenido de las combinaciones de cargas mencionadas previamente considerando una amplificación de 2.5 al sismo.



Figura 4.9: Primer criterio de estimación para fuerza cortante (E.060, 2009)

Metrado de cargas

La viga VT-11 consta de 7 tramos, siendo simétrica respecto a la viga VT-07 como se puede visualizar en la imagen xx.

Las cargas por considerar en el análisis serán tanto las cargas por gravedad y sismo.

Carga Muerta

Tramo 1 al 7

$$\text{Peso Propio} = 2.40\text{ton/m}^3 \times 0.30\text{m} \times 0.30\text{m} = 0.29 \text{ ton/m}$$

$$\text{Losa Aligerada 1 (0.20m)} = 0.30\text{ton/m}^2 \times 2.58\text{m} = 0.77 \text{ ton/m}$$

$$\text{Losa Aligerada 2 (0.17m)} = 0.28\text{ton/m}^2 \times 1.25\text{m} = 0.35 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado 1} = 0.10\text{ton/m}^2 \times 2.58\text{m} = 0.26 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado 2} = 0.10\text{ton/m}^2 \times 1.25\text{m} = 0.13 \text{ ton/m}$$

Tramo 2-4-6

$$\text{Carga puntual (VT-03)} = 2.40\text{ton} \times 0.12\text{m}^2 \times 2.58\text{m} = 0.84 \text{ ton}$$

Carga Viva

Tramo 1 al 7

$$\text{Sobrecarga 1} = 0.20\text{ton/m}^2 \times 2.58\text{m} = 0.52 \text{ ton/m}$$

$$\text{Sobrecarga 2} = 0.20\text{ton/m}^2 \times 1.25\text{m} = 0.25 \text{ ton/m}$$

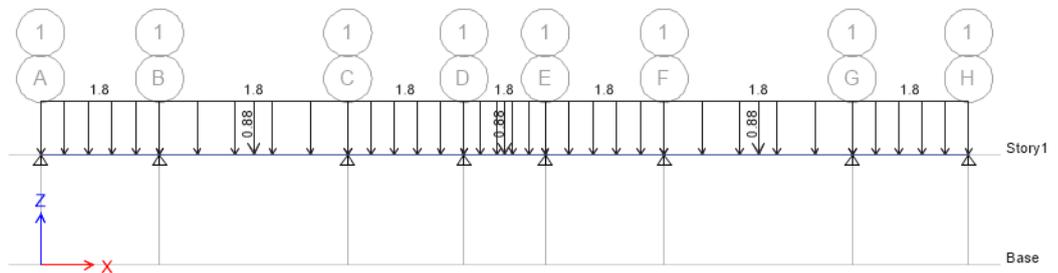


Figura 4.10: Metrado de carga muerta en viga VT-11

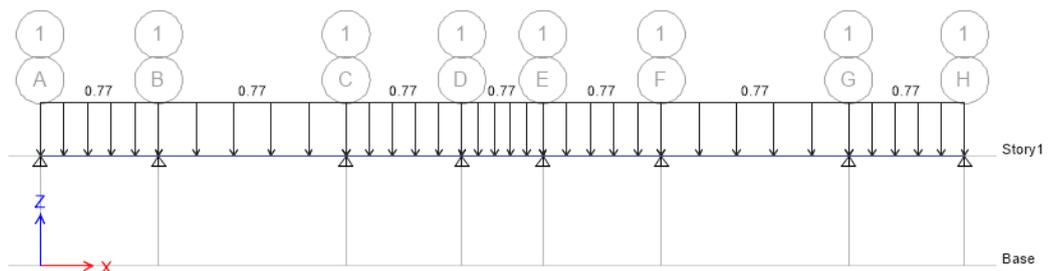


Figura 4.11: Metrado de carga viva en viga VT-11

Una vez que se defina las cargas por considerar será necesario realizar el análisis estructural tomando en cuenta las combinaciones de cargas según la norma E.020 y E.060. Las cuales son:

$$. 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$. 1.25 (CM + CV) +/- S$$

$$. 0.90 CM +/- S$$

Los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes serán estimados mediante el programa ETABS, tanto para las demandas por gravedad como por sismo.

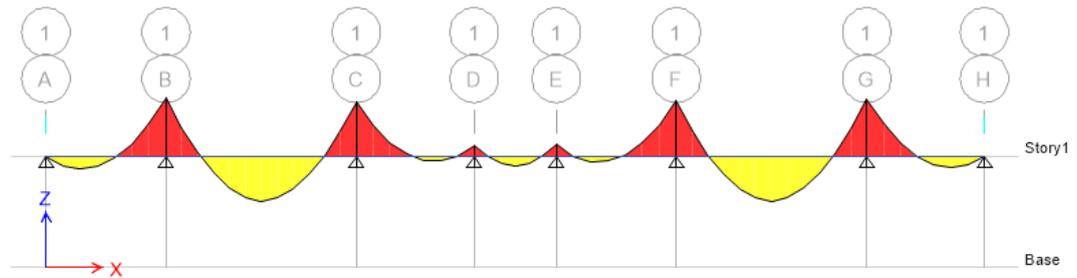


Figura 4.12: Diagrama de momentos flectores de VT-10 bajo cargas de gravedad

Ejemplo de diseño

Considerando los siguientes parámetros:

$$- \quad b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 ; fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 ; d = 34 \text{ cm}$$

Por flexión:

El acero mínimo:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 30 * 34}{4100} = 2.46 \text{ cm}^2$$

Tramo A-B

Se hace uso de las expresiones mencionadas previamente:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}} = 34 - \sqrt{34^2 - \frac{2 * 11590}{0.90 * 0.85 * 210 * 30}} = 8.02 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} = \frac{11590}{0.90 * 4200 * (34 - \frac{8.02}{2})} = 10.22 \text{ cm}^2$$

Para momentos positivos (Mu +):

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)
Sección 01	1.94	34	1.21	1.54
Sección 02	4.90	34	3.14	4.00

Para momentos negativos (Mu -):

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)
Sección 02	11.59	34	8.02	10.22

Tramo B-C

Para momentos positivos (Mu +):

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)
Sección 02	4.90	34	3.14	4.00
Sección 03	6.27	34	4.07	5.19
Sección 04	4.90	34	3.14	4.00

Para momentos negativos (Mu -):

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)
Sección 02	12.39	34	8.67	11.05
Sección 04	12.39	34	8.67	11.05

Tramo C-D

Para momentos positivos (Mu +):

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)
Sección 04	5.51	34	3.55	4.52
Sección 05	1.14	34	0.71	0.90
Sección 06	2.49	34	1.55	1.98

Para momentos negativos ($Mu -$):

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)
Sección 04	11.81	34	8.20	10.45
Sección 06	3.72	34	2.35	3.00

Tramo D-E

Para momentos positivos ($Mu +$):

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)
Sección 07	0.20	34	0.13	0.16
Sección 08	1.41	34	0.87	1.11

Para momentos negativos ($Mu -$):

	Mu (ton.m)	d (cm)	a (cm)	As (cm ²)
Sección 07	1.46	34	0.90	1.15

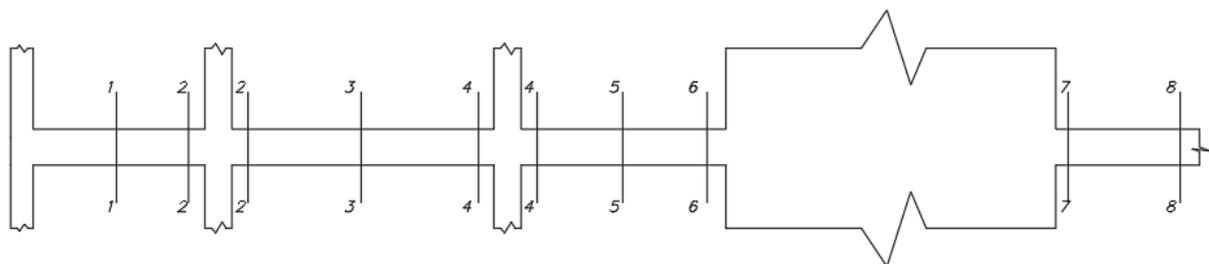


Figura 4.13: Distribución de secciones analizadas en viga VT-10

Selección de acero

Acero corrido : $2\Phi 5/8''$ = A_{Sins} : 4.00 cm²

Tramo A-B

Para la sección 01

$A_{Sins+} (2\Phi 5/8'')$ = 4.00 cm²

$A_{Sreq} (+)$ = 1.54 cm² \leq A_{Sins} = 4.00 cm² (OK)

Para sección 02

$$A_{S_{ins+}} (2\Phi 5/8'') = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (+)}} = 4.00 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 4.00 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$A_{S_{ins-}} (3\Phi 5/8''+2\Phi 3/4'') = 11.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (-)}} = 10.22 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 11.68 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Tramo B-C

Para la sección 02

$$A_{S_{ins+}} (2\Phi 5/8'') = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (+)}} = 4.00 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 4.00 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$A_{S_{ins-}} (3\Phi 5/8''+2\Phi 3/4'') = 11.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (-)}} = 11.05 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 11.68 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Para sección 03

$$A_{S_{ins+}} (3\Phi 5/8'') = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (+)}} = 5.19 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 6.00 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Para sección 04

$$A_{S_{ins+}} (2\Phi 5/8'') = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (+)}} = 4.00 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 4.00 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$A_{S_{ins-}} (3\Phi 5/8''+2\Phi 3/4'') = 11.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (-)}} = 11.05 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 11.68 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Tramo C-D

Para sección 04

$$A_{S_{ins+}} (2\Phi 5/8''+1\Phi 1/2'') = 5.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (+)}} = 4.52 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 5.29 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$A_{S_{ins-}} (3\Phi 5/8''+2\Phi 3/4'') = 11.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (-)}} = 10.45 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 11.68 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Para sección 05

$$A_{S_{ins+}} (2\Phi 5/8'') = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req (+)}} = 0.90 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 4.00 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Para sección 06

$$A_{S_{ins+}} (2\Phi 5/8'') = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} (+) = 1.98 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 4.00 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$A_{S_{ins-}} (2\Phi 5/8'') = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} (-) = 3.00 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 4.00 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Tramo D-E

Para sección 07

$$A_{S_{ins+}} (2\Phi 1/2'') = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} (+) = 0.16 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$A_{S_{ins-}} (2\Phi 1/2'') = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} (-) = 1.15 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Para sección 08

$$A_{S_{ins+}} (2\Phi 1/2'') = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} (+) = 1.11 \text{ cm}^2 \leq A_{S_{ins}} = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

Por corte:

La resistencia de diseño al corte de la sección será:

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d}{1000} = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 34}{1000} = 6.65 \text{ ton}$$

Para desarrollar el ejemplo de diseño se hará uso del tramo B-C, ya que es el que se encuentra bajo una mayor demanda. Se debe tener en cuenta que para fines de optimización se deberá desarrollar un diseño independiente para cada tramo, ya que no todos los tramos poseen las mismas solicitudes.

Tramo B-C

Teniendo en cuenta las dos consideraciones para la estimación de la fuerza V_u mencionadas previamente, deberemos hacer uso del menor de estas.

Para la estimación de la fuerza V_u mediante la amplificación de 2.5 al sismo en las combinaciones de carga, extraeremos dichos valores del programa ETABS.

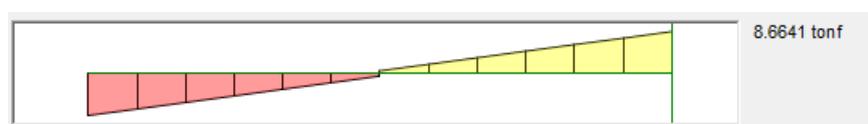


Figura 4.14: Diagrama de fuerzas cortantes para la combinación 1.25 (CM+CV) en tramo B-C

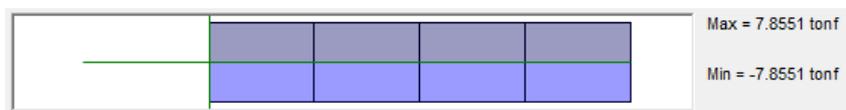


Figura 4.15: Diagrama de fuerzas cortantes para 2.5 Sismo X-X en tramo B-C

Se puede estimar la fuerza V_u en un valor aproximadamente de 16.51 ton.

Para la estimación de la fuerza cortante mediante las resistencias nominales de la sección se deberá hacer uso de la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{ln} + \frac{w_u * ln}{2}$$

Donde:

$$w_u : 1.25(w_m + w_v)$$

Los momentos nominales deberán ser ubicados tanto en sentido horario como anti horario, por lo que el acero a tracción positivo corresponderá al sentido anti horario, mientras que el acero a tracción negativo al sentido horario.

Sentido anti horario:

$$\frac{M_{nd} + M_{ni}}{ln} = \frac{5.4 + 5.4}{4.1} = 2.63 \text{ ton}$$

$$\frac{w_u * ln}{2} = \frac{3.21 * 4.1}{2} = 6.58 \text{ ton}$$

$$V_{Bah} = 6.58 \text{ ton} + 2.63 \text{ ton} = 9.21 \text{ ton}$$

$$V_{Cah} = 6.58 \text{ ton} - 2.63 \text{ ton} = 3.95 \text{ ton}$$

Sentido horario:

$$\frac{M_{nd} + M_{ni}}{ln} = \frac{14.4 + 14.4}{4.1} = 7.02 \text{ ton}$$

$$\frac{w_u * ln}{2} = \frac{3.21 * 4.1}{2} = 6.58 \text{ ton}$$

$$V_{Bhr} = 6.58 \text{ ton} + 7.02 \text{ ton} = 13.6 \text{ ton}$$

$$V_{Chr} = 6.58 \text{ ton} - 7.02 \text{ ton} = -0.44 \text{ ton}$$

Tras calcular las fuerzas cortantes podemos visualizar que los menores valores son del cálculo de V_u mediante la capacidad nominal.

La fuerza V_u por considerar para el diseño por corte, será el que se encuentre a una distancia “d” desde la cara del apoyo.

$$V_u = \frac{2 * V_{Bhr} * (\frac{ln}{2} - d)}{ln} = \frac{2 * 13.60 * (\frac{4.1}{2} - 0.34)}{4.1} = 11.34 \text{ ton}$$

Como $V_u \geq \phi V_c$, entonces:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{11.34}{0.85} - 7.82 = 5.52 \text{ ton}$$

El espaciamiento necesario para $V_u \geq V \geq \phi V_c$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 34}{5520} = 36.73 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

También deberá verificarse el valor de $V_{s\lim}$.

$$V_{s\lim} = \frac{1.1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{1000} = \frac{1.1 * \sqrt{210} * 30 * 34}{1000} = 16.25 \text{ ton}$$

Como $V_s < V_{s\lim}$, entonces:

$$S_{max} = d/2 = 34/2 = 17 \text{ cm}$$

Cuando $\phi V_c \geq V \geq \phi V_c/2$:

$$S_{max} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'_c} * b} = \frac{1.42 * 4200}{0.2 * \sqrt{210} * 30} = 68 \text{ cm}$$

ó

$$S_{max} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b_w} = \frac{1.42 * 4200}{3.5 * 30} = 56 \text{ cm}$$

También deberá verificarse las consideraciones para distribución de estribos de la norma E.060 para vigas resistentes a fuerzas laterales de un sistema dual tipo I. Dichas consideraciones son las siguientes:

. 0.25d o 15 cm : 0.25*d = 8.5 cm, entonces usamos 15 cm

. $10 \cdot d_b$: $10 \cdot 1.59 = 15.9$ cm, entonces usamos 15 cm

. $24 \cdot d_e$: $24 \cdot 0.95 = 22.8$ cm, entonces usamos 22 cm

. 300 mm, entonces usamos 30 cm.

Considerando lo mencionado, tenemos la siguiente distribución de estribos:

Estribos $\Phi 3/8"$: 1@0.10m, 3@0.15m. rto @0.30 m

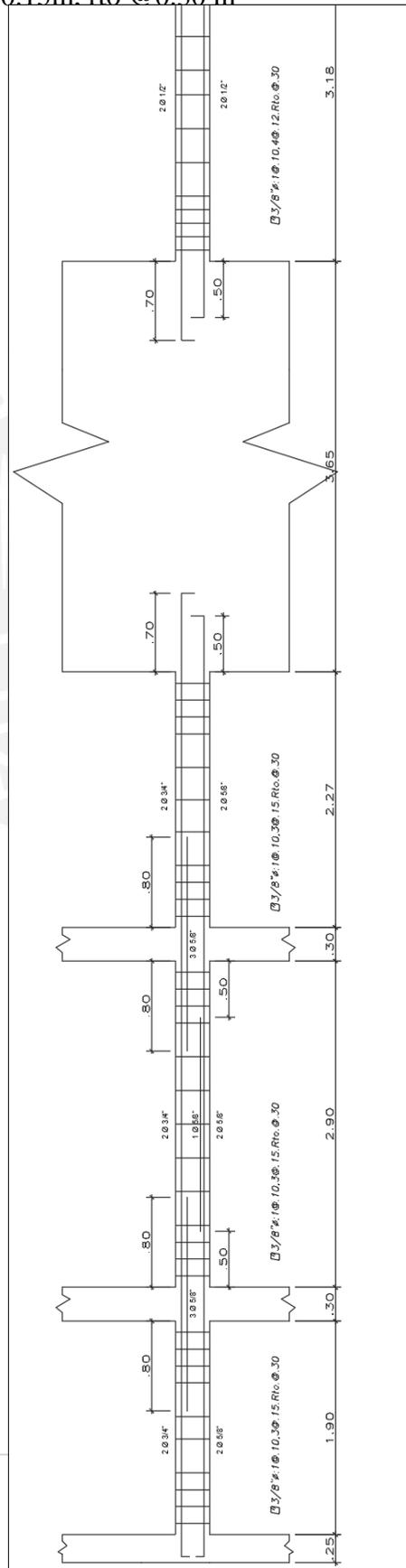


Figura 4.16: Elevación de la viga VT-10

b) Diseño de elementos verticales

Diseño de columna

Se procederá a realizar el ejemplo de diseño la columna C-2, de dimensiones de 25x100 cm, ubicada en los ejes 8 y D (Fig. 4.17).

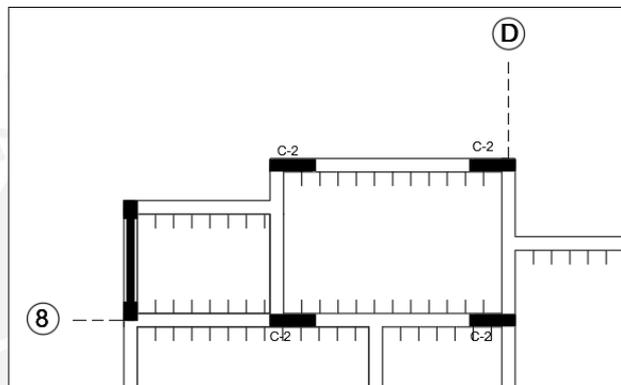


Figura 4.17: Ubicación de la columna a diseñar

Metrado de cargas

La columna escogida se encuentra en los 8 pisos, por lo que se realizará el metrado de carga viva y carga muerta para el piso típico, y a partir de dicho metrado se calculará la carga total actuante en dicha columna.

$$\blacksquare \text{Peso propio} = \frac{2.4 \text{ ton}}{\text{m}^3} * \text{Área col} * h \text{ col} = 2.4 * (0.25 * 1) * 2.6 = 1.56 \text{ ton}$$

$$\blacksquare \text{Peso vigas} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * \sum \text{Área vigas} * \text{peralte vigas}$$

$$\text{Peso vigas} = 2.4 * (1.1 * 0.45 + 0.70 * 0.40 + 0.47 * 0.35) = 2.25 \text{ ton}$$

$$\blacksquare \text{Peso aligerado} = \sum \text{Peso aligerado} * \text{Área aligerado}$$

$$\text{Peso aligerado} = 0.28 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 3.72 \text{ m}^2 + 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 5.83 \text{ m}^2 + 0.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 6.53 \text{ m}^2 = 5.53 \text{ ton}$$

$$\blacksquare \text{ Peso piso terminado} = (\text{Área tributaria} - \text{Área col}) * 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

PM Total (ton)	PV Total (ton)
89.5	27.6

Peso piso terminado

$$\begin{aligned} &= (18.64 \text{ m}^2 \\ &- 0.25 \text{ m}^2) * 0.1 \\ &= 1.84 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$PM \text{ piso típico} = \sum \text{ pesos} = 11.18 \text{ ton}$$

$$PV \text{ piso típico} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (\text{Área tributaria} - \text{Área col}) = 3.68 \text{ ton}$$

Tabla 4.18: Cargas muerta y viva totales en columna C2

Una vez terminado el metrado de cargas se obtuvieron las cortantes y momentos de la columna empleando el programa ETABS. A su vez, estas cargas se amplificarán según los combos requeridos. En la figura 4.18 se muestra la convención de signos de las fuerzas que actúan en la columna.

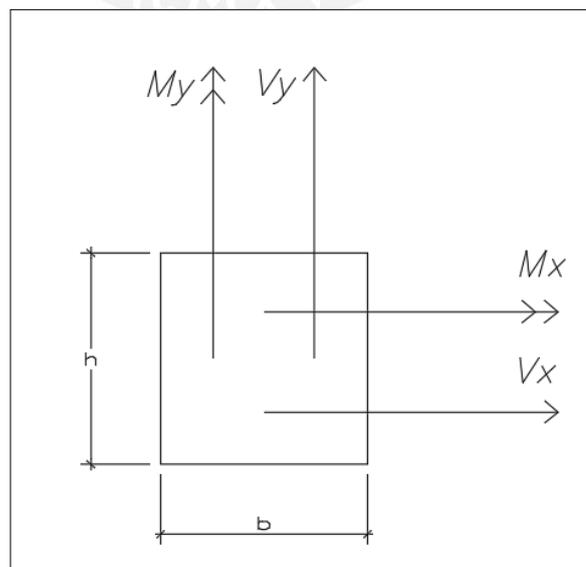


Figura 4.18: Convención de signos a utilizar

Refuerzo longitudinal

Para columnas con responsabilidad sísmica, se recomienda usar cuantías de acero de entre 1% y 4%, por lo que teniendo una sección de 0.25x1.00 m, es posible iniciar con la distribución de acero en un 1%.

$$Area_{seccion} = 100 \times 25 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2500 * 0.01 = 25 \text{ cm}^2$$

$$14\phi 5/8'' \rightarrow A_s \text{ instalado} = 28 \text{ cm}^2$$

A continuación, determinaremos el diagrama de interacción de la columna C-2 y una vez definidas las diferentes combinaciones de cargas, se grafican en dicho diagrama. Esto se debe realizar tanto para la dirección XX e YY de la fuerza sísmica.

Dirección XX de la fuerza sísmica

Se obtienen los siguientes puntos de las combinaciones.

Combo	P	Vx	My
	ton	ton	ton.m
1.4CM+1.7CV	172.1	-	-
1.25(CM+CV)+SX	159.7	3.5	15.4
1.25(CM+CV)-SX	132.9	-3.5	-15.4
0.9CM+SX	93.9	3.5	15.4
0.9CM-SX	67.1	-3.5	-15.4

Tabla 4.19: Puntos para el diagrama de interacción XX

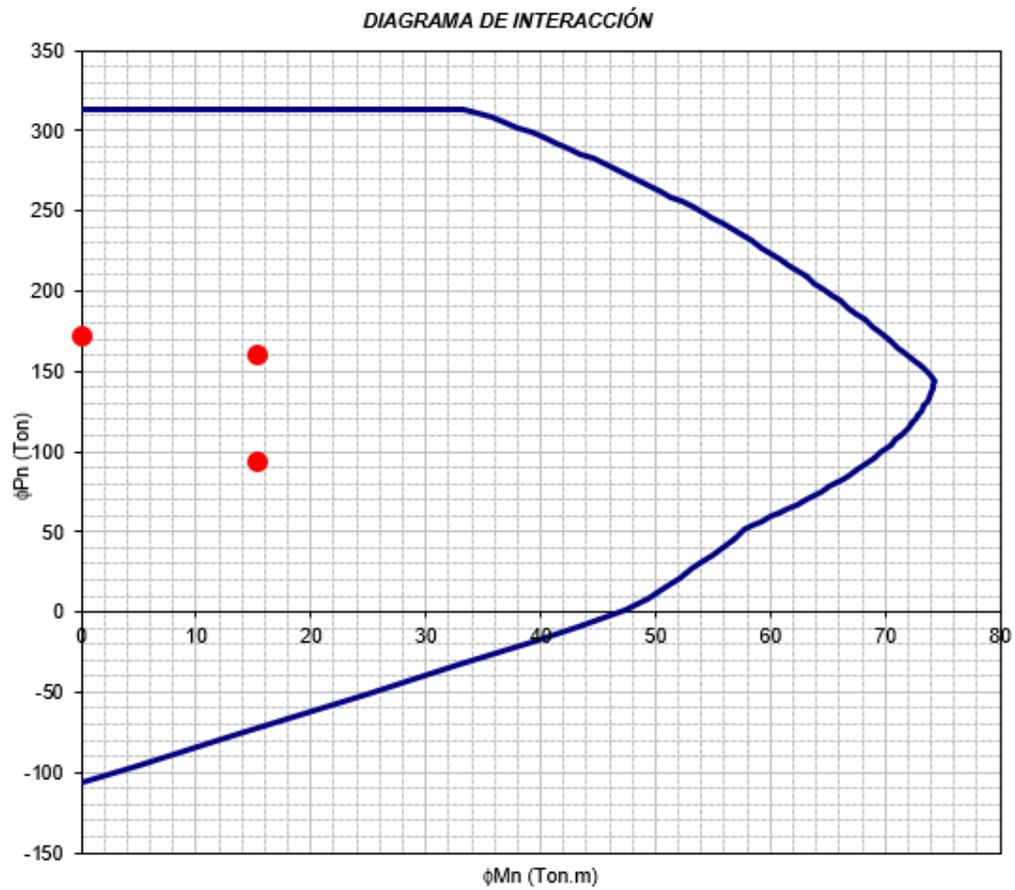


Figura 4.19: Diagrama de interacción XX

Dirección YY de la fuerza sísmica

Combo	P	Vy	Mx
	ton	ton	ton.m
1.4CM+1.7CV	172.1	-	-
1.25(CM+CV)+SY	158.4	1.1	1.9
1.25(CM+CV)-SY	134.2	-1.1	-1.9
0.9CM+SY	92.6	1.1	1.9
0.9CM-SY	68.4	-1.1	-1.9

Tabla 4.20: Puntos para el diagrama de interacción YY

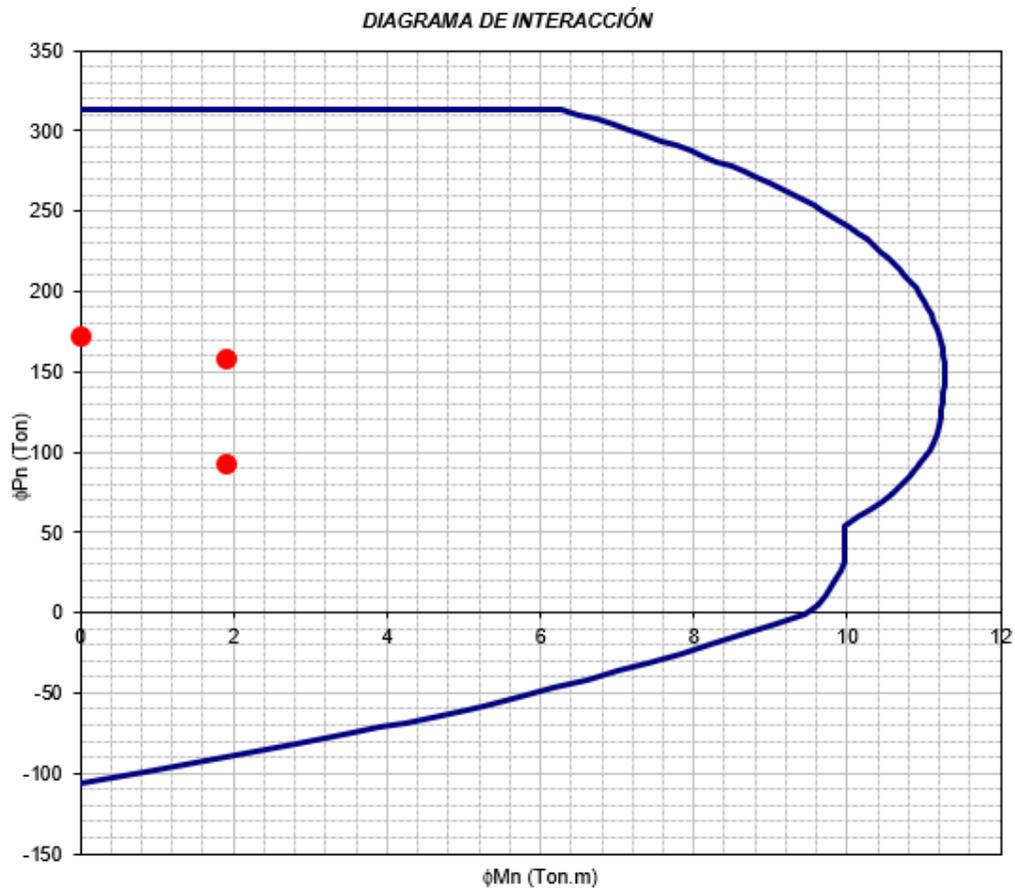


Figura 4.20: Diagrama de interacción YY

Se observa que todos los puntos están dentro del diagrama de interacción (curva de diseño) de la columna, por lo que el refuerzo longitudinal satisface la demanda.

Refuerzo transversal de columna

Para determinar la cortante última según la norma E.060 (diseño por capacidad), será necesario la estimación de los momentos nominales de los extremos de columna. Para calcular dichos momentos debemos obtener el mayor momento nominal posible asociado a la fuerza axial P_u (Fig. 4.21).

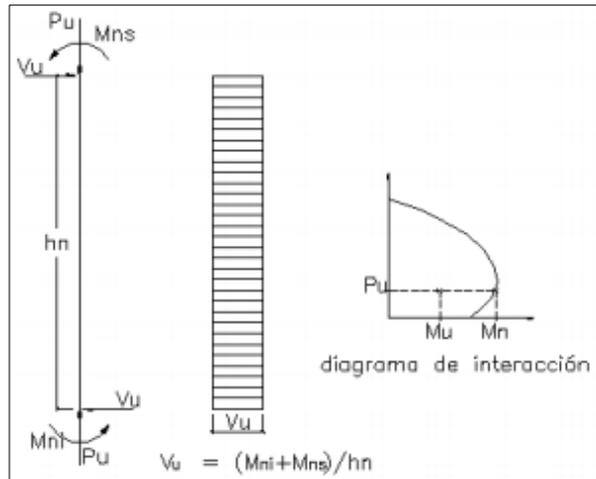


Figura 4.21: Diagrama de cuerpo libre, de fuerzas cortantes y de interacción para determinación de fuerza cortante por capacidad (Norma E.060, 2009)

Además, otra forma de determinar la cortante última para que la columna resista las solicitaciones sísmicas es utilizar los combos anteriormente usados, pero amplificando los valores del sismo 2.5 veces.

Finalmente, la fuerza cortante última de diseño será la menor de los 2 casos explicados anteriormente. Luego se deberá verificar si la cortante que aguanta el concreto es suficiente.

Cabe mencionar que, para las dos direcciones, el combo que predominó y con el cual se obtuvieron los momentos nominales y cortantes últimos fue el de $1.25(D+L) + S$.

Dirección XX de la fuerza sísmica

M_n máx asociado al P_u : 72 ton.m

Calculando la fuerza cortante:

$$V_{u1} = 2 * M_n / 2.3 = 62.6 \text{ ton}$$

Luego, al calcular la cortante última asociada a 2.5 veces el sismo se obtuvo:

$$V_{u2} = 8.8 \text{ ton}$$

Por lo tanto, como debemos escoger el menor valor, el cortante último a utilizar en el diseño es 8.8 ton.

Dirección YY de la fuerza sísmica

Mn máx asociado al Pu: 11.3 ton.m

Calculando la fuerza cortante:

$$Vu1 = 2 * Mn / 2.3 = 9.8 \text{ ton}$$

Luego, al calcular la cortante última asociada a 2.5 veces el sismo se obtuvo:

$$Vu2 = 2.8 \text{ ton}$$

Por lo tanto, como debemos escoger el menor valor, el cortante último a utilizar en el diseño es 2.8 ton.

Realizamos el diseño por cortante:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 12.4 \text{ ton}$$

$$\phi Vc \geq Vu$$

Teniendo en cuenta que el concreto resiste la cortante última se utilizarán los criterios para la disposición de estribos del capítulo 21 de la norma E.060.

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

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

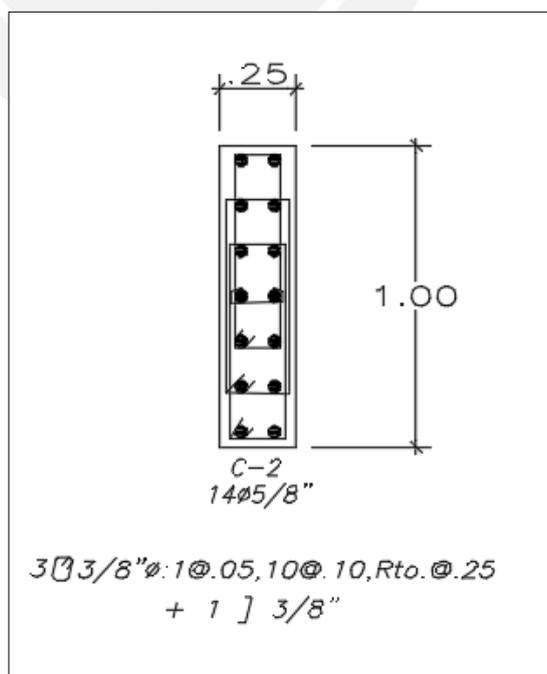


Figura 4.22: Distribución del refuerzo de la columna C2

Diseño de Placas

Diseño por flexo compresión

Se diseñará, como ejemplo, la placa PL-4 que se encuentra ubicada entre los ejes 6 y D-E (figura 4.23)

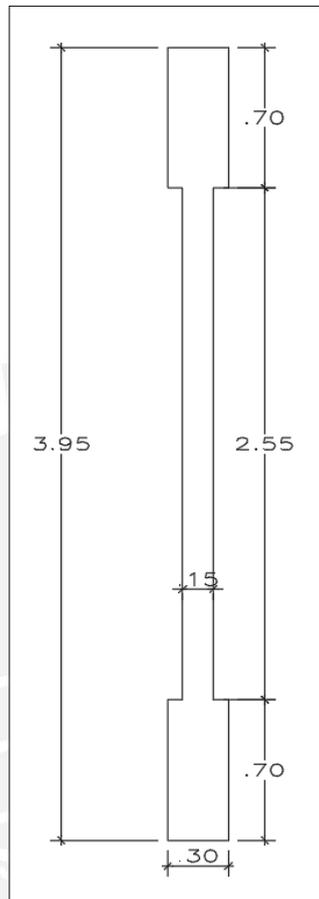


Figura 4.23: Sección de placa a diseñar

Cabe mencionar que antes de empezar con el diseño de concreto armado de la sección, se optó por incluir núcleos confinados en el extremo de los muros con al menos una longitud aproximada del 10% de la longitud total del muro de acuerdo a lo recomendado en la norma E.060. Además, se utilizó un espesor de 30 cm en los núcleos confinados ya que ayudaría a controlar los desplazamientos de los muros con espesores de 15 cm en el alma y se acoplarían de una mejor forma con las vigas de 30 cm de ancho.

Además, la longitud de los núcleos se determinó por medio de la siguiente fórmula:

$$long.núcleos = \frac{L}{6} = \frac{3.95m}{6} \approx 70cm$$

Es importante notar que la mayor dimensión de la placa se encuentra ubicada en la dirección X. Esto resulta en que dicha placa trabaje, principalmente, en dicha dirección, por lo que solo se realizará el análisis en la dirección XX de la fuerza sísmica. En la figura 4.24 se muestra la convención de signos de las fuerzas que actúan en la placa.

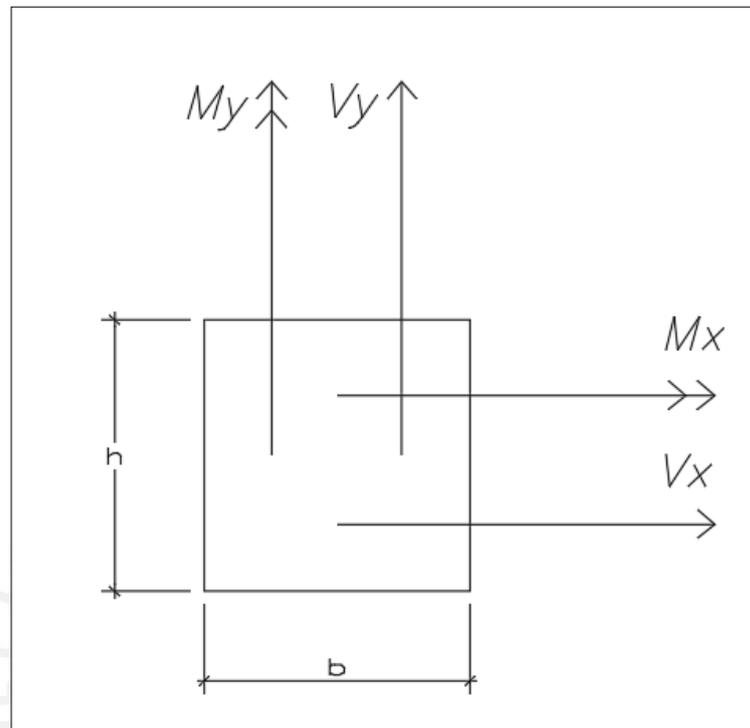


Figura 4.24: Convención de signos a utilizar

Metrado de cargas

La placa escogida se encuentra en los 8 pisos, por lo que se realizará el metrado de carga viva y carga muerta para el piso típico, y a partir de dicho metrado se calculará la carga total actuante en dicha placa.

- $Peso\ propio = \frac{2.4\text{ton}}{m^3} * \text{Área placa} * h\ placa = 2.4 * (2.55 * 0.15 + 1.4 * 0.3) * 2.6 = 4.99\ ton$

- $Peso\ vigas = 2.4 \frac{\text{ton}}{m^3} * \sum \text{Área vigas} * \text{peralte vigas}$

$$Peso\ vigas = 2.4 * (1.12 * 0.4 + 0.42 * 0.3 + 0.73 * 0.45) = 2.17\ ton$$

- $Peso\ aligerado = \sum \text{Peso aligerado} * \text{Área aligerado}$

$$\text{Peso aligerado} = 0.28 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 11.35 \text{ m}^2 + 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 3.8 \text{ m}^2 + 0.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 11.4 \text{ m}^2 = 9.11 \text{ ton}$$

$$\blacksquare \text{ Peso piso terminado} = (\text{Área tributaria} - \text{Área placa}) * 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso piso terminado} = (29.62 \text{ m}^2 - 0.8 \text{ m}^2) * 0.1 = 2.88 \text{ ton}$$

PM Total (ton)	PV Total (ton)
153.2	43.2

$$\text{PM piso típico} = \sum \text{pesos} = 19.1 \text{ ton}$$

$$\text{PV piso típico} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * (\text{Área tributaria} - \text{Área placa}) = 5.76 \text{ ton}$$

Tabla 4.21: Cargas muerta y viva totales en placa PL-4

Las cargas que resultan de las combinaciones de la norma E.060 para la placa PL-4, se muestran en la tabla 4.22.

Dirección XX de la fuerza sísmica

Combo	P (ton)	Vx (ton)	My (ton.m)
1.4CM+1.7CV	287.9	-	-
1.25(CM+CV)+SX	245.8	44.2	279.8
1.25(CM+CV)-SX	245.2	-44.2	-279.8
0.9CM+SX	138.2	44.2	279.8
0.9CM-SX	137.6	-44.2	-279.8

Tabla 4.22: Puntos para el diagrama de interacción XX

A continuación, se detalla el proceso para la obtención del refuerzo horizontal y vertical según la norma E.060. Primero determinaremos la fuerza cortante que resiste el concreto.

$$\alpha_c = \begin{cases} 0.80; \frac{hm}{lm} \leq 1.5 \\ 0.53; \frac{hm}{lm} \geq 2 \\ 0.53 - 0.80; 1.5 \leq \frac{hm}{lm} \leq 2 \end{cases}$$

$$\frac{hm}{lm} = \frac{20.8}{3.95} = 5.3 > 2 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$V_c = A_c w * (\alpha_c * \sqrt{f'c}) = 15cm * 255cm * (0.53 * \sqrt{210}) = 29.4 ton$$

$$\text{Como } Vu \geq \phi V_c \rightarrow Vs \geq \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{44.2}{0.85} - 29.4 = 22.6 ton$$

Para el refuerzo horizontal:

$$\text{Cuando } Vu = 44.2 ton \geq 0.27 * A_c w * \sqrt{f'c} = 0.27 * 15 * 255 * \sqrt{210} = 15 ton$$

$$\cdot Vs = A_c w * ph * fy \geq 22.6 ton \rightarrow ph = 0.0014$$

$$\cdot ph \geq 0.0025$$

$$\therefore \text{As requerido horizontal} \geq 0.0025 * (15 * 255) = 9.56 cm^2$$

Además, se restringe el espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal a una distancia menor que:

- L/5 ("L" es la longitud de la placa) = 3.95/5 = 79cm
- 3t ("t" es el espesor de la placa) = 3x15 = 45cm
- 40cm

$$\therefore \text{As instalado hor} = 11.36 cm^2 (2\phi 3/8" @ 30cm)$$

Para el refuerzo vertical:

$$\cdot pv = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) * (ph - 0.0025) = 0.0022$$

$$\cdot pv \geq 0.0025$$

$$\therefore \text{As vertical} \geq 0.0025 * (15 * 255) = 9.56 cm^2$$

\therefore As instalado vert = 11.36 cm² (2Ø3/8" @ 30cm)

Cabe mencionar que en los núcleos confinados se utiliza una cuantía del 1%

\therefore As núcleo = 22.72 cm² (8Ø3/4")

Se muestra el diagrama de interacción de la placa con las cargas antes mencionadas (Fig. 4.23).

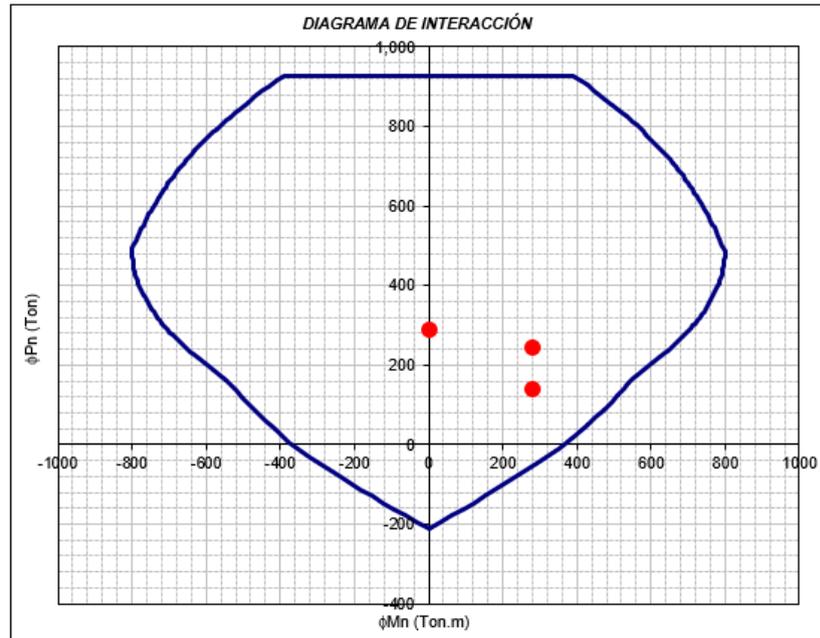


Figura 4.25: Diagrama de interacción XX

Se observa que los puntos obtenidos por medio de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción; por tanto, sabemos que la resistencia a flexo-compresión de la placa, con el acero colocado, satisface las solicitaciones indicadas.

Diseño por corte

La fuerza de diseño de corte (V_u) se calculó mediante el producto de la fuerza hallada en el análisis (V_{ua}) por el cociente del momento nominal obtenido con el refuerzo realmente colocado (M_{ur}) y el momento último proveniente del análisis (M_{ua}):

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

Donde:

M_{ur} : Momento Nominal obtenido con el refuerzo colocado

Mua: Momento último actuante proveniente del análisis estructural

Vua: Fuerza cortante hallada en el análisis

Lo que esta expresión trata es evitar que la falla se origine por corte antes que falle por flexo compresión.

Para esta placa en la combinación crítica por corte se tiene que:

$$V_{ua} = 44.2 \text{ Ton}$$

$$M_{ua} = 279.8 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ur} = 938.6 \text{ Ton-m}$$

Por lo tanto, el cortante de diseño es:

$$V_u = \frac{938.6}{279.8} * 44.2 = 148.3 \text{ ton}$$

El aporte de la resistencia al corte del concreto, según lo estipula la norma E.060 es:

$$\text{Como } V_u \geq \phi V_c \rightarrow V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{148.3}{0.85} - 29.4 = 145.1 \text{ ton}$$

$$\cdot V_s = A_{cw} * \phi h * f_y \geq 145.1 \text{ ton} \rightarrow \phi h = 0.009$$

$$\therefore A_s \text{ requerido horizontal} \geq 0.009 * (15 * 255) = 34.43 \text{ cm}^2$$

$$\cdot V_u \geq 0.53 * A_{cv} * \sqrt{f'_c} = 0.53 * (15 * 255 + 30 * 140) * \sqrt{210} = 61.6 \text{ ton} \rightarrow 2 \text{ capa}$$

$$\therefore A_s \text{ instalado hor} = 41.28 \text{ cm}^2 (2\phi 1/2" @ 15\text{cm})$$

Por otro lado, la cuantía vertical debe ser por lo menos igual a la cuantía horizontal.

$$\therefore A_s \text{ instalado vert} = 41.28 \text{ cm}^2 (2\phi 1/2" @ 15\text{cm})$$

Para el diseño por capacidad, la norma E.060 limita esta distribución para al menos el mayor de los siguientes casos:

- Longitud del muro (3.95 m).
- Relación $M_u/4V_u$ (1.58 m).
- Los dos primeros pisos (5.2 m)

Se verificará el requerimiento de núcleos de confinamiento mediante la siguiente fórmula:

$$c \geq \frac{lm}{600 * (\delta u/hm)}$$

Donde,

lm: Longitud total del muro

hm: Altura total del muro

δu : Desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro

c: Distancia al eje neutro de mayor profundidad

Cabe mencionar que la relación de $\delta u/hm$ se limita a 0.005.

$$c = 1.27 \text{ m} \leq \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{hm}\right)} = \frac{3.95}{600 * (0.005)} = 1.32 \text{ m}$$

Se verifica que no se requiere de núcleos de confinamiento.

Finalmente se muestra la distribución del refuerzo utilizado en la placa PL-4 (Fig. 4.27).

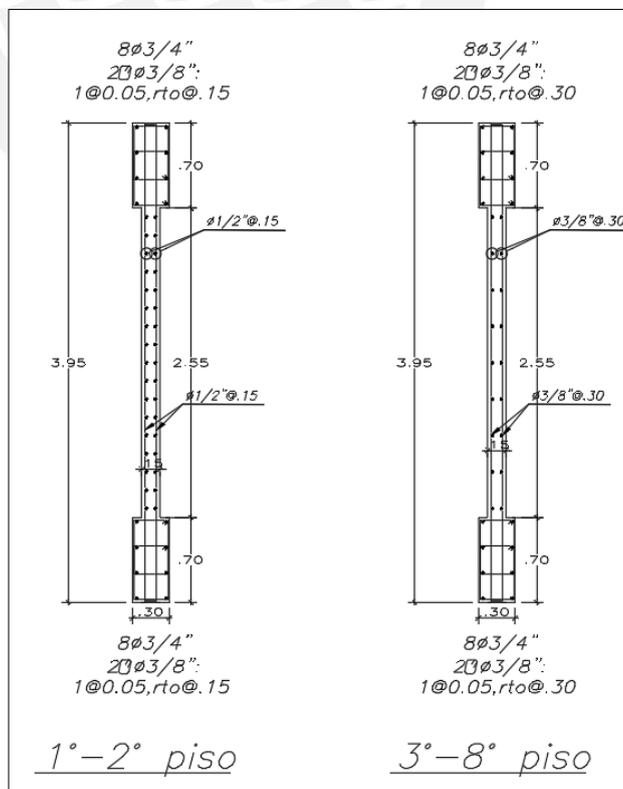


Figura 4.26: Distribución del refuerzo de placa PL-4

c) Diseño de cimentaciones

El diseño de la cimentación se realizará según lo que indica la norma E.020 y E.060, tanto para el metrado de cargas para la estimación de las cargas transferidas a la cimentación, como para el diseño de concreto armado.

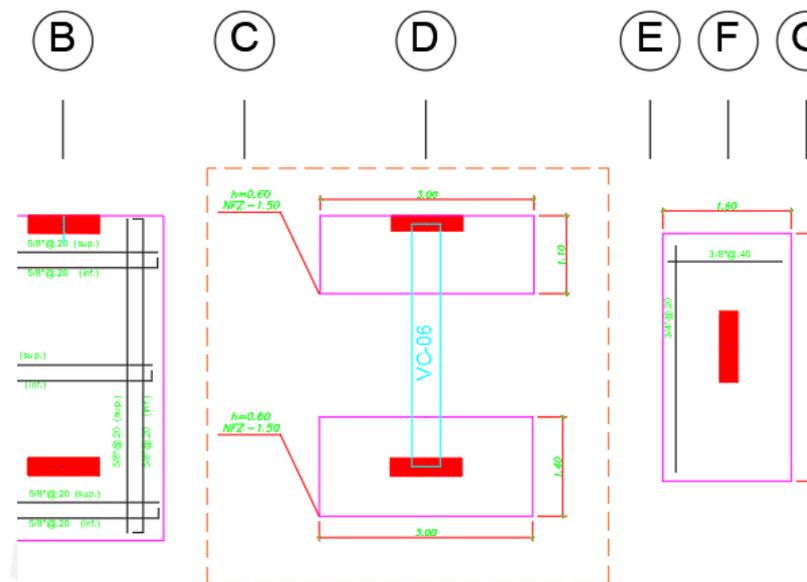


Figura 4.27: Zapata Conectada vista en planta de cimentaciones

Pre-dimensionamiento de zapata

Para la estimación de un área inicial de zapata, se deberá verificar que las presiones ejercidas por la cimentación al terreno no excedan el valor de la capacidad portante del terreno que para este caso es de 4 kg/cm². Estas presiones podrán ser estimadas mediante la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} + / - \frac{M * y}{I}$$

Se deberá tener en cuenta la influencia tanto de las cargas por gravedad como por efectos de sismo.

Diseño de concreto armado

Por cortante:

El diseño por corte se basará en la estimación de las solicitaciones últimas a raíz de la máxima presión uniforme lineal distribuida en el área de la cimentación. Esta máxima solicitación por corte se podrá estimar a una distancia “d” desde la cara lateral del elemento vertical.

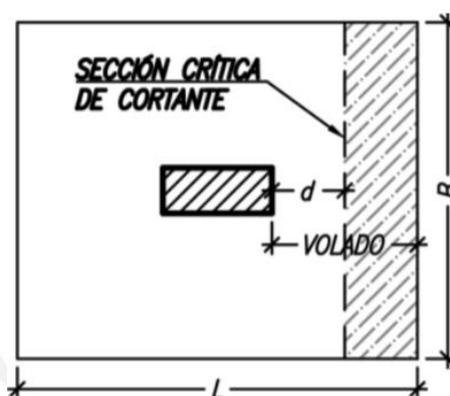


Figura 4.28: Ubicación para la estimación de la demanda máxima por corte en la zapata

Deberá tenerse en cuenta que la responsabilidad al corte será únicamente del concreto, ya que el refuerzo de acero en zapatas es únicamente transversal. Por lo que deberá verificarse lo siguiente:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde:

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

Por punzonamiento:

La verificación por punzonamiento deberá desarrollarse mediante la estimación de la demanda última por medio de las presiones máximas de la misma manera que para el diseño por corte, con la diferencia de que la máxima demanda se encontrará en una sección de área ubicado a “d/2” respecto al perímetro de la columna.

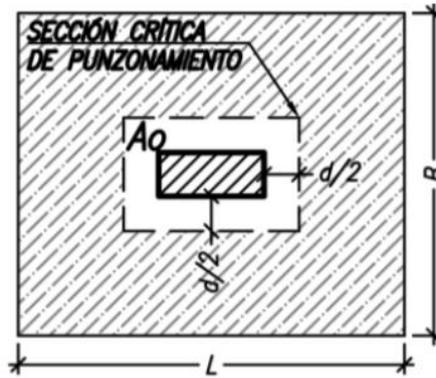


Figura 4.29: Ubicación para la estimación de la demanda máxima por punzonamiento en la zapata
 Las expresiones para poder estimar la resistencia del concreto al punzonamiento son:

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

$$\phi V_c = 0.27 * \left(\frac{\alpha s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

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

Donde:

$$\beta = \frac{\text{Lado largo de columna}}{\text{Lado corto de columna}}$$

$\alpha = 40, 30 \text{ o } 20$ dependiendo de la ubicación de la columna

Debe tomarse en cuenta que se hará uso del mayor valor que resulte de las tres ecuaciones escritas.

Por flexión:

El diseño por flexión constara de simular el comportamiento de la zapata como el de un volado, teniendo en cuenta que siendo este caso una zapata conectada, la presencia de la viga de cimentación le brindara un comportamiento bidireccional a la zapata.

Podrá tomarse el procedimiento de diseño por flexión para una viga de un metro de ancho, haciendo uso de estas expresiones:

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

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

Ejemplo de diseño:

La presión admisible del terreno es de 4kg/cm².

Las solicitudes por considerar para las zapatas C1 y C2, se resumirán en la tabla xx.

Zapata Z-1				Zapata Z-2			
Columnas C-2A				Columnas C-2B			
a	1.00 m	b	0.20 m	a	1.00 m	b	0.20 m
Dirección longitudinal				Dirección longitudinal			
Pm		75.63 ton		Pm		49.37 ton	
Pv		19.91 ton		Pv		11.29 ton	
Mmx		0.16 ton.m		Mmx		0.62 ton .m	
Mvx		0.13 ton.m		Mvx		0.18 ton.m	
Psx		-17.08 ton		Psx		-30.10 ton	
Mx.sy		1.54 ton.m		Mx.sy		1.31 ton.m	
Dirección transversal				Dirección transversal			
Mmy		2.19 ton.m		Mmy		1.05 ton.m	
Mvy		0.89 ton.m		Mvy		0.36 ton.m	
Psy		-10.63 ton		Psy		-14.58 ton	
My.sx		16.00 ton.m		My.sx		16.71 ton.m	

Tabla 4.23: Resumen de cargas debido a solicitudes de servicio sobre zapatas Z-1 y Z-2

Para la zapata Z-1:

Es posible estimar las dimensiones de la zapata conociendo las solicitudes de servicio que recibirá la cimentación, por medio de esta expresión:

$$Area = \frac{Carga\ de\ servicio\ axial}{Capacidad\ portante\ del\ terreno}$$

Se deberá tener en cuenta que la carga de servicio deberá ser amplificada por un factor, en este caso 1.1, con el fin de cubrir las demandas extras por momentos. Como también se deberá reducir el valor de la capacidad portante del terreno, que en este caso será en un 10%.

$$Area = \frac{1.1 * (75.98 + 19.91)}{0.9 * 40} = 2.93 \text{ m}^2$$

Se podrá tomar en cuenta una zapata de 2.60 m x 1.20 m, con un área de 3.12 m². Obteniendo de esa manera un volado longitudinal de 0.80 m y un volado transversal de 0.50 m.

Usando el mismo procedimiento, se podrá estimar las dimensiones de la zapata Z-2 en 2.1m x 0.95m.

Verificación de presiones:

Se deberá verificar que las presiones ejercidas sobre el terreno por las combinaciones de las cargas de servicio, no excedan la capacidad portante del terreno.

Las combinaciones a tener en cuenta son:

1. Carga muerta y carga viva
2. Carga muerta, carga viva y sismo longitudinal en sentido antihorario
3. Carga muerta, carga viva y sismo longitudinal en sentido horario
4. Carga muerta, carga viva y sismo transversal

Se desarrollará el cálculo de presiones para el primer caso:

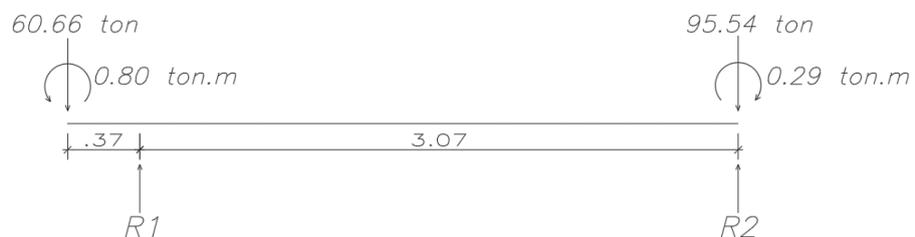


Figura 4.30: Sistema de cargas para caso 1 de viga conectada

Se deberá verificar el equilibrio en el sistema con el fin de estimar las reacciones R1 y R2. Usando:

$$\sum M_1 = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

Obtenemos:

$$R_1 = 49.27 \text{ ton}$$

$$R_2 = 106.73 \text{ ton}$$

Las presiones ejercidas sobre las zapatas serán:

Zapata excéntrica:

$$\sigma_{max} = \frac{49.27 * 1.05}{2.1 * 0.95} + \frac{6 * 1.41}{0.95 * 2.1^2} = 28.06 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{49.27 * 1.05}{2.1 * 0.95} - \frac{6 * 1.41}{0.95 * 2.1^2} = 23.80 \text{ ton/m}^2$$

Ambas presiones son menores a 40 ton/m².

Zapata interior:

$$\sigma_{max} = \frac{106.73 * 1.05}{2.60 * 1.20} + \frac{6 * 3.08}{1.20 * 2.6^2} = 38.19 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{106.73 * 1.05}{2.60 * 1.20} - \frac{6 * 3.08}{1.20 * 2.6^2} = 33.64 \text{ ton/m}^2$$

Ambas presiones son menores a 40 ton/m².

De la misma manera se deberá proceder con los casos restantes. En la tabla xx, se puede visualizar las presiones restantes.

Casos	Zapata Excéntrica		Zapata interior	
	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
1	28.06	25.93	38.19	33.64
2	22.93	18.67	25.36	20.8
3	35.68	31.66	24.83	20.27
4	29.85	26.32	34.56	31.03

Tabla 4.24: Presiones debido a cargas de servicio sobre el terreno
 $\sigma_{max} - \sigma_{min}$: ton/m²

Diseño de concreto armado:

Tras verificar las presiones por cargas de servicio, se deberá desarrollar nuevamente el mismo procedimiento del cálculo de presiones, pero considerando la amplificación de las cargas según la norma E.060.

Para la zapata excéntrica:

$$\sigma_u = 57.08 \text{ ton/m}^2$$

Para la zapata interior:

$$\sigma_u = 61.10 \text{ ton/m}^2$$

. Diseño por punzonamiento

Iniciaremos el diseño asumiendo un peralte inicial de 0.60 m.

Para zapata interior:

$$A_o = (0.6 + 1.0) * (0.6 + 0.2) = 1.28 \text{ m}^2$$

$$b_o = (0.6 + 1.0) * 2 + (0.6 + 0.2) * 2 = 4.80 \text{ m}$$

$$V_u = \sigma_u * (A_t - A_o) = 61.10 * (3.12 - 1.28) = 112.42 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 480 * 60 * 10^{-3} = 376.03 \text{ ton}$$

Entonces:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Para zapata excéntrica:

$$A_o = (0.20 + 0.35) * (1.0 + 0.7) = 0.94 \text{ m}^2$$

$$b_o = (0.20 + 0.35) * 2 + (1.0 + 0.7) = 2.80 \text{ m}$$

$$V_u = \sigma_u * (A_t - A_o) = 57.08 * (2.0 - 0.94) = 60.50 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 280 * 60 * 10^{-3} = 219.35 \text{ ton}$$

Entonces:

$$\phi V_c \geq V_u$$

. Diseño por corte

Para el diseño por corte se asumirá un ancho de la sección igual a 1 metro.

Zapata interior:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 60 * 10^{-3} = 39.17 \text{ ton}$$

Siendo el volado más largo de 0.80 m, entonces:

$$V_u = \sigma_u * (\text{volado} - d) = 61.10 * (0.80 - 0.60) = 12.22 \text{ ton}$$

Verificamos que:

$$\phi V_c \geq V_u$$

Zapata exterior:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 60 * 10^{-3} = 39.17 \text{ ton}$$

Siendo el volado más largo de 0.80 m, entonces:

$$V_u = \sigma_u * (\text{volado} - d) = 57.08 * (0.75 - 0.60) = 8.56 \text{ ton}$$

. Diseño por flexión

Se asumirá un ancho de 1 metro para la sección.

Zapata interior:

$$M_u = \frac{\sigma_u * \text{volado}^2}{2} = \frac{61.10 * 0.80^2}{2} = 19.55 \text{ ton.m}$$

Haciendo uso de las expresiones previamente mencionadas para la estimación del acero requerido, obtenemos:

$$A_{s_{requerido}} = 9.79 \text{ cm}^2$$

Mientras que según la norma E.060, el acero mínimo debe ser mayor o igual que el 0.18% del área de la sección.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Obteniendo una armadura de $\phi 5/8'' @ 0.16 \text{ m}$

Zapata excéntrica:

$$M_u = \frac{\sigma_u * \text{volado}^2}{2} = \frac{57.08 * 0.75^2}{2} = 16.05 \text{ ton.m}$$

Haciendo uso de las expresiones previamente mencionadas para la estimación del acero requerido, obtenemos:

$$A_{s_{requerido}} = 8.00 \text{ cm}^2$$

Mientras que según la norma E.060, el acero mínimo debe ser mayor o igual que el 0.18% del área de la sección.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Obteniendo una armadura de $\phi 5/8'' @ 0.16 \text{ m}$

4.2 Muros de ductilidad limitada

4.2.1 Pre-dimensionamiento

a. Muros de concreto

Según el plano de arquitectura el espesor de los muros oscila entre 10 y 15 cm. Con el fin de obtener una primera estructuración base para la estructura optamos por uniformizar el espesor de los muros a 12 cm, siendo esta dimensión también típica en el sector de la construcción para edificios del presente tipo.

Para poder tener identificado el número de tipos de muros a diseñar se plantea la siguiente distribución de muros que se podrá visualizar en la imagen --, asignándole a cada tipo de muro una denominación PL. Cabe indicar que, debido a la simetría de elementos en el plano, más de una placa recibirán la misma denominación.

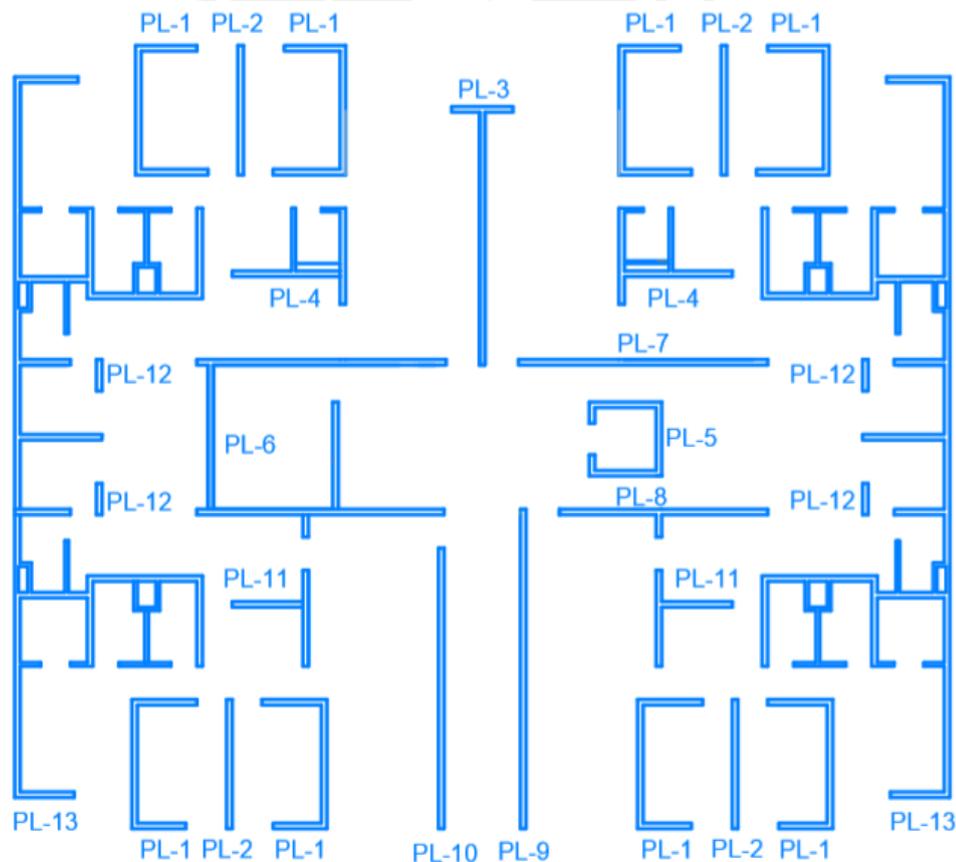


Figura 4.31: Distribución de muros de concreto armado en planta

Al visualizar la planta de arquitectura previamente expuesta, nos podemos percatar que existen más muros de los que planteamos en la imagen anterior, esto es considerando que dichos muros serán tabiques arquitectónicos. Con el fin de no perder la gran rigidez que caracterizan a los edificios de muros de ductilidad limitada se omitió muros de poca longitud.

b. Losas macizas

Para la presente estructura, las losas serán macizas con espesores que se podrán estimar según la siguiente expresión, obtenida del libro de estructuración y diseño del Ing. Blanco Blasco (1996).

$$h > \frac{PE}{180}$$

donde:

h: Peralte de losa

PE: Perímetro interno del paño de losa por analizar

Para poder garantizar el máximo espesor a utilizar será preferible analizar uno de los paños que posean mayor perímetro, siendo de esta manera el paño por analizar el que se presenta sombreado en la figura 4.30.

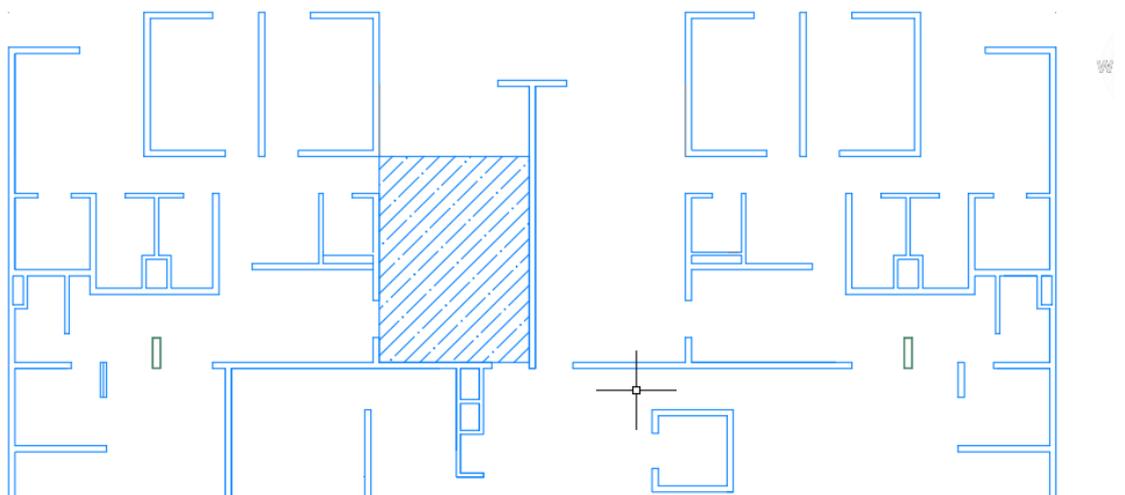


Figura 4.32: Paño de losa maciza para estimación de peralte

Dicho paño presenta un perímetro de 17.20 m aproximadamente, por lo que al aplicar la expresión nombrada previamente se obtendrá un peralte estimado de 0.095 m. Por motivos de simplicidad en el proceso constructivo y habilitación de espacios suficientes para la ubicación de los refuerzos de acero, dicho peralte podrá ser redondeado a 0.10 m.

Por otro lado, es importante tener en cuenta que un espesor de 10 cm dificultara considerablemente el paso de tuberías embebidas para las instalaciones sanitarias. Por lo que, al considerar el espacio necesario para el refuerzo de acero, el recubrimiento mínimo por el reglamento de edificaciones para dichas conexiones no se podrá cumplir. Por ello, es necesario considerar losas macizas de un peralte aproximado de 20 cm para los paños donde se ubiquen los servicios higiénicos.

4.1.2 Análisis sísmico

Para el desarrollo del análisis sísmico se procedió a modelar el edificio en el programa ETABS 2017, para así poder realizar tanto el análisis dinámico como estático y verificar los parámetros estipulados por la norma E.030.

A continuación, se mostrará una vista de planta y 3D del modelo realizado

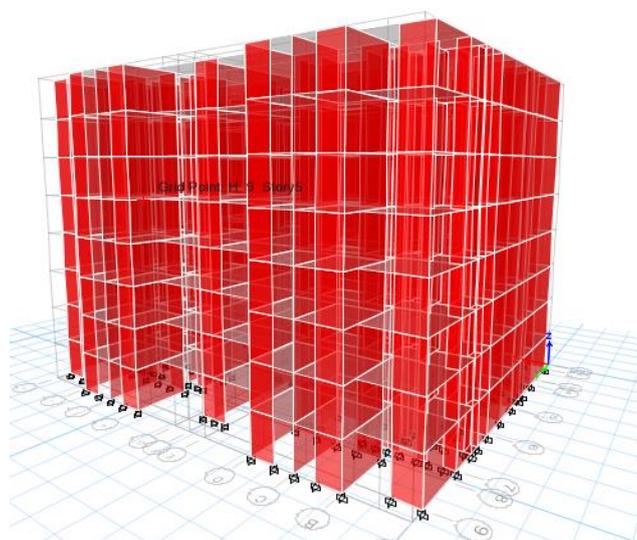


Figura 4.33: Vista D de modelo estructural de SMDL en ETABS



Figura 4.34: Vista de planta de modelo estructural de SMDL en ETABS

Se puede observar en la figura 4.32, la presencia de vacíos dentro del modelo debido a la presencia de ductos o espacios destinados para el ascensor, con el fin de respetar la distribución arquitectónica inicial. Por otro lado, también se puede visualizar en la imagen --, que se asumió la condición de empotramiento en la base de la estructura.

a) Análisis estático

Para el desarrollo del análisis estático, será necesario calcular la fuerza cortante basal de la estructura, por medio de la expresión del artículo 28.2 de la norma E.030. Sabiendo que se trata de un edificio de muros de ductilidad limitada, este se trabajará para un factor de reducción (R) igual a 4; esto debido a la poca ductilidad que podrá desarrollar la estructura. Por otro lado, sabiendo que la estructura se desarrolla en un contexto de regularidad en planta y altura, debido a su composición y geometría, no será necesario castigar el factor R .

Teniendo en cuenta que los parámetros Z, U, C y S fueron determinados previamente para ambos sistemas estructurales en análisis, debido a las mismas condiciones de entorno y parámetros de la norma. Se hace un resumen de dichos parámetros en la tabla 4.20.

Por último, será necesario el valor del peso sísmico de la estructura calculado según el artículo 26 de la norma, para lo cual hicimos uso del programa ETABS una vez definido el valor y tipo de carga, junto a su porcentaje de intervención para el peso sísmico.

En la tabla 4.25, se podrá visualizar la distribución del peso sísmico por piso.

Piso	Masa	Peso
	tonf-s ² /m	ton
8	25.4	249.3
7	39.3	386.5
6	39.3	386.5
5	39.3	386.5
4	39.3	386.5
3	39.3	386.5
2	39.3	386.5
1	39.3	386.5
	2954.6	

Tabla 4.25: Distribución del peso sísmico por nivel

Cabe mencionar que el peso por metro cuadrado para la estructura en desarrollo será de 0.97 tn/m² considerando el 100 % de la carga viva, ya que el área total por planta es de aproximadamente de 465 m².

Obteniendo de esa manera, por medio de la fórmula de V_{basal} :

$$V_{basal} = \frac{Z * U * C * S}{R} * P = 830.98 \text{ ton}$$

Podemos visualizar que la cortante basal será aproximadamente un 28% del peso sísmico de la estructura.

b) Análisis dinámico

Para poder realizar el análisis de aceleración espectral, será necesario realizar un gráfico del espectro de pseudo aceleraciones como se mencionó previamente en la metodología.

Para el desarrollo del análisis de los modos de vibración será necesario que dichos valores sean extraídos del programa ETABS, tomando en cuenta que dichos valores dependen de la rigidez y la masa por nivel que puede presentarse en el proyecto.

Modo	Periodo	Masa participativa X	Masa participativa Y
	seg		
1	0.116	1	0
2	0.058	0	0.997
3	0.051	0	0.003
4	0.03	0.866	0.001
5	0.026	1	0
6	0.023	0.106	0.799
7	0.022	0.026	0.119
8	0.021	0.052	0.175
9	0.021	0	0.1
10	0.02	0	0.376
11	0.019	0	0.003
12	0.018	0.001	0.009
13	0.018	0.372	0.503
14	0.017	0.005	0.093
15	0.016	0.072	0.053
16	0.016	0	0.98
17	0.016	0.001	0.939
18	0.015	0	0.012

Tabla 4.26: Periodos y masas efectivas del análisis modal

Posteriormente se deberá verificar que las derivas máximas del edificio no superen al máximo valor permitido por la norma E-060. Cabe mencionar que dicha deriva máxima posee el valor de 0.007 y que cualquier valor que pase esta consideración dará a entender un mal comportamiento de la estructura.

Piso	Deriva elástica	Deriva inelástica
8	0.000286	9.72E-04
7	0.000292	9.93E-04
6	0.000297	1.01E-03
5	0.000294	1.00E-03
4	0.00028	9.52E-04
3	0.000248	8.43E-04
2	0.000194	6.60E-04
1	9.70E-05	3.30E-04

Tabla 4.27: Derivas elásticas e inelásticas ante el sismo en el sentido X-X

Piso	Deriva elástica	Deriva inelástica
8	6.50E-05	2.21E-04
7	6.80E-05	2.31E-04
6	7.20E-05	2.45E-04
5	7.50E-05	2.55E-04
4	7.50E-05	2.55E-04
3	7.10E-05	2.41E-04
2	5.90E-05	2.01E-04
1	3.70E-05	1.26E-04

Tabla 4.28: Derivas elásticas e inelásticas ante el sismo en el sentido Y-Y

Por otro lado, también será necesario la extracción de los valores correspondientes a las fuerzas cortantes dinámicas en la estructura, las cuales se pueden visualizar en la siguiente tabla 4.29.

Load Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
SISMO DINA X-X Max	600.7	0.5
SISMO DINA Y-Y Max	0.5	628.8

Tabla 4.29: Fuerza máxima dinámica para SMDL

4.1.3 Diseño de concreto armado

Para el desarrollar el diseño en concreto armado será necesario la consideración de ciertos criterios como el diseño por resistencia.

. Diseño por resistencia

Este principio consta de instalar a la sección en análisis de una capacidad mayor o igual a la capacidad última. La cual se extraerá del análisis estructural.

Cabe mencionar que la capacidad de la sección se definirá como la capacidad nominal de la sección afectada por un factor de reducción, mientras que la capacidad ultima será la que se obtenga de la combinación de cargas y factores de amplificación de estas, dispuesto por la norma E.020.

	Combinaciones de cargas y factores de amplificación
1	1.4CM + 1.7CV
2	1.25(CM + CV) +/- S
3	0.9CM +/- S

Tabla 4.30: Combinaciones de cargas (Norma E.060, 2009)

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

	Factores de reducción
Flexión	$\phi = 0.90$
Cortante	$\phi = 0.85$
Flexo compresión	$\phi = 0.70$

Tabla 4.31: Factores de reducción (Norma E.060, 2009)

a) Diseño de elementos horizontales

El diseño de elementos horizontales constara del diseño de las losas macizas definidas previamente en el pre dimensionamiento. Estas se diseñarán por flexión y cortante, según la norma E.060.

Las consideraciones a tomar en cuenta para el desarrollo del diseño serán las siguientes:

- . Para el diseño por flexión se deberá cumplir las hipótesis de diseño como el equilibrio de fuerzas, compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas.
- . Según la norma E.060, es posible asumir el modelo de bloque de compresiones para el diseño por flexión, brindando la disponibilidad de uso de las fórmulas (1) y (2)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}} \dots (1)$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})} \dots (2)$$

. Se deberá satisfacer la siguiente desigualdad para el diseño por resistencia

$\phi Rn \geq Ru$, tanto para flexión como para cortante.

. Se deberá verificar el rango de áreas de refuerzo según la norma E.060

. Se deberá calcular la longitud de desarrollo hacia los muros colindantes a la losa, con el fin de dotar cierta capacidad de adherencia.

. Es necesario verificar las deflexiones inmediatas y las diferidas, según la norma E.060.

Ejemplo de diseño de losa maciza

Siendo las losas de 10 cm las más predominantes en la estructura, el ejemplo se desarrollará para una de estas. También, es importante tener en cuenta que de la misma manera que los muros delgados, la instalación de una doble malla sería constructivamente no viable. Por lo que solo se dispondrá de una única malla, junto al apoyo de bastones de acero en las zonas donde el momento de demanda exceda al refuerzo mínimo.

Según el artículo 9.7 de la norma E.060, el refuerzo mínimo de la sección será igual a 0.0018 veces el área analizada.

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = 0.0018 * b * h$$

Por lo que analizando para $b = 100 \text{ cm}$ y $h = 10 \text{ cm}$ de losa, obtendremos:

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

Siendo una losa de 10 cm, haremos uso de varillas de acero de 8 mm de diámetro para evitar congestión de refuerzo

$$\#varillas = \frac{1.8}{0.395} = 4.55 \sim 5$$

Para el espaciamiento a emplear distribuiremos la cantidad de varillas calculada en los 100 cm que poseemos como ancho, por lo que obtenemos:

$$s = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

. Por otro lado, se calculará la capacidad instalada en la sección, con el fin de verificar la necesidad de bastones o no en la losa maciza, según el diagrama de momentos obtenido por el programa ETABS.

El momento último del análisis serán las que se muestran en las figuras.

Para el eje Y-Y:

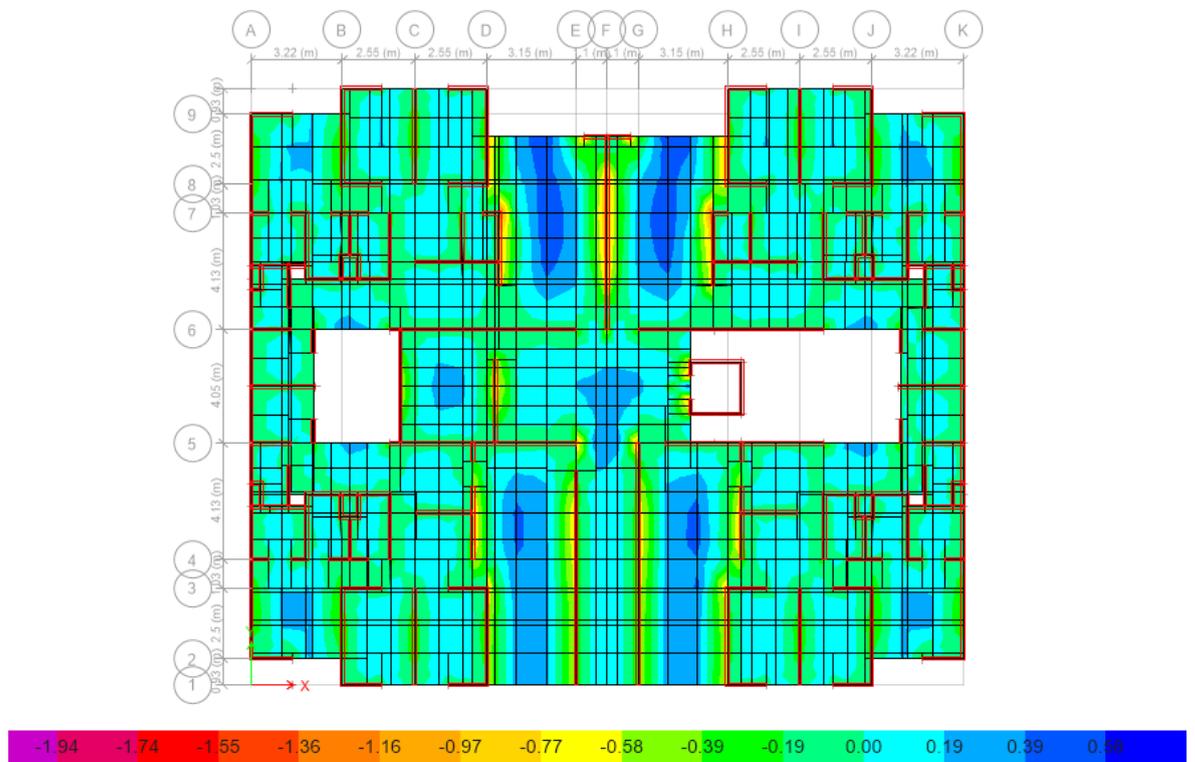


Figura 4.35: Distribución de momentos en Y-Y

Para el cálculo de los aceros de refuerzo en las secciones, que el acero mínimo por efectos de contracción no sea suficiente. Se deberá hacer uso de las fórmulas (1) y (2) que han sido mencionadas previamente. Por lo que en la siguiente tabla podremos visualizar las cuantías a utilizar para los momentos últimos aplicados en posiciones aleatorias.

	X-X		Y-Y	
	1	2	3	4
Mu (ton.m)	0.56	-0.91	0.57	-1.17
As requerido (cm ²)	3.5	5.54	3.51	7.2
Refuerzo colocado	7Φ8 mm	5Φ8mm + 5Φ 3/8"	7Φ8 mm	5Φ8mm + 6Φ 3/8"
As colocado (cm ²)	3.5	6.05	3.5	7.47

Tabla 4.32: Diseño del refuerzo en la losa.

La cantidad de acero por encima de lo necesario para cubrir el acero mínimo será colocada en la planta como bastones de refuerzo, en donde se deberá especificar que el momento último no exceda a la capacidad nominal.

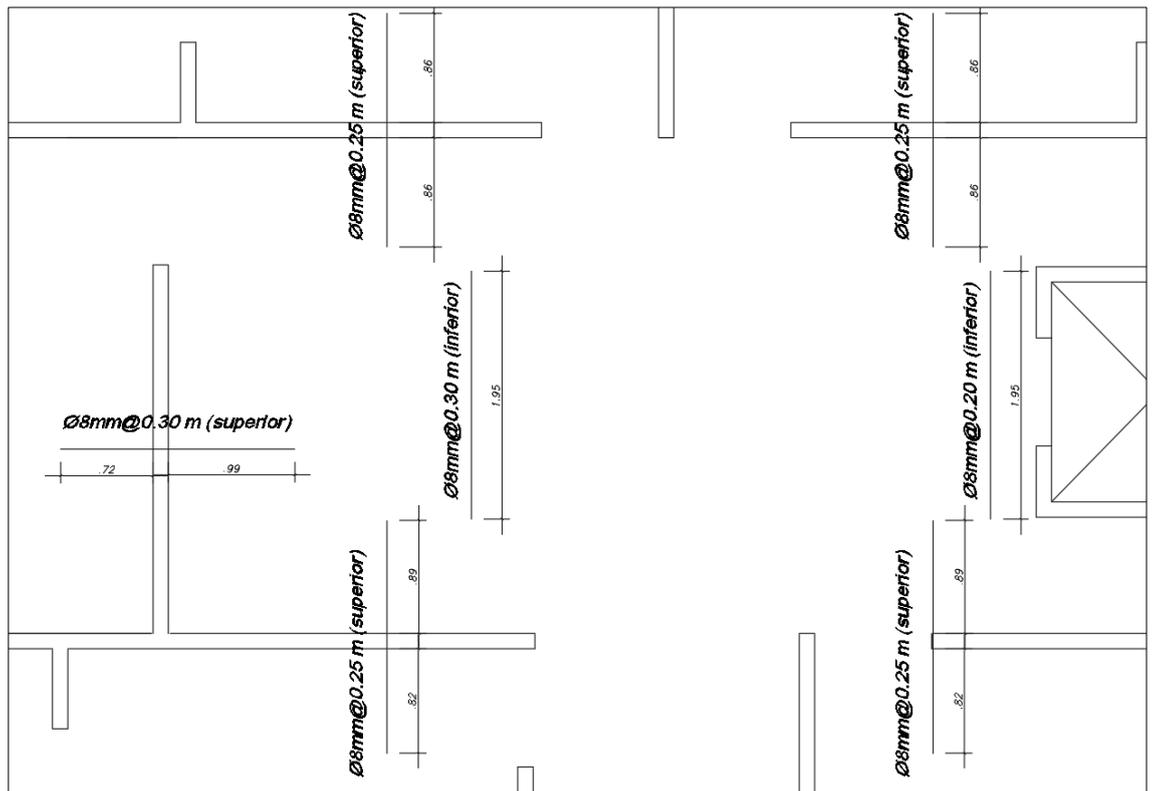


Figura 4.36: Distribución de acero en planta

b) Diseño de elementos verticales

El diseño de elementos verticales constara en el diseño de los muros de concreto armado, los cuales han sido definidos previamente de acuerdo a la arquitectura. Estos muros se diseñarán por flexo compresión y cortante, según la norma E.060 tomando en cuenta las especificaciones para muros de ductilidad limitada.

- Diseño por flexo compresión

La verificación mediante efectos de flexo compresión constará en la elaboración de un diagrama de interacción, el cual definirá la capacidad de la sección del muro frente a cargas axiales de compresión y momentos.

Para la obtención del diagrama de interacción se hará uso de la función Section Designer del programa ETABS donde se realizó el modelo de la estructura. Por otro lado, para la obtención de un diagrama inicial se deberá definir una cuantía de refuerzo, la cual se podrá estimar por medio de la cuantía mínima para muros.

Las especificaciones para cuantía mínima para muros de concreto según la norma E.060 son las siguientes:

Para el refuerzo Horizontal:

$$\text{Si: } Vu \geq \frac{1}{2}\phi Vc \quad \rho_h = 0.0025$$

$$Vu \leq \frac{1}{2}\phi Vc \quad \rho_h = 0.0020$$

Para el refuerzo Vertical:

$$\text{Si: } Vu \geq \frac{1}{2}\phi Vc \quad \rho_v = 0.0020$$

$$Vu \leq \frac{1}{2}\phi Vc \quad \rho_v = 0.0015$$

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

Una vez que se cuente con el refuerzo mínimo, se podrá asumir a este como el inicial para el proceso de iteración hasta conseguir que las demandas últimas tanto de fuerzas en compresión y momento de las distintas combinaciones de cargas puedan permanecer dentro del diagrama de interacción.

- Diseño por cortante

Para el diseño por corte será necesario la estimación de la fuerza cortante última por medio de la siguiente expresión:

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

Donde:

M_{ur}: Momento Nominal obtenido con el refuerzo colocado

M_{ua}: Momento último actuante proveniente del análisis estructural

V_{ua}: Fuerza cortante hallada en el análisis

Cabe resaltar que el presente proceso tiene como objetivo garantizar una falla por flexo compresión antes que una falla por corte, ya que como se pudo mencionar previamente una falla por corte es mucho menos conveniente.

También es importante saber que el máximo valor que puede adquirir el cociente de M_{ur} y M_{ua} es el factor R, debido a que si se llegase a superar dicho valor se estaría diseñando una placa que solo trabaje en el rango elástico. Por lo que es importante hacer uso de la poca o mucha ductilidad que pueda tener el elemento estructural.

Una vez que se conozca el valor de la cortante ultima, se podrá estimar la capacidad nominal al corte del elemento por medio de la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi (A_c * \alpha * \sqrt{f'_c} + A_c * \rho_h * f_y)$$

Donde:

$\phi = 0.85$ factor de reducción por efecto de corte

$A_c = 0.8L$, área de corte en el sentido de análisis

P_h : cuantía de refuerzo horizontal

El valor de α dependerá de la relación h_m/l_m . Si:

$$\frac{h_m}{l_m} \leq 1.5, \text{ entonces } \alpha = 0.80$$

$$\frac{h_m}{l_m} \geq 2.5, \text{ entonces } \alpha = 0.53$$

$$1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2.5, \text{ entonces se debe interpolar}$$

Por otro lado, es necesario también la verificación de corte por fricción para garantizar un adecuado comportamiento de la base. Para ello se hace uso de la siguiente expresión:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v * f_y)$$

Donde:

$\phi = 0.85$: Factor de reducción al corte

$\mu = 0.60$: Módulo de fricción del concreto endurecido

$N_u = 0.9 * N_m$: Fuerza normal última en función de la carga muerta

$A_v = p_v * t * 100$: Área de refuerzo vertical

N_m : Fuerza normal debido a la carga muerta

p_v : Cuantía vertical de acero

t : Espesor del muro

Por último, deberá verificarse que las capacidades nominales sean mayores o igual que las demandas últimas.

Ejemplo de diseño

Se desarrollará el diseño del muro PL-X que se puede observar en la figura 4.35.

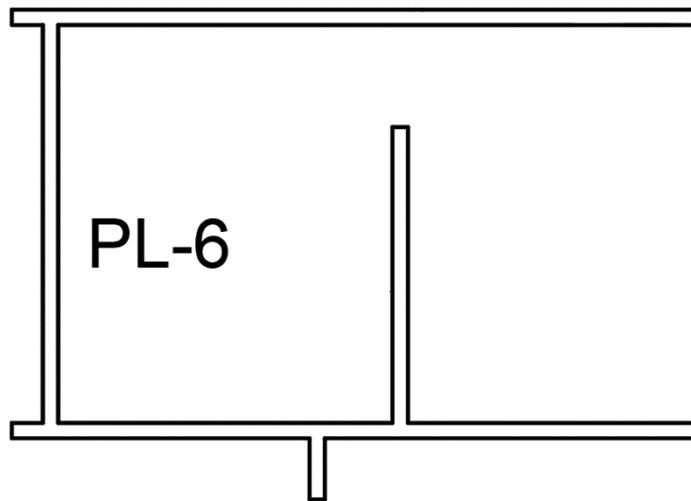


Figura 4.37: Muro PL-6 del SMDL

Tras el desarrollo del análisis estructural, es posible conocer la fuerza axial, fuerza cortante y momento flector que actuaran sobre el muro seleccionado.

Para poder realizar el diseño de concreto armado, se deberá realizar la amplificación de carga necesaria según la norma E.060 con el fin de obtener la demanda última de diseño. En las tablas 4.33 y 4.34 se podrán visualizar las cargas últimas para cada eje respectivamente.

Combinación	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton.m)
1.4CM + 1.7CV	296.16	0.28	12.36
1.25(CM+CV) + S	221.43	89.23	432.18
1.25(CM + CV) – S	221.43	-89.23	-421.85
0.9CM + S	192.72	88.36	348.96
0.9CM -S	192.72	-88.73	-352.41

Tabla 4.33: Cargas ultimas de diseño para el muro en X-X

Combinación	Pu (ton)	Vu (ton)	Mu (ton.m)
1.4CM + 1.7CV	285.86	0.28	12.36
1.25(CM+CV) + S	221.43	72.15	401.18
1.25(CM + CV) – S	221.43	-72.15	-406.82
0.9CM + S	185.14	73.34	385.52
0.9CM -S	185.14	-73.33	-378.22

Tabla 4.34: Cargas ultimas de diseño para el muro en Y-Y

Para la obtención del diagrama de interacción es necesario tener una primera aproximación del refuerzo de acero por utilizar en el muro. Por lo que la estimación del aporte al corte del concreto permitirá obtener esa primera aproximación.

Considerando $h_m = 21.50$ m

En X-X:

Donde $l_{mx} = 6.70$ m

$$\frac{h_m}{l_{mx}} = \frac{21.50}{6.70} = 3.20$$

Por lo tanto, $\alpha = 0.53$

$$\phi V_{cx} = \phi * A_c * \alpha * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.80 * 12 * 670 * 0.53 * \sqrt{210} = 41.90 \text{ ton}$$

$$\frac{\phi V_{cx}}{2} = 20.95 \text{ ton}$$

Como $V_{ux} = 89.23$ ton; entonces $V_{ux} > \frac{\phi V_{cx}}{2}$, por lo que $\rho_v \geq 0.0025$

$A_{svx} = 0.0025 * 100 * 12 = 3 \text{ cm}^2/m$, pudiendo colocar varillas de 8 mm cada 15 cm.

En Y-Y:

Donde $l_{mx} = 4.15$ m

$$\frac{h_m}{l_{mx}} = \frac{21.50}{4.15} = 5.18$$

Por lo tanto, $\alpha = 0.53$

$$\phi V_{cx} = \phi * A_c * \alpha * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.80 * 12 * 415 * 0.53 * \sqrt{210} = 26.01 \text{ ton}$$

$$\frac{\phi V_{cx}}{2} = 13.00 \text{ ton}$$

Como $V_{ux} = 73.34 \text{ ton}$; entonces $V_{ux} > \frac{\phi V_{cx}}{2}$, por lo que $\rho_v \geq 0.0025$

$A_{svx} = 0.0025 * 100 * 12 = 3 \text{ cm}^2/m$, pudiendo colocar varillas de 8 mm cada 15 cm.

Flexo compresión:

Una vez conocido el refuerzo de acero que ira en el alma del muro, será posible estimar el diagrama de interacción de los elementos verticales con el fin de verificar las solicitudes últimas respecto al diagrama de diseño.

Con la malla inicial no cumplía los requerimientos de las solicitudes últimas, por lo que se decidió cambiar a varillas de 12 mm cada 10 cm.

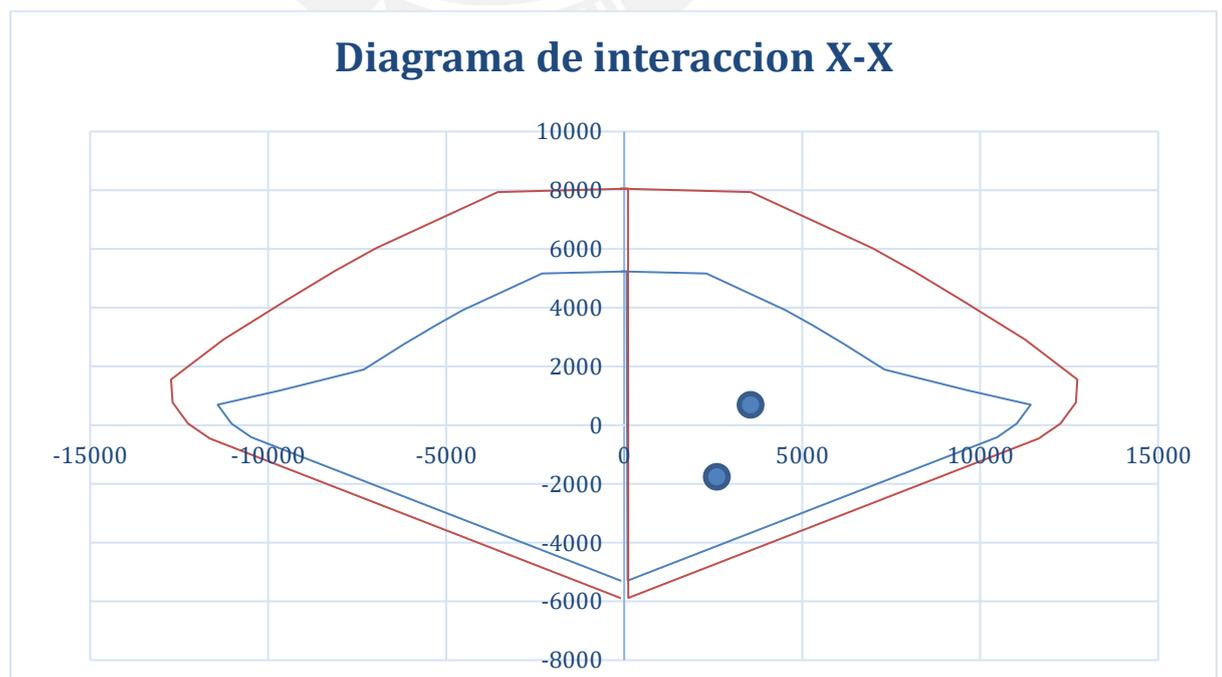


Figura 4.38: Distribución de momentos en Y-Y

Se puede visualizar en la figura 4.36 dos gráficas, siendo la de valores más altos la correspondiente a la resistencia nominal de la sección (M_n , P_n), mientras que la gráfica de valores menores es correspondiente a las resistencias de diseño (ϕM_n , ϕP_n).

Cabe destacar que ambas graficas son necesarias tanto para la verificación por flexo compresión, como para el diseño por corte para conocer la escala por usar.

Momento de agrietamiento:

Se deberá verificar el agrietamiento en el muro mediante la siguiente expresión:

$$M_{cr} = S * \left(2 * \sqrt{f'c} + \frac{P}{A} \right)$$

Para x-x:

Sabiendo que:

$$A = 3.16 \text{ m}^2$$

$$I_y = 6.35 \text{ m}^4$$

$$y = 3.15 \text{ m}$$

$$S_y = 2.05 \text{ m}^3$$

$$M_{cr} = 2050000 * \left(2 * \sqrt{210} + \frac{221430}{31600} \right) = 737.80 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 885.36 \text{ ton.m}$$

$$\text{Para } P_u = 221.43 \quad \rightarrow \quad M_{nx} = 6200 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad M_n > 1.2M_{cr}$$

Para y-y:

Sabiendo que:

$$A = 3.16 \text{ m}^2$$

$$I_x = 4.75 \text{ m}^4$$

$$y = 2.00 \text{ m}$$

$$S_y = 2.40 \text{ m}^3$$

$$M_{cr} = 2400000 * \left(2 * \sqrt{210} + \frac{221430}{31600} \right) = 863.76 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 1036.51 \text{ ton.m}$$

$$\text{Para } P_u = 221.43 \quad \rightarrow \quad M_{nx} = 4100 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad M_n > 1.2M_{cr}$$

Con los resultados obtenidos en las verificaciones para el eje X e Y, se puede concluir que el refuerzo de acero es el necesario para garantizar que la capacidad nominal de la sección sea mayor a la demanda de agrietamiento.

Por otro lado, para la verificación de la necesidad de confinamiento en los muros de la estructura se deberá emplear la siguiente expresión:

$$C < \frac{lm}{600 * \frac{\Delta_m}{h_m}}$$

$$\text{Para } lm = 6.70 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta_m}{h_m} = 0.00021$$

$$C = 38.3 \text{ cm}$$

$$38.3 \text{ cm} < 53.17 \text{ cm}$$

Por lo tanto, no será necesario confinamiento a lo largo del muro.

Por corte:

Una vez que se culmina con el diseño por flexo compresión, se deberá realizar el diseño por cortante, el cual se desarrollará para ambos sentidos.

Para X-X:

$$. M_{nx} = 1800 \text{ ton.m} \quad M_{ux} = 432.17 \text{ ton.m}; \quad (M_{nx}/M_{ux}) = 4.25$$

$$. V_{ux} = 7.40 * V_{ua} = 7.40 * 89.23 = 379.23 \text{ ton}$$

$$. \phi V_{n_{max}} = 0.85 * 2.7 * \sqrt{210} * 0.8 * 12 * 780 = 213.91 \text{ ton}$$

$$. \phi V_{cx} = 41.90$$

$$. V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = 396.85 \text{ ton}$$

$$.Vs = Ac * \rho * fy \rightarrow \rho = \frac{396850}{12*0.8*780*4200} = 0.007$$

. Ash = 0.007*12*100 = 8.4 cm²/m, lo cual equivale a varillas de 12 mm cada 10 cm

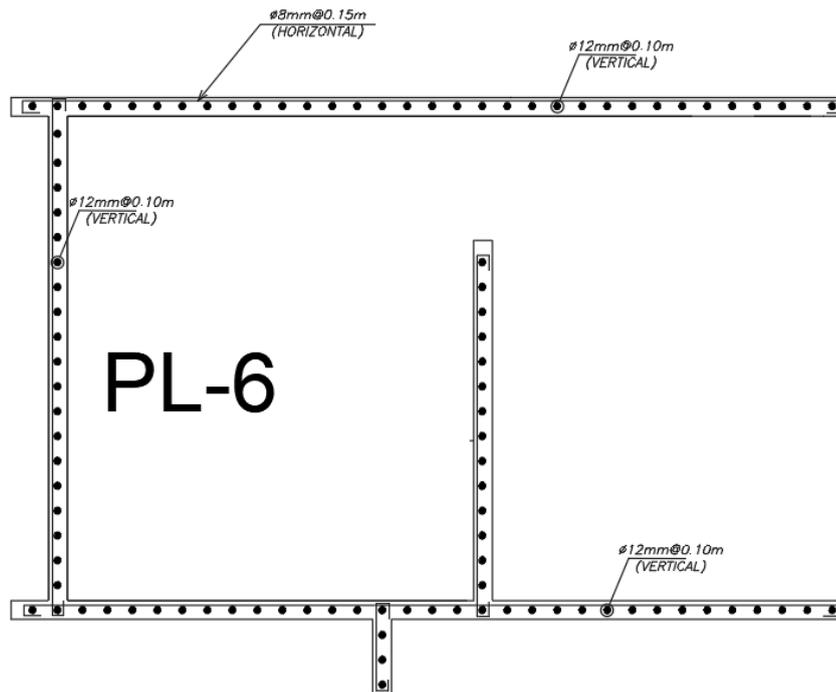


Figura 4.39: Distribución del refuerzo muro PL-6

c) Diseño de cimentaciones

El diseño de la cimentación para el edificio de MDL, será el correspondiente al de una platea de cimentación. Esto se debe a que la gran cantidad de muros que posee este tipo de estructura generaría interferencia entre las cimentaciones y dificultaría el proceso constructivo.

- Idealización de platea de cimentación

Para el análisis de la platea de cimentación se hará uso del software SAFE, en el cual haremos uso del análisis por medio de elementos finitos para el análisis de presiones y

cargas. Cabe mencionar que el programa SAFE no considera las demandas en tracción del terreno.

El comportamiento en la interacción del terreno con la platea se modelará en el programa SAFE asimilándolo a un conjunto de resortes distribuidos de manera uniforme por debajo de la platea. Dichos resortes tendrán un coeficiente de rigidez (k), que será equivalente al módulo de reacción de la subrasante, que también es conocido como módulo de balasto. Este coeficiente depende la presión admisible del suelo y se estimó según la tabla 4.35.

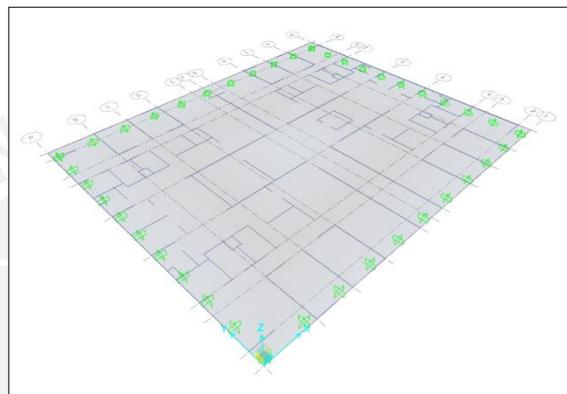


Figura 4.40: Modelo de placa de cimentación en programa SAFE.

Modulo de Reacción del Suelo
Datos para SAFE

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ²)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ²)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ²)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00

Tabla 4.35: Valores del coeficiente de balasto según el esfuerzo admisible del suelo (Morrison, 1993)

Ejemplo de diseño de la platea de cimentación

Teniendo como base una presión admisible máxima de 4 kg/cm² (con un aumento de 30% para casos que incluyan cargas sísmicas, 5.3 kg/cm²), es necesario verificar que las presiones que se forman en el terreno no excedan a dicha presión. La verificación de las presiones se deberá realizar para las siguientes combinaciones de cargas:

- CM + CV
- CM + CV +/- 0.8CS_x
- CM + CV +/- 0.8CS_y

En la figura 4.39 se muestra la distribución de presiones sobre la platea de cimentación debido a las cargas sísmicas y de gravedad. Se observa que la presión admisible de 5.3 kg/cm² es mayor que la presión máxima determinada en SAFE, la cual fue de 5.1 kg/cm².

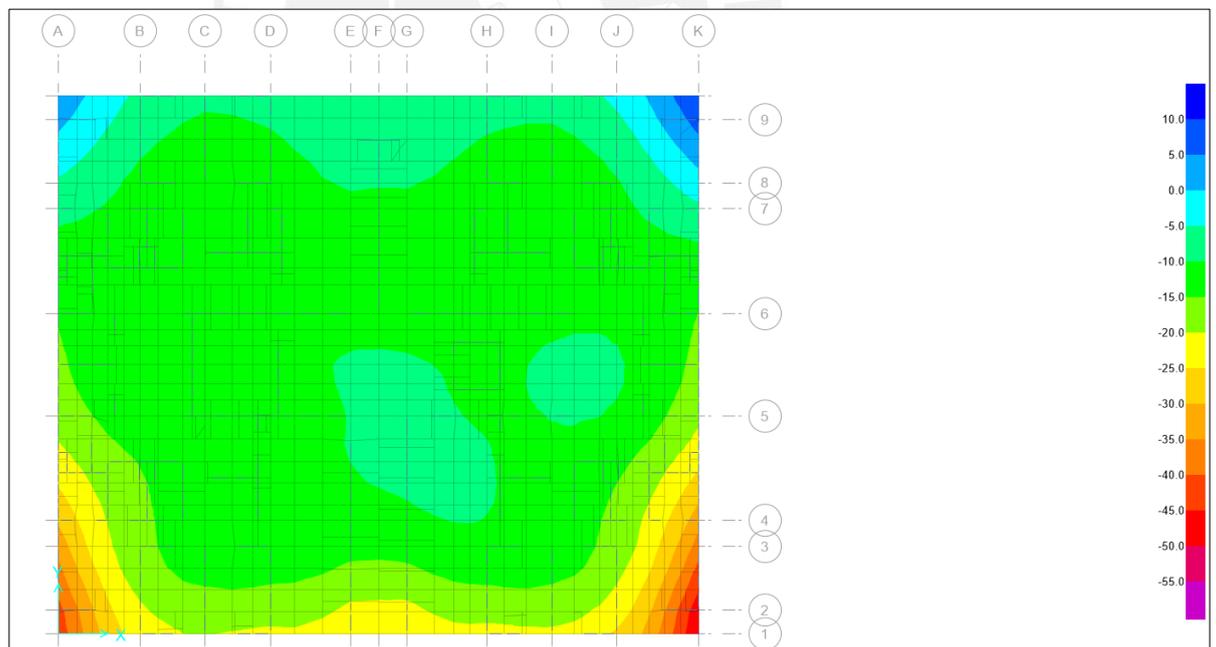


Figura 4.41: Presiones en el suelo generadas por las cargas de gravedad y sismo (CM + CV - 0.8CS_y)

Diseño por flexión y cortante

Con respecto al proceso de diseño tanto por flexión como por corte, será similar al de las losas macizas debido a que la platea de cimentación se puede considerar como una losa de concreto

armado de dos direcciones. En las figuras 4.40 y 4.41 se muestra la distribución de los valores de momento flector y fuerza cortante que actúan en la platea debido a los combos de la norma E.060.

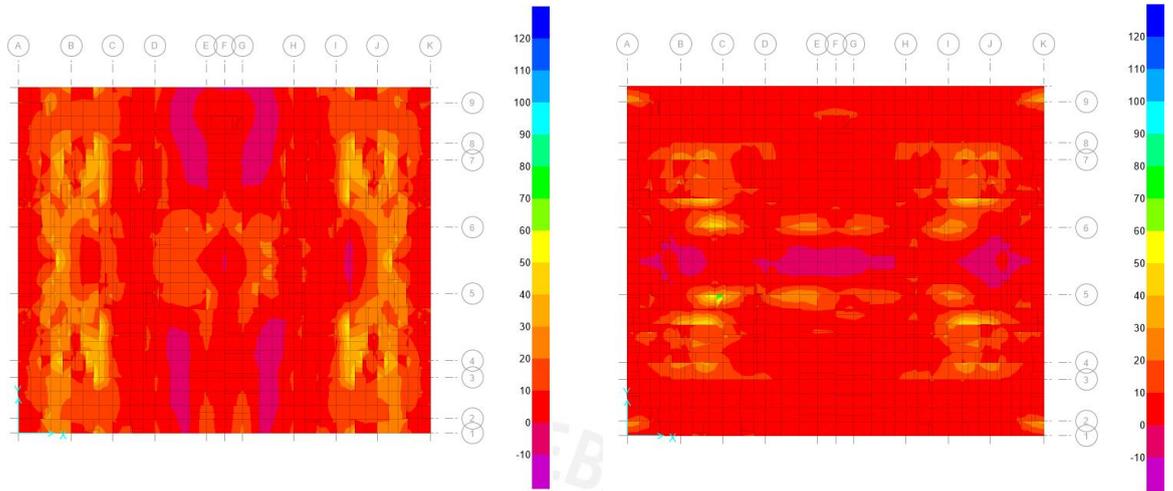


Figura 4.42: Distribución de momentos flectores en las direcciones X e Y

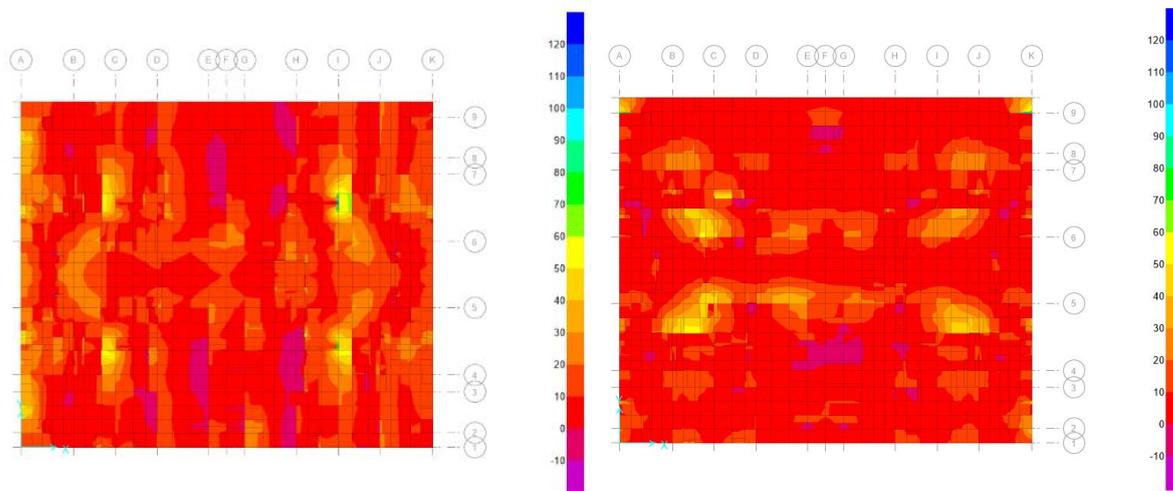


Figura 4.43: Distribución de las fuerzas cortantes en las direcciones X e Y

Se realizará el diseño del área central de la losa ubicada en los ejes D–H y 5-6. Primero se determina la cantidad de acero mínimo para la platea de peralte de 70 cm.

- As min negativo = $0.0006 \times 70 \times 100 = 4.2 \text{ cm}^2$
- As min positivo = $0.0012 \times 70 \times 100 = 8.4 \text{ cm}^2$

	Dirección X		Dirección Y	
	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo
Mu (ton.m)	1.3	21.4	2.3	43.2
As requerido (cm2)	0.57	9.62	1.02	19.82
Refuerzo colocado	φ1/2"@0.20 (malla)	Φ5/8"@0.20 (malla)	φ1/2"@0.20 (malla)	Φ5/8"@0.20 (malla) + Φ5/8"@0.20 (bastón)
As colocado (cm2)	6.45	10	6.45	20

Tabla 4.36: Diseño del refuerzo de la platea de cimentación
 Por último, se verifica la fuerza cortante en la platea de cimentación.

$$Vu\ x = 42.3\ ton ; Vu\ y = 39.6\ ton$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 70 = 45.7\ ton$$

$$\phi Vc > Vu$$

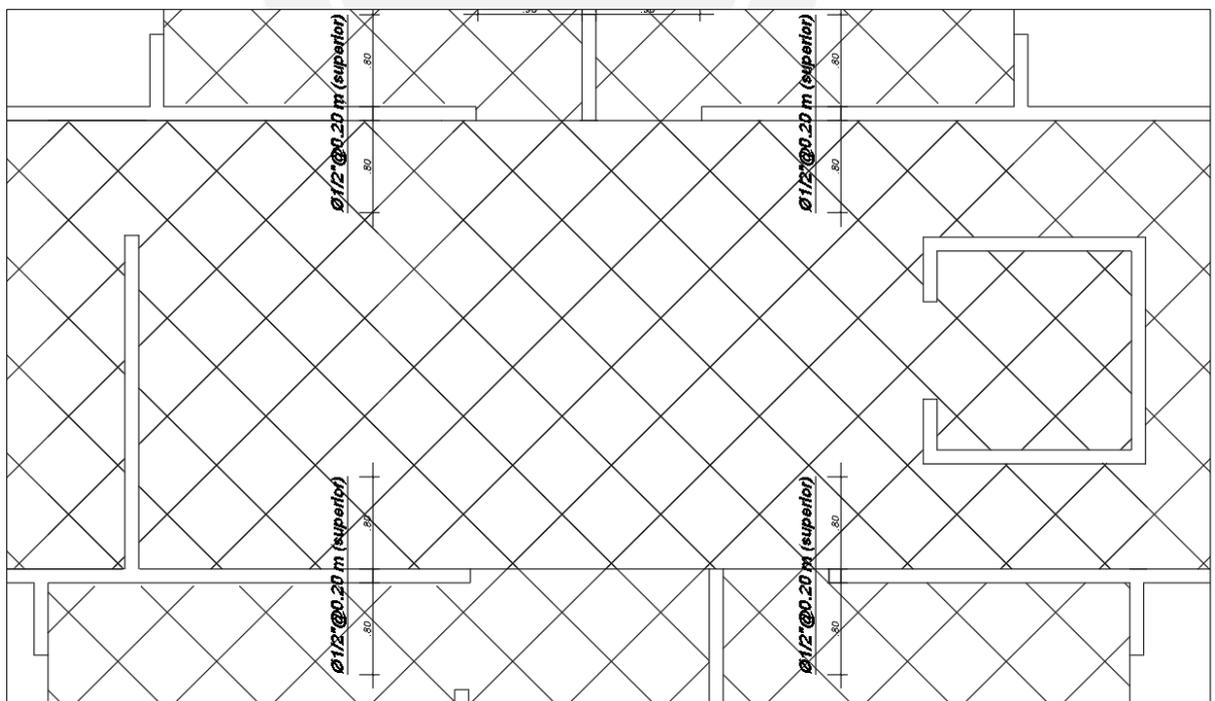


Figura 4.44: Distribución de bastones en planta

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS ECONÓMICO

Para el desarrollo del análisis económico es necesario poder estimar la demanda económica que implica la materia prima y el proceso de construcción de cada estructura. Por motivos de simplicidad solo se realizará dicho análisis mediante la cuantificación del material involucrado en la construcción del casco de las estructuras, el cual fue detallado en los planos tras la etapa de diseño.

Las partidas que involucraran los materiales principales son:

- . Concreto
- . Acero
- . Encofrado

Ya que estos representan un gran porcentaje del valor total destinado para las partidas de construcción civil

5.1 Metrado de elementos verticales y horizontales

Para el desarrollo de los metrados de las partidas previamente mencionadas se hará uso del programa EXCEL, en el cual se desarrollará las plantillas de metrados tanto para el edificio del modelo dual y SMDL.

a) Metrado de elementos verticales

Dentro de lo que implica el metrado de elementos verticales, está incluido los siguientes elementos:

- i) Edificio Dual Tipo I
 - . Columnas
 - . Placas
- ii) Edificio Muros de Ductilidad Limitada

. Muros

Para la elaboración de dichos metrados se tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

. El metrado de concreto se podrá estimar por medio del volumen de los elementos, por lo tanto, tendrá metros cúbicos.

. El metrado de acero se podrá estimar por medio de la longitud total que implica el refuerzo asignado en cada elemento, como varillas longitudinales, transversales y estribos.

. Una vez calculado la longitud total de acero, se deberá estimar el kilaje de acero, ya que el precio que se maneja comercialmente es por kilo de acero.

. Para la estimación del kilaje, se deberá hacer uso del peso lineal del acero según el diámetro de la varilla.

. La venta de varillas de acero en el mercado se realiza en varillas de 9 metros, por lo que será necesario incluir en el metrado las distancias adicionales por traslape de refuerzo.

. El metrado de encofrado se podrá estimar por medio del área lateral para los elementos verticales, por lo tanto, se tendrá una unidad de dimensión al cuadrado

. Ejemplo de metrado para elemento vertical

Se desarrollará el metrado del siguiente elemento vertical del edificio con sistema Dual Tipo I.

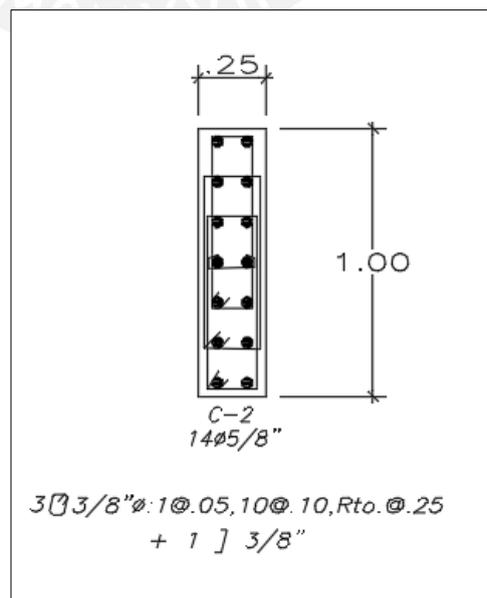


Figura 5.1: Columna de concreto armado C-2

Para el metrado del concreto se hará uso de la siguiente expresión:

$$Volumen = base * largo * alto$$

Donde:

$$Base = 0.25 \text{ m}$$

$$Largo = 1.00 \text{ m}$$

$$Alto = 23.00 \text{ m}$$

Por lo que se obtendrá el siguiente volumen:

$$Volumen = 5.75 \text{ m}^3$$

Para el metrado del encofrado será necesario calcular el área lateral del elemento, por lo que se hará uso de la siguiente expresión:

$$Area = Perimetro * Alto$$

Donde:

$$Perímetro = 1.50 \text{ m}$$

$$Alto = 23.00 \text{ m}$$

Por lo que se obtendrá la siguiente área lateral:

$$Area lateral = 34.5 \text{ m}^2$$

b) Metrado de elementos horizontales

Dentro de lo que implica el metrado de elementos horizontales, se tienen los siguientes:

i) Edificio Dual Tipo I

. Vigas

. Losas aligeradas

. Cimentaciones

ii) Muros de ductilidad limitada

. Losas Macizas

. Platea de cimentación

. **Ejemplo de metrado para elemento horizontal**

VT-07 (30x45)

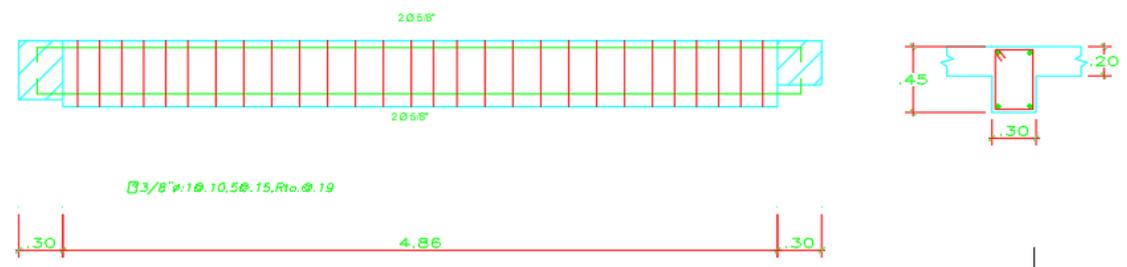


Figura 5.2: Viga de concreto armado VT-07

Para el metrado del concreto se hará uso de la siguiente expresión:

$$\text{Volumen} = \text{base} * \text{largo} * \text{alto}$$

Donde:

Base = 0.30 m

Largo = 4.85 m

Alto = 0.45 m

Por lo que se obtendrá el siguiente volumen:

$$Volumen = 0.65 m^3$$

Para el metrado del encofrado será necesario calcular el área lateral del elemento sin la longitud del ancho superior, por lo que se hará uso de la siguiente expresión:

$$Area = Perimetro * Largo$$

Donde:

$$Perímetro = 1.20 m$$

$$Largo = 4.85 m$$

Por lo que se obtendrá la siguiente área lateral:

$$Area lateral = 5.82 m^2$$

Para el metrado del acero, se deberá dividir tanto en los aceros longitudinales y los estribos, por lo que para los aceros longitudinales seguiremos la siguiente secuencia:

. Cuantificar el número de varillas en la sección, para este caso serán 4 varillas de 5/8"

. Luego, se deberá multiplicar dicha cantidad de varillas por su longitud, considerando los traslapes, las patas en la base de la cimentación, las patas en el último piso. Siendo para este caso una viga de 4.85 m de largo no será necesario contabilizar traslapes, pero si patas en ambos extremos de la viga de 0.25 m, obteniendo una longitud de 5.35 m.

. Una vez que se sepa la longitud total, que en este caso es de 21.4 metros, se deberá multiplicar dicha longitud por la densidad lineal del acero de 5/8" (1.55 kg/m), obteniendo de esa manera el kilaje total de varillas longitudinales.

Para los estribos se deberá considerar el siguiente proceso:

. Cuantificación del número de estribos, respetando las especificaciones de espaciamiento de estos en el alto de la columna. Para este caso se cuentan con 29 estribos.

. Luego se deberá obtener la longitud total de estribos en un armado, que para este caso particular será de 1.30 m

. Por último, se deberá multiplicar dicha longitud por el número de estribos y por la densidad lineal de una varilla de 3/8” (0.56 kg/m), obteniendo un valor de 84.44 kg

5.2 Comparación de metrados

Con el fin de guardar similitud de condiciones, se considerará un metrado correspondiente a muros de albañilería para el edificio dual tipo I, ya que en los edificios SMDL el número de metros cuadrados de tabiquería es prácticamente nulo debido a que los muros cumplen un rol tanto estructural como arquitectónico en su totalidad.

Con el fin de identificar una mayor rentabilidad en el aspecto económico basado en la cantidad de materia prima para la construcción del casco, se puede visualizar el resumen de metrados en las tablas 5.1 y 5.2.

	DUAL TIPO I		
	CONCRETO (m3)	ENCOFRADO (m2)	ACERO (kg)
PLACAS	172.75	1591.98	16814
COLUMNAS	36.36	266	7755
VIGAS	180.41	1421.44	14424.25
LOSAS ALIGERADAS	235.25	2559	18572
CIMENTACION	120.38	164.9	4352.84
	745.15	6003.32	61918.09

Tabla 5.1: Resumen de metrados para edificio Dual I

Dual Tipo I	
Albañilería (m2)	2218.5

Tabla 5.2: Metrado correspondiente al área de muros de albañilería

	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA		
	CONCRETO (m3)	ENCOFRADO (m2)	ACERO (kg)
PLACAS	213.8	3150	18173
LOSAS MACIZAS	380	3600	38000
PLATEA DE CIMENTACION	225	102	22500
	818.8	6852	78673

Tabla 5.3: Resumen de metrados para edificio SMDL

Una vez que se obtienen los resultados finales respecto a los metrados, podemos estimar la cantidad de exceso que existe entre los muros de ductilidad limitada y el dual tipo I.

	CONCRETO (m3)	ENCOFRADO (m2)	ACERO (kg)
Porcentaje (%)	1.09	1.14	1.12

Tabla 5.4: Cantidad de exceso entre los muros

La comparación de rentabilidad una vez obtenido los metrados se dará en la cuantificación monetaria que demanden dichas partidas. Para esto se hará uso del precio unitario promedio para cada partida general de tres diferentes proyectos de edificaciones en la ciudad de Lima.

	Edificio Ugarteche – Pueblo Libre	Torre Parque Republica I – San Isidro	Jardines de Tingo María – Cercado de Lima
Concreto $f'c = 210$ kg/cm ²	290.65	298.48	282.65
Encofrado	62.30	68.84	52.45
Acero $f_y = 4200$ kg/cm ²	4.12	4.24	4.08
Tabiquería	65.45	68.84	62.71

Tabla 5.5: Resumen de precios unitarios de partidas
Deberá tenerse en cuenta que cada precio unitario considera lo siguiente:

- . Horas hombre (HH)
- . Horas maquina o equipo (HM)
- . Materiales como cemento, ladrillos, madera, clavos, etc.
- . El cemento considerado es tipo I, acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, fenólico para el encofrado y ladrillos huecos para la tabiquería.

Conociendo tanto el metrado del proyecto y precios unitarios referenciales, es posible estimar un monto total por cada partida.

	Muros de ductilidad limitada		
	Metrado	P.U	Subtotal
Concreto	818.8	290.5	237935
Encofrado	6852	61.1	419273.8
Acero	78673	4.1	326492.9
			983701.9

Tabla 5.6: Resumen monto total MDL

	Dual Tipo I		
	Metrado	P.U	Subtotal
Concreto	745.2	290.6	216533.1
Encofrado	6003.3	61.2	367343.1
Acero	61918.1	4.2	256960
Albañilería	2218.5	65.3	144934.6
			985770.9

Tabla 5.7: Resumen monto total Dual I

Se puede visualizar que el costo total de las partidas consideradas para el Dual Tipo I es 2.1 % más elevado que los muros de ductilidad limitada. Esto es considerando dentro de los precios unitarios condiciones similares con respecto al tipo de equipos y mano de obra.

CAPÍTULO 6: INDICADORES DE DESEMPEÑO

6.1 Elaboración de indicadores

Indicador estructural

Una vez realizado el análisis y diseño de las dos estructuras se procederá a elaborar un indicador teniendo en cuenta los siguientes resultados:

- Deriva máxima
- Fuerza cortante estática
- Fuerza cortante dinámica
- Factor de seguridad al volteo

Para cada uno de los parámetros mencionados, se realizará un análisis y se propondrá un factor al comparar los dos resultados. Al final tendremos diversos factores, con los cuales se determinará un indicador estructural global. Cabe resaltar, que el máximo factor de cada parámetro será escalado a 25 y los demás tendrán un valor respecto a este.

$$\text{Indicador estructural} = 2 * F\Delta + F_{\text{estatico}} + F_{\text{dinamico}} + F_{\text{fs}}$$

Donde:

FΔ: Factor de deriva máxima

Festatico: Factor de cortante estatica

Fdinamico: Factor de cortante dinamica

Ffs: Factor de seguridad al volteo

Factor de deriva máxima

Para la elaboración de este factor se comparará cada resultado de los edificios con respecto a la deriva máxima permitida (0.007) por la norma E.030 para edificios de concreto armado. Se optó por darle un peso de 2 a este factor debido a la importancia de los desplazamientos y como afectan al edificio durante el sismo. La determinación de este factor se realizará de la siguiente manera:

$$\text{Factor} = \frac{0.007}{\Delta_{\text{máx}}}$$

Al hacer el análisis para cada dirección se obtuvo lo siguiente:

Sistema	Deriva XX (%)	Deriva YY (%)	Factor XX	Factor YY	FΔ XX	FΔ YY
Dual optimizado tipo I	4.89	6.51	1.4	1.1	3.8	0.9
Muros de ductilidad limitada	0.77	0.23	9.1	30.4	25	25

Tabla 6.1: Factor de deriva máxima

Factor de cortante Estática

Para determinar este factor, se tuvo en cuenta que la cortante estática, está relacionada con las solicitaciones sobre el edificio. Es por esto que se otorgó un mejor factor a la cortante con menor valor.

Sistema	V estática XX (ton)	V estática YY (ton)	F estático XX	F estático YY
Dual optimizado tipo I	318	243	25	25
Muros de ductilidad limitada	831	831	9.6	7.3

Tabla 6.2: Factor de cortante estática

Factor de cortante Dinámica

Para la elaboración de este factor se tendrá en cuenta a menor cortante, se tendrá un mejor comportamiento debido a la falta de confinamiento en el sistema de muros de ductilidad limitada. Por esta razón, el sistema con menor cortante dinámica tendrá un mejor factor.

Sistema	V dinámica XX (ton)	V dinámica YY (ton)	F dinámico XX	F dinámico YY
Dual optimizado tipo I	307	230	25	25
Muros de ductilidad limitada	738	705	10.4	8.2

Tabla 6.3: Factor de cortante dinámica

Factor de seguridad al volteo

El análisis de este parámetro se realizará con respecto al factor de seguridad de volteo mayor de cada dirección. Esto nos dará un factor menor o igual que 1 y posteriormente escalarán a una base de 25.

$$Ffs = \frac{FS}{FS\ máx}$$

Sistema	FS XX	FS YY	Ffs XX	Ffs YY
Dual optimizado tipo I	11.5	10.8	25	25
Muros de ductilidad limitada	4.3	5.2	9.3	12

Tabla 6.4: Factor de seguridad al volteo

Finalmente, se muestra los valores del indicador estructural para cada dirección. Tener en cuenta que estos factores se encuentran sobre una base de 100.

Sistema	Indicador XX	Indicador YY
Dual optimizado tipo I	66.1	61.4
Muros de ductilidad limitada	63.4	62

Tabla 6.5: Indicadores Estructurales

6.2 Evaluación de indicadores

Para tener una idea más clara del comportamiento estructural de cada sistema se realizará un análisis y evaluación de cada factor por separado, y finalmente un comentario del indicador global.

Factor de deriva

Como es bien sabido, la deriva es un parámetro importante en el comportamiento de un edificio, ya que esta indica el nivel de desplazamientos entre pisos y los daños que pueden llegar a producir en los elementos estructurales. Debido a la razón anteriormente mencionada, se optó por incluirla en el desarrollo del indicador. Además, se tuvo en consideración la deriva máxima que estipula la norma de concreto armado.

A simple vista, se puede notar que los resultados del sistema MDL son mucho más satisfactorios, debido a la gran cantidad de muros que este implica. Mientras que el sistema Dual tiene derivas más cercanas al límite de 0.007, por el amplio uso de columnas. Esto conlleva a que, para la realización del factor, el sistema MDL tenga un mayor puntaje que el sistema Dual.

Factor de cortante Estática

Esta cortante es el resultado del uso de los parámetros sísmicos y del peso del edificio, como se indica en la norma E.030. Al ser un parámetro que indica las solicitaciones sobre las que se podría

encontrar el edificio, se decidió dar un mejor resultado al que tenga menor cortante estática. Notamos que la mayor cortante se da en el edificio con sistema MDL, debido a que tiene un mayor peso y un factor de reducción “R” menor que el sistema Dual.

Factor de cortante Dinámica

Esta cortante es el producto de utilizar el espectro de la norma y es una aproximación a la sollicitación que exigirá el sismo a la estructura. Mientras mayor sea esta, el sismo podrá causar más daño, por lo que los elementos estructurales y en especial las placas del sistema MDL, se encontrarán más exigidas. Lo que se quiere es que los muros no se encuentren tan exigidos para que no entren en el rango inelástico. Por lo que se decidió dar un mejor puntaje a la menor cortante dinámica.

Factor de Seguridad

Este factor nos indica si existe peligro de que el edificio se voltee, teniendo en consideración el peso de la estructura y el momento actuante del sismo sobre el que se encuentra. Como se observa, el edificio MDL es más propenso a voltearse, esto debido a que las fuerzas sísmicas son muy grandes, lo que conlleva a un mayor momento de volteo. Es por esto que se optó por conceder un mejor desempeño al edificio Dual

Indicador Estructural

Al incluir varios parámetros estructurales de los edificios, se tiene una mejor idea de su comportamiento. En este caso, observamos que ambos edificios tienen resultados relativamente parecidos. A pesar de que los dos sistemas tendrán grandes diferencias en su comportamiento, analizándolos de manera global, tendrán una buena respuesta en general.

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES

- Considerando el metrado realizado tanto para el sistema dual como para los muros de ductilidad limitada, el primero demanda un costo menor en las partidas de acero, encofrado y concreto, debido a la menor cantidad de material que se requiere para su ejecución.
- Por otro lado, al incluir la partida de tabiques, el sistema estructural tipo I aumenta considerablemente de precio (2.1 % más que el sistema MDL). Aunque no representa una gran diferencia en el costo total respecto al sistema MDL, si hay una gran diferencia en la ejecución de la construcción ya que se ahorra tiempo destinado para la partida de tabiquería.
- Se concluye que gracias a la optimización teórica planteada se obtiene un ahorro económico del edificio Dual respecto a los diseños tradicionales de este sistema.
- El sistema dual optimizado resultara de mayor dificultad constructiva para el contratista debido a la poca homogeneidad existente entre los tipos de secciones de los elementos horizontales.
- Como se puede notar en el indicador estructural, los valores son similares entre sí, por lo que concluimos que tendrían un comportamiento adecuado según lo demanda las normas técnicas peruanas.
- Según los resultados obtenidos, el SMDL sería la mejor opción para poder ejecutar la construcción de una edificación para vivienda de 8 pisos tomando en cuenta el aspecto estructural y económico.
- Se deberá tener en cuenta como recomendación, poder realizar un análisis de dichas propuestas en la etapa de post- venta, ya que esta es una etapa bastante critica para todo cliente y contratista.

Referencias

Blanco, A. (1997). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

Computers and Structures Inc. (2013). ETABS: Extend Three-Dimensional Analysis of Building System. CSI

Delgado, R. & Rodríguez, C. (2006). Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

El Comercio. (2018). Los diez terremotos más devastadores que ocurrieron en el Perú. Sitio web: <https://elcomercio.pe/peru/diez-terremotos-devastadores-ocurrieron-peru-fotos-noticia-459587>

Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado. Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.

Herrera, J & Llosa, F. (2009). Control de costos y rendimientos. En Construcción de edificios con muros de ductilidad limitada: "Experiencias los parques del agustino"(pp. 1-8). Perú: GyM Construcción.

Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2015). Población 2000 al 2015. Sitio web: <https://proyectos.inei.gob.pe/web/poblacion/>

Muñoz, A. & Delgado, R & Peña, C. (2008). Los edificios de muros de ductilidad limitada en el Perú. En Desempeño sismorresistente de edificios de muros de ductilidad limitada (pp. 2-6). Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Muñoz, A. (2018). Apuntes del curso Ingeniería Antisísmica. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, Perú.

Morrison, N. (1993). Interacción suelo-estructura: semi-espacio de Winkler. (Tesis de maestría). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

NEHRP Consultants Joint Venture. (2014). Investigation of overall wall buckling behavior. En Recommendations for seismic design of reinforced concrete wall buildings based on studies of the 2010 Maule, Chile earthquake (pp. 3-1). Gaithersburg: NIST.

Norma Técnica de Edificaciones E.020 – Cargas. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones, SENCICO.

Norma Técnica de Edificaciones E.030 – Diseño Sismorresistente. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones, SENCICO.

Norma Técnica de Edificaciones E.060 – Diseño Sismorresistente. (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones, SENCICO.

Ottazzi, G. (2007). Apuntes del curso Concreto Armado 1. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima, Perú.

San Bartolomé, A. (2013). Edificios de Concreto Armado con muros delgados de ductilidad limitada: Construcción y ensayos sísmicos. Perú: Editorial Académica Española.

Silva, O. (2016). Ventajas y usos más frecuentes de los sistemas: Combinado y dual, 360 en Concreto. Sitio web: <http://www.360enconcreto.com/blog/detalle/usos-frecuentes-sistemas-combinado-y-dual>

Vargas, A. & Terrazos, T. (2016). Diseño estructural de un edificio de 7 pisos con muros de ductilidad limitada. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Vizconde, A. (2015). Muros de ductilidad limitada - Entrevista al Dr. Genner Villareal. 26/05/2018, de Edificaciones de Calidad Sitio web: <http://edificacionesdecalidad.com/muros-ductilidad-peru>

Zavaleta, L. (2009). Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Trujillo. (Tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.