

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO DE VIVIENDAS DE
MUROS DELGADOS DE CONCRETO ARMADO**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Raúl Kensel Vargas Villegas

ASESOR: Ing. Daniel Quiun

Lima, octubre 2016

RESUMEN

En este trabajo se realizó el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de cinco pisos ubicado en el distrito de Puente Piedra. Este edificio se proyectará sobre un relleno controlado con una capacidad portante de 0.85 kg/cm^2 a 60 centímetros de profundidad.

El sistema estructural consiste en muros de ductilidad limitada de 10 cm y 12 cm de espesor. El tipo de techos que se usa es de losas macizas de 10 cm de espesor en la mayoría de ambientes; sin embargo, hay ambientes que se disponen a ser de 15 cm por temas de instalaciones y solicitaciones de cargas.

En lo concerniente al análisis estructural de cargas de gravedad y de sismo, se desarrolló un modelo tridimensional, en donde se tienen elementos verticales y horizontales, los cuales representan a los muros y losas respectivamente. Luego, para las solicitaciones se obtuvieron de las normas técnicas peruanas actuales E.020 (cargas) y E.030 (diseño Sismoresistente). Así mismo, el diseño de los elementos se realizó cumpliendo las especificaciones de la norma E.060 para muros de ductilidad limitada, techos y cimentación.

En este trabajo se puede concluir que este tipo de estructura, al poseer una gran densidad de muros, tiene unas derivas pequeñas comparadas con otros tipos de estructuras. En la dirección X se obtuvo una deriva de 1.53 por mil y en la dirección Y de 1.06 por mil, considerablemente menores a la permitida que es 5 por mil.

Por otro lado, la cantidad de acero estructural que se utilizó, gracias al predimensionamiento, fue moderada, en la cual se refleja el ahorro que significa construir con este tipo de estructura, aparte de la mayor rapidez constructiva respecto a albañilería.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES	2
CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	4
2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	4
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	4
2.2.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA	4
2.2.2 LOSAS MACIZAS Y ESCALERAS	6
CAPITULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	8
3.1 CARGAS DE DISEÑO	8
3.2 METRADO DE CARGAS DE LOSAS MACIZAS	8
3.3 METRADO DE CARGAS DE ESCALERAS	9
3.4 METRADO DE CARGAS DE MUROS	9
CAPITULO 4: ANÁLISIS SISMICO	11
4.1 MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	11
4.2 CARACTERISTICAS DINÁMICAS DEL MODELO	13
4.3 PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SÍSMICO	14
4.4 ANÁLISIS DINÁMICO	15
4.4.1 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN	15
4.4.2 ANÁLISIS POR SUPERPOSICION MODAL ESPECTRAL	16
4.4.3 DESPLAZAMIENTO DE RESPUESTA	17
4.4.4 CORTANTE DE DISEÑO	18
4.5 FUERZAS INTERNAS	19
4.6 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO	20
CAPITULO 5: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS Y ESCALERA	22
5.1 MODELO ESTRUCTURAL DE LOSA MACIZA	22
5.2 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS	23

5.2.1 DISEÑO POR CORTANTE	23
5.2.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	23
5.2.3 CÁLCULO DE DEFLEXIONES	26
5.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA Y ESCALERA	28
5.3.1 DISEÑO DE LOSA MACIZA	28
5.3.2 DISEÑO DE ESCALERA 1	34
CAPITULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES	38
6.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS	38
6.1.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	38
6.1.2 DISEÑO POR CORTANTE	40
6.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO	43
6.3 DISEÑO DE COLUMNA	50
CAPITULO 7: DISEÑO DE CIMENTACIÓN	57
7.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN	57
7.1.1 COMPORTAMIENTO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN	57
7.1.2 MODELO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN	57
7.1.3 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO	58
7.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN	59
7.3 DISEÑO POR CORTANTE DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN	62
7.4 DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN	63
7.5 DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN	66
CAPITULO 8: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	70
BIBLIOGRAFÍA	71

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 Distribución arquitectónica de primera planta	2
FIGURA 1.2 Distribución arquitectónica de segunda y cuarta planta	2
FIGURA 1.3 Distribución arquitectónica de tercera y quinta planta	3
FIGURA 1.4 Elevación frontal	3
FIGURA 2.1 Planta de muros estructurales	6
FIGURA 2.2 Esquema de encofrado para primera planta	7
FIGURA 3.1 Distribución de áreas tributarias	10
FIGURA 4.1 Modelo estructural para el análisis	11
FIGURA 4.2 Planta del modelo estructural	12
FIGURA 4.3 Resultados de fuerza normal de carga muerta	12
FIGURA 4.4 Resultados de fuerza normal de carga viva	13
FIGURA 4.5 Espectro SC vs T	16
FIGURA 4.6 Momentos flectores debido al sismo en la dirección X-X(ton.m)	19
FIGURA 4.7 Momentos flectores debido al sismo en la dirección Y-Y(ton.m)	19
FIGURA 4.8 Distancias desde el centro de gravedad a extremos para el cálculo de momentos	20
FIGURA 5.1 Modelo de losa maciza en el programa SAFE	22
FIGURA 5.2 Momentos flectores en la dirección X-X	22
FIGURA 5.3 Momentos flectores en la dirección Y-Y	23
FIGURA 5.4 Resumen de inercias agrietadas para cada caso	27
FIGURA 5.5 Momentos máximos últimos en la losa maciza en la dirección X-X (ton.m)	29
FIGURA 5.6 Momentos máximos últimos en la losa maciza en la dirección Y-Y (ton.m)	29
FIGURA 5.7 Ejemplo de diseño de losa maciza (H=10,15 y 20 cm.)	34
FIGURA 5.8 Modelo para diseño de escalera 1	35
FIGURA 5.9 Asignación de carga muerta y viva respectivamente para escalera 1	35
FIGURA 5.10 Diagrama de momento flector último	36

FIGURA 5.11 Diagrama de fuerza cortante	36
FIGURA 5.12 Refuerzo final para escalera	37
FIGURA 6.1 Programa ETABS - SECTION DESIGNER para muros	38
FIGURA 6.2 Diagrama de interacción para el muro en análisis	39
FIGURA 6.3 Diagrama de interacción para muros (Eje M3)	39
FIGURA 6.4 Cálculo de Mn para la amplificación de la fuerza cortante	41
FIGURA 6.5 Muro propuesto para el análisis	43
FIGURA 6.6 Distribución de barras de acero en muro delgado	46
FIGURA 6.7 Diagrama de interacción ΦM_n vs ΦP_n	47
FIGURA 6.8 Deformaciones unitarias del muro P41 en el primer piso	48
FIGURA 6.9 Área tributaria para columna C-01	51
FIGURA 6.10 Diagrama de interacción para la dirección X-X	53
FIGURA 6.11 Diagrama de interacción para la dirección Y-Y	53
FIGURA 6.12 Armado final para columna C-01	56
FIGURA 7.1 Modelo bidimensional de platea de cimentación	57
FIGURA 7.2 Excentricidades en platea de cimentación	60
FIGURA 7.3 Áreas en compresión luego de aplicar las excentricidades en cada dirección	61
FIGURA 7.4 Coeficiente de balasto	62
FIGURA 7.5 Rango de valores para cortantes	63
FIGURA 7.6 Fuerza cortante última menor que resistencia al corte	63
FIGURA 7.7 Momentos máximos en la platea de cimentación en la dirección X-X (ton.m).	64
FIGURA 7.8 Momentos máximos en la platea de cimentación en la dirección Y-Y (ton.m).	64
FIGURA 7.9 Distribución de bastones en platea de cimentación	65
FIGURA 7.10 Diagrama de momento flector para viga de cimentación eje G - eje 26 y 28	66
FIGURA 7.11 Diagrama de fuerza cortante para viga de cimentación eje G - eje 26 y 28	67

FIGURA 7.12 Corte de viga de cimentación

68

FIGURA 7.13 Ubicación de cortantes de suspensión

69



LISTA DE TABLAS

TABLA 3.1 Metrado de losas macizas	8
TABLA 4.1 Resultados del estudio de suelos	14
TABLA 4.2 Periodos de modo de vibración	15
TABLA 4.3 Factores para el espectro	16
TABLA 4.4 Desplazamientos relativos y absolutos en X	17
TABLA 4.5 Desplazamientos relativos y absolutos en Y	17
TABLA 4.6 Desplazamientos inelásticos máximos para las dos direcciones	17
TABLA 4.7 Cálculo del peso total del edificio	18
TABLA 4.8 Fuerzas cortantes basales del análisis estático y dinámico	18
TABLA 5.1 Cálculo de la longitud de anclaje para un diámetro de 3/8"	26
TABLA 5.2 Valores del factor ξ	28
TABLA 5.3 Mallas mínimas y momento nominal de losas macizas	29
TABLA 5.4 Diseño por flexión y corte para losas macizas	30
TABLA 5.5 Momentos por carga muerta y carga viva en servicio para paño entre los ejes 15 y 18.	32
TABLA 5.6 Deflexiones inmediatas para carga muerta y carga viva	32
TABLA 5.7 Cálculo de deflexiones diferidas	33
TABLA 5.8 Deflexiones diferidas para carga muerta y carga viva	33
TABLA 6.1 Resultados de cargas para muro propuesto P41	44
TABLA 6.2 Resultados de combinaciones y envolvente de diseño	44
TABLA 6.3 Resumen de diseño por cortante para muro delgado	45
TABLA 6.4 Cálculo de la fuerza de tracción en el muro P41	49
TABLA 6.5 Cargas en columna C-01 para el primer nivel	52
TABLA 6.6 Combinaciones de cargas en columna C-01 para el primer nivel	52
TABLA 7.1 Valores K_{30} propuestos por Terzaghi para diferentes tipos de suelos	58
TABLA 7.2 Fuerzas gravitacionales y sísmicas en la base del edificio	59

TABLA 7.3 Fuerzas en servicio para el cálculo del esfuerzo actuante en la platea	60
TABLA 7.4 Diseño por flexión para plateas de cimentación	65



INTRODUCCION

En el Perú existe una gran escasez de viviendas para familias. Según los cálculos más recientes del INEI, el déficit nacional habitacional al mes de marzo es de 1'860,692. Debido a este problema, el gobierno concentra sus esfuerzos en productos de financiación como el fondo MiVivienda o el programa Techo Propio. Según información del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), entre agosto del 2011 y febrero de este año se han otorgado créditos y bonos para la construcción de 190 mil viviendas con 857 mil beneficiados. (Bendezú Garcia, 2016)

Al tener estos datos como premisa, se puede concluir que se necesita viviendas de construcción rápida y no muy costosa. Los edificios de muros delgados de concreto armado conocidos como ductilidad limitada son los que cumplen mejor con esta necesidad.

Los edificios construidos con base en muros de ductilidad limitada se presentan cuando las plantas de cada piso están conformadas por muros y no presentan cambios significativos; es decir, una planta es igual o más del 90% similar a las otras adyacentes. Por otro lado, debido al pequeño espesor del muro, el refuerzo vertical y horizontal, se colocará en una sola hilera, por ello, los núcleos extremos de los muros no pueden ser confinados. En la norma de concreto armado E.060 se tienen consideraciones especiales de diseño para este tipo de estructuras.

En este trabajo se desarrollará la estructuración, análisis y el posterior diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos ubicado en el distrito de Puente Piedra, con base en muros delgados de concreto armado. Para la cimentación, se tuvo la opción de cimientos corridos y platea; sin embargo, se escogió la platea superficial apoyada sobre un relleno controlado de capacidad portante 0.85 kg/cm^2 . Para el análisis se utilizaron los programas especializados para estos temas como SAFE, ETABS Y SAP2000. El diseño se hizo con las normas técnicas de edificación.

El objetivo principal de la tesis es realizar el diseño estructural del edificio ante sollicitaciones sísmicas y gravitatorias, cumpliendo con las especificaciones de las normas técnicas peruanas.

En el primer capítulo se presenta y se detalla los aspectos generales del proyecto. Luego, en el segundo capítulo se desarrolla la estructuración y predimensionamiento de los elementos: los muros, losas, vigas y platea.

Por otro lado, en los capítulos 3 y 4 se muestra el análisis ante cargas gravitatorias y ante cargas sísmicas del edificio

Los capítulos 5, 6 y 7 se dedican al diseño de elementos horizontales, verticales y la cimentación.

Para finalizar, en el capítulo 8 se presentan los comentarios y conclusiones del proyecto elaborado.

CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES

El edificio es parte de un condominio multifamiliar de 3 bloques de 5 pisos cada uno. Este condominio se encuentra ubicado en el distrito de Puente Piedra, Lima. El bloque de este proyecto posee un área techada aproximada de 2570 m² contando los 5 pisos.

Este bloque posee 7 departamentos en la primera planta; 8 departamentos, incluido un dúplex, en la segunda y cuarta planta; por ello, la tercera y última planta poseen 7 departamentos. Es necesario decir que cada departamento posee aproximadamente 63 m² y está conformado por 3 dormitorios, dos baños, comedor, sala y una cocina-lavandería.

La figura 1.1 muestra la primera planta de arquitectura, la figura 1.2 muestra la segunda y cuarta planta, la figura 1.3, la tercera y quinta planta. Por último, la figura 1.4 muestra un corte de la elevación frontal del bloque escogido.

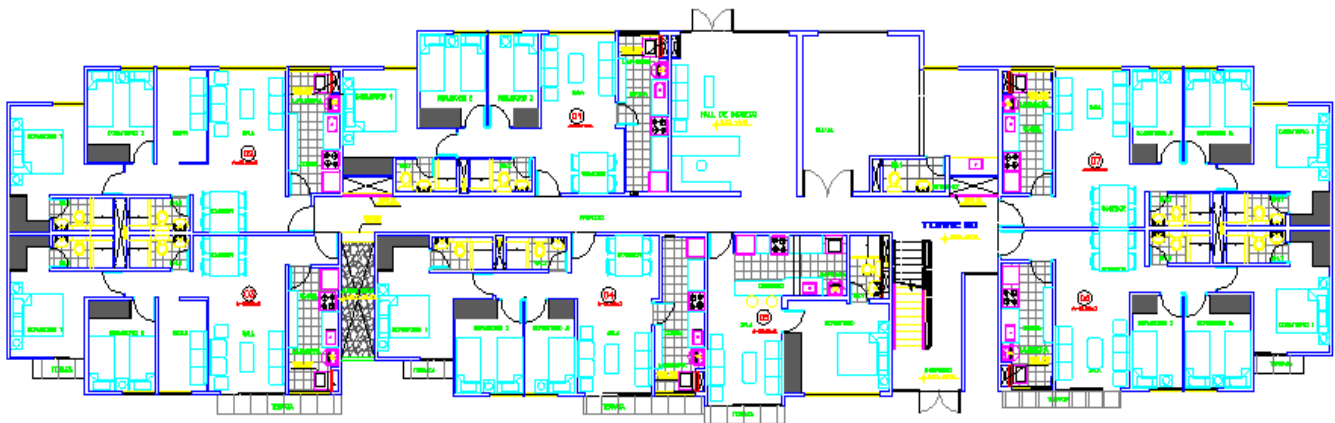


FIGURA 1.1 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA DE PRIMERA PLANTA

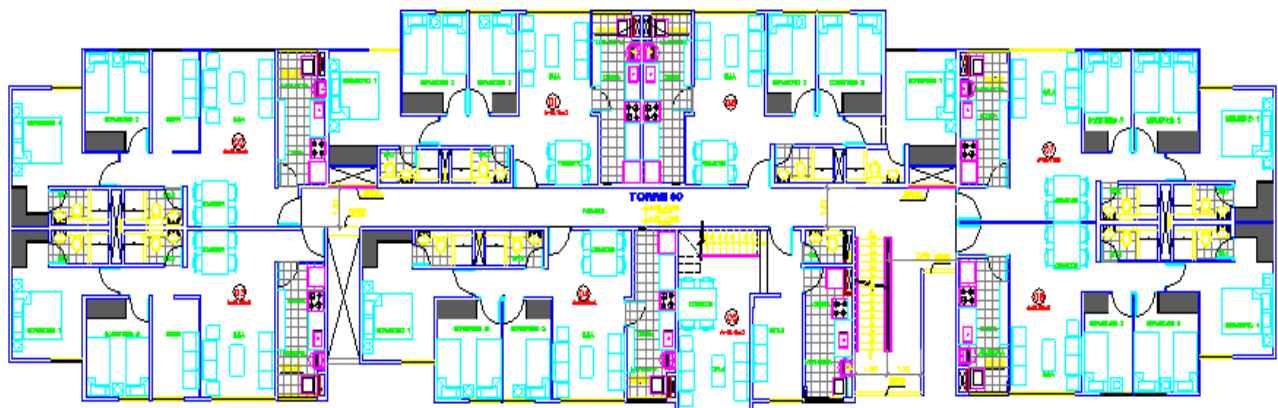


FIGURA 1.2 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA DE SEGUNDA Y CUARTA PLANTA

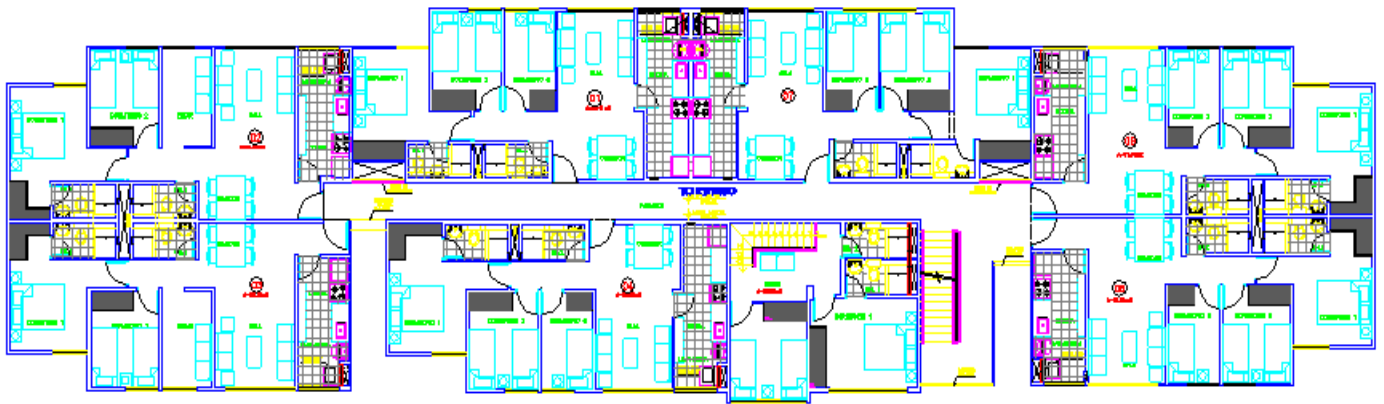


FIGURA 1.3 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA DE TERCERA Y QUINTA PLANTA

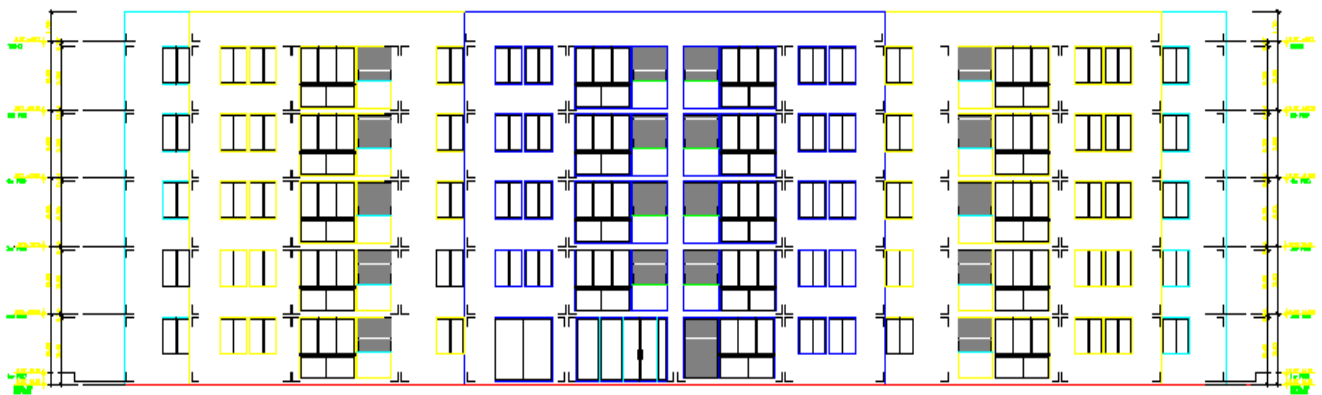


FIGURA 1.4 ELEVACIÓN FRONTAL

El sistema estructural que se ha utilizado es de muros de concreto armado de espesor delgado (10,12 y 15 cm) y para el techado se usa losas macizas. La tabiquería y parapetos son de ladrillos sílico-calcáreo del tipo P10.

Por otro lado, el acero de refuerzo para el concreto es de grado 60 con las especificaciones ASTM-A615 con un esfuerzo de fluencia $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

La edificación se apoyará sobre un relleno controlado de ingeniería, el suelo debajo es arena fina de ribera del río Chillón. El esfuerzo admisible en el suelo es de 0.85 kg/cm^2 a 60 centímetros de profundidad con respecto del nivel 0. No se encontró nivel freático.

Para el análisis y diseño estructural del edificio se utilizó el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E., 2016).

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

El tipo de estructura, como se mencionó anteriormente, consiste en muros delgados de concreto armado de ductilidad limitada (EMDL), el cual ventajosamente es de rápida construcción y relativamente de bajo costo. Una característica importante de este tipo de estructura es la gran cantidad de muros en las dos direcciones. Por lo tanto, se usan todos los muros como portantes, excepto aquellos muros de una longitud muy corta, los que serán considerados como tabiquería P10. Por otro lado, al presentar pequeñas áreas tributarias y luces entre muros se usarán losas macizas de espesores delgados.

En general no será necesario el uso de pórticos, ya que existe gran densidad de muros, los cuales serán los encargados de tomar todas las solicitaciones sísmicas y de gravedad.

Cabe mencionar que por temas arquitectónicos se dispone de una columna de concreto armado, el cual está ubicado entre los ejes 18, H e I; y por temas de instalaciones eléctricas existen algunos pocos muros de 15 cm.

Por último, en el tema de la cimentación se presentan dos opciones: cimientos corridos y una platea de cimentación. Se escoge la platea debido al rápido proceso constructivo y a la baja capacidad portante que posee el suelo.

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.2.1 MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA

Los muros delgados de concreto armado son los responsables de soportar la fuerza cortante producida por el sismo en las dos direcciones y las cargas de gravedad, ya sean cargas muertas o cargas vivas. En primer lugar, para estimar la cantidad o la longitud de muros requeridos en una dirección, se compara la fuerza sísmica basal (obtenida de la norma E.030) con la resistencia a fuerza cortante de todos los muros con 10 cm de espesor.

Es necesario mencionar que el edificio no presenta irregularidades. Por otro lado, para el edificio en mención se estima un peso promedio por metro cuadrado de 0.85 ton/m^2 (el peso específico de estos tipos de edificios oscilan entre 0.8 y 0.9 ton/m^2) y un área total de 2570.4 m^2 para los 5 pisos.

Se sabe que para el cálculo de la cortante basal se necesita el peso total del edificio, el cual estimaremos como la multiplicación del área total por el peso promedio asumido.

Peso total = $2570.4 * 0.85 = 2185 \text{ ton}$.

Así mismo, se presentan los parámetros para el análisis sísmico (NTE E.030, 2016):

$Z=0.45$ --> Zona 4 (Puente Piedra- Lima)

$U=1.0$ --> Uso vivienda (Viviendas multifamiliares)

$S=1.05$ --> Tipo de suelo S2 (Suelos intermedios)

$C=2.5$ --> El edificio presenta una altura de 5 niveles, se estima que tendrá un periodo aproximado de 0.5. Con este valor del periodo nos encontramos en la plataforma del espectro sísmico dado por la norma.

$R_X=R_Y=4 \cdot 1=4$ --> Factor de reducción sísmica no afectada por irregularidad. Edificio de muros de ductilidad limitada $R=4$.

$P=2185$ Ton. --> Peso total del edificio estimado.

$$V(\text{cortante basal en X}) = \frac{ZUCS}{R} \times P = 645.3 \text{ ton}$$

$$V(\text{cortante basal en Y}) = \frac{ZUCS}{R} \times P = 645.3 \text{ ton}$$

Así mismo, se conoce que la resistencia al corte del concreto (sin considerar el aporte del acero de refuerzo) es:

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

f'_c = resistencia del concreto a la compresión, 175 kg/cm^2 .

b = espesor de muro, 10 cm.

El peralte efectivo "d" de la sección del muro se considera como 0.8 L.

Luego, igualando la cortante de la norma a ϕV_c se concluye que en la dirección X se necesita 136 m de longitud de muro y lo mismo para la dirección Y.

Observando la arquitectura se tiene una longitud de muros en X de 100 metros y una longitud de muros en Y de 160 metros. En la primera dirección se presenta un pequeño déficit, pero se tratará de redistribuir los esfuerzos aumentando el espesor de algunos muros. En la dirección Y se tiene un buen predimensionamiento. Ver planta en figura 2.1.

Es oportuno mencionar la importancia de las juntas de separación que existirán entre muros, las juntas serán necesarias cuando los muros superen los 7 metros de longitud. Esto evitará las posibles grietas excesivas por retracción de fragua. Muchas veces las juntas también se utilizan cuando un muro presenta excesivas sollicitaciones sísmicas, con las juntas se logra que dichas fuerzas se disipen hacia otros elementos.

De otro lado, en los muros de espesor delgado, es necesario evitar las fallas por pandeo, debido a las cargas de gravedad.

Se analizaron los muros de mayor área tributaria y se busca que la carga axial amplificada P_u sea menor o igual a la carga permitida, como se indica en la norma E.060 artículo 14 acápite 14.5.2.

$$\Phi P_n = \Phi \times 0.55 \times f'_c \times A_g \times \left[1 - \left(\frac{K L_c}{32h} \right)^2 \right]$$

Donde $\Phi = 0.7$, $K = 1$ es el factor de longitud efectiva para muros no restringidos contra la rotación en sus extremos.

Otras restricciones de la norma son que el espesor de los muros no deben ser menores de $1/25$ de su altura, ni tampoco menor de 10 cm.

Se obtuvieron problemas de pandeo en dos muros, uno en dirección X y el otro en dirección Y. Dichos muros serán los únicos de espesor 12 cm por este efecto. Existen muros de 15 cm de espesor debido a disposiciones eléctricas. Ver figura 2.1.

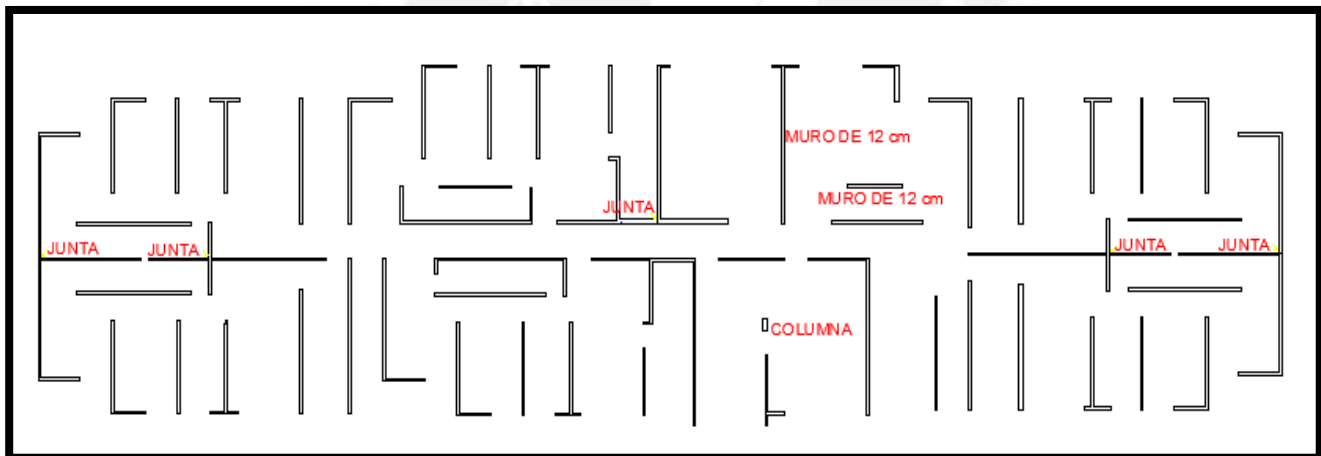


FIGURA 2.1. PLANTA DE MUROS ESTRUCTURALES.

2.2.2 LOSAS MACIZAS Y ESCALERAS

Existen diversos tipos de techado en el Perú, por ejemplo, se tienen las losas aligeradas, las losas macizas, las losas colaborantes, etc. Para este trabajo se dispondrá el uso de losas macizas, las cuales trabajan en dos direcciones. Se escoge este tipo de techado, ya que su proceso constructivo es rápido y tienen la característica de apoyarse en los muros. En el libro Estructuración y Diseño en Concreto Armado (Antonio Blanco, 1991), se indica que el espesor del paño debe ser mayor al perímetro dividido entre 180 cuando se apoye en 4 lados y entre 140 cuando se apoye en 3 lados.

En el edificio en cuestión se presentan dos paños con una gran área tributaria, entre los ejes 15 y 21. El perímetro de uno de los paños suma 20.34 metros y necesitará un espesor de 15 cm.

$$h \geq (2034)/140$$

$$h \geq 14.52 \text{ cm, se escoge } h = 15 \text{ cm.}$$

Las otras losas no presentan perímetros tan grandes y no hay problemas en que tengan un espesor de 10 cm. Por otro lado, en los baños y áreas comunes se tienen losas de 20 cm por un tema de red de tuberías, las cuales estarán embutidas dentro de la losa.

Para las escaleras se considerará una garganta de 15 cm de espesor, las losas que las reciben también serán de 15 cm.

Es importante recalcar que en el diseño pueden existir otros factores que cambien estos valores, por ejemplo, las deflexiones o una cuantía muy grande.

En la figura 2.2 se muestra el sistema estructural para el edificio en mención. Se tienen losas de espesor 10, 15 y 20 cm y para los muros se tienen espesores de 10, 12 y 15 cm.

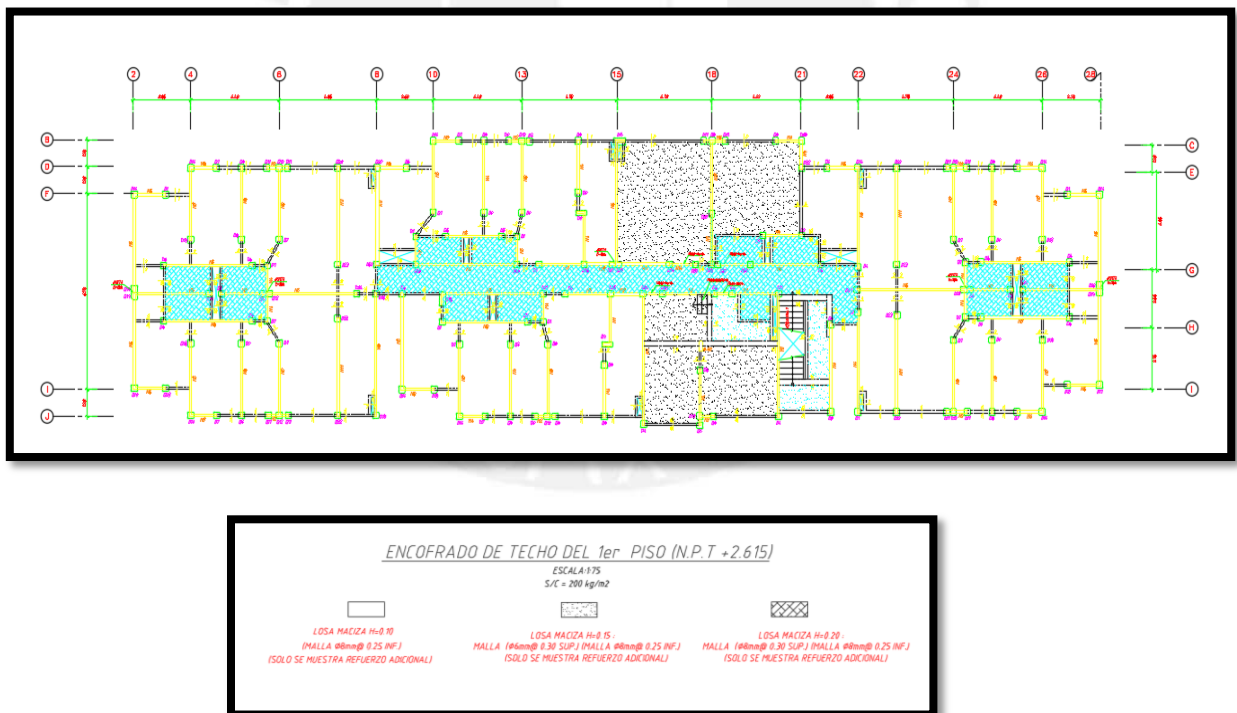


FIGURA 2.2 ESQUEMA DE ENCOFRADO PARA PRIMERA PLANTA

CAPITULO 3: ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1 CARGAS DE DISEÑO

Se presentan dos tipos de cargas de gravedad para el diseño, las cargas muertas y las cargas vivas.

La carga muerta o permanente contiene al peso propio, peso de tabiquería y peso de piso terminado. Así mismo, para el cálculo del peso propio se utilizará para el concreto armado $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$.

La carga viva se obtiene de la Norma de Cargas E.020, y sus valores dependen de uso del edificio. Como nuestra estructura será destinada al uso de vivienda, el valor es 200 kg/m^2 en los pisos típicos y 100 kg/m^2 para azoteas.

3.2 METRADO DE CARGAS DE LOSAS MACIZAS

Se utilizan losas macizas de espesores de 10,15 y 20 cm. Las losas que llegan a tener 20 centímetros de espesor son por un tema de instalación de tuberías en baños. Por otro lado, se tiene un espesor para piso terminado de 5 cm.

La tabla 3.1 muestra el metrado de las losas de 10 y 15 centímetros.

TABLA 3.1. METRADO DE LOSAS MACIZAS

LOSA DE TECHO TÍPICO	H = 0.10 m	H = 0.15 m
PESO PROPIO(kg/m^2)	240	360
PISO TERMINADO (kg/m^2)	100	100
TOTAL CARGA MUERTA(kg/m^2)	340	460

LOSA DE TECHO TÍPICO	H = 0.10 m	H = 0.15 m
TOTAL CARGA VIVA (kg/m^2)	200	200

LOSA DE TECHO DE AZOTEA	H = 0.10 m	H = 0.15 m
TOTAL CARGA VIVA (kg/m^2)	100	100

3.3 METRADO DE CARGAS DE ESCALERAS

En este proyecto en particular se presentan dos tipos de escaleras, una que es general y está ubicada en el área común. La otra está dentro del dúplex que se mencionó anteriormente.

El peso propio de la escalera está dado por una fórmula de San Bartolomé(1994) :

$$W (pp) = \gamma \left[\frac{CP}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{CP}{P}\right)^2} \right]$$

Donde:

P (paso) = 25 cm

CP (contrapaso) = 17.5 cm

t (espesor de garganta) = 15 cm

γ (peso específico del concreto) = 2400 kg/m³

Ancho de la escalera 1 = 1.30 m

Ancho de la escalera 2 (dúplex) = 0.80 m

ESCALERA (t = 0.15 m)	
Peso propio (kg/m ²)	649
Piso terminado (kg/m ²)	100
Total carga muerta (kg/m ²)	749
Total carga viva (kg/m ²)	200

3.4 METRADO DE CARGAS DE MUROS

Se presentan muros de 10, 12 y 15 centímetros de espesor. Dichos muros cargan áreas tributarias con pesos transmitidos por las losas macizas. Se utilizó el método del sobre para estimar el área de techo que cargan dichos muros.

Las cargas que reciben los muros son su peso propio, el peso propio de la porción de losa, la tabiquería (si es que la hubiera), el piso terminado y la carga viva.

En la figura 3.1 se muestra la distribución de áreas tributarias de algunos muros.

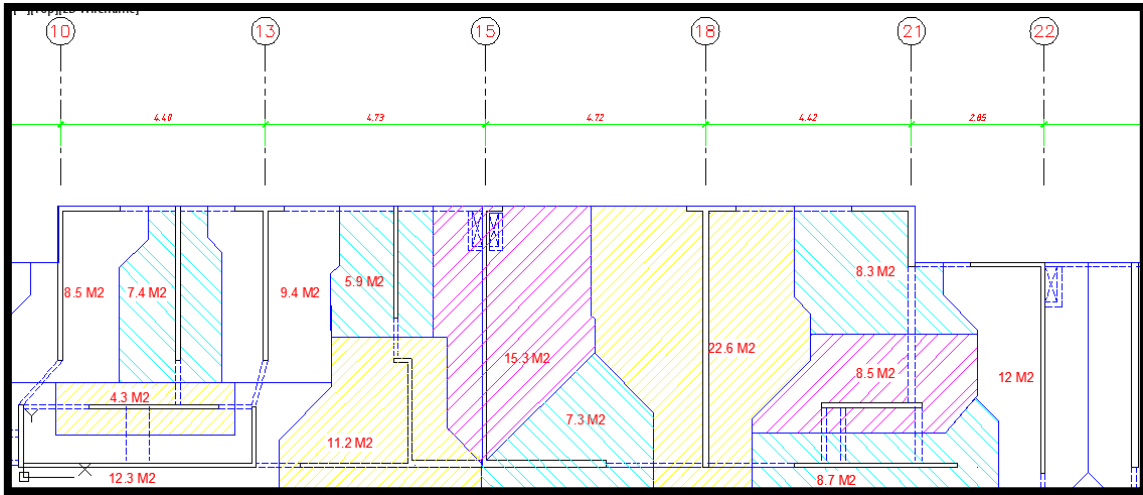


FIGURA 3.1 DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS TRIBUTARIAS

Como un ejemplo, se tomará el muro del eje 15 para realizar el metrado, cuya área tributaria es de 15.3 m².

LONGITUD DEL MURO (m)	5.6
ÁREA TRIBUTARIA (m2)	15.30

MURO EJEMPLO	CARGA MUERTA		CARGA VIVA
	PESO PROPIO (TON)	LOSA MACIZA (TON)	LOSA MACIZA (TON)
AZOTEA	3.25	7.04	1.53
4TO PISO	3.25	7.04	3.06
3ER PISO	3.25	7.04	3.06
2DO PISO	3.25	7.04	3.06
1ER PISO	3.25	7.04	3.06
	16.30	35.20	13.77

En el primer piso se obtiene:

CM (ton)	51.20
CV (ton)	13.77

En promedio para los 5 pisos es $(51.20+13.77)/(5*15.3) = 0.85 \text{ ton/m}^2$.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

Se conoce que Lima se encuentra en una zona altamente sísmica, por ello, para el diseño de cualquier edificio es de vital importancia realizar el análisis sísmico. El análisis especificado por la norma E.030 de diseño sismorresistente, nos permite calcular las fuerzas y desplazamientos que produce el sismo de diseño. La estructura en estudio es de muros de concreto de ductilidad limitada en las dos direcciones.

Por otro lado, se ha revisado las irregularidades y se encontró que la estructura es regular en planta y elevación.

4.1 MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Se realizó un modelo en 3D con la ayuda del programa ETABS. Este programa permite realizar el análisis de las cargas de gravedad y laterales por sismo.

En este modelo las losas son consideradas como membranas y solo sirven para distribuir las cargas muertas y vivas. El diseño de éstas se realizará con otro programa que se detallará más adelante.

Por otro lado, en la base de los muros, se restringen todos los desplazamientos y giros. Así mismo, los muros son los encargados de transmitir las cargas de gravedad y sísmicas.

En la figura 4.1 se presenta el modelo del edificio en el programa ETABS.

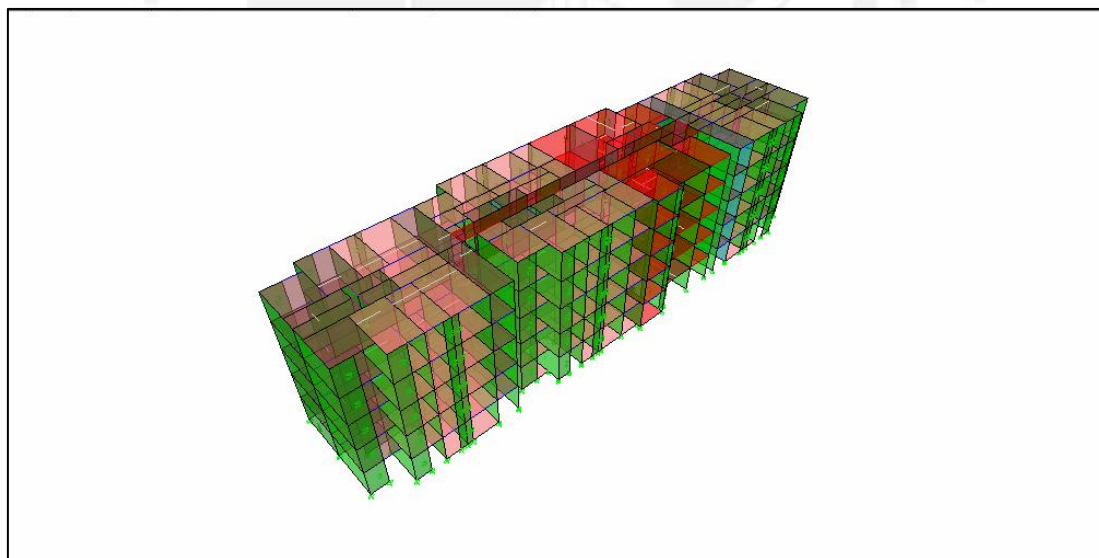


FIGURA 4.1. MODELO ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS

Luego, en la figura 4.2 se muestra la planta típica del modelo estructural del edificio.

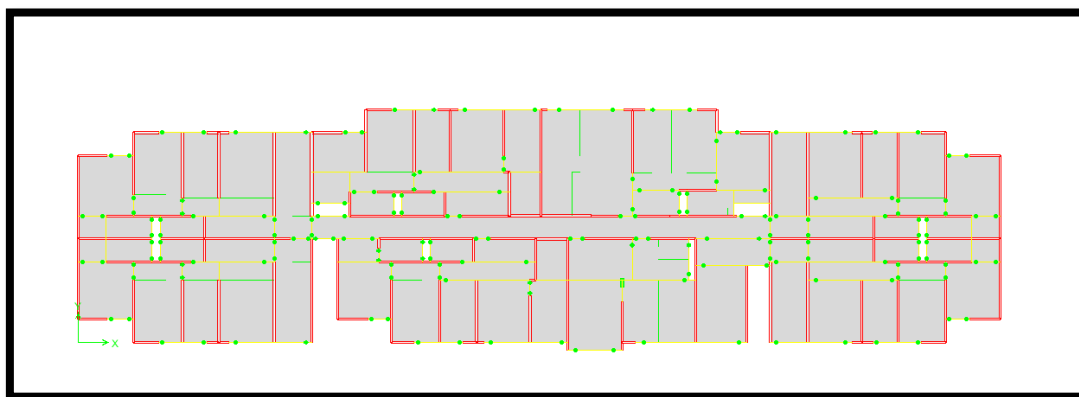


FIGURA 4.2. PLANTA DEL MODELO ESTRUCTURAL

Por último, para la aprobación o comprobación del modelo, se comparan los valores de las cargas dadas por el modelo y las obtenidas en el metrado. Como ejemplo se tomará al muro analizado en el capítulo 3, el cual está ubicado en el eje 15.

En las figuras 4.3 y 4.4 se muestran las cargas axiales muertas y vivas, respectivamente, para el muro en mención.

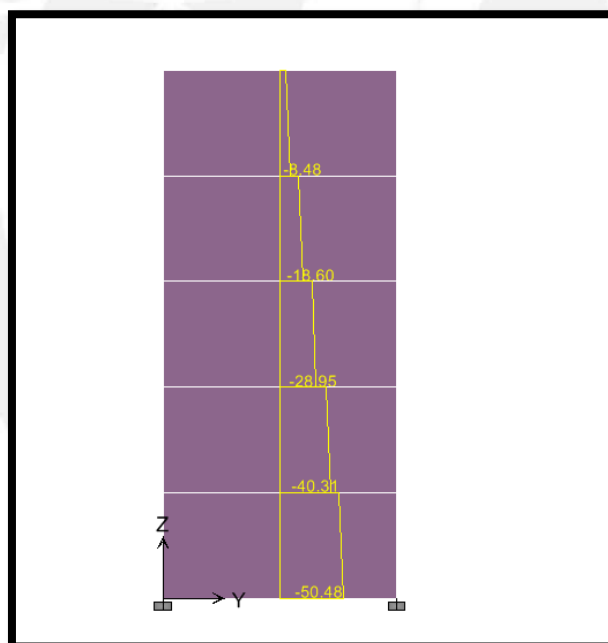


FIGURA 4.3. RESULTADOS DE FUERZA NORMAL DE CARGA MUERTA

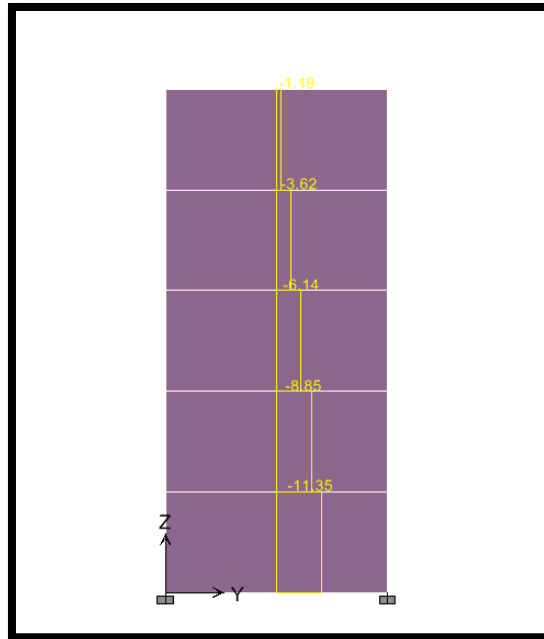


FIGURA 4.4. RESULTADOS DE FUERZA NORMAL DE CARGA VIVA

Los valores obtenidos en el modelo para el primer piso del muro del eje 15 fueron: Carga muerta = 50.48 ton y carga viva = 11.35 ton. Por otro lado, los valores obtenidos en el capítulo 3 fueron: Carga muerta = 51.20 ton y carga viva = 13.77 ton.

Por lo tanto, se tienen valores parecidos y se puede utilizar este modelo para el diseño de los muros.

4.2. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL MODELO

Se presentan diversas características para el modelo tridimensional. En primer lugar, los techos se consideran como diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso, dos de traslación y uno de rotación.

En segundo lugar, la estructura toma una rigidez idónea, ya que el modelo toma en consideración la interacción entre los muros de dirección perpendicular.

En tercer lugar, según la norma E.030, para el peso, se toma el 100% de la carga muerta y el 25% para carga viva. Se considera para este edificio que la ubicación de la masa está concentrada en el centro de masa del diafragma.

Por último, en lo referente a los desplazamientos laterales, en el rango inelástico, se calculan multiplicando los resultados de los desplazamientos lineales elásticos por el coeficiente de reducción sísmica R y un factor de 0.75 para las estructuras regulares y 1 para las irregulares.

4.3. PARAMETROS Y REQUISITOS GENERALES DEL ANÁLISIS SISMICO

Para la obtención de los parametros, se sigue netamente lo especificado por la nueva norma E.030-2016. Se discuten 4 parámetros y sus valores, para el desarrollo del análisis sísmico del edificio en estudio.

ZONIFICACIÓN (Z)

En el capítulo 2 de la norma E.030, el territorio del Perú, se divide en 4 zonas sísmicas. A dichas zonas se le asigna un factor, el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Para el edificio en estudio, el cual se encuentra en Lima, Puente Piedra, se le asigna un factor de **Z = 0.45**.

PARÁMETROS DE SITIO (S, T_p y T_L)

Luego, dependiendo del estudio de suelo, se obtiene el tipo de suelo, periodo fundamental y velocidad de propagación de ondas de corte. Los resultados se muestran en la tabla 4.1.

TABLA 4.1. RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SUELO

FACTOR DE SUELO					
ZONA	SUELO	DESCRIPCIÓN	VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN (m/s)	T_p (s)	T_L (s)
Z4	1.05	SUELO INTERMEDIO	250	0.6	2

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

El factor de amplificación sísmica es la respuesta que tiene el edificio a la aceleración del suelo en el que esta cimentado. En base a la norma sismorresistente E.030 se tienen expresiones para dicho factor en función del periodo de vibración T .

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C=2.5 \\ T_p < T < T_L & \quad C= 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right) \\ T > T_L & \quad C= 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T} \right) \end{aligned}$$

En este caso, por los pocos pisos que posee el proyecto, se puede estimar un periodo de vibración fundamental menor que el periodo del $T_p=0.6$, por lo cual el valor del factor sería de **C = 2.5**.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U)

De acuerdo a la norma mencionada, existen diferentes tipos de edificaciones y se clasifican por su utilidad. En este caso se presenta una edificación de uso multifamiliar. El factor de uso para este tipo es **U = 1.0**.

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R)

Para finalizar con los parámetros que se utilizan para el análisis dinámico, es necesario conocer el factor de reducción sísmica (**R**). El sistema es de muros de ductilidad limitada y la norma especifica un valor de **R_x = 4.0** y **R_y = 4.0**. Por otro lado, es importante mencionar que no existe irregularidad en planta, lo que implica el uso de un factor I_p igual a 1. Así mismo, no existe irregularidad en altura, por lo que el factor I_a es igual a 1.0.

Por lo tanto el análisis se desarrollará con **R_x=R_y =4.0x1.0x1.0=4.0**

4.4. ANÁLISIS DINÁMICO

El procedimiento para el análisis dinámico se realiza en base a lo señalado en la norma E.030 (2016).

4.4.1. ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN

Se tiene un modo de vibración por cada grado de libertad que posee la estructura. Para el edificio de 5 pisos, considerando tres grados de libertad por piso, se tendrán 15 modos de vibración. Por otro lado, los modos de vibración también son dependientes de la rigidez y la distribución de las masas. Los modos de vibración con sus respectivos periodos se muestran en la tabla 4.2.

TABLA 4.2. PERIODOS DE MODO DE VIBRACIÓN

Modo	Periodo (s)	MASA PARTICIPATIVA X-X (%)	MASA PARTICIPATIVA Y-Y (%)
1	0.220	68.08	1.42
2	0.168	1.00	62.74
3	0.144	1.28	3.96
4	0.048	20.96	0.15
5	0.038	0.09	9.53
6	0.032	0.21	3.80
7	0.022	5.66	0.04
8	0.017	0.01	13.64
9	0.015	0.00	0.30
10	0.015	2.09	0.01
11	0.011	0.60	0.02
12	0.011	0.00	3.29
13	0.011	0.00	0.20
14	0.009	0.00	0.01
15	0.008	0.01	0.77

4.4.2. ANÁLISIS POR SUPERPOSICIÓN MODAL ESPECTRAL

Basándonos en el análisis por superposición espectral, se utiliza la siguiente expresión para la representación de las solicitaciones sísmicas.

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} * g$$

La pseudoaceleración (S_a) se grafica en eje de las ordenadas y los periodos en el eje de las abscisas. Luego, también se puede graficar en las ordenadas solo el producto SC y luego multiplicarlo por ZUg/R . Se mostrará el espectro con la segunda opción en la figura 4.5 y los factores en la tabla 4.3.

La respuesta de los modos de vibración se combinan utilizando el criterio de combinación cuadrática completa (**CQC**).

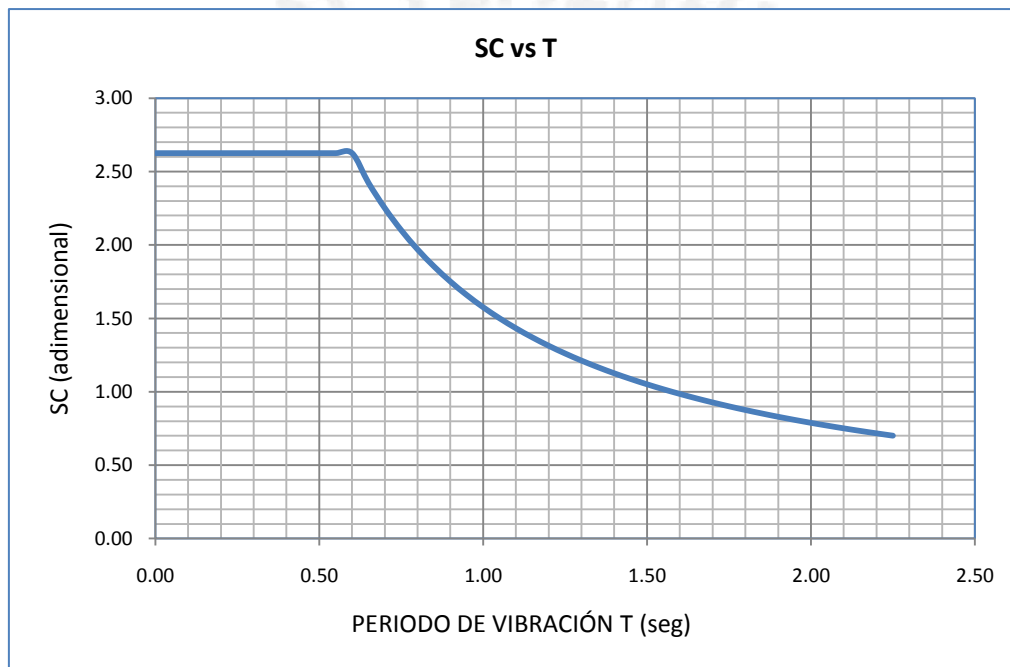


FIGURA 4.5. ESPECTRO SC vs T

TABLA 4.3 FACTORES PARA EL ESPECTRO

ANÁLISIS DINÁMICO	X	Y
ZUg/R	$\frac{0.45 * 1 * g}{4} = 1.104$	$\frac{0.45 * 1 * g}{4} = 1.104$

4.4.3 DESPLAZAMIENTOS DE RESPUESTA

A partir del modelo estructural se obtienen los desplazamientos lineales elásticos con las solicitaciones sísmicas reducidas.

Según la norma, dichos resultados se deben multiplicar por 0.75R, ya que se necesita estimar el desplazamiento que se tiene cuando la estructura o edificio incursiona en el rango inelástico, debido a un sismo de gran magnitud.

Los resultados se muestran en las tablas 4.4 y 4.5.

TABLA 4.4. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS Y ABSOLUTOS EN X

TECHO	DERIVAS X-X	DERIVAS X-X (x0.75x4x10 ³)	Desplazamiento Relativo (cm)	Desplazamiento Absoluto (cm)
T5	0.00051	1.53600	0.369	1.46
T4	0.00051	1.53000	0.367	1.09
T3	0.00047	1.39800	0.336	0.72
T2	0.00036	1.09200	0.262	0.39
T1	0.00017	0.51300	0.123	0.12

TABLA 4.5. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS Y ABSOLUTOS EN Y

TECHO	DERIVAS Y-Y	DERIVAS Y-Y (x0.75x4x10 ³)	Desplazamiento Relativo (cm)	Desplazamiento Absoluto (cm)
T5	0.00035	1.05600	0.253	1.00
T4	0.00035	1.05900	0.254	0.75
T3	0.00032	0.96900	0.233	0.50
T2	0.00025	0.74700	0.179	0.26
T1	0.00012	0.35400	0.085	0.09

Para el sistema de muros de concreto armado de ductilidad limitada, la norma solo permite una deriva máxima de 0.005 o 5×10^{-3} . Para este edificio se obtuvieron derivas y desplazamientos dentro del rango establecido, y se muestran en la tabla 4.6.

TABLA 4.6. DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS MÁXIMOS PARA LAS DOS DIRECCIONES

X-X		Y-Y	
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO (cm)	DERIVA MÁXIMA	DESPLAZAMIENTO MÁXIMO(cm)	DERIVA MÁXIMA
1.46	1.536×10^{-3}	1.0	1.056×10^{-3}

4.4.4. CORTANTE DE DISEÑO

Para esta parte, se necesitan la magnitud de la cortante basal estática y la cortante basal dinámica. La segunda debe ser escalada en función de la primera. Según la norma E.030, el factor de escala debe ser de 80% por ser regular.

La cortante basal estática se calcula con la siguiente expresión :

$$\text{Vestático} = \frac{ZUSC}{R} * P$$

Para la expresión anterior, el peso del edificio (P) se calcula en la tabla 4.7 y las cortantes en la tabla 4.8.

TABLA 4.7. CÁLCULO DEL PESO TOTAL DEL EDIFICIO

CARGA MUERTA(ton)	2048
CARGA VIVA (ton)	448
PESO TOTAL (CM+0.25CV)	2160
P.espec. (ton/m2)	0.841

PISO	ÁREA DE PLANTA (m²)	MASA (ton*s²/m)	PESO (ton)
AZOTEA	514.08	29.23	286.75
P4	514.08	45.66	447.92
P3	514.08	45.56	446.94
P2	514.08	45.66	447.92
P1	514.08	45.84	449.69
TOTAL ÁREA	2570.4	TOTAL	2079.23

TABLA 4.8. FUERZAS CORTANTES BASALES DEL ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO

	X	Y
Vestático(ton)	614.02	614.02
Vdinámico(ton)	452.00	452.00
Amplificación de Fuerza Sísmica $\left(\frac{0.8 * Vest.}{Vdin.}\right)$	1.09	1.09

4.5 FUERZAS INTERNAS

Luego de obtener los factores de modificación, las fuerzas internas obtenidas del análisis sísmico se deben amplificar por 1.08. En figuras 4.6 y 4.7 se muestran los resultados de las fuerzas internas del muro del eje 2 como ejemplo.

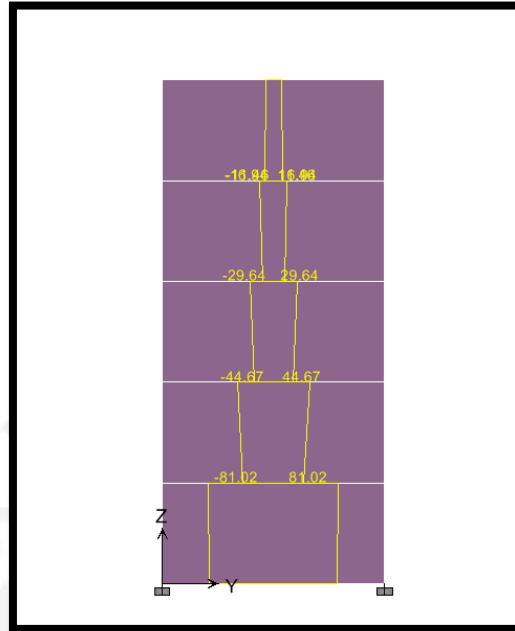


FIGURA 4.6. MOMENTOS FLECTORES DEBIDO AL SISMO EN LA DIRECCION X-X (ton.m).

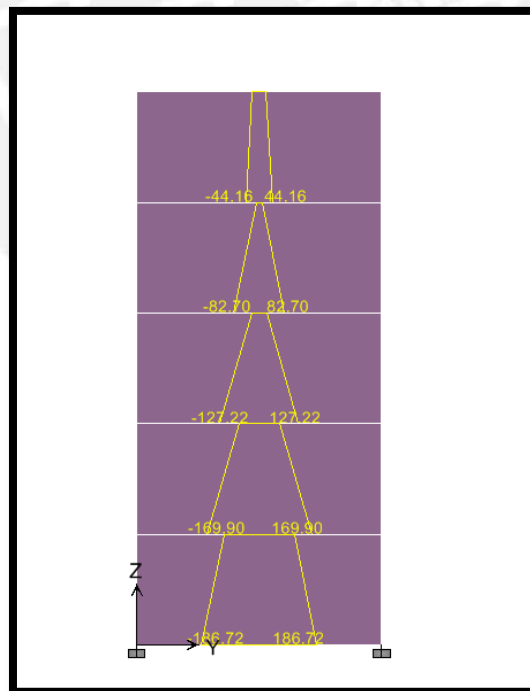


FIGURA 4.7 Momentos flectores debido al sismo en la dirección Y-Y(ton.m).

4.6 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

Entre edificios colindantes se debe considerar una junta de separación sísmica(S) que, según la norma E.030, depende de la altura del edificio y de los desplazamientos de los bloques analizados. Dicha junta sísmica, como su nombre lo indica, es debida a un posible contacto entre edificios al producirse el sismo.

Los valores de "s" que se analizan son los siguientes :

- $s > 2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- $s > 3$ cm.
- $s = 0.006h$

Donde :

h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel específico para evaluar s.

Para la primera relación se necesita el valor del desplazamiento máximo. Dicho valor, en la dirección X, fue de 1.46 cm, por lo tanto :

$$s > 2/3 * (1.46) = 0.97 \text{ cm.}$$

Este valor es menor que la segunda relación, por lo cual no se toma en cuenta.

En síntesis, el edificio se retirará, conservadoramente, 3.5 cm de los límites de propiedad adyacentes.

Por otro lado, se verifica la estabilidad del edificio por volteo debido a las fuerzas sísmicas. Se necesita un factor de seguridad mayor a 1.5. (ver figura 4.8)

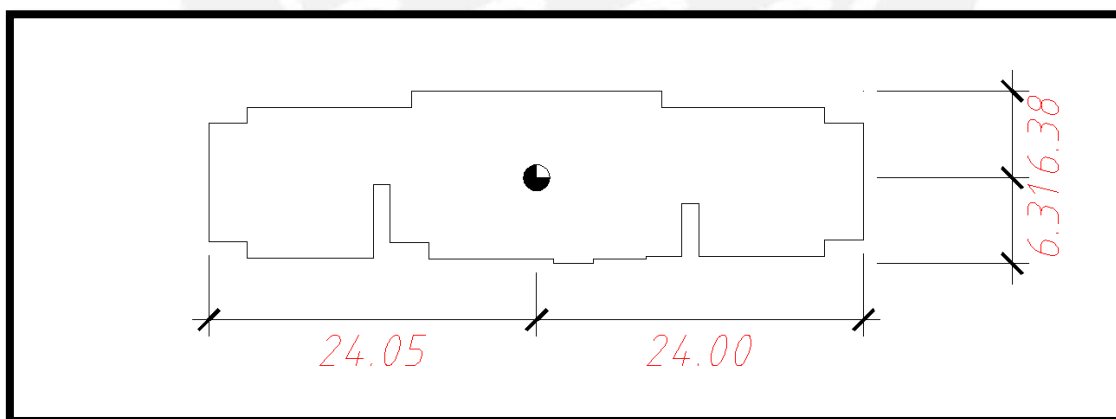


FIGURA 4.8 DISTANCIAS DESDE EL CENTRO DE GRAVEDAD A EXTREMOS PARA EL CÁLCULO DE MOMENTOS

Momento debido al sismo en X-X = 4037 ton.m.

Momento debido al sismo en Y-Y = 4062 ton.m.

Peso del edificio : 2074 ton.

Momento resistente en X-X = $2074 \cdot 24.05 = 49880$ ton.m.

Momento resistente en Y-Y = $2074 \cdot 6.38 = 13232$ ton.m.

Por lo tanto, los factores de seguridad al volteo, en ambas direcciones (FS_{xx} y FS_{yy}), serán los siguientes:

$$FS_{xx} = 49880/4037 = 12.4$$

$$FS_{yy} = 13232/4062 = 3.3$$

Los factores de seguridad cumplen con lo establecido con una gran holgura. Por lo tanto, el edificio en estudio no sufrirá problemas de volteo.



CAPITULO 5: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS Y ESCALERAS

Los espesores de las losas ya se predimensionaron en el capítulo 2. Ahora se realizará el diseño, guiado por la norma E.060, por flexión, cortante y deflexiones donde sea necesario.

5.1 MODELO ESTRUCTURAL DE LOSA MACIZA

Para el modelo estructural de la losa maciza, se utilizó el programa SAFE. Se presenta el esquema de la planta y el análisis se realiza mediante elementos finitos (ver figura 5.1). Las losas poseen espesores de 10,15 y 20 centímetros (colores violeta, verde y marrón, respectivamente). El modelo considera a los paños apoyados en los muros. En cuanto a las cargas se aplican las que se calcularon en el metrado.

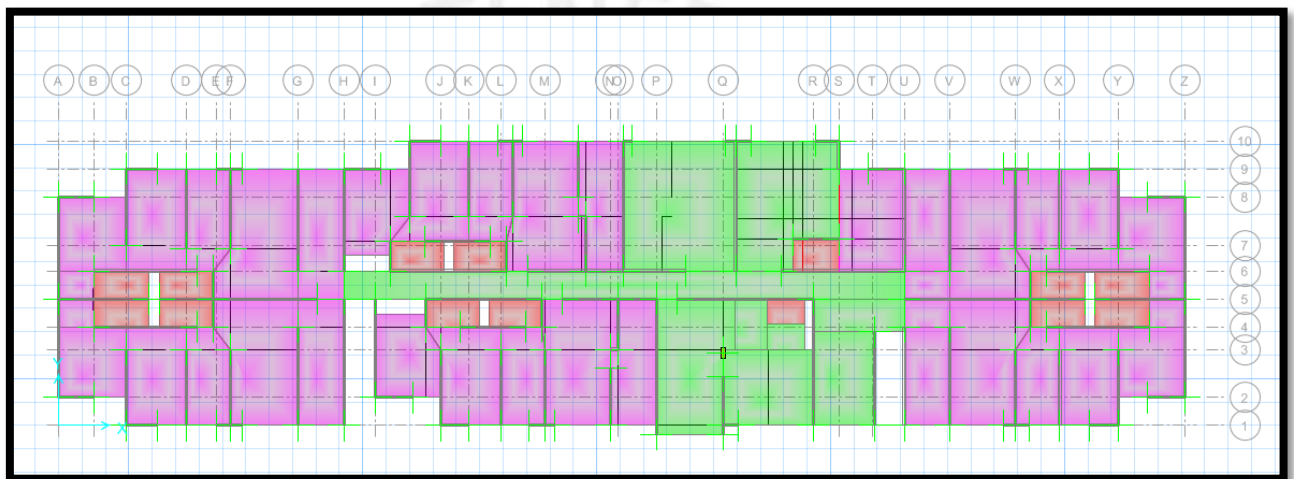


FIGURA 5.1 MODELO DE LOSA MACIZA EN EL PROGRAMA SAFE

Los resultados del análisis ante cargas de gravedad para la dirección X-X e Y-Y, se muestran en las figuras 5.2 y 5.3.

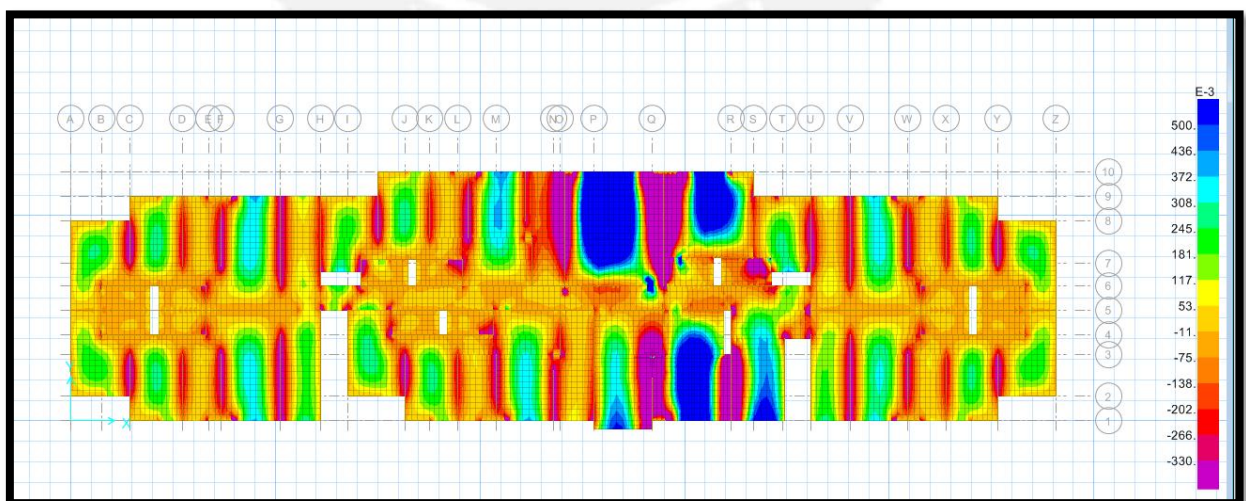


FIGURA 5.2 MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN X-X

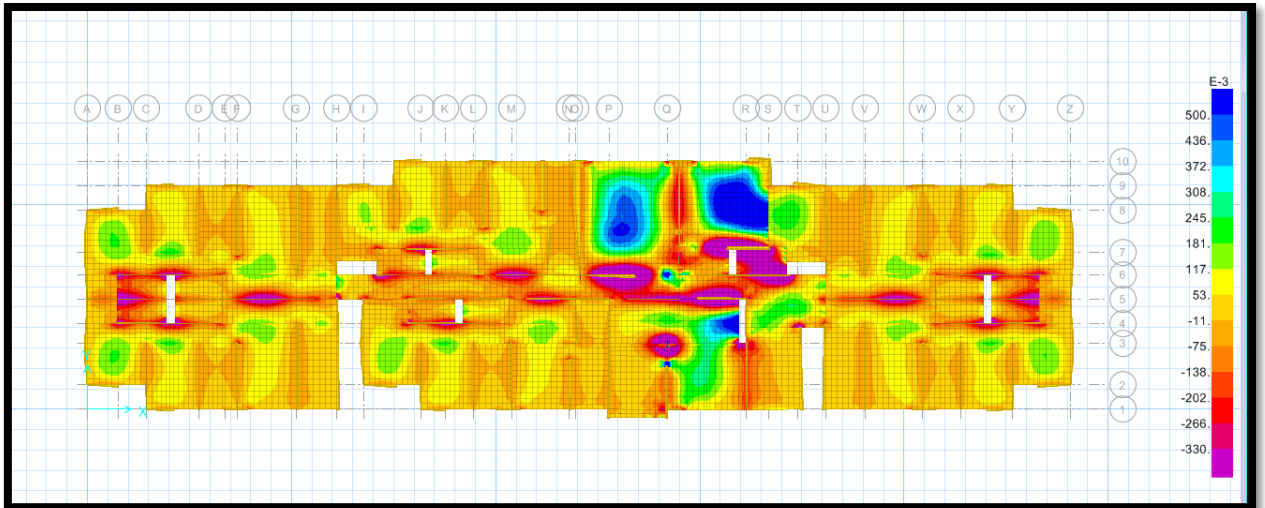


FIGURA 5.3 MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN Y-Y

5.2 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS

5.2.1 DISEÑO POR CORTANTE

En el diseño por cortante se utiliza de guía al capítulo 11.1 de la norma E.060. Se tiene la resistencia ΦV_n , la cual, en losas, solo comprende la resistencia del concreto.

Es importante mencionar que la resistencia a compresión del concreto (f'_c) es 175 kg/cm^2 . Se debe cumplir (5.1).

$$V_n = V_c \quad (5.1)$$

La norma E.060 establece que dicha resistencia no debe exceder el valor máximo dado por (5.2) :

$$V_n < 2.6 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (5.2)$$

Para la resistencia del concreto se presenta la expresión (5.3):

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (5.3)$$

5.2.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño a la rotura, establece que la resistencia nominal a flexión (ΦM_n), debe ser mayor que el momento último M_u .

El diseño por flexión debe satisfacer condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones, según el capítulo 10 de la norma, debe basarse en las siguientes hipótesis básicas.

- Existe adherencia entre el concreto y el acero, no hay desplazamientos entre ellos.
- Se cumple la hipótesis de Navier, la cual menciona que las secciones planas permanecen planas.

- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto en los cálculos de la resistencia de una sección.
- Se usa, como hipótesis simplificadora, el bloque de compresiones con un valor constante de $0.85f'c$, distribuido en una longitud de $a=\beta_1*c$, donde c es el eje neutro, y β_1 es un valor que depende de la resistencia a la compresión del concreto. En el caso del edificio, como la resistencia del concreto es 175 kg/cm^2 , el valor de $\beta_1 = 0.85$.
- Se asume que el concreto agota su capacidad de deformación cuando ϵ_{cu} alcanza el valor de 0.003 .

Se presentan las siguientes expresiones (5.4) y (5.5) para hallar la longitud del bloque equivalente de compresiones y, posteriormente, la resistencia nominal a flexión de la viga o losa (ΦMn).

$$a = \frac{As*fy}{0.85*f'c*b} \quad (5.4)$$

$$\Phi Mn = 0.9*As*fy*(d - \frac{a}{2}) \quad (5.5)$$

Donde:

As = Área de acero requerida por flexión (cm^2).

fy = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm^2).

$f'c$ = Resistencia característica a la compresión del concreto (kg/cm^2).

b = Ancho de la sección (cm)

d = Peralte efectivo de la sección (cm)

a = Profundidad del bloque equivalente de compresiones (cm)

ΦMn = Resistencia nominal de la viga o losa (kg.cm)

Cuantía balanceada, Acero Mínimo y Acero Máximo

Luego de verificar el diseño por resistencia, se debe verificar los requerimientos mínimos establecidos por la norma para evitar las fallas repentinas de la sección.

El área de acero mínimo que debe contar una sección se da en (5.6). Esta debe contener un acero mínimo para que soporte 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}).

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} \rightarrow f_r = 2 * \sqrt{f'c} \quad (5.6)$$

Luego, se tiene la expresión (5.7) para el cálculo del acero mínimo por flexión.

$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \quad (5.7)$$

Por otro lado, se tiene la cuantía balanceada, la cual nos permite hallar el acero máximo que se coloca en una sección. Se tiene una restricción en la colocación del acero, ya que eso asegura evitar la falla frágil. Es decir, si se coloca mucho acero, este nunca puede llegar a fluir, mientras que el concreto agota su capacidad de deformación y la falla sería repentina y frágil.

Se presenta la expresión (5.8) para la cuantía balanceada.

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c * \beta_1 * \frac{\epsilon_{cu} * E_s}{\epsilon_{cu} * E_s + f_y}}{f_y} \quad (5.8)$$

Donde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

ϵ_{cu} = Capacidad de deformación en compresión del concreto.

Según la norma E.060 la cuantía máxima para la sección es el 75 % de la cuantía balanceada hallada en la expresión (5.8), es decir se debe cumplir (5.9)

$$A_{smax} = 0.75 * \rho_b * b * d \quad (5.9)$$

Luego de efectuar el análisis por cortante y flexión, se debe estimar las distancias con las cuales deben anclar las barras de acero dentro de los muros adyacentes. Dicho análisis es para que las barras que sufran tracción no tengan problemas de adherencia.

El cálculo se realiza siguiendo el capítulo 12 de la norma E.060 y la expresión (5.10):

$$l_d = \left(\frac{f_y}{3.5 * \sqrt{f'c}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s * \lambda}{\left(\frac{cb + K_{tr}}{db} \right)} \right) * db \quad (5.10)$$

l_d = Longitud de anclaje.

ψ_t = Factor de modificación para barras superiores = 1.3

ψ_e = Factor de modificación para barras sin tratamiento epóxico = 1.0

ψ_s = Factor de modificación para barras de $\frac{3}{4}$ " y menores = 0.8.

λ = Factor de modificación para uso de concreto peso normal = 1.0

cb = Menor valor entre la distancia del centro de una barra a la superficie más cercana del concreto y la mitad de la separación de centro a centro de las barras que se desarrollan.

K_{tr} = 0, valor permitido como simplificación de diseño

db = Diámetro de la barra que se desarrolla.

Por otro lado, el valor de $\frac{cb + Ktr}{db}$ no debe tomarse mayor a 2.5.

Para las losas de este proyecto se utilizarán barras de 3/8", 8 mm y 6mm.

La tabla 5.1 muestra el resultado de la longitud de anclaje para un diámetro de 3/8".

TABLA 5.1 CÁLCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE PARA UN DIÁMETRO DE 3/8"

Para 3/8"	
f_y (kg/cm ²)	4200
f'_c (kg/cm ²)	175
ψ_t	1.3
ψ_e	1
ψ_s	0.8
λ	1

cb	2.5
Ktr	0
db (cm)	0.941
$(cb+Ktr)/db$	2.5

ld (cm)	35.5
-----------	------

Se observa que para un diámetro de 3/8", se necesita una longitud de anclaje de 35 cm como mínimo.

5.2.3 CÁLCULO DE DEFLEXIONES

Deflexiones inmediatas

Las deflexiones inmediatas son las primeras en aparecer, ya que son efecto de las cargas de servicio. Es común que los momentos de servicio sobrepasen al momento de agrietamiento de la sección y se deben realizar los cálculos de la inercia con la sección agrietada y ya no con la sección bruta.

La inercia agrietada (I_{ef}) se calcula con la expresión (5.11)

$$I_{ef} = \frac{bc^3}{3} + n.A_s.(d-c)^2 + (2n-1).A'_s.(c-d')^2 \quad (5.11)$$

Donde:

n : relación de módulos de elasticidad del acero y el concreto.

C : eje neutro de la sección fisurada.

d : peralte efectivo del acero en tracción.

d' : peralte efectivo del acero en compresión.

A's : Acero en compresión

Es importante señalar que si se tiene un elemento continuo, la inercia efectiva dependerá de las inercias en los tramos extremos y en el tramo central, según (5.12).

$$I_{e_{FINAL\ INTERIOR}} = \frac{I_{e_1^-} + I_{e_2^-} + 2I_{e_3^+}}{4} \quad (5.12)$$

$I_{e_1^-}$ = Inercia agrietada en el primer apoyo.

$I_{e_2^-}$ = Inercia agrietada en el segundo apoyo.

$I_{e_3^+}$ = Inercia agrietada en el centro de la luz del tramo.

En la figura 5.4 se muestra un resumen de los casos de las inercias agrietadas.

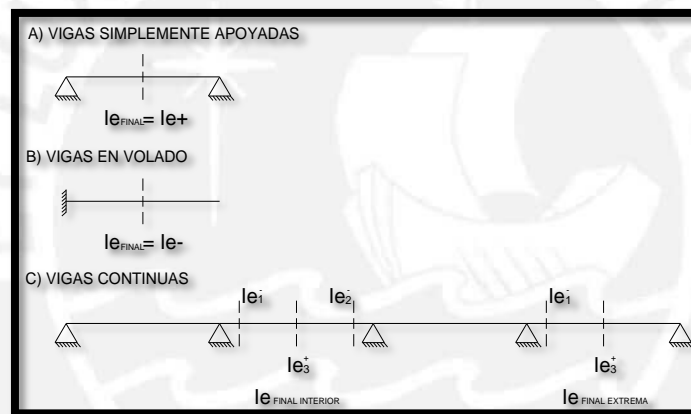


FIGURA 5.4. RESUMEN DE INERCIAS AGRIETADAS PARA CADA CASO.

(FUENTE: N.T.E 060.)

Deflexiones diferidas

Este tipo de deflexiones ocurren cuando las cargas sostenidas duran un periodo prolongado de tiempo y a efectos propios del material, ya sean la retracción plástica o fenómeno del creep.

La deflexión diferida, depende de la deflexión inmediata multiplicada por una constante λ .

La ecuación (5.13) muestra lo comentado anteriormente.

$$\text{Deflexión Diferida} = \lambda * \text{Deflexión inmediata} \quad (5.13)$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1+50\rho'}$$

Donde:

ξ : valor dependiente del tiempo que dura la carga. (ver tabla 5.2)

ρ' : Cuantía del acero en compresión en el centro del tramo.

TABLA 5.2 VALORES DEL FACTOR ξ

(FUENTE: N.T.E. 060.)

Duración de la carga	ξ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años o más	2.0

Deflexiones permisibles

Las máximas deflexiones permitidas por la norma E.060 para este proyecto se usa pisos con elementos susceptibles y con elementos no susceptibles de valores L/480 y L/240 respectivamente, siendo "L" la longitud de la luz del paño evaluado.

5.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA Y ESCALERA

5.3.1 DISEÑO DE LOSA MACIZA

Para el diseño de la losa maciza se necesita tener una cuantía mínima para evitar los problemas de temperatura. Así mismo, la norma E.060 establece una cuantía mínima de 0.0018 para el acero y una separación de la malla corrida máxima de 3 veces el espesor de la losa, ni mayor a 45 cm.

Según el predimensionamiento, se tienen losas de 10, 15 y 20 cm de espesor.

En la tabla 5.3 se muestran las mallas mínimas de armado para cada altura de losa y su respectivo momento nominal.

TABLA 5.3 MALLAS MÍNIMAS Y MOMENTO NOMINAL DE LOSAS MACIZAS

Altura de losa (cm)	Malla mínima de losa	ΦM_n (ton.m)
10	8mm@0.25m Inferior	0.55
15	8mm@0.25m Inferior	0.93
	6mm@0.30m Superior	0.47
20	8mm@0.25m Inferior	1.31
	8mm@0.30m Superior	1.09

Se muestran los diagramas de momentos flectores y donde estos sobrepasen a los momentos nominales de la malla, se colocarán bastones. Ver figura 5.5 y 5.6.

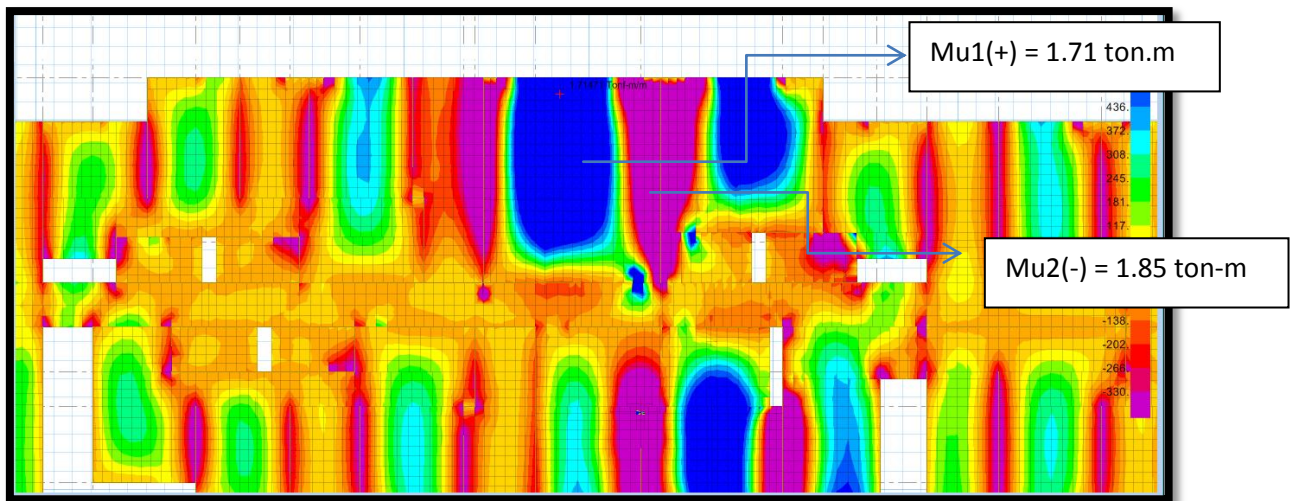


FIGURA 5.5 MOMENTOS MÁXIMOS ÚLTIMOS EN LA LOSA MACIZA EN LA DIRECCION X-X (ton.m).

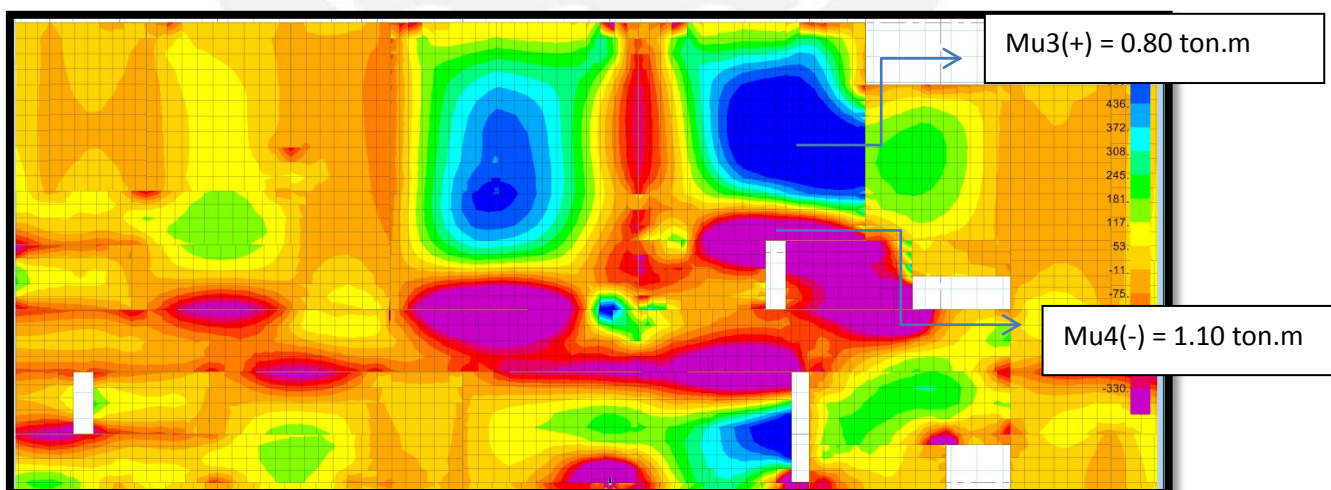


FIGURA 5.6 MOMENTOS MÁXIMOS ÚLTIMOS EN LA LOSA MACIZA EN LA DIRECCION Y-Y (ton.m).

Los resultados del diseño por flexión y cortante se muestran en la tabla 5.4.

TABLA 5.4 DISEÑO POR FLEXION Y CORTE PARA LOSAS MACIZAS

REFUERZO	Mu (ton.m)	Vu(ton)	Acero requerido(cm2)	Refuerzo colocado	Acero colocado(cm2)	ΦVc (ton)	
INFERIOR	M1	1.71	0	3.8	8mm@.25 + 8mm@.25	4.00	8.9
	M3	0.8	0	1.7	8mm@.25	2.00	8.9
SUPERIOR	M2	-1.85	2.50	4.1	6mm@.30 + 8mm@.30 +8mm@.30	4.33	8.9
	M4	-1.1	2.16	2.4	6mm@.30 + 8mm@.30	2.67	8.9

Luego de realizar el diseño por flexión, se deberían revisar las deflexiones en las losas con mayor esfuerzo. Cabe resaltar que las deflexiones se calculan con las cargas en servicio.

Para el ejemplo, se calculará las deflexiones para las losas de 15 cm entre los ejes 15 y 18. El momento de agrietamiento se calcula de la siguiente manera.

El primer paso será analizar si la sección logra agrietarse con las cargas en servicio.

b (cm)	100
h (cm)	15
f'c (kg/cm2)	175
Fr (kg/cm2) Fórmula(5.6)	26.46
Ec (kg/cm2) 150000*(175) ^{1/2}	198431
Es (kg/cm2)	2000000
Rec (cm)	2.5
d (cm)	12.5
d' (cm)	12.5
n Es/Ec	10.07
Ig (cm ⁴) 1/12*b*h ³	28125

Con los valores de Fr, Ig y d, se puede aplicar la expresión (5.14) para hallar el momento de agrietamiento (Mcr):

$$Mcr = \frac{Fr * Ig}{d} \quad (5.14)$$

El momento de agrietamiento para la losa de 15 cm es del valor de $M_{cr} = 1.03 \text{ ton.m}$.

Del programa SAFE se obtiene un momento de servicio de $M_{serv} = 1.2 \text{ ton.m}$. Con lo cual se puede concluir que la sección se agrietará y obliga a trabajar con la inercia agrietada (I_{cr}).

El paño que se analiza es una losa continua y se debe calcular las inercias agrietadas para el apoyo izquierdo, el tramo central y el apoyo derecho.

Cálculo de la inercia para el apoyo izquierdo, con 3.0 cm^2 de acero en tracción y 2 cm^2 de acero en compresión.

As (cm^2)	3
As' (cm^2)	2

c (cm)	3.51
---------------	------

I_{cr iz.}(cm^4)	6981.94
I_g (cm^4)	28125

Cálculo de la inercia para el tramo central, con 4.0 cm^2 de acero en tracción y 1 cm^2 de acero en compresión.

As (cm^2)	4
As' (cm^2)	1

c (cm)	3.31
---------------	------

I_{cr cen.} (cm^4)	6231.79
I_g (cm^4)	28125

Cálculo de la inercia para el apoyo derecho con 4.33 cm^2 de acero en tracción y 2 cm^2 de acero en compresión.

As (cm^2)	4.33
As' (cm^2)	2

c (cm)	3.78
---------------	------

I_{cr der.}(cm^4)	8032.33
I_g (cm^4)	28125

Con las inercias en cada caso, se puede calcular la inercia efectiva con la ecuación 5.12.

$$I_e \text{ final} = \frac{6981.94+8032.33+2*6231.79}{4} = 6869.46 \text{ cm}^4$$

Deflexión Inmediata

La deflexión inmediata, tanto para carga muerta y carga viva, se calculará con la expresión (5.15):

$$\text{Deflexión Inmediata (cm)} = 5 * L^2 * \left(\frac{M_{cl} - 0.1 * (M_i - M_d)}{48 E_c * I_{ef}} \right) \quad (5.15)$$

Donde:

L = Luz libre de paño analizado.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

I_{ef} = Inercia Efectiva.

M_i^- = Momento negativo en servicio para el apoyo izquierdo.

M_{cl}^+ = Momento positivo en servicio el centro de luz.

M_d^- = Momento negativo en servicio para el apoyo derecho.

Los momentos en servicio se obtuvieron del programa SAFE y se muestran en la tabla 5.5

TABLA 5.5 MOMENTOS DE CARGA MUERTA Y CARGA VIVA EN SERVICIO PARA PAÑO ENTRE LOS EJES 15 Y 18

	CM(ton.m)	CV(ton.m)	CM(kg.cm)	CV(kg.cm)
M_i^- (ton.m)	0.4	0.15	40000	15000
M_{cl}^+ (ton.m)	0.9	0.23	90000	23000
M_d^- (ton.m)	1	0.3	100000	30000

En la tabla 5.6 se muestran los resultados de la deflexión inmediata para cada tipo de carga.

TABLA 5.6 DEFLEXIONES INMEDIATAS PARA CARGA MUERTA Y CARGA VIVA

TIPO DE CARGA	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Def. Inm. (cm)	0.123	0.030

Se estima que existe un 30% de carga viva que actuará permanentemente en la losa, es decir, a la deflexión por carga viva debe afectarse por el factor de 0.3.

$$\text{Def Inm}_{CV} (30\%) = 0.03 * 0.3 = 0.009 \text{ cm.}$$

Deflexión Diferida

Para el cálculo de la deflexión diferida se aplicará la expresión 5.14.

TABLA 5.7 CÁLCULO DE DEFLEXIONES DIFERIDAS

Deflexión Diferida	
TABLA 5.1 5 año a más (ξ)	2.0
ρ Cuantía en centro de luz (compresión)	$\left(\frac{1}{100 * 15}\right)$
λ	1.94

$$\text{Def. Dif.}_{\text{cm}} = 1.94 * 0.123 = 0.238 \text{ cm.}$$

$$\text{Def. Dif.}_{\text{cv}} (30\%) = 1.94 * 0.0009 = 0.00175 \text{ cm.}$$

En la tabla 5.7 se muestran los resultados de las deflexiones diferidas.

TABLA 5.8 DEFLEXIONES DIFERIDAS PARA CARGA MUERTA Y CARGA VIVA

TIPO DE CARGA	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Deflex. Difer. (cm)	0.238	0.000175

Deflexiones Totales:

$$\Delta\text{DEFL TOTAL: Def. Inm.}_{\text{cm}} + \text{Def Inm.}_{\text{cv}} (30\%) + \text{Def. Dif.}_{\text{cm}} + \text{Def. Dif.}_{\text{cv}} (30\%)$$

$$\Delta\text{DEFL TOTAL: } 0.123 + 0.009 + 0.238 + 0.00175 = 0.372 \text{ cm.}$$

Ahora dicha deflexión máxima se debe comparar con las deflexiones máximas permitidas por la norma E.060.

Deflexión Admisible (L = 465 cm.)

$$L / 480 \text{ (Pisos que tengan elementos no estructurales susceptibles)} = 0.97 \text{ cm.}$$

$$L / 240 \text{ (Pisos que tengan elementos no estructurales no susceptibles)} = 1.94 \text{ cm.}$$

En nuestro caso, la deflexión no excede el límite presentado por la norma. Por lo tanto, el paño no necesitará contraflecha al centro de la luz.

En la figura 5.7 se muestra el diseño final de la parte más esforzada de losa típica. (Entre los ejes 15 y 18)

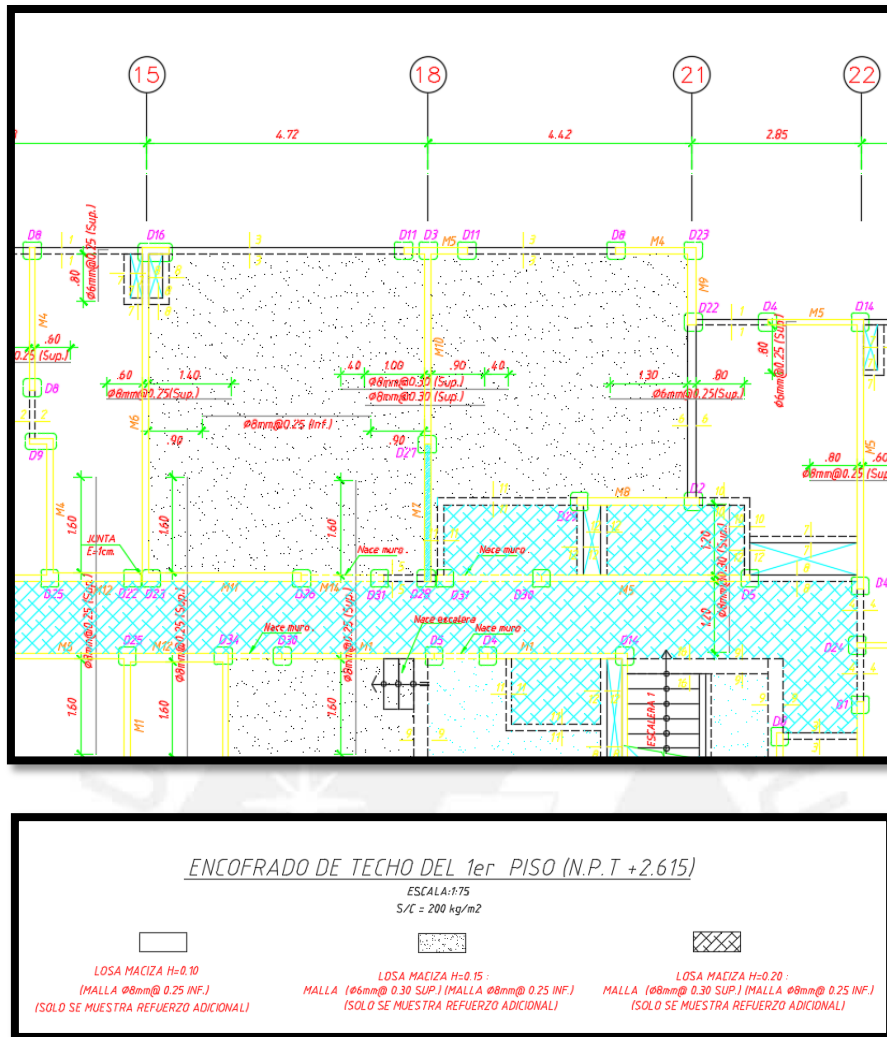


FIGURA 5.7 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA (H = 10, 15 Y 20 cm.)

5.3.2 DISEÑO DE ESCALERA 1

Se diseñará la escalera 1, la cual va desde el primer nivel hasta el último nivel. Dicha escalera tiene acceso al pasadizo general de todos los departamentos.

El metrado de cargas para la escalera en mención se encuentra en el capítulo 3, para la carga muerta se obtuvo 749 kg/m^2 y para la carga viva 200 kg/m^2 . El diseño es parecido al de una losa maciza, se utilizará los requerimientos de la norma E.060 para la cuantía mínima en la escalera de altura 15 cm.

Cuantía mínima = 0.0018.

Acero mínimo = $0.0018 \cdot 100 \cdot 12.5 = 2.25 \text{ cm}^2$.

Se colocará una malla inferior de $3/8" @ 0.20 \text{ m} = 2.84 \text{ cm}^2$.

Se utilizará el programa SAP2000 v14 para el modelo de la escalera, asumiendo un elemento lineal de ancho 100 cm y altura 15 cm.

En la figura 5.8 se muestra el modelo de la escalera que se utilizó en el diseño.

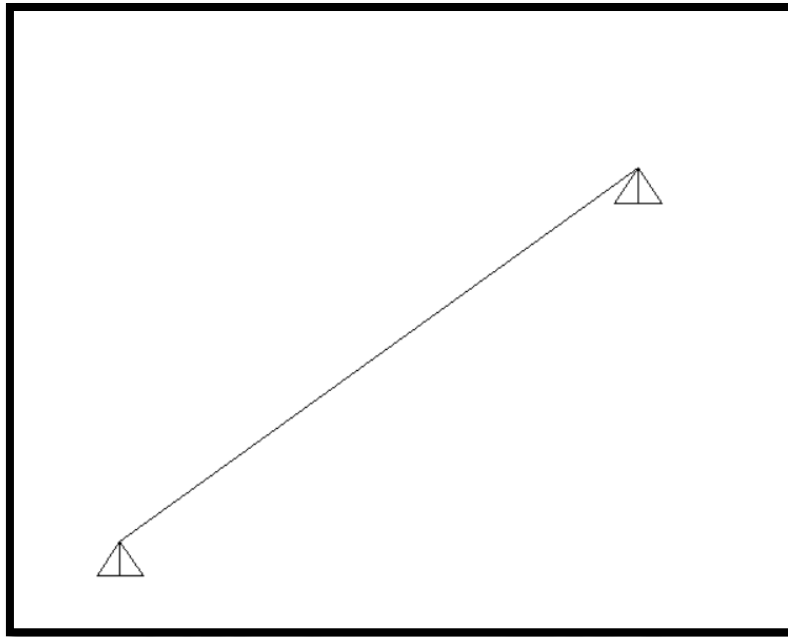


FIGURA 5.8 MODELO PARA DISEÑO DE ESCALERA 1

A dicho elemento lineal se colocan la carga muerta y la carga viva para proceder con el diseño. A continuación en la figura 5.9 se muestra la asignación de carga muerta y carga viva.

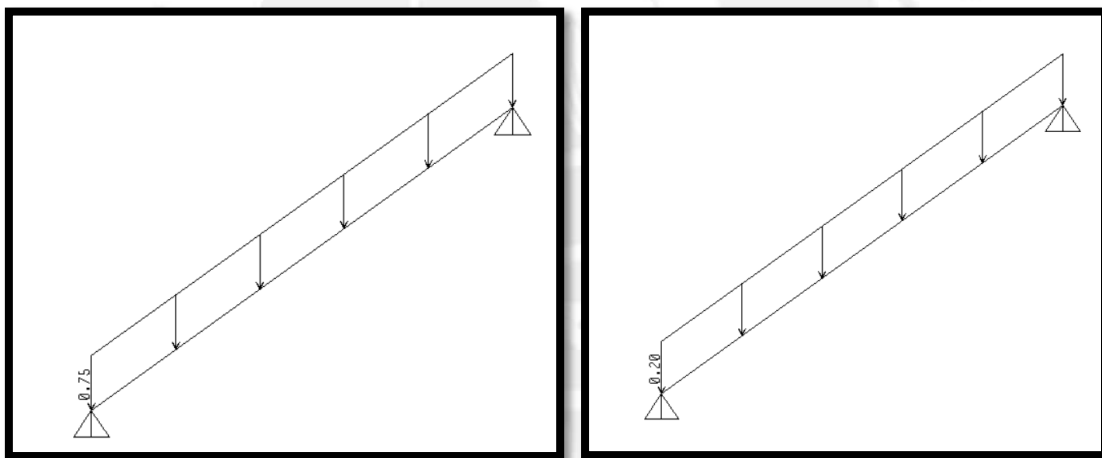


FIGURA 5.9 ASIGNACIÓN DE CARGA MUERTA Y VIVA RESPECTIVAMENTE PARA ESCALERA 1 (ton/m)

Luego de asignar cargas a la escalera 1, se procede al diseño por flexión con la combinación por gravedad que especifica la norma E.060. (1.4 CM+1.7CV). El diagrama de momento flector último se observa en la figura 5.10.

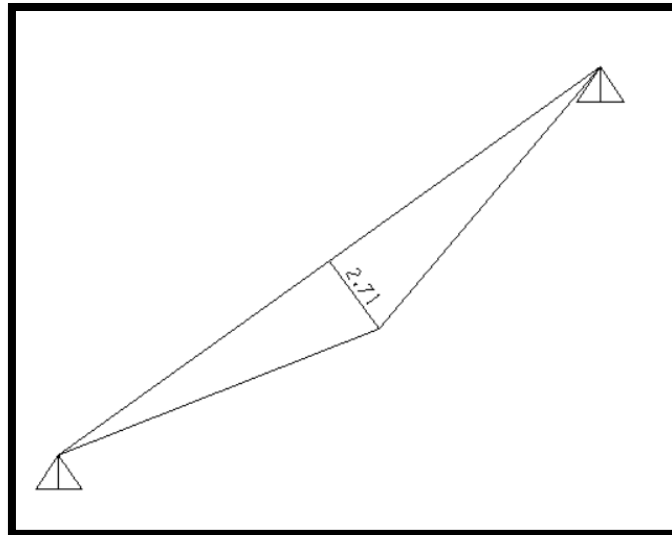


FIGURA 5.10 DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR ÚLTIMO (ton.m)

- Si $M_u^+ = 2.71 \text{ ton.m}$, se necesita $A_s^+ = 6.1 \text{ cm}^2$
- Se colocó $3/8" @ 0.20$ o 3.55 cm^2 .

Se nota claramente que se necesita un bastón adicional para obtener la cantidad de acero solicitada. Por ello se colocará un fierro adicional de $3/8" @ 0.20 \text{ m}$ para obtener en total 7.1 cm^2 .

Con respecto al diseño por cortante, se presenta un $V_u = 2.37 \text{ ton}$ (ver figura 5.11) a "d" del apoyo y se cuenta con una resistencia al corte de:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 100 * 12.5 = 7.45 \text{ ton. (E.060)}$$

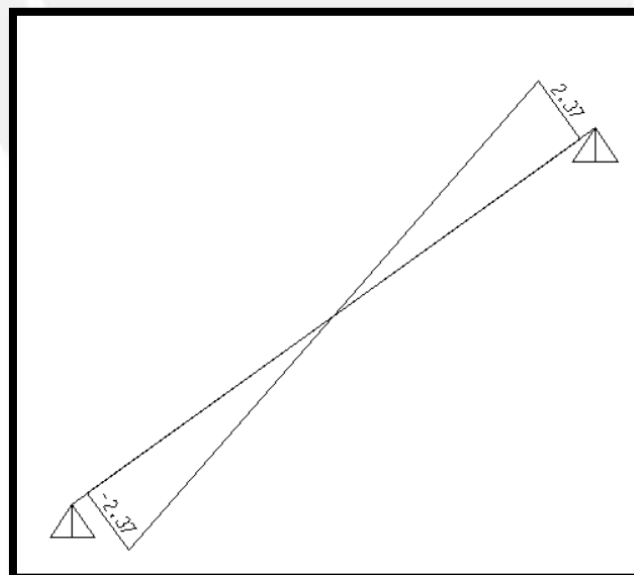


FIGURA 5.11 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (ton)

CAPITULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES

6.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MUROS

En el acápite 21.10 de la norma de diseño en concreto armado E.060, se presentan las consideraciones para el diseño de muros de ductilidad limitada.

Una de las razones de la norma de separar este diseño de los muros convencionales es la falta de poder desarrollar desplazamientos inelásticos importantes. Por otro lado, los muros de ductilidad limitada, al poseer espesores tan delgados, presentan limitaciones para confinar los extremos.

6.1.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño por flexocompresión para los muros se realizará con la ayuda del programa ETABS, el cual contiene un comando llamado *Section Designer*. En dicha ventana se pueden colocar manualmente la distribución y cantidad de barras, para luego obtener un diagrama de interacción.

El diagrama de interacción puede ser exportado a una hoja de cálculo y compararlo con las solicitaciones últimas que presenta cada muro.

La figura 6.1 muestra una imagen de un muro cualquiera obtenida del *Section Designer* y la distribución de barras de acero. Luego en la figura 6.2 se presenta el diagrama de interacción que genera el programa para el muro descrito. Es importante mencionar que el diagrama de interacción se genera con las consideraciones de la norma norteamericana ACI-318-99, la cual presenta factores de diseño muy parecidos a los establecidos por la norma peruana.

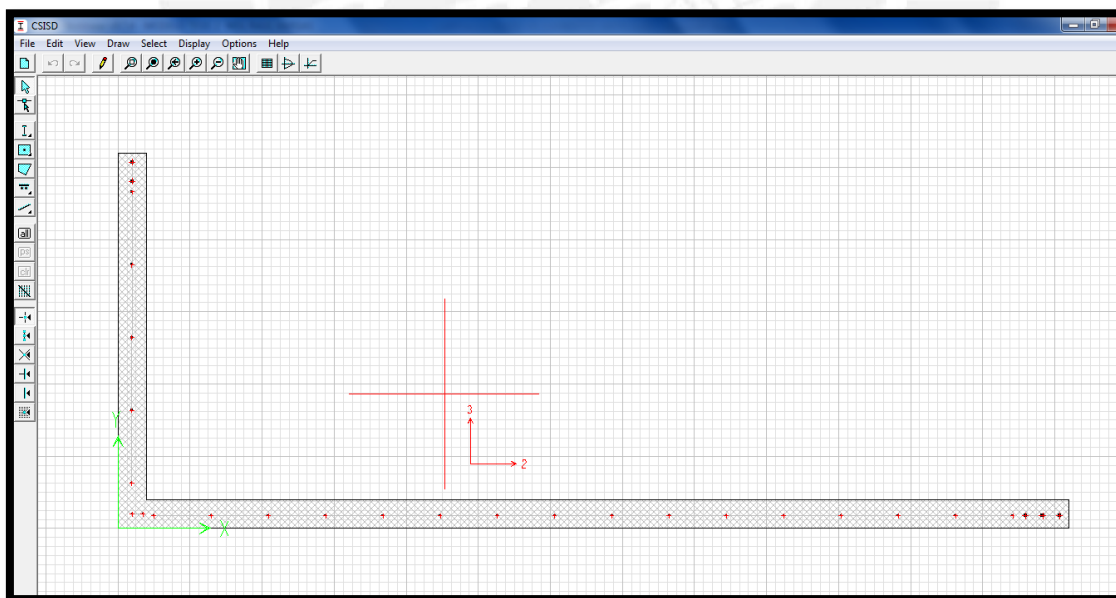


FIGURA 6.1 PROGRAMA ETABS – SECTION DESIGNER PARA MUROS

Así mismo, en la figura 6.1 se observan ejes locales 2 y 3. Se entiende que M2 y M3 se está indicando el momento respecto al eje 2 y al eje 3, respectivamente.

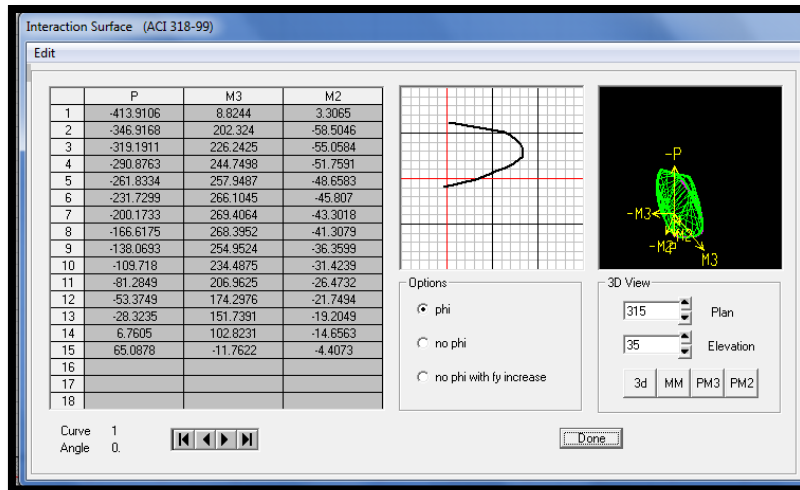


FIGURA 6.2 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA EL MURO EN ANÁLISIS

Se puede observar en la figura 6.2 el diagrama de interacción afectado por el valor de reducción phi; es decir, en los ejes de las abscisas se presenta los valores de ΦMn y en el eje de las ordenadas se tiene los de ΦPn .

Luego de obtener los valores del programa ETABS, se procede a calcular las combinaciones propuestas por la norma E.060 y se obtienen los puntos de las cargas últimas (P_u , M_u), las cuales se intentará que estén dentro del diagrama.

En la figura 6.3 se muestra el diagrama de interacción con los puntos de las solicitaciones dentro del diagrama, es decir, no llega a la rotura. Por un tema de optimización del diseño se trata de que los puntos de las solicitaciones se encuentren cerca y dentro de la curva.

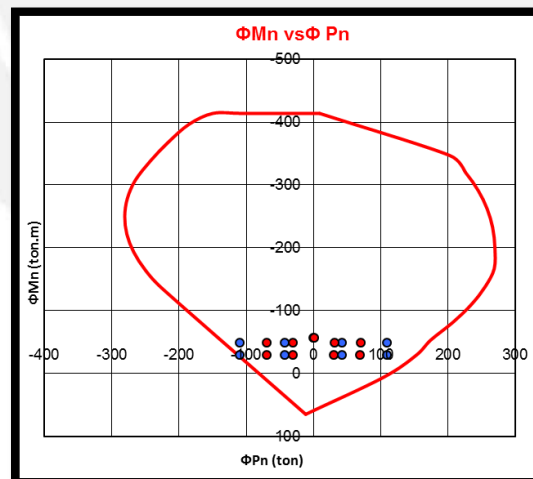


FIGURA 6.3 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA MUROS (EJE M3)

Para el diseño de los muros, la norma peruana exige algunas consideraciones a tomar en cuenta. En primer lugar, el refuerzo que debe tener el tercio inferior del edificio, no menos de dos pisos, debe cumplir que $M_n \geq 1.2M_{cr}$.

El procedimiento para calcular el momento de agrietamiento de la sección es el siguiente.

$$\frac{M_{cr}}{S} - \frac{P}{A} = 2 \cdot \sqrt{f'c}$$

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

M_{cr} = Momento de agrietamiento.

P = Fuerza axial.

A = Área tributaria.

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto (175 kg/cm²)

S = Módulo de sección ($S^+ = I_g/y_b$ $S^- = I_g/y_t$)

Es obvio que no es el mismo cálculo que con las losas, ya que en los muros si existe fuerzas axiales de compresión.

Por otro lado, los extremos del muro en análisis deberán confinarse cuando la profundidad del eje neutro cumpla lo siguiente:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \cdot \left(\frac{\Delta_m}{h_m} \right)}$$

Donde :

l_m = Longitud del muro.

h_m = Altura total del muro.

Δ_m = Desplazamiento inelástico en el nivel más alto del muro.

$$\frac{\Delta_m}{h_m} \geq 0.005$$

Si sucede lo contrario, no será necesario aumentar el espesor del muro y la cuantía en dicho extremo no debe superar al 1 %.

6.1.2 DISEÑO POR CORTANTE

Para el diseño de los muros se trata de buscar una secuencia de fallas. Primero se busca que falle por flexión y luego por cortante. Esto es debido a que una falla por flexión es dúctil y presenta secuencia de rótulas antes de fallar, en cambio, la falla por cortante es súbita y más peligrosa.

Para satisfacer lo escrito anteriormente, la fuerza cortante última para el diseño se obtiene amplificando la cortante última del análisis estructural por el cociente del momento nominal con el acero colocado por flexión, sin factor de reducción, y el

momento último hallado del análisis estructural. La siguiente expresión explica lo mencionado líneas arriba.

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

Donde:

V_u = Cortante de diseño

V_{ua} = Cortante obtenida del análisis estructural

M_n = Momento nominal considerando un esfuerzo de fluencia efectivo de $1.25 f_y$.

M_{ua} = Momento último hallado del análisis estructural.

El procedimiento para obtener el factor de amplificación es el siguiente:

- . En el programa ETABS (Section Designer), colocar la distribución de acero en el muro.
- . Generar la gráfica del diagrama de interacción.
- . Realizar las combinaciones de cargas impuestas por el capítulo 9 de la norma E.060.
- . Luego, se observa la combinación de carga más cercana a la curva y se procede a escalarlos.

La figura 6.4 muestra el procedimiento para calcular el valor del factor de amplificación.

Los puntos azules y rojos representan las combinaciones de carga, la gráfica curvilínea cerrada representa la capacidad de la sección con una cantidad de acero específica y la cruz representa el momento nominal que servirá para escalar la cortante.

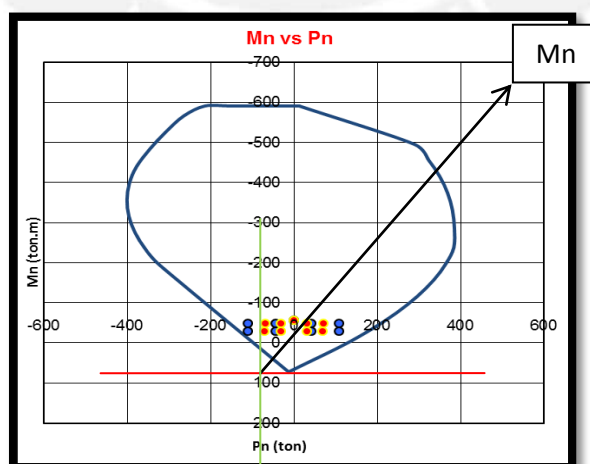


FIGURA 6.4 CÁLCULO DE M_n PARA LA AMPLIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE

El factor de amplificación para el cortante mencionado, no debe ser mayor que el coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R), ya que, si tomase ese valor, el comportamiento del muro solo comprendería el rango elástico.

Por otro lado, para pisos superiores a la mitad del edificio, se puede usar como factor máximo el valor de 1.5.

El valor de la fuerza cortante de diseño se debe comparar, ahora, con la resistencia al corte de la sección. En la norma E.060 plantea la expresión (6.1) para dicha resistencia.

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = \phi (A_c * \alpha * \sqrt{f'_c} + A_c * \rho_h * f_y) \quad (6.1)$$

Donde:

$\phi = 0.85$, Factor de reducción de resistencia para cortante.

$A_c = 0.8L * t$, Área de corte en la dirección analizada. (t = ancho de sección)

ρ_h = Cuantía de refuerzo horizontal del muro.

El valor de α depende de la relación entre h_m y L_m .

Si $\frac{h_m}{L_m} \leq 1.5$; $\alpha = 0.80$

Si $1.5 < \frac{h_m}{L_m} < 2.5$; α = interpolación lineal entre 0.80 y 0.53.

Si $\frac{h_m}{L_m} \geq 2.5$; $\alpha = 0.53$

Para la expresión anterior de la resistencia al cortante, existe un límite máximo.

$$V_n < 2.7 * \sqrt{f'_c} * A_c$$

Luego, después de realizar el análisis del refuerzo para el cortante horizontal, también se debe analizar el refuerzo vertical. La norma presenta la expresión 6.2 para este tipo de refuerzo.

$$\phi V_n = \phi * \mu * (N_u + A_v * f_y) \quad (6.2)$$

Donde:

$\phi = 0.85$, Factor de reducción de resistencia para cortante.

$\mu = 0.6$, Módulo de fricción del concreto endurecido (sin tratamiento).

$N_u = 0.9 * N_M$, Compresión neta permanente última (en función de la carga muerta).

$A_v = \rho_v * t * 100$, Área del refuerzo vertical (cm²).

Luego de observar las expresiones para refuerzo horizontal y vertical, se debe comparar dichas expresiones con la fuerza cortante última amplificada. De esta comparación se puede calcular los refuerzos o cuantías respectivas.

Como en cualquier elemento de diseño, por un tema de refuerzo por temperatura, existen cuantías mínimas para los muros delgados. Dichas cuantías dependen de las fuerzas cortantes amplificadas y la resistencia que presentan (V_c).

$$\text{Si } Vu > 0.5 \cdot \Phi \cdot V_c \rightarrow \rho_h \geq 0.0025 \text{ y } \rho_v \geq 0.0025.$$

$$\text{Si } Vu < 0.5 \cdot \Phi \cdot V_c \rightarrow \rho_h \geq 0.0020 \text{ y } \rho_v \geq 0.0015.$$

$$\text{Si } \left(\frac{h_m}{L_m} \right) \leq 2 \rightarrow \rho_v \geq \rho_h.$$

6.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE MUROS

Se analizaron todas las solicitaciones de los muros y se tomará como ejemplo el muro que presente mayores fuerzas cortantes y momentos flectores. La figura 6.5 muestra la configuración del muro estructural ubicado entre los ejes 24 y 26 con J y H (P41). Ver figura 6.5.

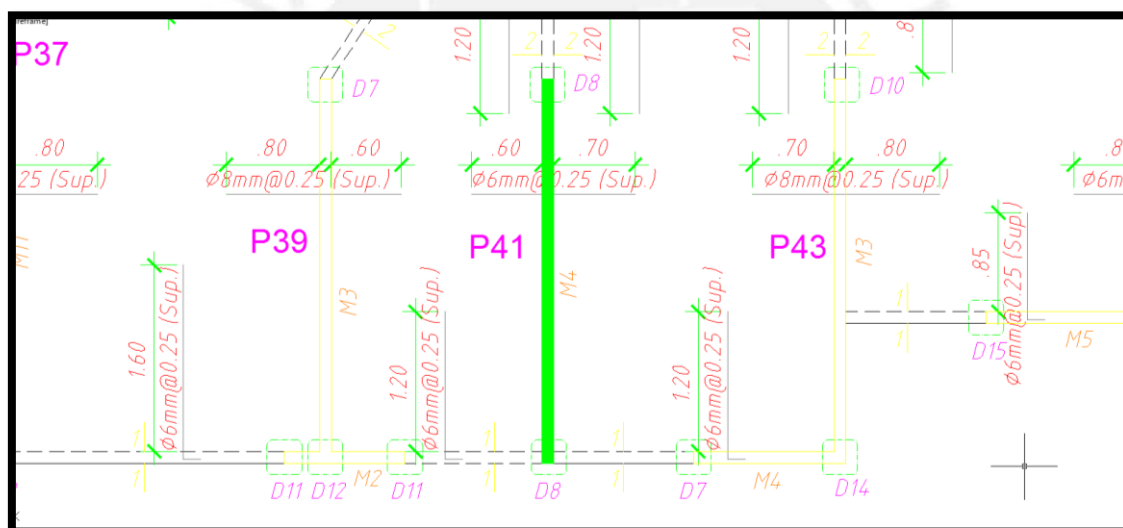


FIGURA 6.5. MURO PROPUESTO PARA EL ANÁLISIS

Con la ayuda del programa ETABS, se obtienen las fuerzas y momentos máximos en el muro propuesto. Se presenta la tabla 6.1 con dichos resultados para el primer piso.

TABLA 6.1. RESULTADOS DE CARGAS PARA MURO PROPUESTO P41

PISO	TIPO DE CARGA	P (Ton)	Vx(ton)	Vy (ton)	Mxx (ton.m)	Myy (ton.m)
PISO1	MUERTA	23.4	-0.5	-0.3	0.1	1.6
PISO1	VIVA	6.1	-0.1	0.0	-0.1	0.2
PISO1	SISMO EN X-X	0.0	36.6	8.7	31.7	0.1
PISO1	SISMO EN Y-Y	-0.1	7.3	31.4	65.9	0.0

Para efectos de diseño, se deben elaborar las combinaciones propuestas por la norma de concreto armado E.060. Los resultados de las combinaciones y la envolvente de diseño, se presentan en la tabla 6.2.

TABLA 6.2. RESULTADOS DE COMBINACIONES Y ENVOLVENTE DE DISEÑO

COMBINACION	Pu(ton)	Vux(ton)	Vuy(ton)	Mux(ton.m)	Muy(ton.m)
1.4CM+1.7CV	43.14	0.30	0.00	-0.31	0.00
1.25(CM+CV)+S	36.87	4.77	0.04	31.40	0.13
1.25(CM+CV)-S	36.84	11.51	0.01	65.64	0.03
0.9CM+S	21.05	4.67	0.04	31.48	0.13
0.9CM-S	21.02	11.41	0.01	65.72	0.03

ENVOLVENTE	43.14	11.51	0.04	65.72	0.13
------------	-------	-------	------	-------	------

Luego de observar las combinaciones y la envolvente, se procede con el diseño del muro antes descrito. Cabe mencionar que se presenta una sola combinación de axial para las dos direcciones (P_u), ya que el axial generado por las fuerzas sísmicas es nulo.

DISEÑO POR CORTANTE

Se muestran los cálculos para el diseño por cortante según la norma E.060 para muros de ductilidad limitada.

$$h_m = 12.5 \text{ m}$$

$$l_m = 3.3 \text{ m}$$

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{h_m}{l_m} = 3.78$$

$$\alpha = \text{se interpola entre } 0.80 \text{ y } 0.53 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\Phi * V_c = 0.85 * 0.8 * 330 * 10 * 0.53 * \sqrt{175} = 15.73 \text{ ton.}$$

$$\frac{(\Phi * V_c)}{2} = 7.87 \text{ ton.}$$

Factor de amplificación: $\frac{(\Phi * Mn)}{(\Phi * Mua)} = 1.63$ (Demostrado en figura 6.7)

$Vu = 11.51 \times 1.63 = 18.76$ ton.

$\Phi * Vn = \Phi * Vc + \Phi * Vs = 16.46 \rightarrow \Phi * Vs = 18.76 - 15.73 = 3.03$ ton

$\Phi * Vs = 0.85 * 0.80 * 330 * 10 * 4200 * p_h = 3.03 \rightarrow p_h = 3.21 * 10^{-7}$.

El cálculo indica que se necesita cuantías pequeñas, sin embargo, la norma especifica que si $Vu > \frac{(\Phi * Vc)}{2} \rightarrow$ Las cuantías mínimas para dicho muro son $p_h = p_v = 0.0025$.

En conclusión la distribución de mallas para cortante se tiene:

Malla horizontal Simple $\rightarrow 8\text{mm}@.20$

Malla vertical Simple $\rightarrow 8\text{mm}@.20$

Vale la pena recordar que dichas mallas son simples por el pequeño espesor que presentan estos muros.

Se presenta la tabla 6.3 con el resumen del diseño por cortante.

TABLA 6.3. RESUMEN DE DISEÑO POR CORTANTE PARA MURO DELGADO

	Y-Y
hm(metros)	12.5
f'c (kg/cm2)	175
lm(metros)	3.3
hm/lm	3.79
Como hm/lm > 2.5	0.53
$\Phi * Vc$ (ton)	15.73
$\Phi * Vc / 2$	7.87
Vua(ton)	11.51
Factor (Mn/Mua)	1.63
Vu(ton)	18.76
Como Vu > $(\Phi * Vc) / 2$	ph=pv=0.0025
Ash(cm2)	2.5
Asv(cm2)	2.5
Malla Horizontal	8mm@.20
Malla Vertical	8mm@.20

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Ahora con la ayuda del *Section Designer*, se procede a colocar la malla vertical del diseño por cortante en toda la longitud del muro, dejando espacios en los extremos para colocar una cantidad específica de acero de mayor diámetro que le brinde capacidad de resistir momentos de flexión.

En la figura 6.6 se muestra la distribución de barras para el muro.

1 barra de 12 mm en el extremo izquierdo, 1 barra de 12 mm en el extremo derecho y 15 barras de 8 mm como malla vertical.

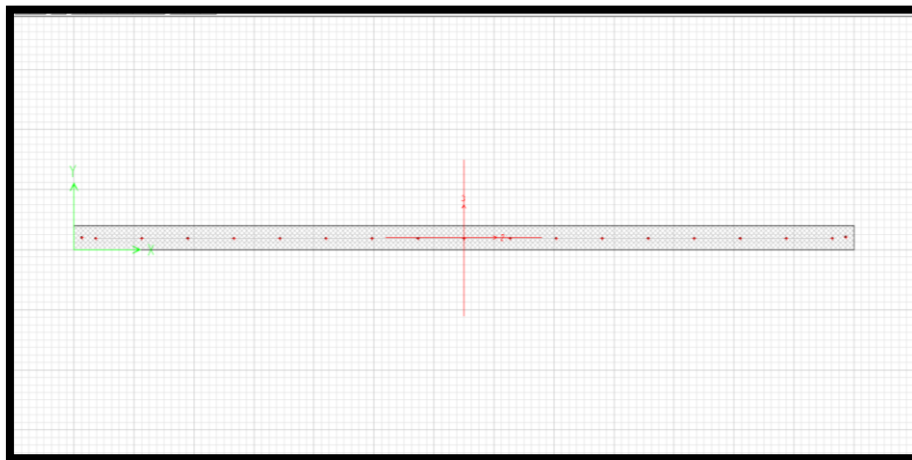


FIGURA 6.6. DISTRIBUCIÓN DE BARRAS DE ACERO EN MURO DELGADO

Es necesario mencionar que se realizaron varios intentos para que los puntos de las combinaciones queden dentro del diagrama de interacción.

A partir de ello se puede generar el diagrama de interacción para la dirección de análisis.

En la figura 6.7 se muestra el diagrama de interacción descrito.

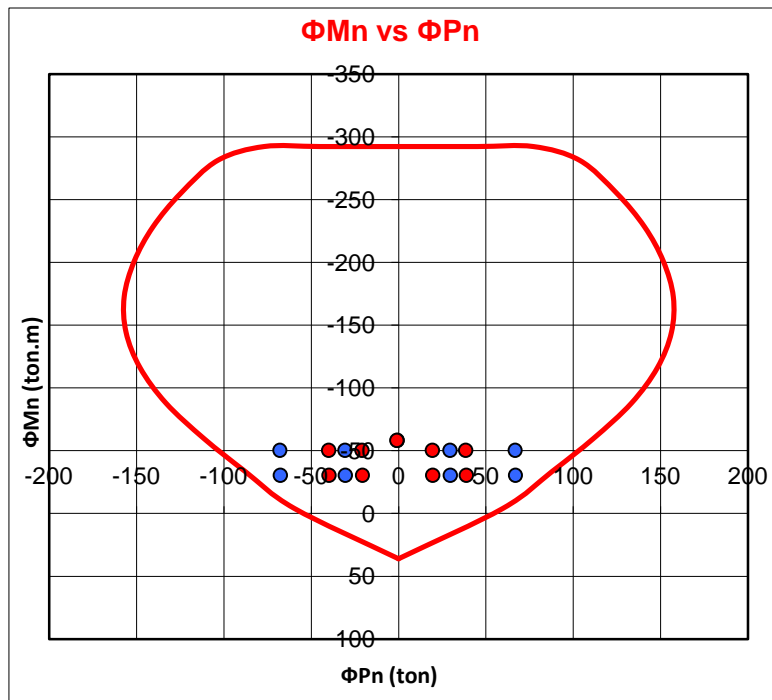


FIGURA 6.7. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN ΦM_n vs ΦP_n

Para el factor de amplificación de cortante, se necesita la relación entre el momento nominal y el momento último amplificado.

$$\Phi^*M_n = 78 \text{ ton.m} \rightarrow M_n = 78/0.7 = 111.43 \text{ ton.m}$$

$$M_u = 68 \text{ ton.m}$$

$$\text{Factor de amplificación para diseño por corte} = 111.43/68 = 1.63$$

VERIFICACIÓN DE NECESIDAD DE CONFINAMIENTO

La profundidad del eje neutro de un muro o placa se debe hallar con una serie de iteraciones de tal manera que la carga axial amplificada sea igual a la fuerza axial nominal ($P_u = 43.14 \text{ ton}$). Las iteraciones se requieren debido a que no se sabe en principio qué cantidad de barras estarán en tracción o ayudando al concreto en compresión.

Para el diagrama de esfuerzo-deformación del concreto se utilizará el bloque de compresiones establecido por el ACI. La expresión 6.3 muestra el aporte del concreto propuesto por la norma E.060.

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b \quad (6.3)$$

Donde:

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (175 kg/cm^2)

β_1 = Parámetro propuesto por la norma dependiente del f'_c . (Si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0.85$)

En la figura 6.8 se puede apreciar las deformaciones unitarias finales que se tuvo en la última iteración.

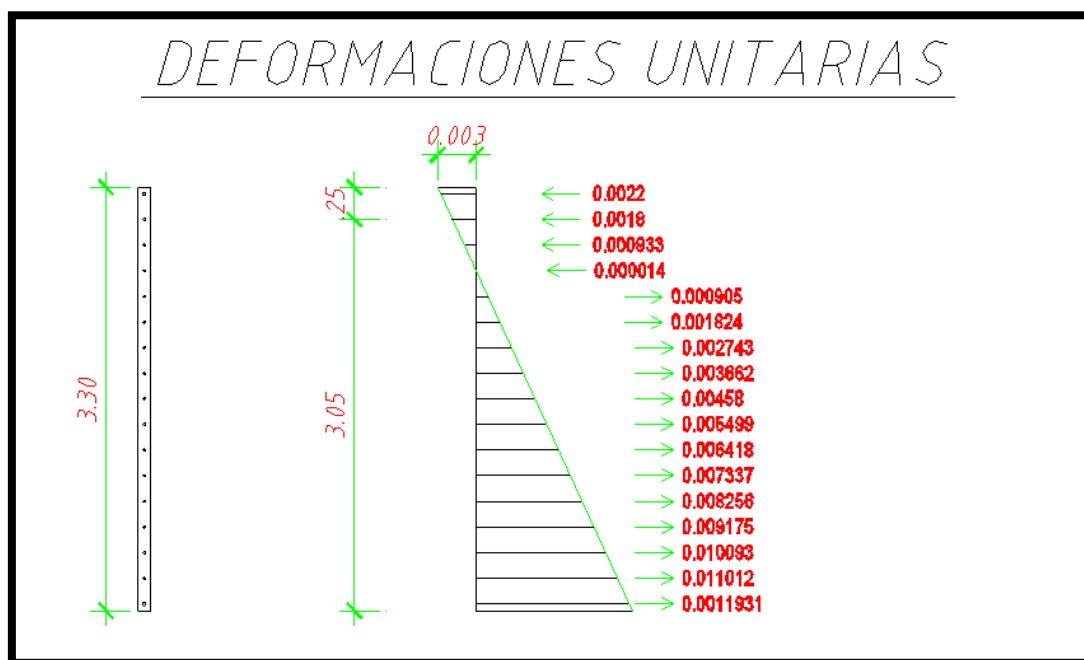


FIGURA 6.8. DEFORMACIONES UNITARIAS DEL MURO P41 EN EL PRIMER PISO

La ubicación del eje neutro se obtuvo a 0.25 m. del extremo superior. Entonces se procede a obtener las fuerzas y momentos resultantes.

$f'c$ (kg/cm ²)	175
Espesor(cm)	10
C (cm)	65.3
β_1	0.85

Compresión : Se suma el aporte del concreto y de las barras de acero.

Para el concreto se aplica la expresión 6.3.

Concreto : $0.85 \cdot 175 \cdot 0.85 \cdot 65.3 \cdot 10 = 82563.69$ kg.

Acero : $As'0$ (12mm) = 1.13 cm² $\epsilon = 0.0028$ $E = 2 \cdot 10^6$ kg/cm².

$As'1$ (8mm) = 0.5 cm² $\epsilon = 0.0028$ $E = 2 \cdot 10^6$ kg/cm².

$As'2$ (8mm) = 0.5 cm² $\epsilon = 0.0019$ $E = 2 \cdot 10^6$ kg/cm².

$As'3$ (8mm) = 0.5 cm² $\epsilon = 0.0000905$ $E = 2 \cdot 10^6$ kg/cm².

Si se asume un comportamiento elastoplástico para el acero, el esfuerzo máximo que se tiene es de 4200 kg/cm² con una deformación unitaria de 0.0028 . Por lo tanto, como la deformación unitaria del acero en compresión excede el valor de fluencia, tendrá un esfuerzo de 4200 kg/cm².

$$F (f's0) = 4200 \cdot 1.13 = 4746 \text{ kg.}$$

$$F (f's1) = 3702 \cdot 0.5 = 1851 \text{ kg.}$$

$$F (f's2) = 1866 \cdot 0.5 = 933 \text{ kg.}$$

$$F (f's3) = 28 \cdot 0.5 = 14 \text{ kg.}$$

$$C_c = 82563.69 + 4746 + 1851 + 933 + 14 = 90107.7 \text{ kg.}$$

Tracción:

Los cálculos se muestran en la tabla 6.4, donde $F_s = E \cdot \epsilon_s$; $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (acero).

Solo se considera el aporte de las barras de acero.

TABLA 6.4. CÁLCULO DE LA FUERZA DE TRACCIÓN EN EL MURO P41

	F_s	A_s (cm ²)	ϵ_s	Esfuerzo (kg/cm ²)	TRACCION (kg)
TRACCIÓN	Fs1	0.5	0.0009	1810	905
	Fs2	0.5	0.0018	3648	1824
	Fs3	0.5	0.0027	4200	2100
	Fs4	0.5	0.0037	4200	2100
	Fs5	0.5	0.0046	4200	2100
	Fs6	0.5	0.0055	4200	2100
	Fs7	0.5	0.0064	4200	2100
	Fs8	0.5	0.0073	4200	2100
	Fs9	0.5	0.0083	4200	2100
	Fs10	0.5	0.0092	4200	2100
	Fs11	0.5	0.0101	4200	2100
	Fs12	0.5	0.0110	4200	2100
	Fs13	1.13	0.0119	4200	4746

EQUILIBRIO:

COMPRESIÓN: 90107.7 kg.

TRACCIÓN: 28475.0 kg.

COMPRESIÓN - TRACCIÓN : Pn : 61632.7 kg

Con la profundidad del eje neutro calculada, se puede verificar la necesidad de confinamiento en el muro analizado, empleando la desigualdad siguiente:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \cdot \left(\frac{\Delta m}{h_m}\right)}$$

$$l_m = 3.30 \text{ m.}$$

$$h_m = 12.5 \text{ m.}$$

Δ_m = Cálculo del desplazamiento lateral inelástico de acuerdo al artículo 16.4 de la NTE E.030.

Desplazamientos obtenidos del ETABS.

Para el sismo en dirección X-X :

$$D_x = 0.005626 \text{ m.} \rightarrow \times 0.75R \rightarrow D_{xx} = 0.005626 * 0.75^4 = 0.016878 \text{ m.}$$

$$D_y = 0.001929 \text{ m} \rightarrow \times 0.75R \rightarrow D_{yx} = 0.001929 * 0.75^4 = 0.005787 \text{ m.}$$

Para el sismo en dirección Y-Y :

$$D_x = 0.001155 \text{ m.} \rightarrow \times 0.75R \rightarrow D_{xy} = 0.001155 * 0.75^4 = 0.003465 \text{ m.}$$

$$D_y = 0.00368 \text{ m.} \rightarrow \times 0.75R \rightarrow D_{yy} = 0.00368 * 0.75^4 = 0.01104 \text{ m.}$$

Por lo tanto, se utilizará el mayor desplazamiento lateral en su dirección de análisis ($D_{yy} = \Delta_m = 0.01104 \text{ m.}$)

$$\frac{\Delta_m}{h_m} = \frac{0.01104}{12.5} = 0.0008832$$

Según la norma E.060, el mínimo valor a usar de este cociente debe ser 0.005.

Por lo tanto la desigualdad quedará de la siguiente forma:

$$\frac{l_m}{600 * \left(\frac{\Delta_m}{h_m}\right)} = \frac{3.30}{600 * (0.005)} = 1.1$$

$$C = 0.65 \geq 1.1 \rightarrow \text{FALSO}$$

Luego de observar este resultado, se demuestra que el muro delgado no necesita confinamiento en los extremos; es decir, no será necesario aumentar el espesor.

6.3 DISEÑO DE COLUMNA

Existe una sola columna en el proyecto elaborado (C-01), la cual se ubica en el departamento 5. Dicha columna se encuentra desde el primer hasta el quinto nivel y sus dimensiones, propuestas por arquitectura, son de 20 x 45 cm. Para el diseño se utilizará la norma E.060.

PREDIMENSIONAMIENTO

Para el predimensionamiento de la columna, se usará una expresión (6.4) propuesta por Antonio Blanco (1997)

$$\text{ÁREA BRUTA} = \frac{\text{Carga de servicio}}{0.45 f'_c} \quad (6.4)$$

La misión será comprobar que las dimensiones propuestas por los arquitectos cumplan con la expresión anterior. El área tributaria se muestra en la figura 6.9

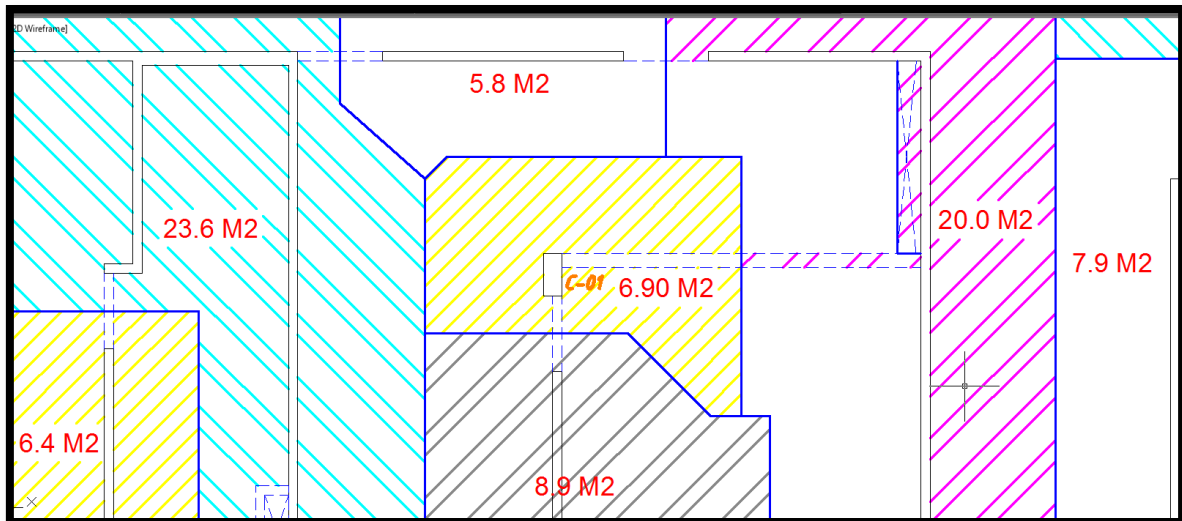


FIGURA 6.9. ÁREA TRIBUTARIA PARA COLUMNA C-01

.Área tributaria : $5 * 6.90 = 34.5 \text{ m}^2$.

Para el cálculo de la carga de servicio se asumirá 1 ton/m^2 por piso, debido a que no cuenta con gran cantidad de tabiques.

.Carga en servicio : $34.5 * 1.0 = 34.5 \text{ ton}$

. Área Bruta necesaria: $\frac{34.5 * 1000}{0.45 * (175)} = 440 \text{ cm}^2$.

. Área de columna propuesta: $20 * 45 = 900 \text{ cm}^2$.

Se observa que área bruta que se necesita en la columna (440 cm^2) es menor que el área de la columna propuesta (900 cm^2). Entonces, se podrá utilizar las dimensiones de $20 * 45 \text{ cm}$.

VERIFICACIÓN POR PANDEO

Según la norma E.060, los elementos verticales no deberían tener problemas de pandeo, para ello se presentan las expresiones (6.5), (6.6) y verificar la desigualdad (6.7):

$$\phi P_{cr} = 0.7 * \left(\frac{\pi}{k h}\right)^2 * E_c * I_{ef} \quad (6.5)$$

$$I_{ef} = \frac{I_g}{2.5(1 + \beta d)} \quad (6.6)$$

$$\phi P_{cr} \geq 1.6 P_u \quad (6.7)$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva de la columna.

E_c = Modulo de elasticidad del concreto(ton.m^2).

I_{ef} = Inercia efectiva (m^4).

I_g = Inercia bruta de la sección sin agrietar(m^4).

βd = Relación entre carga máxima muerta y carga total

h = Altura libre de columna (m).

Se procede a calcular las expresiones anteriormente descritas.

$$\beta d = \frac{1.4 \cdot 35.7}{58.2} = 0.859$$

$$I_{ef} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 0.45 \cdot (0.20)^3}{2.5(1.859)} = 0.00006455 \text{ m}^4.$$

$$\phi P_{cr} = 0.7 \cdot \left(\frac{\pi}{k h}\right)^2 \cdot E_c \cdot I_{ef} = 0.7 \cdot \left(\frac{\pi}{1 \cdot (2.35)}\right)^2 \cdot 1984313.5 \cdot 0.00006455 = 160.24 \text{ ton}.$$

$$1.66 \cdot P_u = 1.66 \cdot (1.4 \cdot (35.7) + 1.7 \cdot (4.8)) = 96.51 \text{ ton}.$$

Por lo tanto, se observa que $\phi P_{cr} \geq 1.66 P_u$ y no se presentan problemas de pandeo en la columna de dimensiones 20x45 cm.

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

En la tabla 6.5 se muestran las cargas para el primer piso en la columna C-01.

TABLA 6.5. CARGAS EN COLUMNA C-01 PARA EL PRIMER NIVEL

TIPO DE CARGA	P (Ton)	Vx (Ton)	Vy (Ton)	Mxx (Ton.m)	Myy (Ton.m)
MUERTA (CM)	35.7	0.26	0.12	0.097	0.217
VIVA (CV)	4.8	0.08	0.05	0.037	0.063
SISMO X (SX)	1.3	0.05	0.04	0.122	0.137
SISMO Y (SY)	3.24	0.01	0.14	0.385	0.028

Una vez obtenidas las cargas, se realizarán las respectivas combinaciones, según la norma E.060. Dichas combinaciones, se muestran en la tabla 6.6.

TABLA 6.6. COMBINACIONES DE CARGAS EN COLUMNA C-01 PARA EL PRIMER NIVEL

COMBOS	P(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)	Mxx(ton.m)	Myy(ton.m)
0.9CM+f.SISXX	-30.8	-0.2	-0.1	0.0	-0.1
0.9CM-f.SISXX	-33.4	-0.3	-0.1	-0.2	-0.3
0.9CM+f.SISYY	-28.9	-0.2	0.0	0.3	-0.2
0.9CM-f.SISYY	-35.4	-0.2	-0.2	-0.5	-0.2
1.25(CM+CV)+f.SISXX	-49.4	-0.4	-0.2	0.0	-0.2
1.25(CM+CV)-f.SISXX	-52.0	-0.5	-0.3	-0.3	-0.5
1.25(CM+CV)+f.SISYY	-47.4	-0.4	-0.1	0.2	-0.3
1.25(CM+CV)-f.SISYY	-53.9	-0.4	-0.4	-0.6	-0.4
1.4CM+1.7CV	-58.2	-0.5	-0.3	-0.2	-0.4

Según la norma E.060 la columna debe tener una cuantía mínima de 1%. El área bruta de la sección es de 900 cm^2 y si se multiplica por la cuantía mencionada se obtiene 9 cm^2 de área de acero. El primer armado de la columna será con 8 varillas de 12 mm de diámetro y se genera el diagrama de interacción.

En las figura 6.10 y 6.11 se pueden observar los diagramas de interacción para cada dirección con sus respectivas solicitaciones de carga.

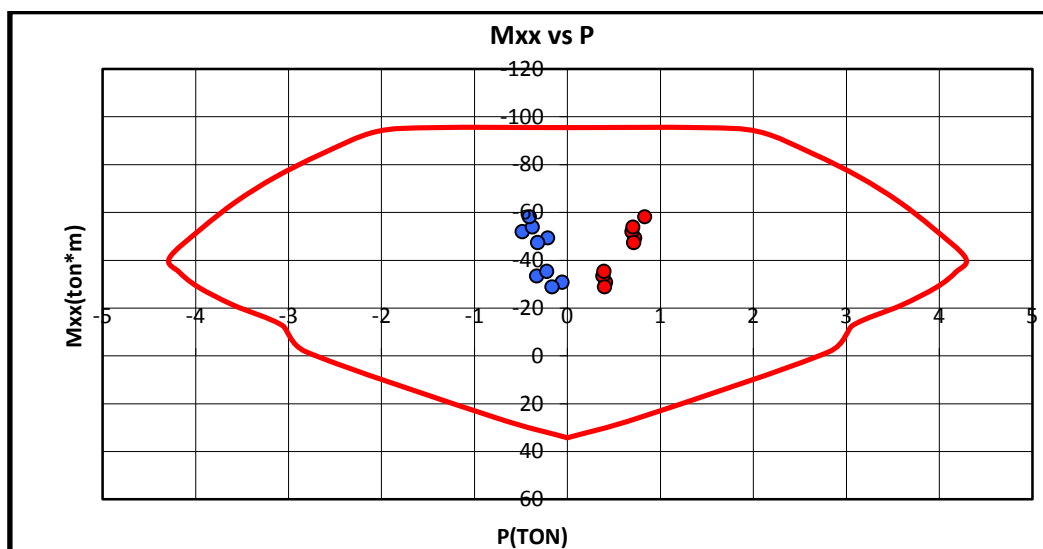


FIGURA 6.10. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA LA DIRECCION X-X

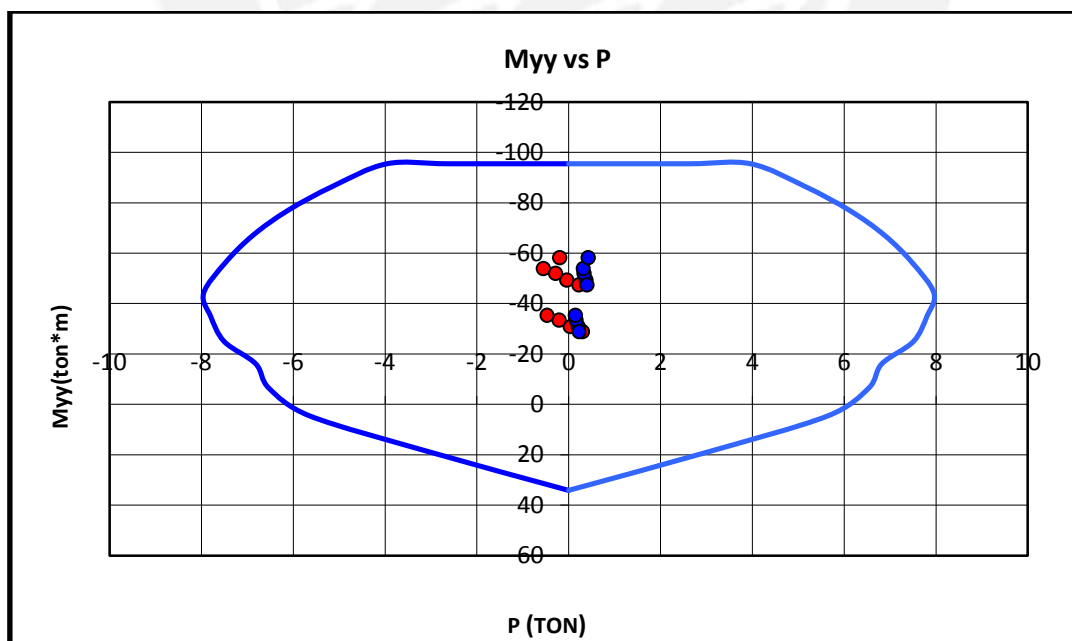


FIGURA 6.11. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA LA DIRECCION Y-Y

Se observa en las figuras que el diseño es holgado con la armadura mínima que cuenta.

EFFECTOS DE ESBELTEZ

Según la norma E.060, se presentan estructuras con desplazamientos laterales y sin desplazamientos laterales. En nuestro caso, se presenta una estructura sin desplazamiento lateral, ya que los momentos en los extremos de la columna no se diferencian en más de 5%.

Luego, en el artículo 10.12.2 de la norma E.60 se menciona que se pueden ignorar los efectos de esbeltez si se cumple la expresión 6.5 y 6.6.

$$\frac{klu}{r} \leq 34-12\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad (6.5)$$

$$34-12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40 \quad (6.6)$$

Donde:

M1 = Menor momento de diseño en uno de los extremos de la columna.

Positivo, si el elemento posee curvatura simple.

Negativo, si el elemento posee doble curvatura.

M2 = Mayor momento de diseño en uno de los extremos de la columna.

Positivo, en todos los casos.

K = Factor de longitud efectiva.

Para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir, conservadoramente el valor de k=1

lu = Longitud sin arriostrar en la columna.

r = Radio de giro de la sección transversal.

Para la columna C-01, se consideran los siguientes valores

r = 0.3* (longitud de columna en la dirección de análisis)

lu = 237 cm

k = 1

Dirección X-X = $\frac{1 \times 237}{0.3 \times 20} = 39.5$

$$\text{Dirección Y-Y} = \frac{1 \times 237}{0.3 \times 45} = 17.6$$

Se observan los valores obtenidos para cada dirección y ninguno excede 40, es decir, no se toma en cuenta los efectos de esbeltez para la columna C-01.

DISEÑO POR CORTANTE

La norma E.060, artículo 11.3.1.2, especifica una resistencia al corte del concreto en la expresión 6.7.

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) * bw * d \quad (6.6)$$

Donde:

$f'c$ = Resistencia a compresión del concreto (kg/cm²).

Nu = Carga axial en la columna (kg).

Ag = Área bruta (cm²).

bw = ancho efectivo de columna.

d = peralte efectivo de columna.

Se conoce que $V_u < \Phi(V_c + V_s)$

Con $V_s = A_v * f_y * \left(\frac{d}{s}\right)$, "s", espaciamentos entre estribos.

En las tabla 6.6 se muestran las combinaciones de carga para la columna C-01 y podemos obtener una envolvente con los siguientes valores.

$N_u = 52.0$ ton. (Combinación 1.25(CM+CV) -SX)

$V_{ua} = 0.5$ ton. --> Se multiplica por 2.5, porque se presenta un diagrama de interacción donde la razón entre el momento nominal y el momento último es muy holgado.

$V_u = 0.5 * 2.5 = 1.25$ ton.

Aplicando la expresión 6.6, se obtiene

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * \left(1 + \frac{52000}{140 * 900}\right) * 14 * 37$$

$$\Phi V_c = 4.36 \text{ ton.}$$

Luego del cálculo, se compara el valor de ΦV_c con V_u y se nota claramente que la resistencia del concreto es mucho mayor que la cortante última. Esto indicaría que no se necesitan estribos, sin embargo, la norma exige un estribaje mínimo para la columna.

Por lo tanto, según la norma E.060.

Lo (zona de confinamiento), no debe ser menor que el mayor de las siguientes medidas :

- $L_n/6 = 237/6 = 39.5$ cm.
- La mayor dimensión = 45 cm $L_o = 45$ cm
- 50 cm

So (espaciamiento en zona de confinamiento), no debe ser mayor de los siguientes valores:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal = $8*1.2 = 9.6$ cm.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal = $0.5*20 = 10$ cm.
- 10 cm

En la zona de pandeo o la zona fuera de L_o , la separación entre estribos no será mayor que :

- La mitad del peralte efectivo = $0.5*38 = 19$ cm.
- 16 veces el diámetro de las barras longitudinales = $16*1.2 = 19.2$ cm.
- 48 veces el diámetro del estribo = $48*0.8 = 38.4$ cm.
- Menor dimensión de la sección transversal del elemento = 20 cm.
- 30 cm.

Por lo tanto, el armado final de la columna se muestra en la figura 6.12.

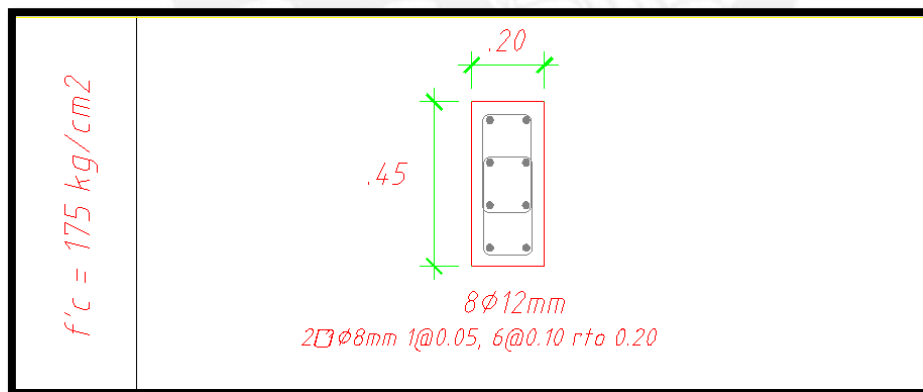


FIGURA 6.12. ARMADO FINAL PARA COLUMNA C-01

CAPITULO 7: DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Se presentan diversas opciones de cimentación superficial, se tienen las zapatas, los cimientos corridos y las plateas. Para una estructura de pórticos y placas se acostumbra cimentar con zapatas. Para una estructura conformada por muros de concreto armado se utiliza como base cimientos corridos o plateas de cimentación.

En el presente trabajo se procederá a diseñar la platea o losa de cimentación. Esta decisión fue mejor que la de cimientos corridos, ya que al poseer una capacidad portante del suelo muy baja los cimientos corridos tendrán volados muy largos y la construcción se encarecerá y demorará.

7.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIÓN

7.1.1 COMPORTAMIENTO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN

La platea de cimentación tiene un comportamiento parecido al de una losa maciza en dos direcciones en donde los apoyos son representados por resortes rígidos. Dichos resortes poseen una rigidez igual al módulo de reacción de la subrasante.

Las cargas que actúan sobre la platea provienen de todos los muros, ya sea cargas de gravedad o cargas sísmicas.

7.1.2 MODELO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN

Para el modelo y análisis de plateas de cimentación se utiliza el programa ETABS, el cual trabaja con elementos finitos. En el ETABS se pueden obtener las presiones en el suelo y los esfuerzos actuantes en la platea sin tomar en cuenta las tracciones.

Para el modelo de la platea en el programa, es importante idealizar la reacción del suelo con la platea. Dicha reacción se representa mediante el coeficiente de balasto (k), el cual representa la rigidez de los resortes mencionados en el comportamiento de la platea.

La figura 7.1 muestra el modelo de la platea de cimentación que se usará para el análisis.

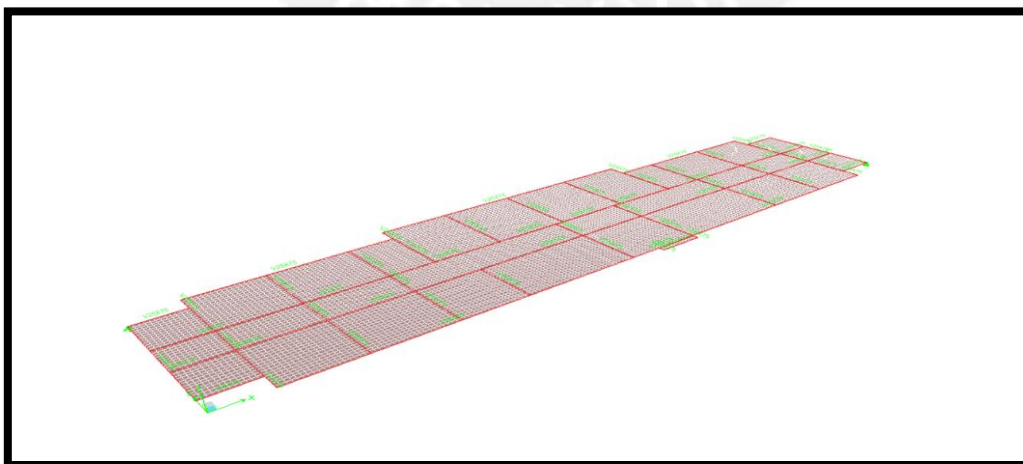


FIGURA 7.1 MODELO BIDIMENSIONAL DE PLATEA DE CIMENTACIÓN

7.1.3 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO

La interacción entre el suelo y la platea de cimentación se idealiza como muchos de resortes elásticos con una rigidez igual al coeficiente de balasto (K_s), el cual es una propiedad del suelo, que depende también de las dimensiones de la cimentación. Para calcular dicho coeficiente se utilizará el método de Winkler.

El método de Winkler parte de diversas pruebas en una placa de carga de 30x30 cm en diferentes tipos de suelos. Se presentan las siguientes expresiones para la obtención del coeficiente de balasto (Demecanica, 2006).

$$K_{s, \text{rectangular}} = \frac{2}{3} * K_{s, \text{cuadrado}} * [1 + b/(2l)] \quad (1)$$

Donde $K_{s, \text{cuadrado}}$ se calcula para determinado tipo de suelo

$$K_{s, \text{cuadrado cohesivo}} = K_{s, 30} [0.3/(b)] \quad (2)$$

$$K_{s, \text{cuadrado arenoso}} = K_{s, 30} [(b + 0.30)/(2b)]^2 \quad (3)$$

Donde:

b = lado menor de la losa (m).

l = lado mayor o longitud de la losa (m).

$K_{s,30}$ = Coeficiente de balasto obtenido en placa de 30x30cm (kN/m^3).

$K_{s, \text{cuadrada}}$ = Coeficiente de balasto de la zapata cuadrada (kN/m^3).

$K_{s, \text{rectangular}}$ = Coeficiente de balasto de la zapata rectangular (kN/m^3).

En la tabla 7.1 se muestran los valores K_{30} propuestos por Terzaghi en diferentes tipos de suelos.

TABLA 7.1 VALORES K_{30} PROPUESTOS POR TERZAGHI PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELOS (Demecanica, 2006)

VALORES DE K_{30} PROPUESTOS POR TERZAGHI	
SUELO	K_{30} (kg/cm ³)
Arena seca o húmeda	
Suelta	0.64-1.92 (1.3)
Media	1.92-9.60 (4.0)
Compacta	9.60-32 (16.0)
Arena sumergida	
Suelta	0.8
Media	2.5
Compacta	10
Arcilla	
Esf adm. = 1-2 kg/cm ²	1.6-3.2 (2.5)
Esf adm. = 2-4 kg/cm ²	3.2-6.4 (5.0)
Esf adm. > 4 kg/cm ²	> 6.4 (10.0)
() VALORES MEDIOS PROPUESTOS	

Para el proyecto propuesto se presenta un suelo arenoso medio y le corresponde un valor medio K_{30} de 4 kg/cm^3 .

A partir de dicho valor, se calculan las expresiones (3) y a continuación la expresión (1).

Se muestran las longitudes tentativas de la platea sin volados.

l(m)	48.05
b(m)	8.72

Coeficientes de balasto K_{30}

$k_{30} \text{ (kg/cm}^3\text{)}$	4
$k_{30} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	39240

Coeficientes de balasto K_{cuadrada} y $K_{\text{rectangular}}$

$K_{\text{cuadrada}} \text{ (KN/m}^3\text{)}$	10496.61
$K_{\text{rectangular}} \text{ (KN/m}^3\text{)}$	7632.71

$K_{\text{rectangular}} \text{ (kg/cm}^3\text{)}$	0.7781
---	--------

Finalmente el coeficiente de balasto para la platea del proyecto será 0.7781 kg/cm^3 .

7.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN

El predimensionamiento de la platea consiste en asumir a la platea como una gran zapata y verificar que los esfuerzos en el suelo no sean mayores que la capacidad portante. Se aplicará el método de Meyerhoff para dicha verificación. La tabla 7.2 muestra las cargas totales de todo el edificio en la base.

TABLA 7.2 FUERZAS GRAVITACIONALES Y SÍSMICAS EN LA BASE DEL EDIFICIO

NIVEL	TIPO DE CARGA	CARGA AXIAL (TON)	CORTANTE EN X (TON)	CORTANTE EN Y (TON)	MOMENTO EN X (TON.M)	MOMENTO EN Y (TON.M)
BASE	MUERTA	1961.69	0	0	11395	47582
BASE	VIVA	447.43	0	0	2617	10842
BASE	SX	0	501.86	101.03	935	4483
BASE	SY	0	101.03	503.65	4510	919

Asumimos el espesor de la platea de 25 cm (típico para edificio de 5 niveles) y con un área, sin volados, de 542 m^2 .

Como se mencionó en los aspectos generales, el suelo posee una capacidad portante de 0.85 kg/cm^2 a 60 cm de profundidad. Según la norma E.060, cuando se trata de fuerzas por sismo, la capacidad puede aumentarse hasta $1.3 \cdot 0.85 = 1.11 \text{ kg/cm}^2$.

Las fuerzas en servicio que se utilizarán en el cálculo del esfuerzo actuante se muestran en la tabla 7.3.

TABLA 7.3. FUERZAS EN SERVICIO PARA EL CÁLCULO DEL ESFUERZO ACTUANTE EN LA PLATEA

CARGA MUERTA (Pm)	1962 ton
PESO PROPIO ($P_p = \text{Area} \cdot \text{Peso esp.}$)	325 ton
CARGA VIVA (Pv)	447 ton
PESO TOTAL (Pt)	2734 ton
$M_{xx} = \text{MOMENTO DE SISMO EN X}$ (M_{sy}) $\cdot 0.8$	3586 ton.m
$M_{yy} = \text{MOMENTO DE SISMO EN Y}$ (M_{sx}) $\cdot 0.8$	3608 ton. m

A partir de estos datos, se pueden calcular los valores de la excentricidad para cada dirección.

Excentricidad en X (M_{xx} / Pt)	1.31 m.
Excentricidad en Y (M_{yy} / Pt)	1.32 m.

En la figura 7.2 se muestra el área en planta, luego de aplicar las excentricidades.

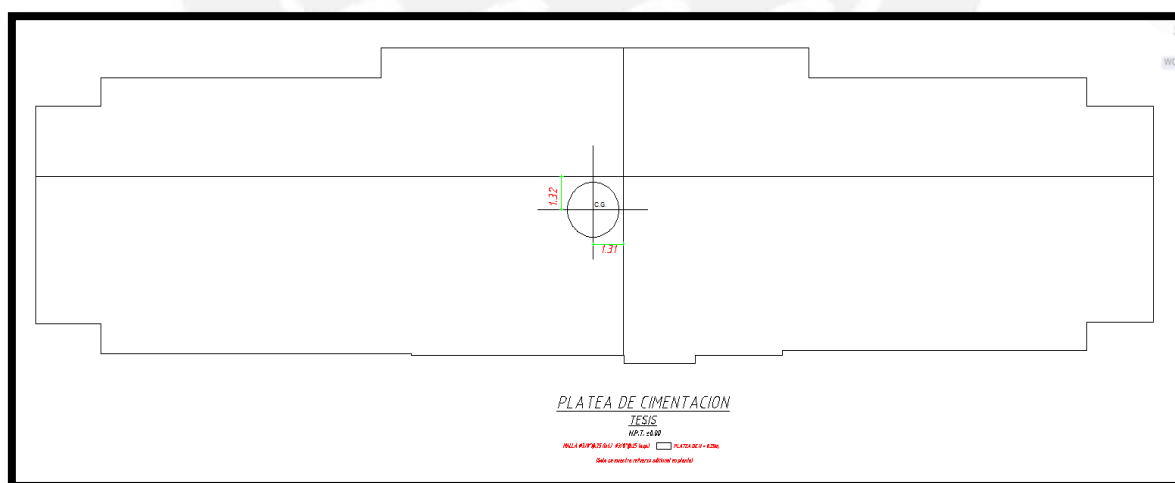


FIGURA 7.2 EXCENTRICIDADES EN PLATEA DE CIMENTACION

A partir del cálculo de las excentricidades se presentan las áreas en compresión para cada dirección en la figura 3.

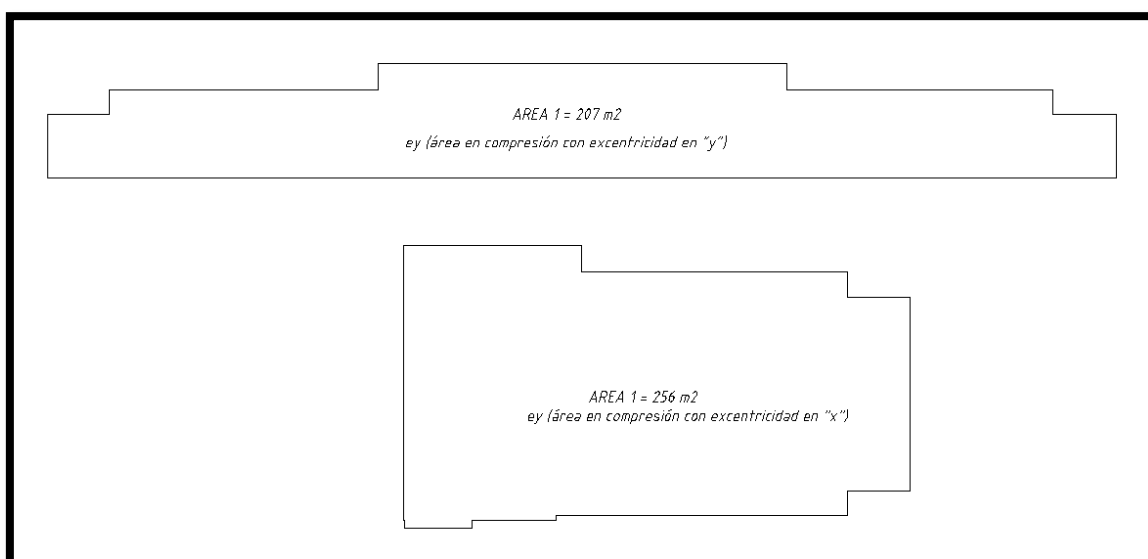


FIGURA 7.3 AREÁAS EN COMPRESIÓN LUEGO DE APLICAR LAS EXCENTRICIDADES EN CADA DIRECCIÓN

Con dichas áreas se puede calcular los esfuerzos actuantes en el suelo debido a las cargas de servicio.

Qactuante en X ((PESO TOTAL) / (2*Area))	5.35 ton/m ²
---	-------------------------

Qactuante en Y ((PESO TOTAL) / (2*Area))	6.53 ton/m ²
---	-------------------------

Los valores de los esfuerzos actuantes son comparados con la capacidad admisible multiplicado por 1.3 según norma ($\sigma_{max} = 1.3 \times 8.5 = 11.05 \text{ ton/m}^2$) y se puede concluir que está dentro del rango.

Por lo tanto, se puede realizar el diseño con el área y espesor establecido en primera instancia.

Es necesario comentar que según la norma E.060 las vigas de cimentación del perímetro deben tener un peralte mínimo de 3 veces el espesor de la losa de cimentación. Es decir, se obtienen vigas con un ancho de 25 centímetros de ancho y 75 centímetros de peralte.

7.3. DISEÑO POR CORTANTE DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN

Con la obtención del coeficiente de balasto, se coloca dicha propiedad, en el programa ETABS, al área establecida como platea. La figura 7.4 muestra la atribución del balasto a la platea de 25 cm de espesor.

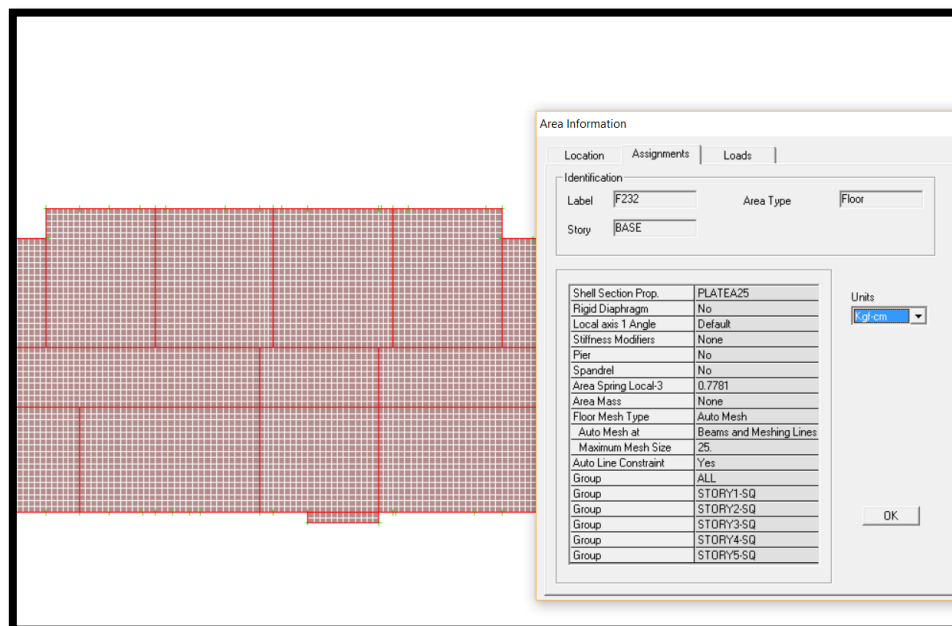


FIGURA 7.4 COEFICIENTE DE BALASTO

Según la norma N.T.E. 060 la resistencia al cortante de la losa de cimentación tiene la expresión (4).

$$\Phi * Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (4)$$

$$\Phi * Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 100 * 22.5 = 13.41 \text{ ton.}$$

En el programa ETABS se coloca el rango de valores para identificar donde existe valores mayores a la capacidad de cortante. La figura 7.5 muestra dicho rango para cortantes.

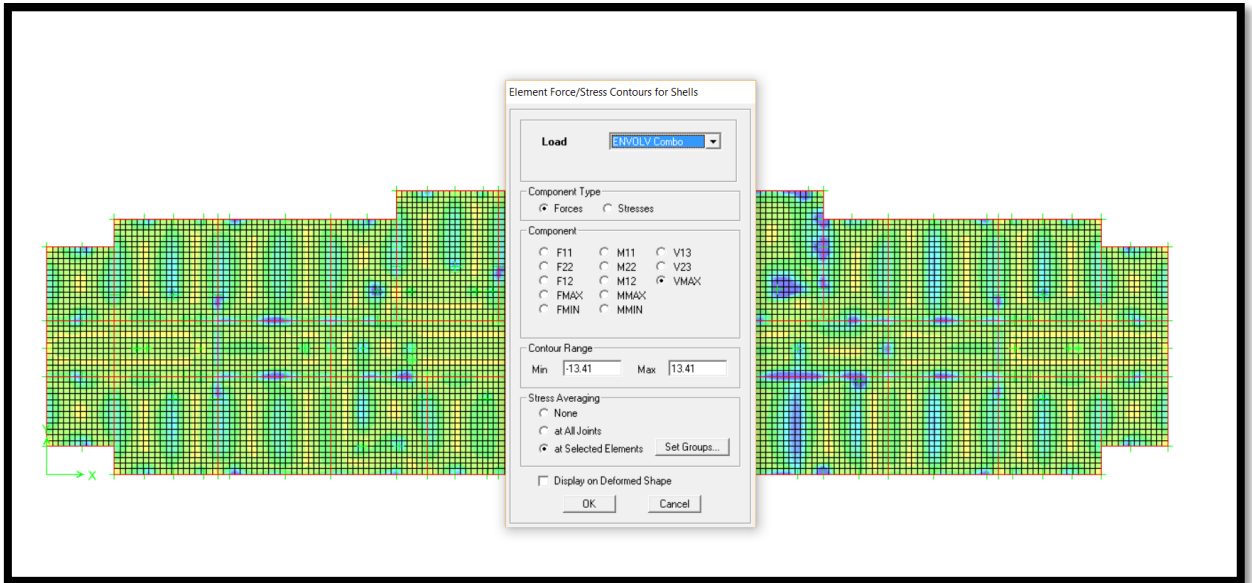


FIGURA 7.5 RANGO DE VALORES PARA CORTANTES

Se identifican las posibles zonas donde puedan superar la cortante a "d" de la cara de las vigas de cimentación o muros delgados.

Así mismo, se muestra la figura 7.6 y se concluye que no existe problemas de esfuerzo por cortante.

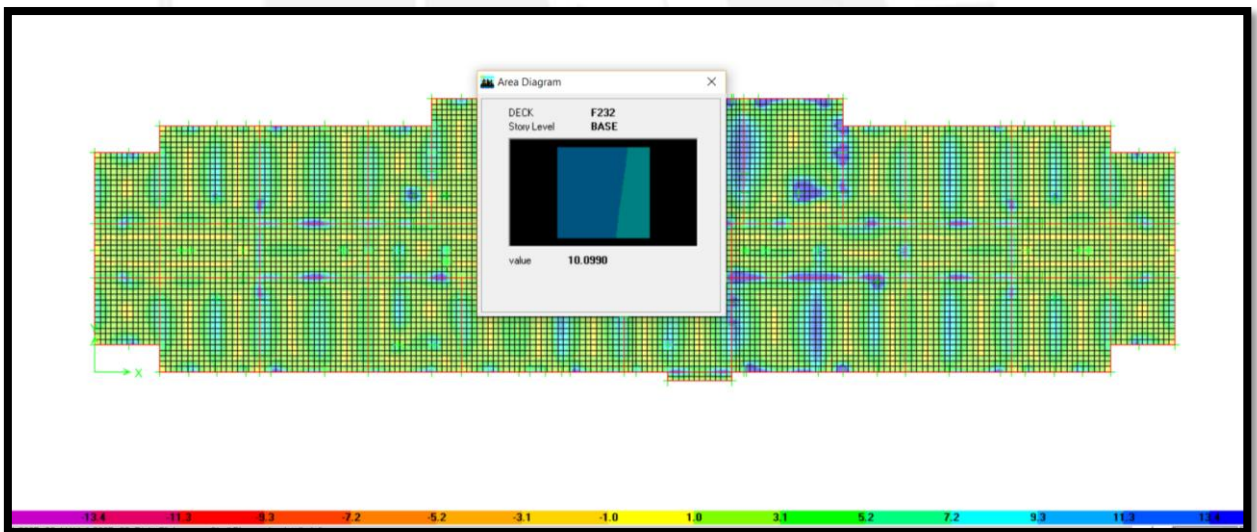


FIGURA 7.6 FUERZA CORTANTE ÚLTIMA MENOR QUE RESISTENCIA AL CORTE

No se verifica punzonamiento, debido a que se asume que el área es muy grande para fallar por dicho motivo.

7.4. DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN

Se realizará el diseño por flexión del paño de platea entre los ejes 15-18 y C-G.

Luego de calcular el espesor de la platea sin problemas de cortante y punzonamiento, se puede continuar con el diseño por flexión de la platea.

Según la norma E.060, se debe tener una cuantía mínima por retracción y temperatura de 0.0018. Por lo tanto, se colocará una malla inferior y superior de 3/8" @ 0.20m con una cuantía de 0.00284.

Con esta malla mínima el momento nominal de la platea de cimentación es de

$$\Phi M_n = 2.95 \text{ ton.m.}$$

En la figura 7.7 y 7.8, se presentan los diagramas de momentos flectores y donde estos sobrepasen a los momentos nominales de la malla, se colocarán bastones.

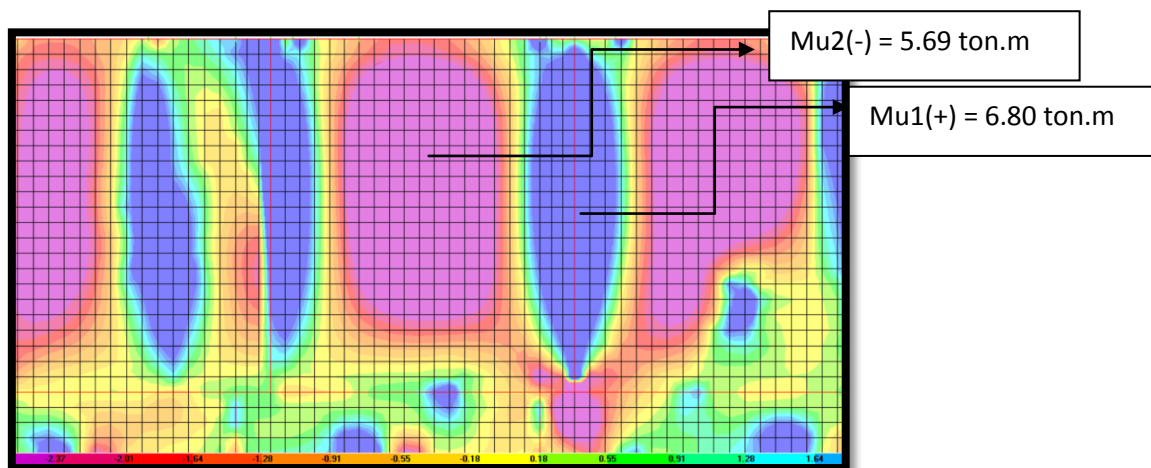


FIGURA 7.7 MOMENTOS MÁXIMOS EN LA PLATEA DE CIMENTACIÓN EN LA DIRECCION X-X (ton.m).

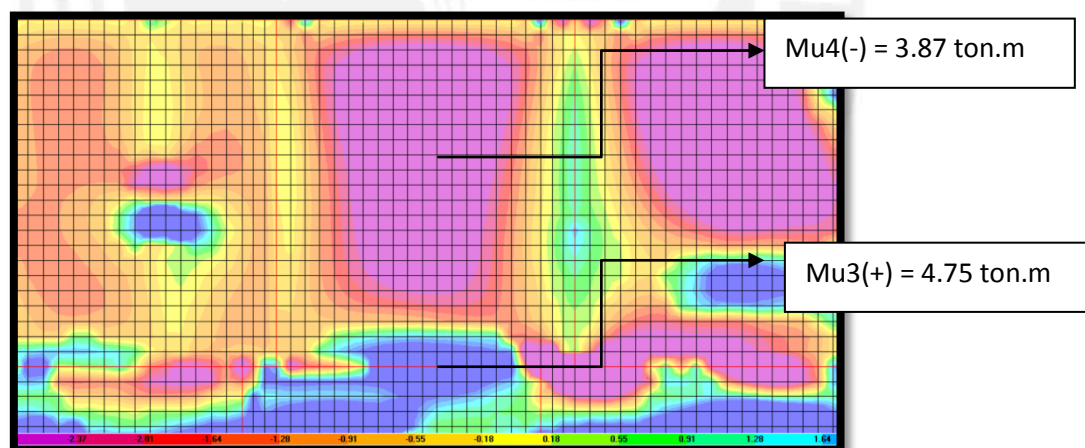


FIGURA 7.8 MOMENTOS MÁXIMOS EN LA PLATEA DE CIMENTACIÓN EN LA DIRECCION Y-Y (ton.m).

Los resultados del diseño por flexión se muestran en la tabla 7.4.

TABLA 7.4 DISEÑO POR FLEXIÓN PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN

REFUERZO	Mu	Acero requerido(cm2)	Refuerzo colocado	Acero colocado(cm2)
INFERIOR	M1	6.8	3/8"@.20 + 1/2"@.20	10.00
	M3	4.75	3/8"@.20 + 3/8"@.25	6.39
SUPERIOR	M2	-5.69	3/8"@.20 + 1/2"@.25	8.71
	M4	-3.87	3/8"@.20 + 3/8"@.25	6.39

La figura 7.9 muestra la distribución de bastones de la platea de cimentación.

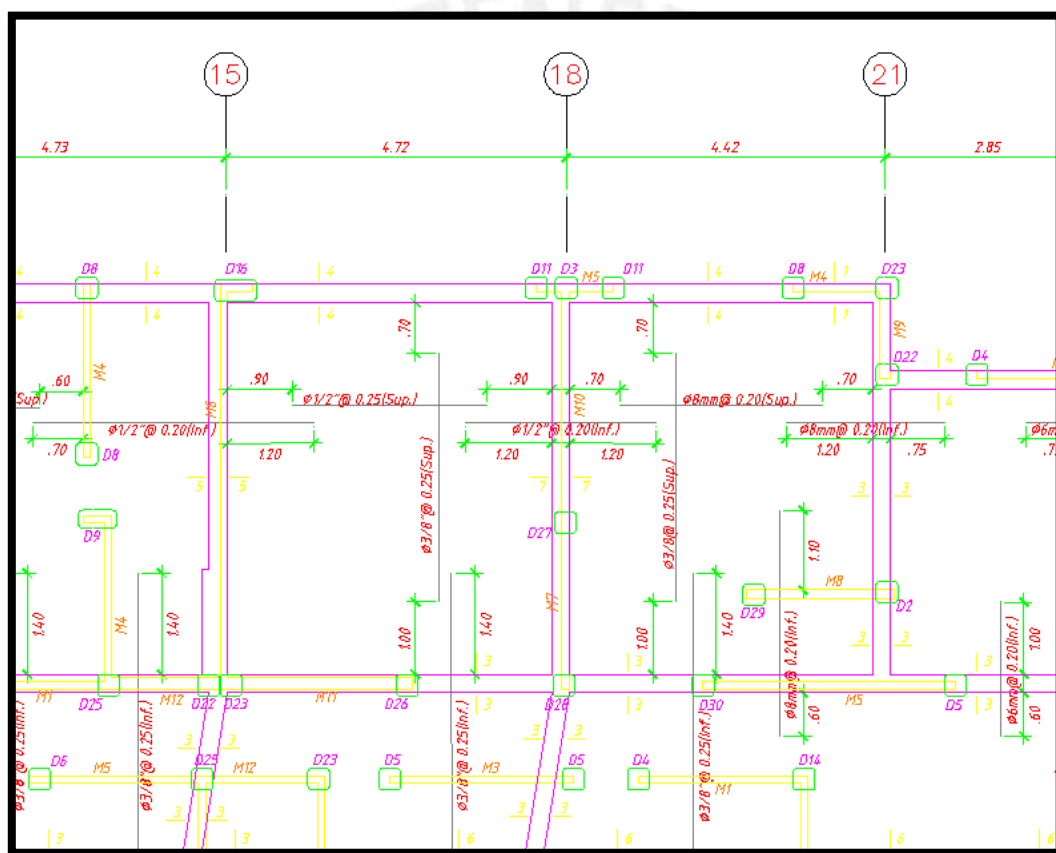


FIGURA 7.9 DISTRIBUCIÓN DE BASTONES EN PLATEA DE CIMENTACIÓN

7.5. DISEÑO DE VIGA DE CIMENTACIÓN

El diseño de una viga de cimentación es muy parecido al de una viga de un techo típico y común. Se utiliza el mismo modelo del cálculo de la platea de cimentación para hallar los momentos últimos (envolvente) en la viga del eje G, entre los ejes 26 y 28.

En la figura 7.10 se muestra el diagrama de momento flector de la envolvente para la viga mencionada.

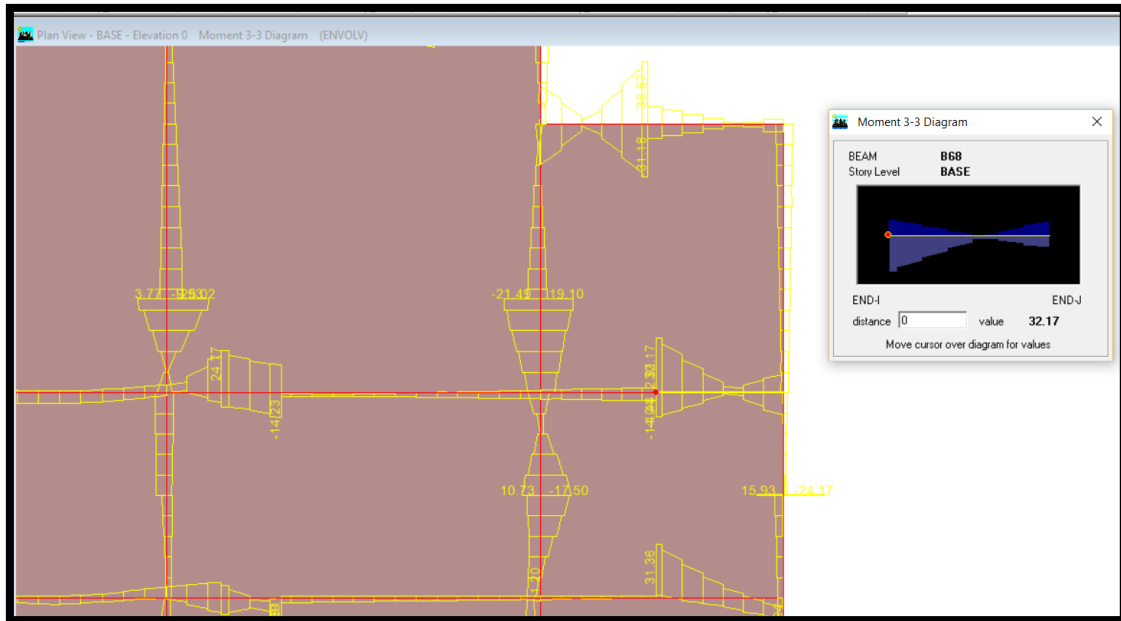


FIGURA 7.10 DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR PARA VIGA DE CIMENTACIÓN EJE G - EJE 26 Y 28

Según lo estipulado en la norma E.060, la platea necesita unas uñas perimétricas del peralte mínimo entre 60 cm y 3 veces el peralte de la platea o losa de cimentación.

Al tener un peralte de losa de 25 cm, se presentan vigas de cimentación de 25 x 75 cm.

Se presenta el diseño de flexión de la viga de cimentación.

Peralte efectivo de viga de cimentación : $d = 75 - 7 = 68$ cm.

$$A_{smax} \text{ (N.T.E 060)} = 22.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \text{ (N.T.E 060)} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$M_u^- = 32.17 \text{ ton.m} \quad A_s^- = 14.2 \text{ cm}^2.$$

$$M_u^+ = 14.04 \text{ ton.m} \quad A_s^+ = 5.7 \text{ cm}^2.$$

Se armará de la siguiente manera:

$$A_s^- \text{ (requerido)} = 14.2 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_s^- \text{ (colocado)} = 14.2 \text{ cm}^2 \text{ (} 5\Phi 3/4 \text{)}$$

$$A_s^+ \text{ (requerido)} = 5.7 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_s^+ \text{ (colocado)} = 5.7 \text{ cm}^2 \text{ (} 2\Phi 3/4 \text{)}$$

Para el diseño por cortante se muestra la figura 7.11, donde se observa el diagrama de fuerza cortante para la viga propuesta.

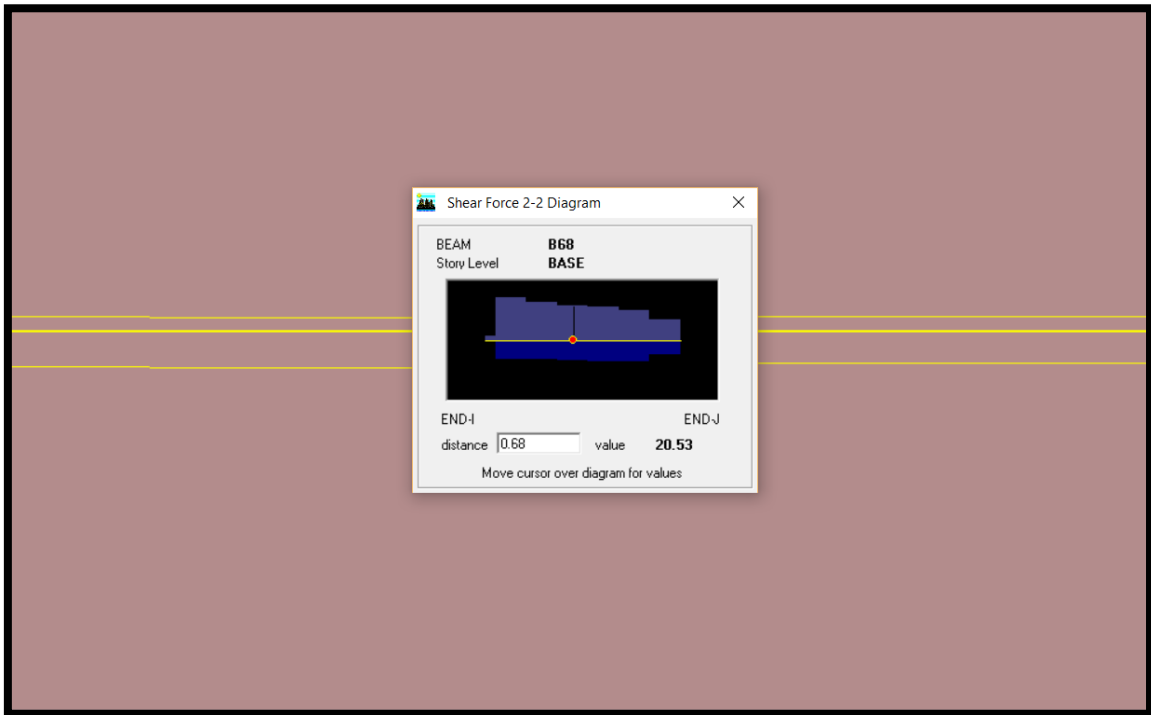


FIGURA 7.11 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE PARA VIGA DE CIMENTACIÓN EJE G - EJE 26 Y 28

Se considera que la viga de cimentación presentará un estribaje mínimo sísmico.

Según la norma E.060 se tiene la siguiente distribución de estribos.

d (peralte efectivo) = 68 cm.

h (longitud de confinamiento) = $2 \cdot d = 2 \cdot 68 = 136$ cm \rightarrow $h = 140$ cm.

s (espaciamiento) = $d/4 = 68/4 = 17$ cm \rightarrow $s = 15$ cm.

de estribos = $d/s = 10$ cm.

$s_{max} = d/2 = 68/2 = 34$ cm \rightarrow $s_{max} = 30$ cm.

La fuerza cortante a " d " de la cara es el siguiente:

$V_u = 20530$ kg. $A_v = 1.42$ cm² (1 estribo de $\Phi 3/8$ ")

$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 25 \cdot 68 = 11919$ Kg.

$V_s = V_u / \phi - V_c$

$V_s = 20530 / 0.85 - 11919 = 12234$ Kg.

s (espaciamiento calculado) = $1.42 \cdot 4200 \cdot 68 / 12234 = 33$ cm.

Mayor al espaciamiento máximo (15 cm).

Por lo tanto, se tendrá la siguiente distribución de estribos para la viga.

1 \square 3/8", 1@0.05, 10@0.15 rto@0.30 m.

Como la viga tiene una longitud de 1.45 m solo se tendrá un espaciamiento de 15 cm.

1 \square 3/8", 1@0.05, rto@0.15 m.

En la figura 7.12 se muestra el corte de la viga (3-3) con la distribución de acero tanto en flexión y cortante.

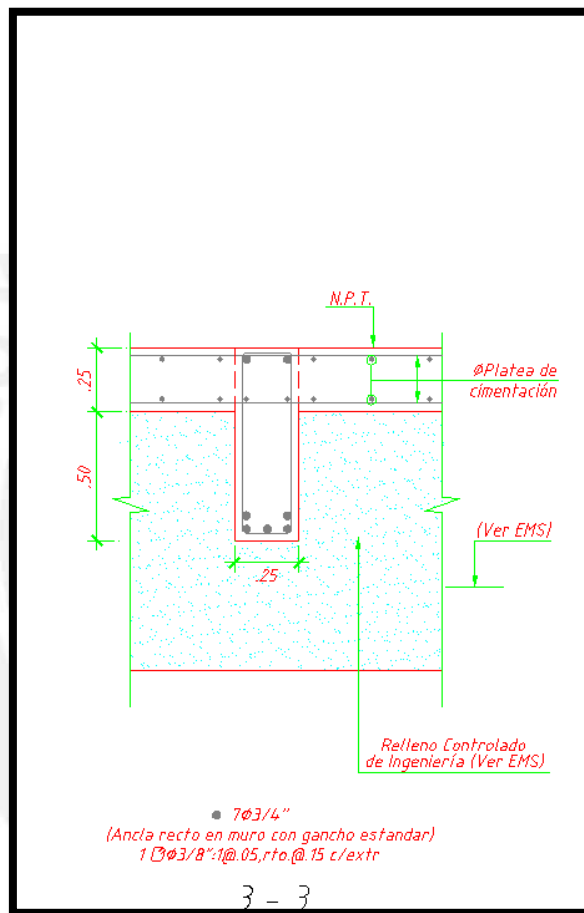


FIGURA 7.12 CORTE DE VIGA DE CIMENTACIÓN (3-3)

Es importante mencionar que por la manera de armado de la viga, tiene un comportamiento de viga invertida y se verifica que los estribos cumplen con resistir la cortante de suspensión a la cara lateral de la viga ($V_{susp.} = 16$ ton.)

En la figura 7.13 se muestra la ubicación de las cortantes de suspensión

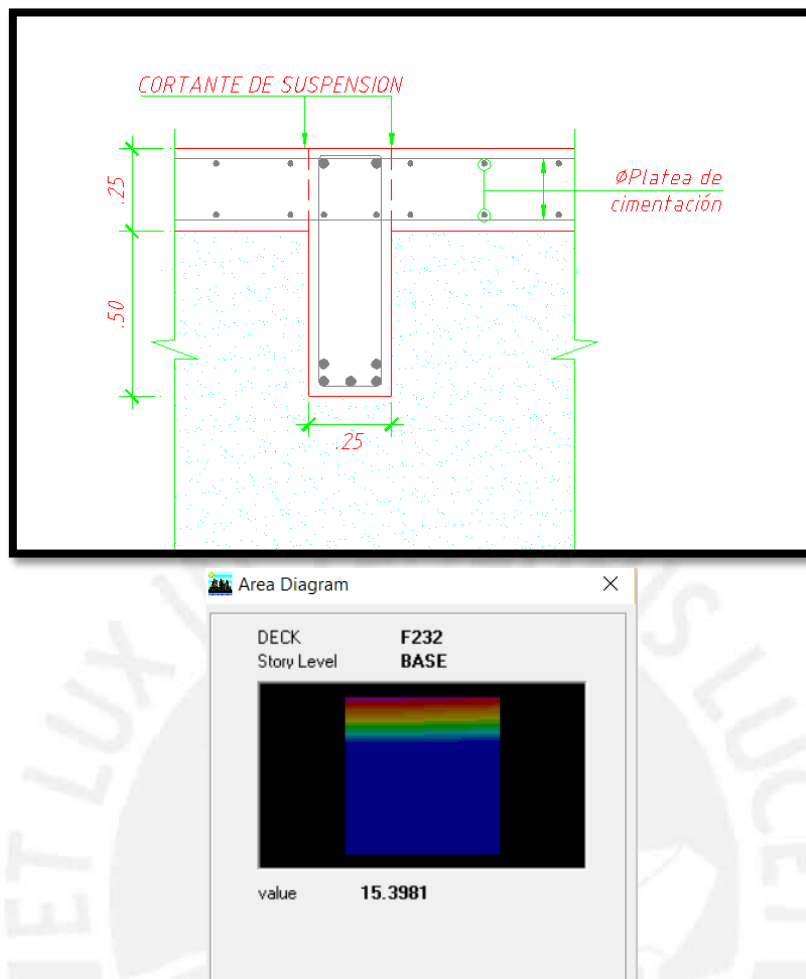


FIGURA 7.13 UBICACIÓN DE CORTANTES DE SUSPENSIÓN

CAPITULO 8: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El proyecto estructural, al término, deja una variedad de comentarios y conclusiones.

- En aspectos de predimensionamiento, se realizó una buena elección en colocar losas de 10 cm en paños comunes y 15 cm para paños de gran área. Este aumento de espesor evitó posibles problemas de deflexiones.
- El método de cálculo de deflexiones para la losa maciza de 15 cm es aproximado, ya que dichas ecuaciones son esenciales para elementos lineales. Sin embargo, las deflexiones de una losa maciza apoyada correctamente en 2 lados presenta una buena aproximación con las ecuaciones mencionadas. Si se desea contar con un número exacto de las deformaciones en elementos finitos se debería usar programas específicos como el SAP o SAFE.
- Existen losas de 20 centímetros solo debido a un tema de tendido de redes de tuberías en servicios higiénicos.
- Existen muros de 10, 12 y 15 centímetros de espesor. Se escogen de 10 centímetros por mínimo constructivo. Existen muros de 12 centímetros debido a problemas de pandeo y muros de 15 centímetros por instalación de cajas eléctricas.
- El edificio no cuenta con irregularidades, ni en planta y ni en altura. Este factor permite ahorrar en cuantías de muros y cimentación con respecto de una estructura irregular.
- En lo concerniente al análisis sísmico, al contar con una buena densidad de muros, se obtuvieron derivas relativamente bajas. En la dirección X es de 1.53 ‰ y en la dirección Y es de 1.06 ‰, siendo 5 ‰ lo permisible.
- Al ser una estructura regular, la cortante dinámica no puede ser menor que el 80% de la cortante estática. Por ello, se obtienen factores de aumento del cortante de 1.09 para la dirección X y 1.09 para la dirección Y.
- En el diseño de la losa maciza se utilizó la cuantía mínima y se adicionó bastones donde se necesiten. Este tipo de armado contribuye mucho al ahorro de acero.
- En los muros que se diseñaron como ejemplo, los cuales fueron los más cargados, se obtuvieron cuantías dentro de los rangos establecidos en ese tipo de estructuras.
- Por otro lado, se verificó en el cálculo de confinamiento de extremos de muros, y no se obtuvo ningún muro que requiera el aumento de espesor. Como mínimo se debe tener 15 cm. de espesor para confinar un extremo de muro.
- Estimo que la norma E.060 es muy conservadora al exigir en las vigas de cimentación un peralte igual a 3 veces el ancho de la losa de cimentación. Debería ser más específica con los tipos de suelos.
- En los planos estructurales del proyecto, no se tiene refuerzo con diámetro mayor o igual a 5/8". Si el proyecto se hubiese estructurado con pórticos y placas, es casi un hecho de que el refuerzo si tendría dichos diámetros. Por lo tanto, se comprueba el ahorro en kilaje de acero.
- Por último, se predimensionó la platea de cimentación con la ayuda del programa ETABS y se obtuvo buenos resultados para una altura de 25 centímetros. Por lo tanto, se comprobó el predimensionamiento inicial utilizando las ecuaciones de Meyerhoff.



BIBLIOGRAFÍA

BENDEZÚ GARCIA, L. (4 de Marzo de 2016). *En el Perú faltan 1,8 millones de viviendas*. Recuperado el 29 de Junio de 2016, de El Comercio Perú: <http://elcomercio.pe/peru/pais/peru-faltan-18-millones-viviendas-noticia-1884005>

BLANCO BLASCO, ANTONIO, *Estructuración y diseño de edificios de concreto armado*. Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición. Lima, 1996-1997

Demecanica.(2006). Módulo de Balasto. Recuperado el 16 de julio de 2016, de http://www.demecanica.com/Geotecnia/geotecnia.htm#Modulo_de_Balasto

GRANADOS SAENZ, R. Y LOPEZ WONG,J.(2012). *DISEÑO DE UN EDIFICIO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA DE CINCO NIVELES*. PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ,2012

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 - Cargas. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2006.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 - Diseño Sismorresistente. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2016.

NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 - Concreto Armado. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO,2009.

NORMAS PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS CON MUROS DE CONCRETO DE DUCTILIDAD LIMITADA. Sencico,2004.

OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO, *Diseño en Concreto Armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima 2014.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES (2016), SENCICO.

SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ANGEL, *Análisis de Edificios*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial. Lima 1994.