

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE CONCRETO
ARMADO DE 6 PISOS Y 2 SÓTANOS UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN
MIGUEL”**

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

Julissa Juana Vercelli Velásquez

ASESOR: Ing. Cesar Huapaya Huapaya

Lima, marzo de 2017

RESUMEN

En el presente trabajo se desarrolla el análisis y diseño estructural de un edificio de oficinas de seis pisos y dos sótanos, ubicado en el distrito de San Miguel – Lima, ocupando un área de terreno de 600 m² aproximadamente. El tipo de suelo de cimentación corresponde a una grava arenosa con una capacidad portante de 40.0 ton/m², comúnmente encontrada en el distrito de San Miguel.

La estructura del edificio está compuesta por muros de corte, columnas y vigas, con pórticos en ambas direcciones; considerándose como un sistema estructural sismorresistente de muros estructurales. Tanto el diseño como el análisis de la estructura se realizaron conforme a los lineamientos establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones y recomendaciones prácticas para obtener una estructura de buen comportamiento frente a las solicitaciones de cargas de gravedad y sísmicas que tendrá durante su vida útil.

El sistema de techado está compuesto por losas aligeradas unidireccionales y losas macizas en todos los niveles. En los dos sótanos se cuenta con muros de concreto armado en todo el perímetro, los cuales sirven para resistir el empuje del terreno contiguo. La cimentación se consideró del tipo superficial, la cual consiste en zapatas combinadas y conectadas, así como también en cimientos corridos. La profundidad de cimentación es de 1.50m a partir del nivel de falso piso del segundo sótano.

La primera parte de esta tesis consta de la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales, los cuales nos permitirán un análisis sísmico más confiable y que el diseño de los elementos sea lo más eficiente posible, obteniendo valores de cuantías moderados lográndose así evitar el congestionamiento del acero de refuerzo.

Para realizar el análisis sísmico, tanto para cargas de gravedad como para cargas sísmicas, se desarrolló un modelo tridimensional con los elementos estructurales empleando el software de análisis ETABS 2013. Las solicitaciones de carga fueron definidas de acuerdo a lo estipulado en la Norma Técnica Peruana E.020 de Cargas y en la Norma Técnica Peruana E.030 de Diseño Sismorresistente. Después de realizado el análisis se verificó que las derivas de entrepiso del edificio sean menores a los valores máximos permitidos. Para el diseño en concreto armado se consideró el método de Diseño por Resistencia, tomando en cuenta las cargas amplificadas obtenidas a partir del análisis estructural del edificio.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un edificio de oficinas de concreto armado de seis pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de San Miguel"

Área : Estructuras

Asesor : Ing. César Huapaya Huapaya

Alumna : JULISSA JUANA VERCELLI VELÁSQUEZ

Código : 2003.3920.412

Tema N° : #424

Fecha : Lima, 10 de marzo de 2017



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Se desea realizar el diseño estructural de un edificio de oficinas de seis pisos más dos sótanos ubicado en el distrito de San Miguel en la ciudad de Lima. El edificio se diseñará utilizando como material principal el concreto armado.

El sistema sismorresistente estará compuesto por diafragmas rígidos, pórticos y placas de concreto armado. La capacidad portante del suelo será de 4 kgf/cm^2 que corresponde a un suelo denso de buena calidad según la clasificación dada por las normas vigentes.

OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo es que la alumna analice y diseñe el edificio propuesto en sus elementos principales de modo que cumplan con los lineamientos de ser un diseño económico, resistente a las cargas aplicadas, especialmente gravedad y sismo, y que demuestre un adecuado comportamiento bajo cargas de servicio, como lo dispone el actual Reglamento Nacional de Edificaciones.

Los objetivos secundarios son el diseño específico de elementos de concreto armado: losas aligeradas, vigas, columnas, placas y cimentación. Así también, el diseño se debe reflejar en un juego de planos estructurales como los que se utilizarían en obra cuando se pase a la etapa de construcción del edificio.

PLAN DE TRABAJO

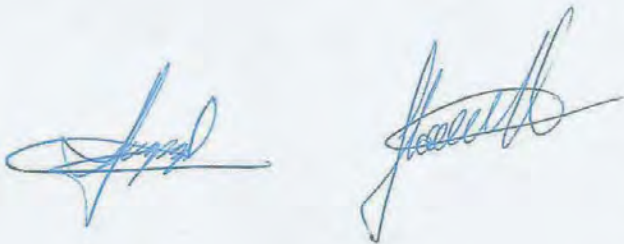
El plan de trabajo consiste en lo siguiente:

- Estructuración y predimensionamiento de los principales elementos: losas, vigas, columnas y placas. Para el dimensionamiento de las placas se desarrollará un análisis sísmico estático mediante modelo traslacional de cada dirección del edificio.

- Una vez estructurado el edificio se determinarán las cargas de gravedad y sísmicas y se hará un análisis estructural con estas cargas. En el caso de las cargas sísmica se desarrollará un análisis modal dinámico en base a un modelo tridimensional del edificio.
- Una vez que se tenga el análisis estructural del edificio de pasará a diseñar los elementos principales de concreto armado: losas aligeradas, vigas, columnas y placas.
- Adicionalmente se dimensionarán y diseñarán los elementos que corresponderán a la cimentación de la edificación.
- Se desarrollarán finalmente los planos estructurales para obra del diseño realizado.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas



ÍNDICE

CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1.	Descripción del proyecto.....	1
1.2.	Normativa aplicable.....	1
1.3.	Cargas de diseño.....	3
1.4.	Método de diseño.....	3
1.5.	Materiales seleccionados.....	4

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN

CAPITULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO Y CARGAS A UTILIZAR

3.1.	Predimensionamiento de losas aligeradas.....	8
3.2.	Predimensionamiento de losas macizas.....	8
3.3.	Predimensionamiento de vigas.....	9
3.4.	Predimensionamiento de columnas.....	9
3.5.	Predimensionamiento de placas o muros de corte.....	10
3.6.	Predimensionamiento de escaleras.....	11
3.7.	Cargas a utilizar.....	11
3.7.1.	Carga muerta.....	11
3.7.2.	Carga viva.....	12
3.7.3.	Carga sísmica.....	12

CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1.	Modelo estructural.....	13
4.2.	Parámetros de edificación.....	14
4.2.1.	Factor de zona.....	14
4.2.2.	Condiciones geotécnicas.....	14
4.2.3.	Factor de amplificación sísmica.....	14
4.2.4.	Factor de uso.....	15
4.2.5.	Coefficiente de reducción sísmica.....	15
4.3.	Masa sísmica.....	15
4.4.	Irregularidades.....	16
4.5.	Procedimiento de análisis.....	18
4.5.1.	Análisis estático.....	18

4.5.2.	Análisis dinámico.....	18
4.5.2.1.	Espectro de diseño.....	18
4.5.2.2.	Modos y periodos resultantes.....	19
4.5.2.3.	Fuerza cortante mínima de diseño.....	21
4.6.	Desplazamientos laterales.....	21
4.7.	Separación entre edificios.....	22
4.8.	Análisis del coeficiente de reducción.....	23
CAPITULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS		
5.1.	Diseño por flexión.....	24
5.2.	Diseño por corte.....	26
5.3.	Control de deflexiones.....	27
5.4.	Refuerzo por contracción y temperatura.....	28
5.5.	Corte o doblado del refuerzo.....	29
5.6.	Diseño final del aligerado.....	30
CAPITULO 6: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS		
6.1.	Método de los coeficientes.....	31
6.2.	Diseño por flexión.....	33
6.3.	Diseño por corte.....	33
6.4.	Corte o doblado del refuerzo.....	34
6.5.	Diseño final de la losa maciza.....	35
CAPITULO 7: DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS		
7.1.	Diseño por flexión.....	36
7.2.	Diseño por corte.....	38
7.3.	Empalme por traslape el refuerzo.....	39
7.4.	Corte o doblado del refuerzo.....	40
7.5.	Control de fisuración.....	44
7.6.	Diseño final de la viga.....	45
CAPITULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS		
8.1.	Diseño por flexocompresión.....	46
8.2.	Diseño por corte.....	48
8.3.	Diseño por capacidad.....	50

8.4.	Requisitos de espaciamiento de estribos.....	50
8.5.	Empalmes por traslape del refuerzo.....	51
8.6.	Diseño final de la columna.....	51
CAPITULO 9: DISEÑO DE PLACAS		
9.1.	Diseño por flexocompresión.....	52
9.2.	Diseño por corte.....	54
9.3.	Refuerzo mínimo.....	55
9.4.	Diseño final de la placa.....	56
CAPITULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES		
10.1.	Procedimiento de diseño de cimentaciones.....	57
10.1.1.	Dimensionamiento de las cimentaciones.....	57
10.1.2.	Diseño en concreto armado.....	58
10.1.3.	Diseño por corte.....	59
10.1.4.	Diseño por punzonamiento.....	59
10.2.	Ejemplo de diseño de zapata aislada.....	60
10.3.	Ejemplo de diseño de zapata conectada.....	62
CAPITULO 11: DISEÑO DE MUROS DE SOTANO Y ESCALERAS		
11.1.	Diseño de muros de sótano.....	65
11.2.	Diseño de escaleras.....	67
CAPITULO 12: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		
BIBLIOGRAFIA.....		71
REFERENCIAS.....		71

CAPITULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1. Descripción del proyecto

El proyecto desarrollado corresponde a un edificio destinado a oficinas ubicado en el distrito de San Miguel, Lima. El terreno sobre el cual se edificará el proyecto tiene un área total de 600m². Limita por tres frentes con edificaciones vecinas y los límites de propiedad están determinados por los ejes B y E en la dirección longitudinal y los ejes 7 y 1 para la fachada y parte posterior respectivamente como se muestra en la figura N° 1.

El edificio cuenta con seis pisos y dos sótanos. En los sótanos se dispone exclusivamente de estacionamientos y una pequeña área que sirve de almacén, limitada longitudinalmente por ejes A y B. En el primer nivel se encuentra el hall de ingreso al edificio que incluye las escaleras que van hacia los sótanos y hacia los pisos superiores. También se cuenta con 43 estacionamientos, así como las rampas de acceso para vehículos.

A partir del segundo nivel hasta el sexto se cuenta con una distribución típica, en donde se encuentran áreas libres divididas por tabiquerías de drywall colocadas a conveniencia del cliente, destinadas a oficinas, salas de reuniones, archiveros, etc.

1.2. Normativa aplicable

Para el desarrollo de la presente tesis se ha tomado como base para los diseños en concreto, acero y sismo resistente, las siguientes normativas del reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

- RNE E.020 Cargas. 2006: Para la determinación de las solicitaciones de cargas vivas y muertas que actúan sobre la estructura.
- RNE E.030 Diseño Sismo resistente. 2016: Para la obtención de los parámetros del análisis sísmico.
- RNE E.060 Concreto Armado. 2009: Para realizar el diseño en concreto armado de los elementos estructurales.
- RNE E.050 Suelos y cimentaciones. 2006: Para verificar el dimensionamiento de las zapatas y posterior diseño.
- RNE E.070 Albañilería. 2006: Para realizar el diseño de los tabiques incluidos en el proyecto.

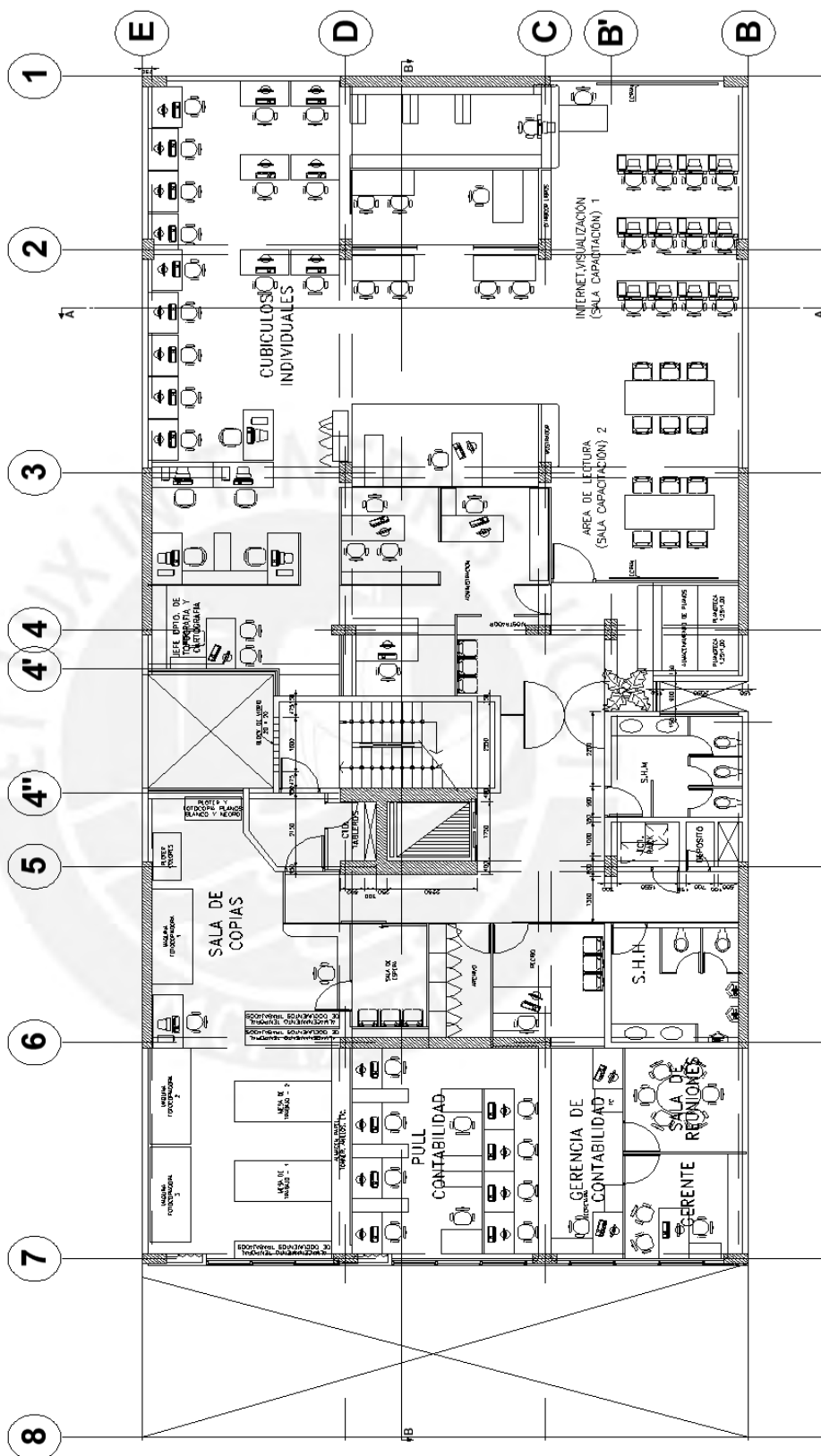


FIGURA N° 1: Planta Piso Típico - Arquitectura

1.3. Cargas de diseño

Las cargas para el diseño (especificadas en el capítulo 3 del presente documento) deberán cumplir con lo señalado en la norma E.020 y E.030, las cuales indican los siguientes tipos de carga a considerar en el diseño de los elementos:

- **Carga Muerta (CM):** Carga vertical que incluye el peso de los diferentes materiales utilizados, tabiquería, piso terminado y cargas permanente en la estructura.
- **Carga Viva (CV):** Carga variable que incluye el peso de los ocupantes, muebles y otros elementos móviles no permanente en la estructura.
- **Carga de Sismo (S):** Considera las fuerzas generadas en los elementos, en cada una de las direcciones de los dos ejes principales de la edificación, por una acción sísmica representada por un espectro de diseño, según lo establecido en la Norma E.030.

1.4. Método de diseño

Todos los elementos de concreto armado se diseñarán por el método de diseño por resistencia. Se amplificarán las cargas muertas (CM) y vivas (CV) para luego usar las combinaciones establecidas en la norma E.060 de Concreto Armado. Se debe analizar y diseñar cada uno de los elementos para el valor de fuerzas que produzcan los esfuerzos más críticos. Las combinaciones utilizadas son:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm S$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm S$$

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ CE}$$

Adicionalmente a los factores de amplificación, el diseño por resistencia usa factores de reducción Φ , dependiendo de la sollicitación a la que es sometida.

- Flexión sin carga axial $\Phi = 0.90$
- Carga axial y carga axial con flexión:
 - Carga axial de tracción con o sin flexión $\Phi = 0.90$
 - Carga axial de compresión con o sin flexión

- Elementos con refuerzo en espiral $\Phi = 0.75$
- Otros elementos $\Phi = 0.70$
- Cortante y torsión $\Phi = 0.85$
- Aplastamiento en el concreto $\Phi = 0.70$

1.5. Materiales seleccionados

Para el diseño del edificio se usarán únicamente concreto armado y acero de refuerzo, cuyas características se muestran a continuación:

- **Concreto Armado:** Material compuesto por concreto (piedra, arena, cemento, agua y aditivos) y varillas de refuerzo de acero para que pueda resistir los esfuerzos de compresión y tracción respectivamente. Sus propiedades son:
 - Resistencia a la compresión: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
 - Módulo de Elasticidad: $E = 15000\sqrt{f_c} = 217370 \text{ kg/cm}^2$
- **Acero de refuerzo:** Todas las barras utilizadas en el concreto armado son de acero corrugado ASTM 615 grado 60. Sus características principales son las siguientes:
 - Límite de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de elasticidad: $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN

La primera etapa al iniciar un proyecto es realizar la estructuración, la cual consiste en establecer la ubicación y las características de los diferentes elementos estructurales tales como las losas, vigas, columnas y placas para lograr proporcionar resistencia y rigidez suficiente a la estructura de manera que se logre satisfacer los requerimientos de las cargas de gravedad y de sismo. Se realiza en base a los planos de arquitectura.

Los criterios básicos a tomar en cuenta para la estructuración de un proyecto son la seguridad, funcionalidad y la economía. Muchas veces es complicado buscar una estructura simétrica y regular ya que la arquitectura no lo permite; es por esto que los ingenieros están obligados a buscar soluciones para garantizar la seguridad de la construcción y cumplir con los requisitos de arquitectura propuestos.

Para estructurar el edificio, tomando en cuenta la arquitectura del proyecto, se buscó la mejor manera de organizar los elementos estructurales logrando que la estructura cumpla con las siguientes características: Elementos que resistan fuerzas laterales en ambas direcciones, simetría, continuidad vertical de los elementos estructurales y diafragma rígido. De integrar tales características al proyecto podemos esperar un comportamiento adecuado de la estructura ante sollicitaciones sísmicas.

Para estructurar el edificio se ha optado por colocar placas y pórticos en las direcciones X (perpendicular a la fachada) y Y (paralela a la fachada). Para X se ha definido placas en los ejes B y E ya que son linderos con vecinos. Para la dirección Y se consideró placas en los ejes 1, 6 y en la caja del ascensor. En los demás ejes estructurales se han considerado columnas y vigas, formando pórticos que le aportan mayor rigidez al edificio. (Ver figura N° 2).

Para los techos se escogió un sistema de losa aligerada unidireccional de 20 cm de espesor para uniformizar la construcción, las viguetas fueron armadas de forma paralela a la menor dirección del paño. Se consideró losas macizas en los recibos de la escalera y en la zona frente al ascensor.

Las vigas, en su mayoría, son de 50 cm de peralte y se dispondrán en dos direcciones ortogonales entre sí apoyándose sobre placas o columnas de concreto. En algunos casos se han considerado vigas de menor peralte para no cerrar ambientes y darles amplitud.

Las columnas nacen desde la cimentación y llegan hasta el último nivel. Sus solicitaciones serán básicamente por cargas de gravedad gracias a la gran densidad de muros con los que cuenta el edificio. La sección de las columnas será la misma en todos los niveles del edificio para facilitar su construcción.



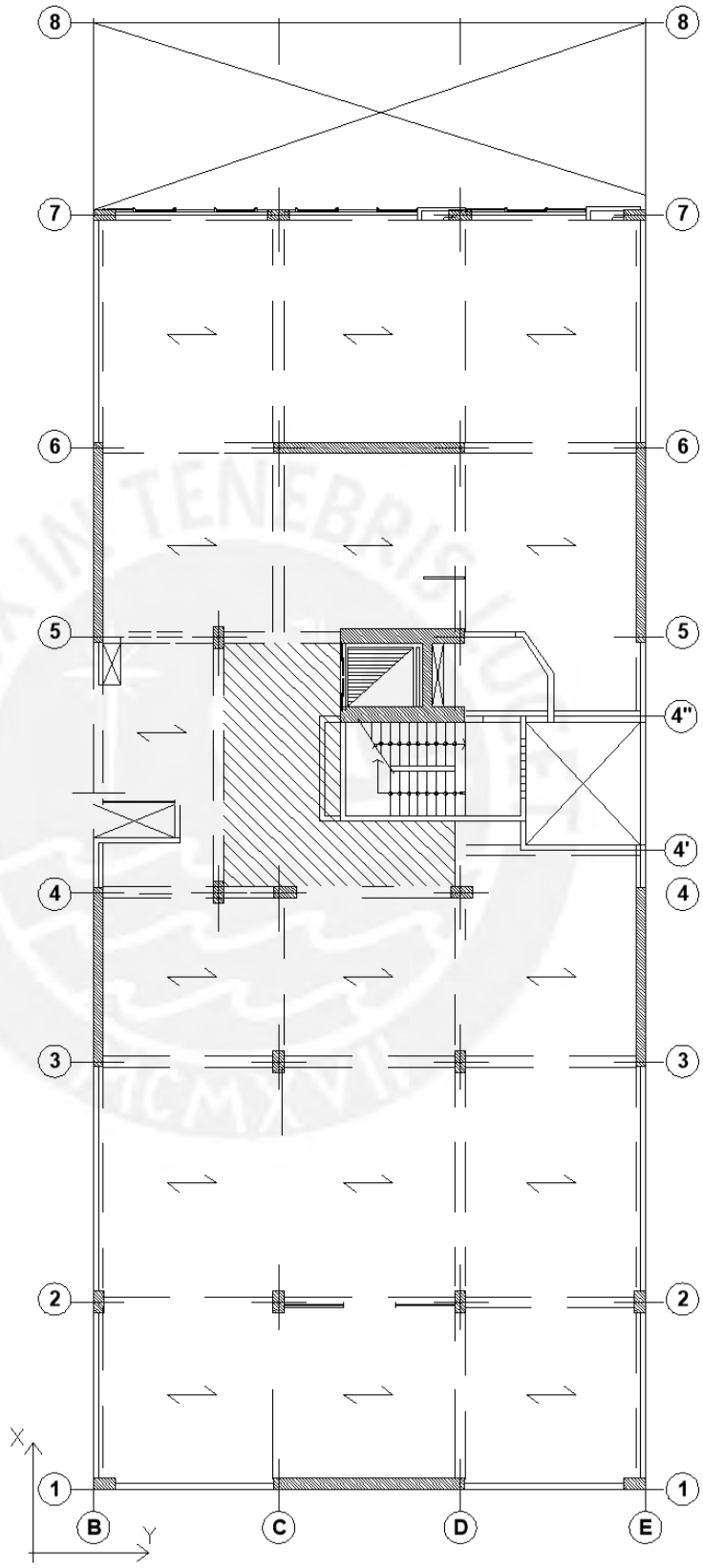


FIGURA Nº 2: Planta de Estructuración

CAPITULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO Y CARGAS A UTILIZAR

Una vez definida la estructuración preliminar se procede a predimensionar todos los elementos, estableciendo dimensiones tentativas o definitivas a las vigas, columnas, placas y muros siguiendo algunas reglas prácticas y según las disposiciones establecidas en la norma E.060. Luego de realizar el análisis por gravedad y análisis sísmico se verificará si las dimensiones de los elementos estructurales asumidas son adecuadas.

3.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

La mayoría de losas del proyecto se han estructurado como aligeradas, tanto en el piso típico como para los sótanos. Para dimensionar el peralte (h) de la losa se siguió el criterio indicado en el libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco¹:

h = 17 cm Luces menores de 4m

h = 20 cm Luces comprendidas entre 4 y 5.5 m

h = 25 cm Luces comprendidas entre 5 y 6.5 m

Es importante resaltar que el predimensionamiento propuesto asume sobrecargas bajas, esto es para edificios de oficinas como el de nuestro proyecto. De acuerdo a los requerimientos de las luces de nuestro edificio se ha optado por tomar losas de 20cm de peralte en todas las losas aligeradas.

3.2. Predimensionamiento de losas macizas

Se usaron losas macizas en las zonas de llegada de llegadas de las escaleras en su mayoría. Para dimensionar el peralte (h) de la losa se siguió el criterio indicado en el Libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco¹:

h = 12 o 13 cm Luces menores o iguales a 4 m

h = 15 cm Luces menores o iguales a 5.5 m

h = 20 cm Luces menores o iguales a 6.5 m

¹ Blanco, A., (1997), Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Lima Perú.

Cabe resaltar que las losas siempre trabajarán en dos direcciones cuando tengan cuatro bordes formados por vigas y solo si hay dos bordes apoyados en una dirección se tendrá un trabajo como losa armada en una dirección. También se considera que, en losas con una dimensión considerablemente mayor, las recomendaciones anteriores no son válidas, ya que en este caso la losa trabajara principalmente en la dirección corta.

En este caso se ha uniformizado el peralte de la losa maciza en 15 cm por facilidad de construcción y porque no se cuenta con cargas de gravedad muy elevadas.

3.3. Predimensionamiento de Vigas

Para establecer el peralte (h) generalmente se considera 1/10 (para vigas de un tramo) o 1/12 (para vigas de dos o más tramos) de la luz libre y un ancho (b) que varía entre el 30% y 50% de la altura. En este caso la viga más larga es continua y presenta una longitud de 6.55 m, entonces:

$$h = \frac{6.55}{12} = 0.54 \text{ m}$$

Dado que contamos con vigas de menor longitud en la mayoría de tramos, optamos por usar vigas de 25x50 para uniformizar nuestra estructura.

3.4. Predimensionamiento de Columnas

Para edificios que cuentan con una cantidad considerable de placas, las cargas de sismo que reciben las columnas se reducen significativamente ya que gran parte de éstas las toman las placas, por lo que para dimensionar la columna solo se tendrá en cuenta las cargas axiales de gravedad que reciba; suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P_{(\text{servicio})}}{0.45 f'c}$$

Donde:

$P_{(\text{servicio})}$ = Área tributaria x número de pisos x carga unitaria asumida

Carga unitaria asumida = 1 ton/m²

Entonces tenemos para nuestro proyecto:

$$\text{Área de la columna} = \frac{28430 \times 6 \times 1}{0.45 \times 210} = 1805 \text{ cm}^2 \rightarrow 30 \times 60 \text{ cm}$$

3.5. Predimensionamiento de Placas o Muros de Corte

Las placas de concreto son elementos importantes cuya función principal es la de absorber las fuerzas de sismo. Además, al incluir placas en la estructura, se está mejorando la rigidez del edificio en el sentido en que la placa este orientada, aliviando así a los pórticos tradicionales formados por columnas y vigas.

Para la dirección X las placas colocadas en el perímetro de la edificación permiten suponer que no se tendrá problemas en resistir las fuerzas sísmicas con un ancho mínimo. En la dirección Y la longitud de placas es menor por lo que verificamos el esfuerzo cortante producido por el sismo.

Es importante recalcar que los cálculos realizados son aproximaciones, no se busca la exactitud si no que la finalidad del cálculo es estimar si las placas seleccionadas resisten los efectos de sismo.

Parámetros sísmicos:

- $Z = 0.45$
- $U = 1.0$
- $C = 2.5 \times (0.4/T)$
- $S = 1.0$
- $R = 6$
- $T = hn/45$

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = 20\%P$$

Para estimar la masa sísmica asumiremos un ratio de 1 ton/m²

$$\text{Peso total} = 2700 \text{ ton}$$

$$V = 540 \text{ ton}$$

La fuerza cortante basal se distribuirá de acuerdo a la inercia de las placas orientadas en la dirección Y y hallaremos la fuerza que aporta el concreto con la siguiente formula: $\Phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * b_w * d$

PL-05 (eje 6) = 20%	→ Vu = 108 ton	$\Phi V_c = 137$ ton
PL-06 (eje 5) = 60%	→ Vu = 324 ton	$\Phi V_c = 240$ ton
PL-07 (eje 1) = 20%	→ Vu = 108 ton	$\Phi V_c = 137$ ton

Si bien a partir del predimensionamiento realizado se puede notar que en la placa PL-06 no se cumple que $V_u \leq \Phi V_c$, en capítulos posteriores se verificará que ésta es suficiente para controlar los desplazamientos y proporcionar al edificio una resistencia lateral adecuada dentro de lo indicado por las normas peruanas. Además de que como es un primer dimensionamiento se están obviando algunas consideraciones tales como el aporte al corte del acero y la amplificación de cortante ultimo por la capacidad de la placa.

3.6. Predimensionamiento de Escalera

La escalera ha sido idealizada como una losa maciza armada en un sentido. Si bien la arquitectura especifica un espesor para la garganta, debe afinarse este valor considerando los mismos criterios que para losas macizas.

Por ejemplo, para la escalera N°2 (ubicada en el piso típico) se tiene una distancia libre de 4.00m; por esto consideramos una garganta de 18cm, tal cual mostraba arquitectura. Las dimensiones de los pasos y contrapasos ya han sido definidas en la etapa del desarrollo de la arquitectura.

3.7. Cargas a utilizar

3.7.1. Carga muerta

Se consideraron los siguientes valores de carga muerta:

- Aligerado h = 20 cm 300 kg/m²
- Piso terminado h = 5 cm 100 kg/m²
- Concreto 2400 kg/m²
- Tabiquería móvil de mediana altura 50 kg/m²

3.7.2. Carga viva

Las sobrecargas consideradas son las siguientes:

- Estacionamientos: 250 kg/m²
- Oficinas: 250 kg/m²
- Azotea: 100 kg/m²
- Escaleras 400 kg/m²

3.7.3. Carga sísmica

De acuerdo a los especificado en la norma E.030.



CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico de un edificio consiste en estimar la probable respuesta que tendrá la edificación al ser sometida a las fuerzas de inercia que se presentan cuando se genera una aceleración en la base del edificio originada por un sismo.

Los parámetros, procedimientos y condiciones de diseño sismorresistente están especificados en la norma E.030 del RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones). Los principales objetivos del diseño sismorresistente son: la protección de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.

Se sabe que realizar un diseño que cumpla todos los requisitos para una protección completa no es técnica ni económicamente factible. Por lo tanto, la norma E.030 permite que las estructuras sufran daños aceptables después de un sismo de gran magnitud. Una estructura importante debe quedar operativa y una no importante no debe colapsar.

4.1. Modelo Estructural

Para el análisis sísmico se utilizó el software ETABS 2013, en el cual se realiza un análisis tridimensional completo de toda la estructura. Se tomó como base todas las disposiciones de la norma E.030. (Ver figura N° 3).

El modelo del edificio consta de seis pisos y dos sótanos, tal como se muestra a continuación. Se modelaron los sótanos sin considerar los apoyos laterales, ya que debido a la alta densidad de muros existentes se generan desplazamientos prácticamente despreciables.

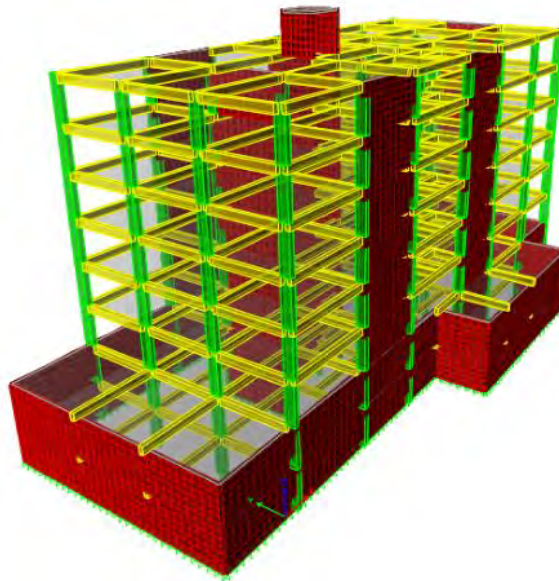


FIGURA N° 3: Modelo Tridimensional del Edificio - Etabs

4.2. Parámetros de edificación

4.2.1. Factor de zona (Z):

Este factor indica la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años. Actualmente el Perú cuenta con cuatro zonas sísmicas con diferentes aceleraciones esperadas.

El edificio del presente proyecto se encuentra ubicado en el distrito de San Miguel, ciudad de Lima (zona 4) y según lo mencionado en la norma:

$$Z = 0.45$$

4.2.2. Condiciones geotécnicas (S), T_p y T_L :

Dependiendo de la calidad del suelo sobre el que se cimienta la edificación las ondas sísmicas se amplificarán una cierta cantidad, el parámetro S representa este fenómeno. Además, la norma E.030 especifica el periodo de corte T_p del espectro, valor hasta el cual se presenta la máxima aceleración de la estructura.

El suelo sobre el que se encuentra la estructura es suelo tipo S_1

$$S = 1.0$$

$$T_p = 0.4$$

$$T_L = 2.5$$

4.2.3. Factor de amplificación sísmica (C):

Efectuando el análisis sísmico se obtiene:

1^{er} modo en X: $T=0.373s$ con el 53% de masa participante

1^{er} modo en Y: $T=0.451s$ con el 55% de masa participante

Por lo tanto, considerando solo el 1^{er} modo:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad C \leq 2.5$$

$$C_x = 2.5 \quad C_y = 2.2$$

4.2.4. Factor de uso (U):

El parámetro U amplifica la fuerza sísmica de diseño con la finalidad de lograr que la incursión en la zona inelástica y los daños a la estructura sean menores.

En nuestro caso el edificio es de oficinas el cual pertenece a la categoría de “Edificaciones Comunes”

$$U = 1.0$$

4.2.5. Coeficiente de reducción sísmica (R_0):

El coeficiente de reducción indica cuanto se puede reducir la fuerza sísmica para que la incursión en el régimen inelástico no produzca daños excesivos. La norma E.030 presenta diferentes valores de R dependiendo del sistema estructural del proyecto.

Se considera inicialmente un sistema en X e Y de muros estructurales ($R=6$), para luego ser verificado. Además, este coeficiente se multiplicará por I_a o I_p de ser el caso que presente alguna irregularidad.

4.3. Masa sísmica

Es importante conocer la masa de la estructura para encontrar las fuerzas de inercia que se producen en la base por la aceleración de un sismo. Consideraremos la masa sísmica como la totalidad de las cargas permanentes en la edificación y un porcentaje de las cargas temporales. Este porcentaje dependerá de la importancia que tenga la estructura. Según la norma E.030 y la categoría del edificio se ha considerado:

Categoría del edificio “C”: 100% Muerta + 25% Viva

Entonces tenemos:

- Peso sísmico del piso típico = 460 ton
- Peso sísmico de la azotea = 440 ton

4.4. Irregularidades

Existen diferentes irregularidades que se pueden presentar en una edificación, las cuales hacen más difícil que se pueda predecir su comportamiento en caso de sismo. Por esta razón la norma E.030 indica valores de reducción para el coeficiente de reducción sísmica (R) dependiendo del tipo de irregularidad presentada.

Para este proyecto, después de haber realizado los cálculos indicados en la norma E.030, se concluyó que la estructura presenta una irregularidad torsional. Razón por la cual se ha reducido en un 25% al coeficiente de reducción sísmica (R).

Para nuestro proyecto tenemos:

CENTRO DE MASA		CENTRO DE RIGIDEZ	
XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
22.83	11.15	24.11	11.54

Luego tenemos como excentricidad:

- En x = 1.28 m
- En y = 0.39 m
- Distancia entre el centro de masa y centro de rigidez = 1.34 m

Verificación de la irregularidad torsional

- En la dirección X: no se verificará la irregularidad ya que el desplazamiento máximo relativo (0.0086m) es menor al 50 % del desplazamiento máximo permisible (0.0098m).
- En la dirección Y: se verificará la irregularidad ya que el desplazamiento máximo relativo (0.0131m) es mayor al 50% del desplazamiento máximo permisible (0.0098m).

Piso	Desplazamiento Máximo (m)	Δ_{relativo} entrepiso	ΔCM	$\Delta_{\text{relativo CM}}$	$1.2(\Delta_{\text{relativo}})$	Δ Relativo Entrepiso < 1.2 Δ Relativo CM
Piso 6	0.071	-0.001	0.055	0.010	0.012	OK
Piso 5	0.072	0.013	0.045	0.010	0.012	Error
Piso 4	0.059	0.013	0.035	0.010	0.012	Error
Piso 3	0.046	0.013	0.025	0.009	0.011	Error
Piso 2	0.033	0.012	0.016	0.008	0.010	Error
Piso 1	0.021	0.011	0.007	0.006	0.007	Error
Sótano 1	0.010	0.008	0.002	0.001	0.001	Error
Sótano 2	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	Error

Es importante resaltar que la norma E.030 brinda algunas tolerancias en cuanto a las irregularidades en la estructura, dependiendo de su categoría y en la zona en la que se encuentra ubicada. En nuestro caso, teniendo en cuenta la categoría ("C" – Edificios comunes) y zona (4), se indica que "no se permiten irregularidades extremas". Por lo que procederemos a verificar la irregularidad torsional extrema del edificio.

Piso	Desplazamiento Máximo (m)	Δ_{relativo} entrepiso	ΔCM	$\Delta_{\text{relativo CM}}$	$1.5(\Delta_{\text{relativo}})$	Δ Relativo Entrepiso < 1.5 Δ Relativo CM
Piso 6	0.072	0.013	0.055	0.010	0.015	OK
Piso 5	0.059	0.013	0.045	0.010	0.015	OK
Piso 4	0.046	0.013	0.035	0.010	0.015	OK
Piso 3	0.033	0.012	0.025	0.009	0.014	OK
Piso 2	0.021	0.011	0.016	0.008	0.012	OK
Piso 1	0.010	0.008	0.007	0.006	0.008	OK
Sótano 1	0.002	0.001	0.002	0.001	0.002	OK
Sótano 2	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	OK

Finalmente se verifica que nuestro proyecto presenta irregularidad torsional pero no la extrema.

4.5. Procedimientos de análisis

4.5.1. Análisis estático

Se realizó inicialmente el análisis estático del edificio para obtener la fuerza cortante estática a la cual estará sometida la estructura. Para el análisis del peso sísmico del edificio no se consideraron los sótanos.

Parámetros para el análisis:

	X	Y
Z =	0.45	
U =	1	
C =	2.5	2.2
S =	1	
P =	2757	
R =	4.5	
T =	0.373s	0.451s

Por tanto, la fuerza cortante basal es:

	X	Y
V =	0.25P	0.22P
V =	689	611

 ton

4.5.2. Análisis dinámico

Para realizar el análisis dinámico modal espectral del edificio se ha considerado un espectro de pseudoaceleraciones para cada dirección horizontal de acuerdo a lo dispuesto en la norma E.030. Este análisis tiene como objetivo obtener la respuesta máxima esperada de las fuerzas internas en todos los elementos estructurales del edificio, así como de los desplazamientos. La respuesta obtenida es producto de la combinación de los resultados de todos los modos de vibración considerados. Dicha combinación se ha realizado empleando el criterio de combinación cuadrática completa (CQC) aceptada por la norma.

4.5.2.1. Espectro de diseño:

El espectro de diseño es definido en el artículo 4.6.2 de la norma E.030 mediante la siguiente ecuación (ver figura N° 4):

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

Donde:

S_a = Pseudoaceleración

g = Aceleración de la gravedad 9.81m/s²

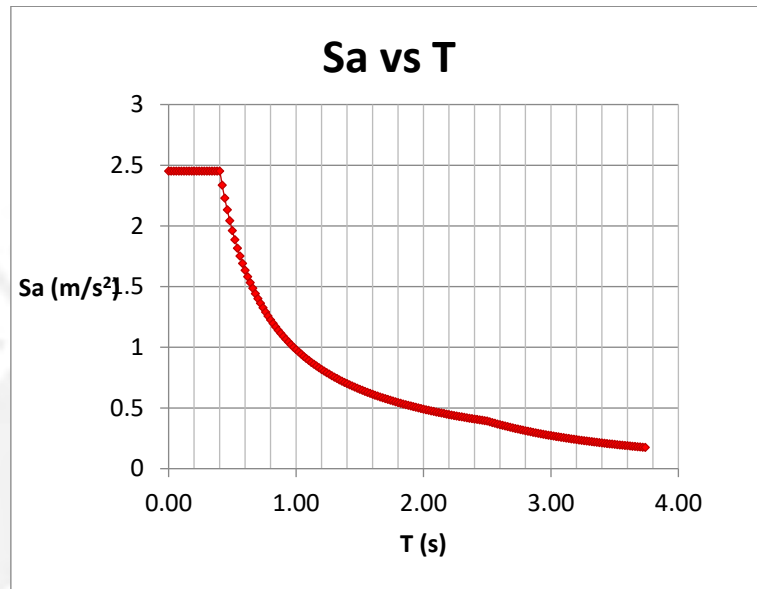


FIGURA Nº 4: Espectro de Pseudoaceleraciones - norma E.030

Este espectro fue ingresado en el ETABS para incluir el efecto del sismo en la dirección X e Y sobre la edificación.

4.5.2.2. Modos y periodos resultantes

Los modos de vibración dependen de la rigidez del edificio y de la distribución de masas en el mismo. Cada modo está asociado a una forma de vibrar y a un periodo de vibración. Se considera un modo de vibración por cada grado de libertad en la estructura. En nuestro caso se ha considerado diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso (2 traslaciones y 1 rotación perpendicular), teniendo 24 modos en total.

En la siguiente tabla se muestran los 24 modos de vibración de la estructura, obtenidos con el programa ETBS y sus respectivos periodos y porcentajes de masa participante.

Modo	Periodo	UX (%)	UY(%)
	Seg.		
1	0.451	0.001	0.548
2	0.373	0.526	0.002
3	0.331	0.011	0.007
4	0.102	0.000	0.189
5	0.082	0.180	0.000
6	0.073	0.002	0.003
7	0.048	0.000	0.121
8	0.039	0.098	0.000
9	0.034	0.000	0.005
10	0.033	0.000	0.077
11	0.032	0.017	0.000
12	0.027	0.097	0.000
13	0.025	0.000	0.024
14	0.024	0.000	0.000
15	0.021	0.043	0.000
16	0.02	0.000	0.006
17	0.02	0.000	0.000
18	0.018	0.009	0.000
19	0.018	0.000	0.001
20	0.017	0.000	0.001
21	0.016	0.000	0.000
22	0.016	0.001	0.000
23	0.014	0.000	0.000
24	0.014	0.000	0.016

Donde:

Ux es el porcentaje de masa participante en X

Uy es el porcentaje de masa participante en Y

En base a estos valores obtenemos el modo fundamental y periodo de la estructura para cada una de las direcciones de análisis.

Dirección	T
X	0.373 s
Y	0.451 s

De los resultados anteriores podemos observar que la estructura es más rígida en la dirección X, lo cual es debido a la gran densidad de placas existentes que se tiene en esa dirección.

4.5.2.3. Fuerza cortante mínima de diseño

Generalmente los análisis dinámicos de las estructuras dan valores de cortantes en la base menores a los obtenidos mediante métodos estáticos. Razón por la cual es necesario amplificar los valores de esta fuerza para realizar el diseño de las secciones de los elementos estructurales. De acuerdo a lo indicado en el artículo 4.6.4 de la norma E.030, para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante basal calculada en el análisis dinámico no podrá ser menor que el 80% de la calculada en el análisis estático para el caso de una estructura regular ni menor que el 90% en el caso de una estructura irregular.

$$f = \frac{0.9V_{estático}}{V_{dinámico}}; \quad f \geq 1$$

	V_{estático} (ton)	V_{dinámico} (ton)	90% V_{estático} (ton)	Factor (f)
X	689	525	620	1.18
Y	611	482	550	1.14

4.6. Desplazamientos laterales

El cálculo de los desplazamientos se realizó con el programa ETABS. Según lo indicado en la norma E.030 debe multiplicarse por R los desplazamientos máximos obtenidos del análisis lineal elástico. Este procedimiento se realiza con el fin de estimar los efectos de la incursión en el rango inelástico de la estructura durante un sismo severo. A continuación, se presentan los desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES EN X					
		Altura		Deriva	Verificación
		he (m)		d/he	<0.007
6	0.055	2.80	0.010	0.0036	OK
5	0.045	2.80	0.010	0.0037	OK
4	0.034	2.80	0.010	0.0037	OK
3	0.024	2.80	0.010	0.0034	OK
2	0.014	2.80	0.008	0.0029	OK
1	0.006	2.80	0.006	0.0023	OK

DESPLAZAMIENTOS LATERALES EN Y					
		Altura		Deriva	Verificación
		he (m)		d/he	<0.007
6	0.072	2.80	0.013	0.0045	OK
5	0.059	2.80	0.013	0.0047	OK
4	0.046	2.80	0.013	0.0047	OK
3	0.033	2.80	0.012	0.0044	OK
2	0.021	2.80	0.011	0.0038	OK
1	0.010	2.80	0.010	0.0035	OK

La norma no limita el desplazamiento máximo de las edificaciones, utiliza la deriva de entrepiso para controlarla de manera indirecta, siendo este valor menor a 0.007 para edificios de concreto armado. Para el caso de nuestro proyecto las máxima derivas obtenidas en la dirección X es de 0.0037 y en la dirección Y es de 0.0047. Por lo tanto, se está cumpliendo con las exigencias establecidas en la norma para las derivas.

4.7. Separación entre edificios

Se realiza con la finalidad de evitar el contacto de la estructura con edificaciones vecinas durante un sismo. La norma E.030 indica que la separación mínima "s" debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
- $S = 0.006h$
- 0.03m

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “s”, en nuestro caso en el último nivel (16.8m). El valor de s para la segunda condición es 10 cm.

Además, la norma indica que la distancia que se retirará la edificación de los lotes adyacentes no será menor que lo 2/3 del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación, ni tampoco será menor que s/2. Por lo tanto, el valor mínimo que debemos retirarnos es:

$$\frac{2}{3} * 7.2 = 4.8 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

Finalmente se tomó una junta sísmica de 5.0 cm a ambos lados de la edificación.

4.8. Análisis del coeficiente de reducción

Inicialmente se realizó una inspección visual de la estructuración y se asumió valores de R en ambos sentidos, considerando que los muros estructurales tomarían más del 70% de la fuerza cortante en la base. Se realizó la verificación cuyos resultados se muestran a continuación:

Dirección	Cortante en la base (ton)	Cortante en muros (ton)	% tomado
X	525	459	87.4
Y	482	472	97.9

De los resultados anteriores podemos notar que tanto en la dirección X como en la dirección Y la fuerza cortante que toman las placas es mayor al 70% de la cortante basal, por lo que la configuración estructural asumida (muros) es correcta y por ende le corresponde un coeficiente de reducción $R_0=6$. Sin embargo, como ya se ha mencionado anteriormente, al ser la estructura irregular se utilizó $R=4.5$.

CAPITULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas son elementos estructurales horizontales que separan dos niveles consecutivos y se apoyan sobre vigas o muros estructurales, las cuales deben ser capaces de transmitir las cargas muertas y vivas a las vigas.

Al diseñar los aligerados lo que se realiza es el diseño de vigas T individuales, las cuales representan a las viguetas y que deben resistir los requerimientos a flexión y corte producidos por su propio peso, piso terminado, sobrecargas, entre otros.

5.1. Diseño por flexión

El análisis y diseño de las losas aligeradas se realiza por vigueta. Para ejemplos prácticos se realizará el diseño del tramo BCDE entre los ejes 2 y 3 del piso típico (ver figura N° 5).

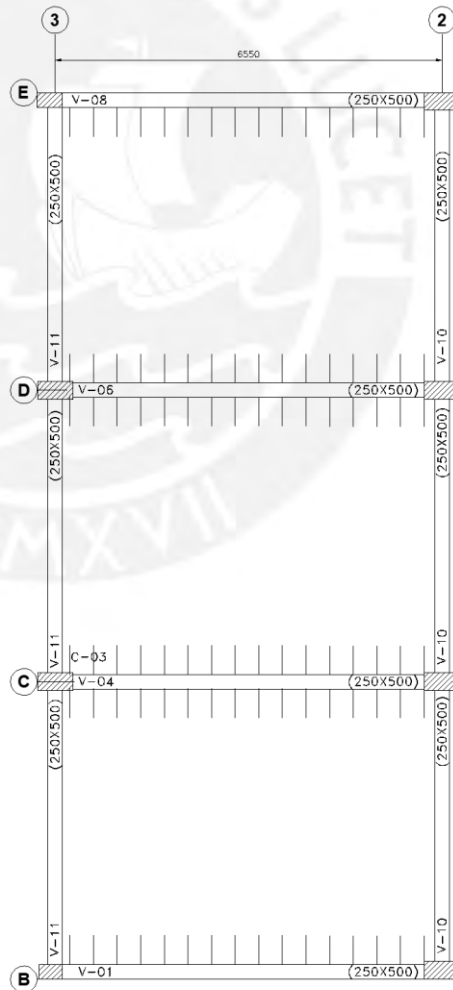


FIGURA N° 5: Paño Típico de Losa Aligerada

Metrado de cargas:

Carga Muerta	Carga Viva
Peso propio = 300 kg/m ²	
Piso terminado = 100 kg/m ²	
Tabiquería móvil = 50 kg/m ²	

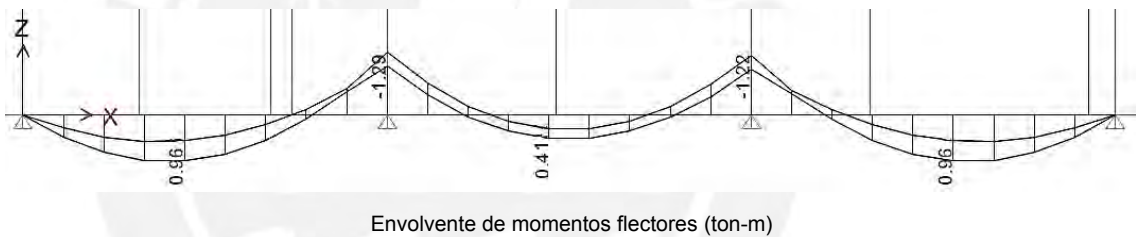
$$CM = 450 * 0.4 = 180 \text{ kg/m}$$

$$CV = 250 * 0.4 = 100 \text{ kg/m}$$

La carga última se hallará considerando la combinación de carga 1.4 CM + 1.7 CV:

$$W_u = 1.4 * 180 + 1.7 * 100 = 422 \text{ kg/m}$$

Luego del análisis con la carga última aplicada y considerando alternancia de cargas, se obtuvo los siguientes resultados:



Para el diseño se asume una sección rectangular tanto para momento positivo como para el negativo. Las secciones consideradas serán de 40 cm de base por 18 cm de peralte para momento positivo y de 10 cm de base por 18 cm de peralte para momento negativo.

	TRAMO 1	TRAMO 2		TRAMO 3	
	As ⁺	As ⁻	As ⁺	As ⁻	As ⁺
Mu (ton-m)	0.97	1.29	0.41	1.29	0.97
Ku = Mu/bd²	7.46	44.64	3.55	44.64	7.46
ρ	0.20	1.42	0.09	1.42	0.20
As_{calculado} = ρbd (cm²)	1.44	2.41	0.65	2.41	1.44
Refuerzo	1Φ3/8"+1Φ3/8"	2 Φ1/2"	1Φ3/8"	2Φ1/2"	1Φ3/8"+1Φ3/8"

El acero mínimo lo define la norma E.060 como el acero necesario en la sección para generar un momento nominal de por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento (M_{cr}).

$$\phi M_n(\pm) \geq 1.2 M_{cr}$$

Donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t} \quad \text{y} \quad f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 2\sqrt{210} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

1.2M_{cr} (ton-m)		A_s mínimo (cm²)
M (+) =	0.31	0.49
M (-) =	0.60	1.01

El acero máximo es aquel que corresponde al 75% del acero que causa una falla balanceada (A_{sb}) en la sección. De esta manera podemos encontrar que:

$$A_{s \text{ máximo}^+} = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máximo}^-} = 2.87 \text{ cm}^2$$

5.2. Diseño por corte

Las losas no utilizan estribos, por lo que su resistencia al cortante es proporcionada únicamente por el concreto. Entonces tenemos:

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53\sqrt{f'_c} * b_w * d$$

En nuestro caso tenemos:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53\sqrt{210} * 10 * 18 = 1.29 \text{ ton}$$

En caso se supere la resistencia de la vigueta será necesario realizar ensanches con la finalidad de incrementar el área de concreto y por lo tanto aumentar su resistencia al corte.

Del análisis se obtuvo el diagrama de fuerza cortante a “d” de la cara:

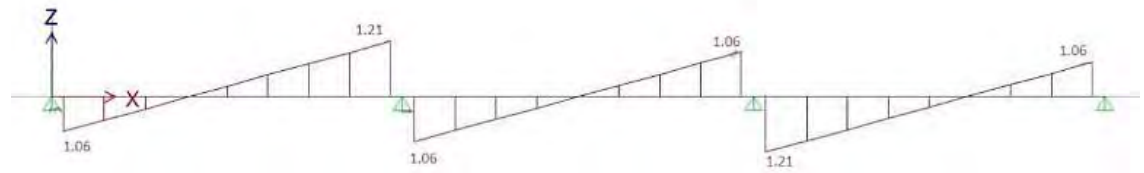


Diagrama de fuerzas cortantes (ton)

De los resultados obtenidos observamos que el valor de V_u máximo es de 1.21 ton, el cual no supera al valor de ΦV_c obtenido (1.29 ton). Por lo tanto, no es necesario colocar ensanches a la losa.

5.3. Control de deflexiones

Es necesario diseñar los elementos sometidos a flexión con una adecuada rigidez con la finalidad de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura bajo condiciones de servicio.

Calcularemos la deflexión para un paño interior de losa comprendido entre los ejes C –D y 7 y 6.

Calculamos la inercia bruta para una sección típica de aligerado:

$$I_g = 11800 \text{ cm}^4$$

Calculamos el momento de agrietamiento con la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y}$$

$$f_r = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr}^+ = 0.26 \text{ ton-m}$$

$$M_{cr}^- = 0.50 \text{ ton-m}$$

El momento negativo actuante en servicio por carga muerta es de 0.57 ton-m, supera al momento negativo de agrietamiento por lo que la inercia efectiva será la inercia de la sección fisurada (I_{cr}).

Para el cálculo de I_{cr} tomaremos la sección transformada agrietada:

$$I_{cr}^+ = 12502 \text{ cm}^4$$

$I_{cr} = 12984 \text{ cm}^4$

La inercia efectiva será:

$$I_{ef} = \frac{12984 * 2 + 12502 * 2}{4} = 12743 \text{ cm}^4$$

Calculamos las deflexiones inmediatas:

Por carga muerta:

$$\Delta = \frac{5}{48} * \frac{468^2}{217370.65 * 12743} * [13000 - 0.1(57000 + 57000)] = 0.013 \text{ cm}$$

Por carga viva:

$$\Delta = \frac{5}{48} * \frac{468^2}{217370.65 * 12743} * [6000 - 0.1(25000 + 25000)] = 0.008 \text{ cm}$$

Por el 30% de la carga viva que se prevé actuara permanentemente en el sótano:

$$\Delta = 0.0024 \text{ cm}$$

Calculamos las deflexiones diferidas:

$$\Delta_{CM} = 2 * 0.013 = 0.026$$

$$\Delta_{30\%CV} = 2 * 0.0024 = 0.0048$$

Deflexión total:

$$\Delta = 0.013 + 0.008 + 0.026 + 0.0048 = 0.05 \text{ cm}$$

Tenemos que el valor límite para la deflexión es de $L/360 = 1.3 \text{ cm}$.

5.4. Refuerzo por contracción y temperatura

El refuerzo por temperatura se colocará en la losa superior del aligerado, por lo tanto, consideramos $h = 5 \text{ cm}$ y un ancho de 1 m de losa. La cuantía mínima según lo indicado en la norma E.060 es de 0.18% .

$$A_{s_t} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.90 \text{ cm}^2$$

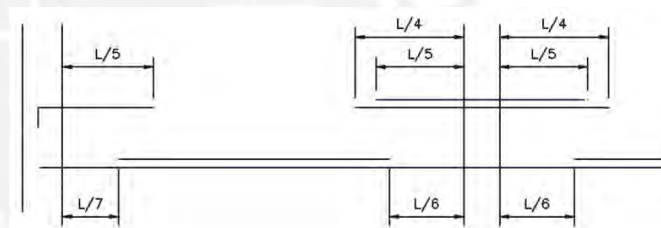
Se colocará barras de fierro corrugado $\Phi 1/4'' @ 25 \text{ cm}$.

5.5. Corte o doblado del refuerzo

Existen zonas en donde no es necesario colocar acero de refuerzo, a manera de optimizar el diseño se opta por cortar las varillas para tener bastones teniendo en cuenta las recomendaciones siguientes:

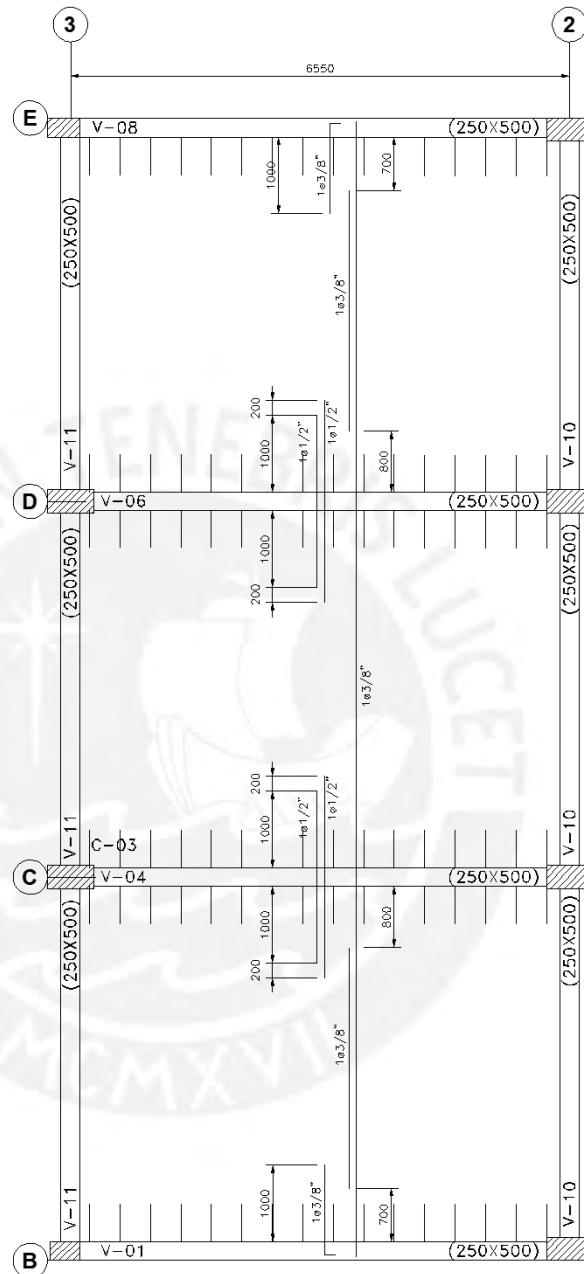
- El refuerzo deberá extenderse más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d o $12d_b$; la que sea mayor (artículo 12.11 norma E.060).
- $1/4$ de la luz libre para los bastones negativos en apoyos interiores y $1/5$ en apoyos exteriores.
- $1/6$ de la luz libre para los bastones positivos en apoyos interiores y $1/7$ en apoyos exteriores.

El siguiente esquema muestra lo anteriormente descrito:



Estas recomendaciones fueron verificadas manualmente, realizando cálculos para determinar a qué distancia es posible cortar las varillas de manera que se satisfaga la resistencia necesaria de la sección, tal y como se podrá ver en capítulos posteriores.

5.6. Diseño final del aligerado



El diseño de los demás paños de aligerados por cada piso se puede ver en los planos de encofrado adjuntos (planos TE-06, TE-07, TE-08 y TE-09).

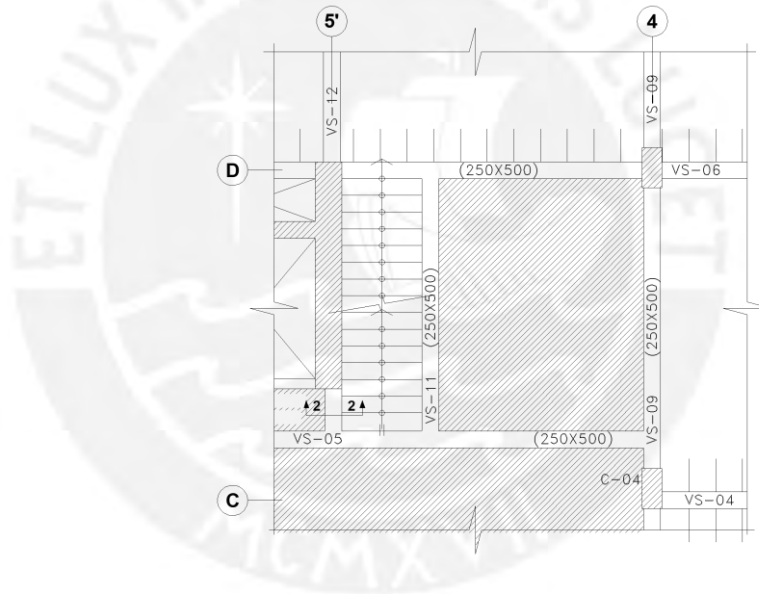
CAPITULO 6: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas, de acuerdo a sus dimensiones o condiciones de borde pueden trabajar en una o en dos direcciones. Están sujetas a cargas perpendiculares a su plano proporcionadas por su peso propio, piso terminado y sobrecarga y de ser el caso de tabiques que estén apoyados sobre la losa.

Para determinar los momentos en la losa de concreto se utilizó el método de los coeficientes establecidos en la norma E.060 (artículo 13.7) y luego se realizará el diseño.

6.1. Método de los coeficientes

A manera de ejemplo se diseñará la losa maciza comprendida entre los ejes 5' – 4 y D – C del sótano 2 (ver plano E-06 Encofrado Sótano 2).



Metrado de cargas

Carga Muerta	Carga Viva
Peso propio = 360 kg/m ²	
Piso terminado = 100 kg/m ²	

La sección para el diseño será rectangular de 1 m de ancho y 15 cm de altura.

Por tanto, la carga muerta y viva será:

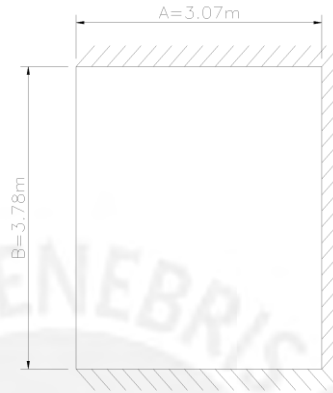
$$CM = 460 * 1 = 460 \text{ kg/m}$$

$$CV = 250 * 1 = 250 \text{ kg/m}$$

La carga última se hallará considerando la combinación de carga 1.4 CM + 1.7 CV:

$$W_u = 1.4 * 460 + 1.7 * 250 = 1139 \text{ kg/m}$$

El modelo para el análisis será:



Definimos el parámetro m:

$$m = \frac{A}{B} = \frac{3.07}{3.78} = 0.81$$

Donde:

A = luz libre del tramo en la dirección corta

B = luz libre del tramo en la dirección larga

De la tabla de coeficientes se obtienen los siguientes valores para el “Caso 8” y m = 0.80.

Coeficientes	M⁻	M⁺ (CM)	M⁺ (CV)
Ca =	0.055	0.032	0.044
Cb =	0.041	0.015	0.019

El momento flector, según sea el caso para momento negativo, positivo por carga muerta y por carga viva, queda definido por:

$$Ma = Ca * W_u * A^2$$

$$Mb = Cb * W_u * B^2$$

	M (-) Carga Última	M (+) Carga Muerta	M (+) Carga Viva
Wu (t/m)	1.139	0.714	0.425
Ma (ton-m)	0.59	0.22	0.18
Mb (ton-m)	0.67	0.15	0.12

Finalmente tenemos:

$$M^{\cdot}a = 0.59 \text{ ton-m}$$

$$M^{+}a = 0.40 \text{ ton-m}$$

$$M^{\cdot}b = 0.67 \text{ ton-m}$$

$$M^{+}b = 0.27 \text{ ton-m}$$

6.2. Diseño por flexión

La tabla siguiente muestra el cálculo del área de acero:

	En "a"		En "b"	
	As⁺	As⁻	As⁺	As⁻
Mu (ton-m)	0.40	0.59	0.27	0.67
ku = Mu/bd²	2.37	3.49	1.60	3.96
ρ	0.06	0.09	0.04	0.11
As_{calculado} = ρbd (cm²)	0.82	1.21	0.55	1.38
S (cm) =	87	59	129	51

Se debe tener en cuenta los límites establecidos por la norma E.060:

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 2.70 \text{ cm}^2$$

Como la losa maciza es de 15 cm de espesor, se colocará dos capas de acero con un área de $2.7/2=1.35 \text{ cm}^2$ por capa que equivale a $\Phi 3/8" @ 53 \text{ cm}$. Sin embargo, la norma indica que el espaciamiento máximo de acero es dos veces el espesor de la losa. Por tanto, se elige $\Phi 3/8" @ 30$ como el refuerzo a usar.

6.3. Diseño por corte

Hallamos la fuerza cortante V_u según lo especificado en el artículo 13.7.4 de la norma E.060.

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

$$Vu = 1.139 \left(\frac{3.07}{2} - 0.13 \right) \left(1 - \frac{0.5 * 3.07}{3.78} \right) = 0.95 \text{ ton}$$

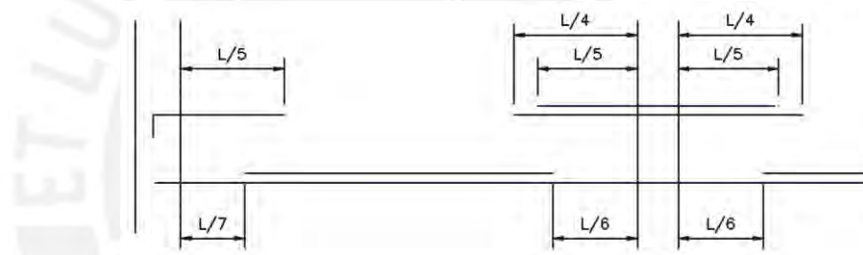
La resistencia del concreto será:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 13 = 8.49 \text{ ton}$$

Se verifica que la fuerza cortante actuante es menor que la resistencia que aportará el concreto; por lo tanto, no requiere refuerzo por corte.

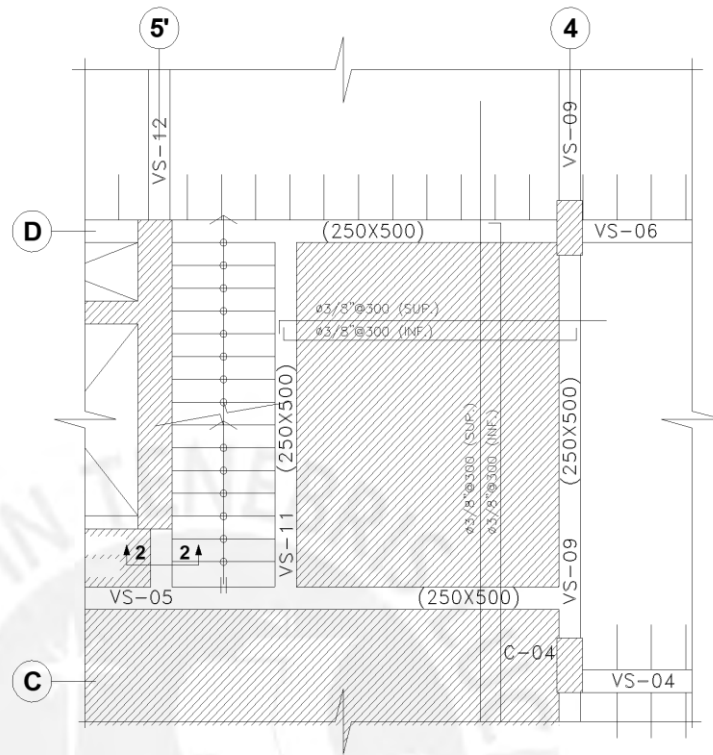
6.4. Corte o doblado del refuerzo

Para el corte del refuerzo se usa la misma distribución que para losas aligeradas:



Debe tenerse la misma consideración para el corte del refuerzo que lo expuesto en el ítem 5.4.

6.5. Diseño final de la losa maciza



El diseño de los demás paños de losas macizas por cada piso se puede ver en los planos de encofrado adjuntos (planos TE-06, TE-07, TE-08 y TE-09).

CAPITULO 7: DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Las vigas son elementos estructurales que soportan a las losas aligeradas, losas macizas y muros de albañilería. Se apoyan en placas y columnas formando pórticos.

Las vigas se diseñan para resistir esfuerzos de flexión y cortante, considerando cargas muertas, cargas vivas y las cargas de sismo que absorban.

7.1. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión es necesario utilizar las 5 combinaciones de carga para poder hallar la envolvente de resistencia requerida.

Para el ejemplo de diseño se trabajará con la viga VS-03 sobre el eje C del sótano 2 (ver plano TE-06 y TE-10).

Metrado de cargas

Carga Muerta	Carga Viva
Peso propio = 300 kg/m	
Aligerado = 1500 kg/m	
Piso terminado = 500 kg/m	

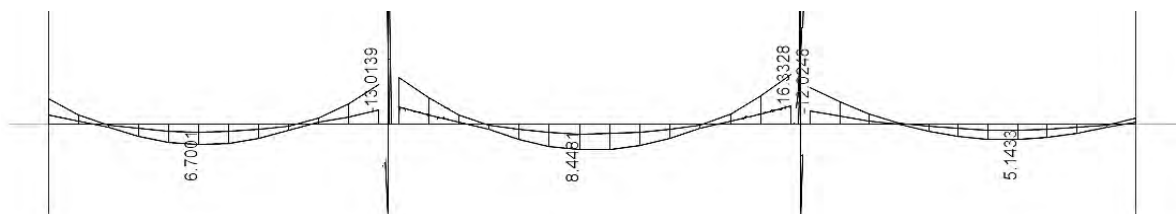
$$CM = 2300 \text{ kg/m}$$

$$CV = 250 * 5 = 1250 \text{ kg/m}$$

La carga última se hallará considerando la combinación de carga 1.4 CM + 1.7 CV

$$W_u = 1.4 * 2300 + 1.7 * 1250 = 5345 \text{ kg/m}$$

Luego del análisis con la carga última aplicada se obtuvo los siguientes resultados:



Envolvente de momentos flectores (ton-m)

Con los resultados obtenidos procedemos al diseño del acero de refuerzo:

	TRAMO 1		TRAMO 2			TRAMO 3
	As ⁻	As ⁺	As ⁻	As ⁺	As ⁻	As ⁺
Mu (ton-m)	8.47	6.70	15.45	8.44	16.36	5.15
Ku = Mu/bd²	17.50	13.84	31.92	17.44	33.80	10.64
P	0.49	0.38	0.95	0.49	1.02	0.29
As_{calculado} = ρbd (cm²)	5.41	4.01	10.46	5.39	11.18	3.21
Refuerzo	3Φ5/8"	2Φ5/8"	4Φ5/8" + 1Φ3/4"	3Φ5/8"	3Φ5/8" + 2Φ3/4"	2Φ5/8"

De la misma manera que en los aligerados es necesario determinar los límites máximos y mínimos del refuerzo para garantizar que no colapse la estructura una vez que se fisure la sección.

Según la norma E.060 para secciones rectangulares el acero mínimo se encuentra dado por:

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

El acero máximo es aquel que corresponde al 75% del acero que causa una falla balanceada (As_b) en la sección.

De esta manera podemos encontrar:

Base (cm)	Peralte (cm)	As _{mínimo} (cm ²)	As _{máximo} (cm ²)
25	50	2.66	17.53

Según norma debe proveerse un refuerzo continuo a lo largo de toda la viga con un área de acero mínimo indicado líneas arriba. Además, se debe cumplir que:

- El refuerzo no deberá ser menor a ¼ del área máxima requerida en los nudos, ni menor que el refuerzo mínimo por flexión.

- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo no será menor que 1/3 de la resistencia al momento negativo en la misma cara del nudo.

Se ha considerado como acero longitudinal 2Φ5/8" con bastones de 5/8" y 3/4".

7.2. Diseño por corte

Las vigas cuentan con estribos, los cuales aportan una resistencia adicional a la fuerza cortante. El diseño por fuerza cortante está dado por las siguientes expresiones:

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s$$

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

$$\phi V_s = 0.85 * \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Para la viga en análisis se tiene:

$$V_u = 16.31 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 7.18 \text{ ton}$$

la resistencia que debe aportar el acero es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 10.74 \text{ ton}$$

El espaciamiento para cumplir V_s considerando estribos Φ3/8" es:

$$S = 24 \text{ cm}$$

Según el artículo 11.5.5 de la norma E.060 existe limitaciones para el espaciamiento de los estribos:

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d \rightarrow s \leq 60 \text{ cm o } s \leq d/2$$

$$\text{Si } V_s \geq 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d \rightarrow s \leq 30 \text{ cm o } s \leq d/4$$

Entonces tenemos un espaciamiento máximo de 22 cm

En el capítulo 21 de la norma E.060 se establecen una serie de disposiciones especiales para el diseño sísmico de vigas en edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales o dual tipo I:

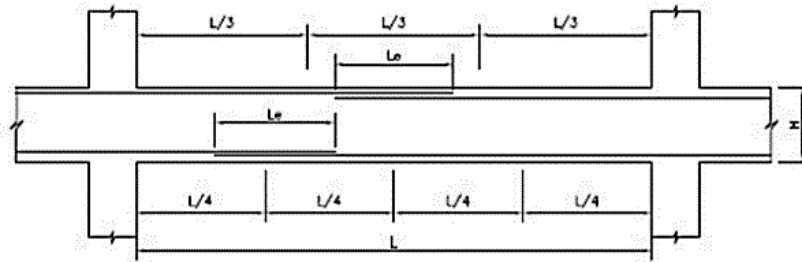
- Se colocará refuerzo continuo, tanto en la cara superior como en la inferior, a lo largo de toda la viga y deberá ser mayor que un cuarto del máximo refuerzo colocado por diseño. El refuerzo tampoco debe ser menor al área de acero mínimo.
- En los extremos de la viga se deben disponer estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar ubicado a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder al menor de:
 - $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menos de 15 cm;
 - diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;
 - 30 cm.

Finalmente, tenemos la siguiente distribución de estribos:

1 @ 5; 9 @10; Rto. @ 20 cm

7.3. Empalme por traslape del refuerzo

Debido a que las varillas de acero vienen en longitudes de 9 m es necesario realizar traslapes al momento de armarlas en obra. Esta superposición no debe hacerse en cualquier sección de la viga, si no en aquellas zonas de esfuerzos bajos, tomando en consideración los diagramas de momentos de los elementos. De acuerdo a lo indicado en la norma E.060 de Concreto Armado, la longitud de empalmen a considerar es de $1.3 l_d$ (l_d : longitud de desarrollo en tracción).



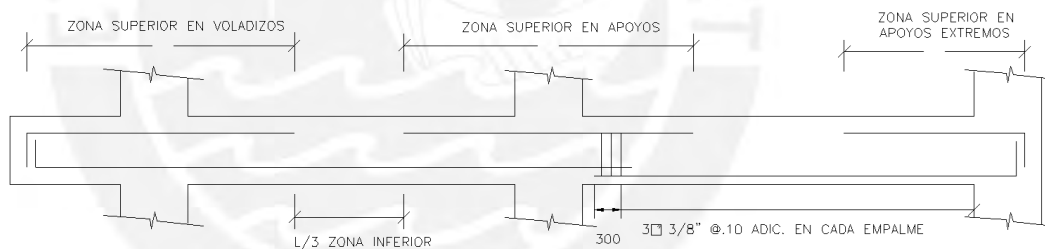
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "Le" (cm)		
∅	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS
1/4"	40	40
3/8"	45	40
1/2"	60	45
5/8"	75	55
3/4"	90	65
1"	160	115
1 3/8"	320	230

NOTAS:

- 1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE 30cm Ó MÁS DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO "BARRAS SUPERIORES". EL REFUERZO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS".
- 2) EN CASO SE EMPALME MÁS DEL 50% EN UNA MISMA SECCIÓN O NO SE EMPALME EN LAS ZONAS INDICADAS, ESTAS LONGITUDES DE EMPALME DEBERÁN AUMENTARSE EN UN 30%.

Asimismo, se recomienda no hacer empalmes en las zonas siguientes:



ZONAS EN LAS QUE NO DEBEN HACERSE EMPALMES.

7.4. Corte o doblado del refuerzo

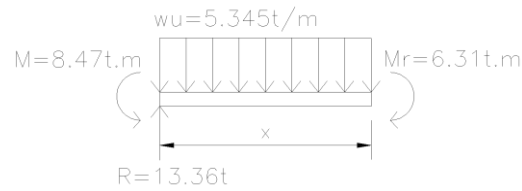
Se ha realizado el análisis para los tres tramos de la viga VS-03 del sótano 2, tanto para el refuerzo positivo como para el negativo.

Primer tramo

- Para el corte de fierro del refuerzo negativo del eje 8 tenemos un momento de 8.47 ton-m, debemos hallar el momento resistente para cuando la sección solo tiene un refuerzo de 2 ∅ 5/8" (4cm²).

$$\rho = \frac{4}{25 * 44} = 0.0036 \rightarrow ku = 13.03$$

$$Mu = ku * 25 * 44^2 = 6.31 \text{ ton} - m$$



Luego de aplicar equilibrio:

$$8.47 + 5.345 \frac{x^2}{2} = 6.31 + 13.36x$$

$$x = 0.166 \text{ m}$$

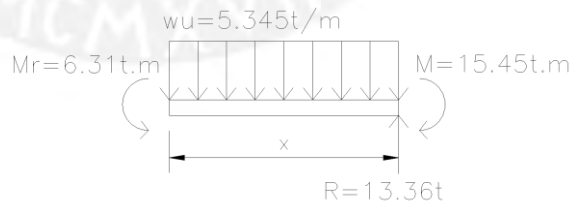
$$ld = 0.166 + 0.44 = 0.61 \text{ m}$$

- Para el corte de fierro del refuerzo negativo del eje 7 tenemos un momento de 15.45 ton-m, debemos hallar el momento resistente para cuando la sección solo tiene un refuerzo de 2 Φ 5/8" (4cm^2) y 4 Φ 5/8" (8cm^2), pues en este caso se tienen dos bastones de distinta longitud.

- Para 2 Φ 5/8":

$$\rho = \frac{4}{25 * 44} = 0.0036 \rightarrow ku = 13.03$$

$$Mu = ku * 25 * 44^2 = 6.31 \text{ ton} - m$$



Luego de aplicar equilibrio:

$$6.31 + 13.36x = 15.45 + 5.345 \frac{x^2}{2}$$

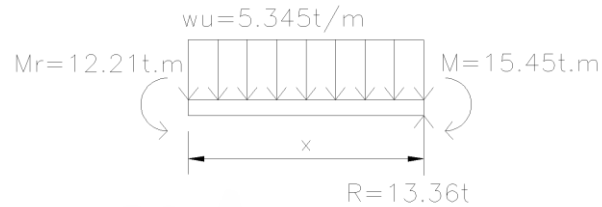
$$x = 0.82 \text{ m}$$

$$ld = 0.82 + 0.44 = 1.26 \text{ m}$$

- Para 4 Φ 5/8":

$$\rho = \frac{8}{25 * 44} = 0.0073 \rightarrow ku = 25.22$$

$$Mu = ku * 25 * 44^2 = 12.21 \text{ ton} - m$$



Luego de aplicar equilibrio:

$$12.21 + 13.36x = 15.45 + 5.345 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0.26 \text{ m}$$

$$ld = 0.26 + 0.44 = 0.70 \text{ m}$$

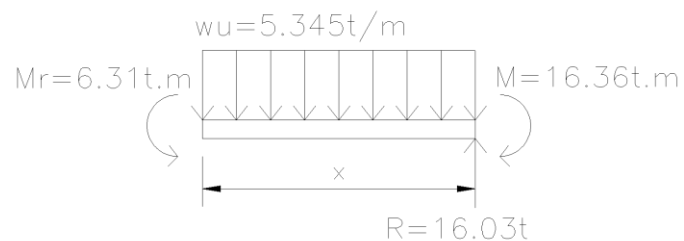
Segundo tramo:

- En este tramo, para el refuerzo negativo se tienen dos bastones de diferente longitud en ambos ejes (7 y 6). Debemos hallar los momentos resistentes para cuando la sección de la viga actué con:

- Para 2 Φ 5/8":

$$\rho = 0.0036 \rightarrow ku = 13.03$$

$$Mu = 6.31 \text{ ton} - m$$



Luego de aplicar equilibrio:

$$6.31 + 16.03x = 16.36 + 5.345 \frac{x^2}{2}$$

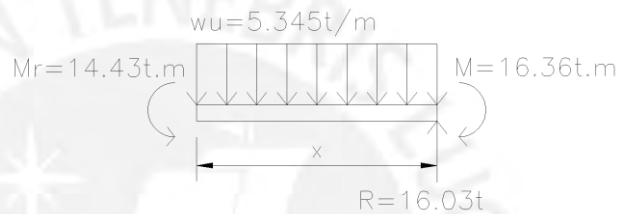
$$x = 0.71 \text{ m}$$

$$ld = 0.71 + 0.44 = 1.15 \text{ m}$$

- Para $2 \Phi 5/8" + 2 \Phi 3/4"$:

$$\rho = 0.0088 \rightarrow ku = 29.81$$

$$Mu = 14.43 \text{ ton} - \text{m}$$



Luego de aplicar equilibrio:

$$14.43 + 16.03x = 16.36 + 5.345 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0.13 \text{ m}$$

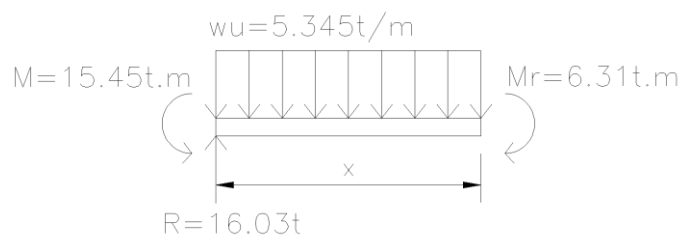
$$ld = 0.13 + 0.44 = 0.57 \text{ m}$$

- Para el refuerzo positivo debemos hallar el momento resistente para cuando la viga actúe con $2 \Phi 5/8"$.

- Para $2 \Phi 5/8"$:

$$\rho = 0.0036 \rightarrow ku = 13.03$$

$$Mu = 6.31 \text{ ton} - \text{m}$$



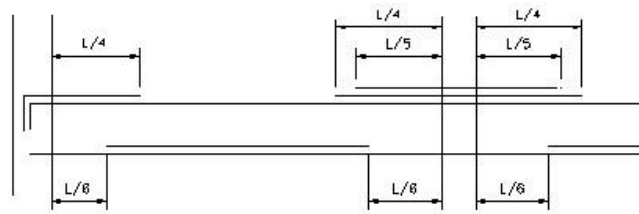
Luego de aplicar equilibrio:

$$6.31 + 15.45 + 5.345 \frac{x^2}{2} = 16.03x$$

$$x = 1.56 \text{ m}$$

$$ld = 1.56 - 0.44 = 1.12 \text{ m}$$

Finalmente, después de realizados los cálculos para el corte de fierro en cada uno de los tramos, se verifica que la longitud calculada se aproxima a la longitud propuesta para los cortes de fierro, tal como se muestra en el siguiente esquema:



7.5. Control de fisuración

Es necesario evitar una excesiva fisuración por flexión para conseguir un comportamiento satisfactorio. La fisuración se estima bajo cargas de servicio y empleando las ecuaciones siguientes:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{A_s(0.9d)} \quad A_{ct} = \frac{2\bar{x}bw}{N_{barras}}$$

Calcularemos el parámetro Z para la viga VS-03 sobre el eje C del sótano 2. (ver figura N° 6).

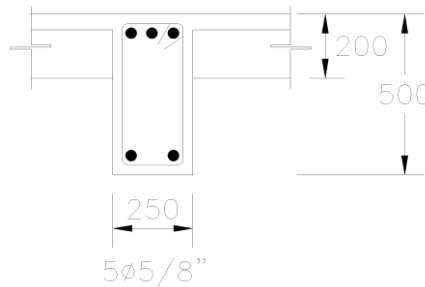


FIGURA N° 6: Sección de Viga para Verificación

$$M_{\text{servicio}} = 4.1 \text{ ton-m}$$

$$d_c = 6 \text{ cm}$$

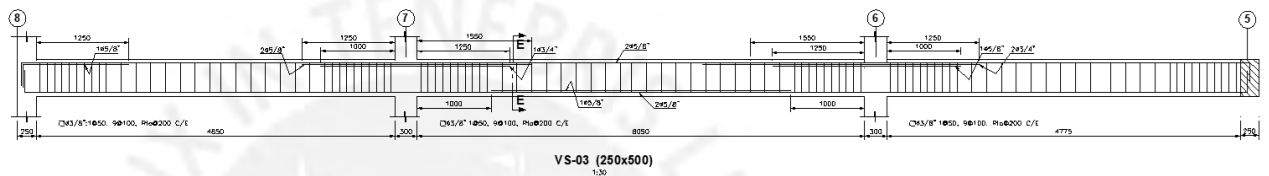
$$A_{ct} = 150 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 2588 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 24991 \text{ kg/cm}$$

Se verifica que el valor obtenido para Z es menor que el indicado en el artículo 9.9 de la norma E.060 ($Z_{\text{max}} = 26000 \text{ kg/cm}$).

7.6. Diseño final de la viga



Los diseños de las demás vigas por cada piso se pueden ver en los planos de vigas adjuntos (planos TE-10, TE-11, TE-12, TE-13, TE-14, TE-15, TE-16, TE-17, TE-18, TE-19 y TE-20).

CAPITULO 8: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales que soportan carga axial y flexión (flexocompresión). Tienen una gran importancia pues los daños generados por la falla de una columna son mucho mayores a las que genera la falla de una viga.

8.1. Diseño por flexocompresión

Las columnas se diseñan por flexocompresión y por cortante, considerando la envolvente de las cargas amplificadas de acuerdo a lo estipulado en la norma E.060. Se utilizan las mismas hipótesis básicas para el análisis de una sección en flexión simple.

Para diseñar las columnas por flexocompresión se construyó un diagrama de interacción para cada dirección. Dicho diagrama se obtiene en base a las dimensiones de la sección transversal y a la cantidad y distribución de acero de refuerzo vertical colocado.

Resolveremos la columna C3 del eje 3 y D en el primer nivel (ver figura N° 7).

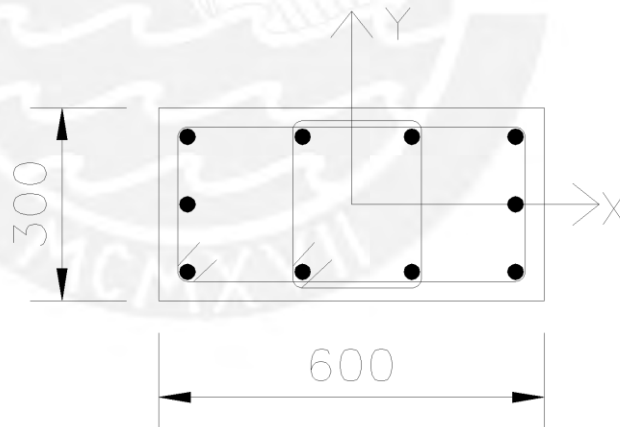


FIGURA N° 7: Columna C-03

En el cuadro siguiente se muestran las cargas obtenidas del análisis

Combinaciones	Pu (ton)	Mu (X) (ton-m)	Mu (Y) (ton-m)
1.4CM + 1.7 CV	184	-1.05	3.99
1.25(CM + CV) + Sx	151	-0.23	9.65
1.25(CM + CV) - Sx	159	-1.51	-2.99
0.9CM + Sx	76	0.22	7.93
0.9CM - Sx	84	-1.06	-4.72
1.25(CM + CV) + Sy	151	2.07	4.08
1.25(CM + CV) - Sy	159	-3.82	2.58
0.9CM + Sy	76	2.53	2.35
0.9CM - Sy	84	-3.36	0.85

Con el refuerzo propuesto para la columna C-03 de 10 Φ 5/8" repartidos en las 4 caras, se obtiene el siguiente diagrama de interacción: (Ver figura N° 8 y 9).

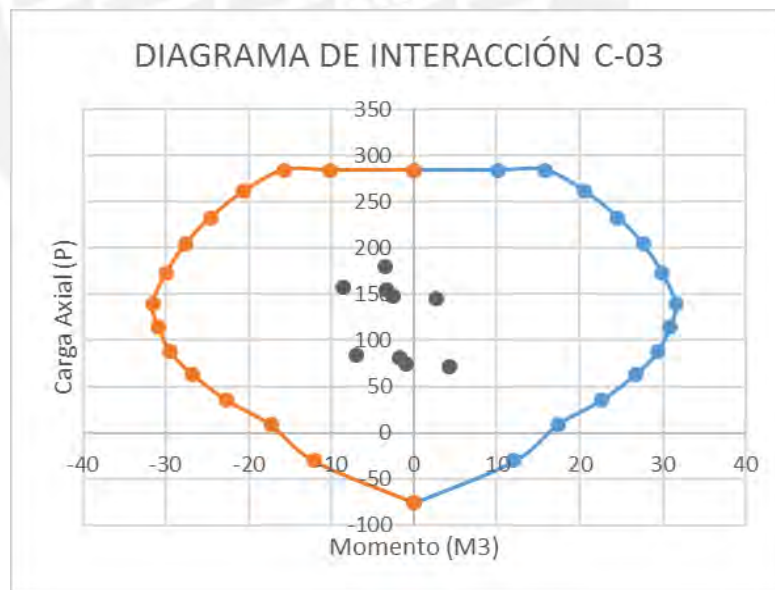


FIGURA N° 8: Diagrama de Interacción para My

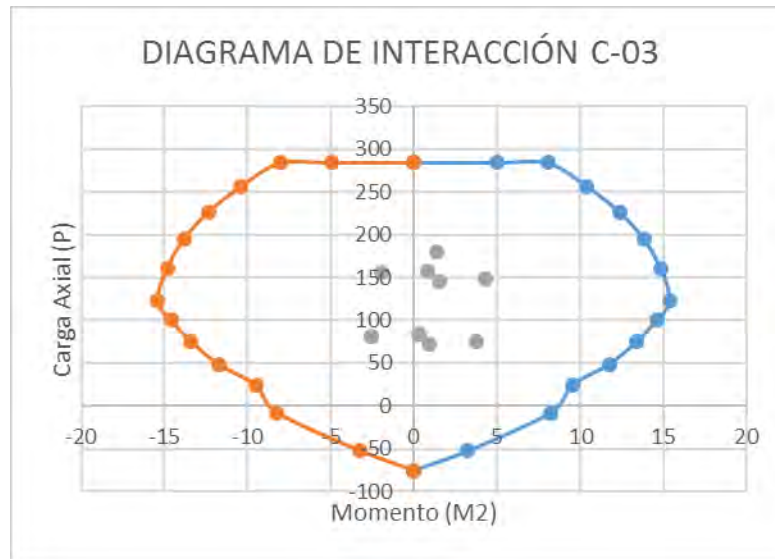


FIGURA N° 9: Diagrama de Interacción para Mx

Según los diagramas de interacción mostrados, se verifica que las columnas están correctamente diseñadas empleando el refuerzo propuesto, ya que todos los puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro del área de los diagramas.

8.2. Diseño por corte

La presencia de compresiones en el elemento mejora la resistencia al corte que proporciona el concreto ya que retarda el agrietamiento diagonal. Para el caso de columnas la norma E.060 propone la siguiente ecuación para estimar el aporte del concreto.

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

Donde:

Nu = Carga axial (Kg)

Ag = Área bruta de la sección transversal (cm²)

En los cuadros siguientes se muestran los resultados del diseño por cortante:

Combinaciones	Pu (Kg)	Vu (Kg)	ϕVc (Kg)	Vs (Kg)	Vs _{máximo} (Kg)	Vs _{límite} (Kg)	S _{requerido} (cm)
1.4CM + 1.7 CV	184187	3570	7736	-4902	49300	25824	No requiere estribos
1.25(CM + CV) + Sx	150849	6735	6337	468	49300	25824	689
1.25(CM + CV) - Sx	159173	782	6687	-6947	49300	25824	No requiere estribos
0.9CM + Sx	75722	5193	3184	2363	49300	25824	136
0.9CM - Sx	84047	2324	3534	-1424	49300	25824	No requiere estribos
1.25(CM + CV) + Sy	150797	3553	6335	-3274	49300	25824	No requiere estribos
1.25(CM + CV) - Sy	159225	2401	6689	-5045	49300	25824	No requiere estribos
0.9CM + Sy	75671	2011	3182	-1378	49300	25824	No requiere estribos
0.9CM - Sy	84098	859	3536	-3150	49300	25824	No requiere estribos

Diseño por cortante en la dirección X

Combinaciones	Pu (Kg)	Vu (Kg)	ΦVc (Kg)	Vs (Kg)	Vs _{máximo} (Kg)	Vs _{límite} (Kg)	S _{requerido} (cm)
1.4CM + 1.7 CV	184187	917	6878	-7013	43822	22954	No requiere estribos
1.25(CM + CV) + Sx	150849	269	5634	-6312	43822	22954	No requiere estribos
1.25(CM + CV) - Sx	159173	1256	5944	-5516	43822	22954	No requiere estribos
0.9CM + Sx	75722	133	2831	-3174	43822	22954	No requiere estribos
0.9CM - Sx	84047	854	3142	-2692	43822	22954	No requiere estribos
1.25(CM + CV) + Sy	150797	1523	5632	-4834	43822	22954	No requiere estribos
1.25(CM + CV) - Sy	159225	3048	5946	-3410	43822	22954	No requiere estribos
0.9CM + Sy	75671	1925	2829	-1064	43822	22954	No requiere estribos
0.9CM - Sy	84098	2646	3144	-586	43822	22954	No requiere estribos

Diseño por cortante en la dirección Y

De acuerdo a los cálculos realizados en ambas direcciones en la mayoría de casos se tiene que $Vu < \Phi Vc$, entonces no es necesario colocar estribos, sin embargo, se coloca estribos por confinamiento de acuerdo a lo indicado en el artículo 21.4.5 de la norma E.060.

8.3. Diseño por capacidad

Se hará el análisis para la dirección X. Encontramos que para el valor de $P_u = 146$ ton se da el mayor valor del momento nominal (ΦM_n). El cual según el diagrama de interacción es de 31 ton-m. Por lo tanto, la capacidad requerida por cortante es la generada según la siguiente expresión (artículo 21.4.3 norma E.060):

$$V_u = \frac{(M_{ni} + M_{ns})}{h_n} = 23.85 \text{ ton}$$

Se tiene:

$$\Phi V_c = 10.58 \text{ ton}$$

$$\Phi V_s = 11.28 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el espaciamiento del refuerzo será:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{(2 * 071) * 4200 * 54}{11280} = 29 \text{ cm}$$

8.4. Requisitos de espaciamiento de estribos

En ambos extremos de la columna debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo.

El espaciamiento S_o no debe exceder al menor valor de:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 10 cm

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor valor de:

- 1/6 de la luz libre del elemento
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- 50 cm

En nuestro caso, tenemos que la sección de la columna C-03 es de 60x30 cm y una altura libre de 2.20 m; por lo tanto, la zona de confinamiento tendrá una distancia de 60 cm.

Fuera de la zona de confinamiento, los estribos no deberán exceder de:

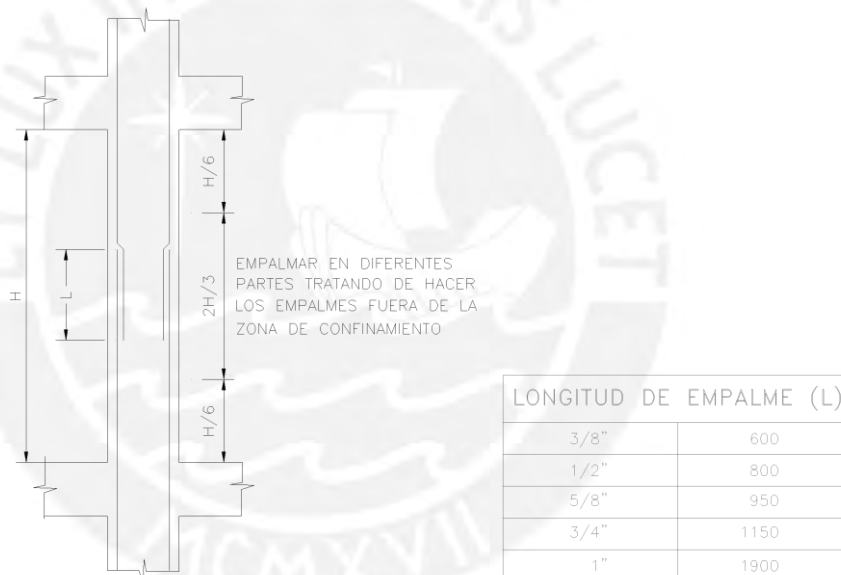
- Dieciséis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- La menor dimensión del elemento
- 30 cm

Finalmente, se dispone de la siguiente distribución de refuerzo transversal cumpliendo con todos los requisitos antes mencionados:

1 @ 5; 6 @10; Rto. @25 cm

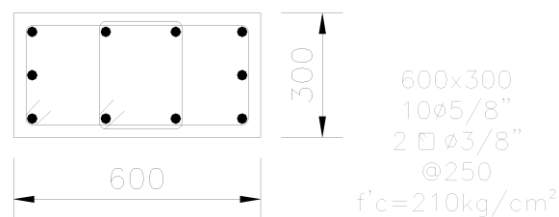
8.5. Empalmes por traslape del refuerzo

Se recomienda realizar los traslapes de las varillas longitudinales en las siguientes zonas:



8.6. Diseño final de la columna

Presentamos el diseño final de la columna C-03



Los diseños de las demás columnas se pueden ver en el plano de columnas adjunto (plano TE-04).

CAPITULO 9: DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros de corte son elementos verticales que poseen una gran rigidez, se encargan de resistir las fuerzas laterales y controlar los desplazamientos generados por la aceleración sísmica en la base. En este proyecto las placas son las que reciben casi la totalidad de las solicitaciones sísmicas por lo que se generan grandes fuerzas cortantes y momentos flectores en ellas.

9.1. Diseño por flexocompresión

Al igual que para las columnas, las placas o muros de corte se diseñaron para flexocompresión, generando un diagrama de interacción dependiendo de la cantidad de acero vertical colocado en los núcleos y en toda la sección del elemento.

Realizaremos el diseño de la placa PL-05 para el primer piso del proyecto (ver figura N° 10).

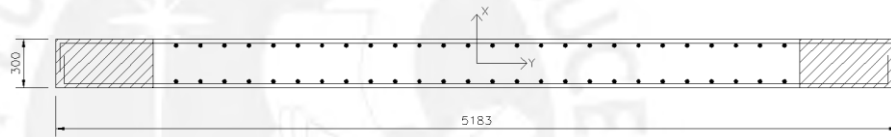


FIGURA N° 10: Placa PL-05

Altura total de muro = 22 m

Las cargas debido a las combinaciones del reglamento son:

Combinaciones	Pu (ton)	Mu (X) (ton-m)	Mu (Y) (ton-m)
1.4CM + 1.7 CV	511	13	-4.33
1.25(CM + CV) + Sx	450	-217	7.61
1.25(CM + CV) - Sx	416	238	-14.79
0.9CM + Sx	252	-222	9.53
0.9CM - Sx	218	233	-12.86
1.25(CM + CV) + Sy	435	-1701	-2.70
1.25(CM + CV) - Sy	431	1781	-4.48
0.9CM + Sy	237	-1401	-0.78
0.9CM - Sy	233	1451	-2.56

Se propuso un refuerzo de 12 $\Phi 1"$ para el primer piso, en núcleos de 30x60 cm de área, obteniendo el siguiente diagrama de interacción:

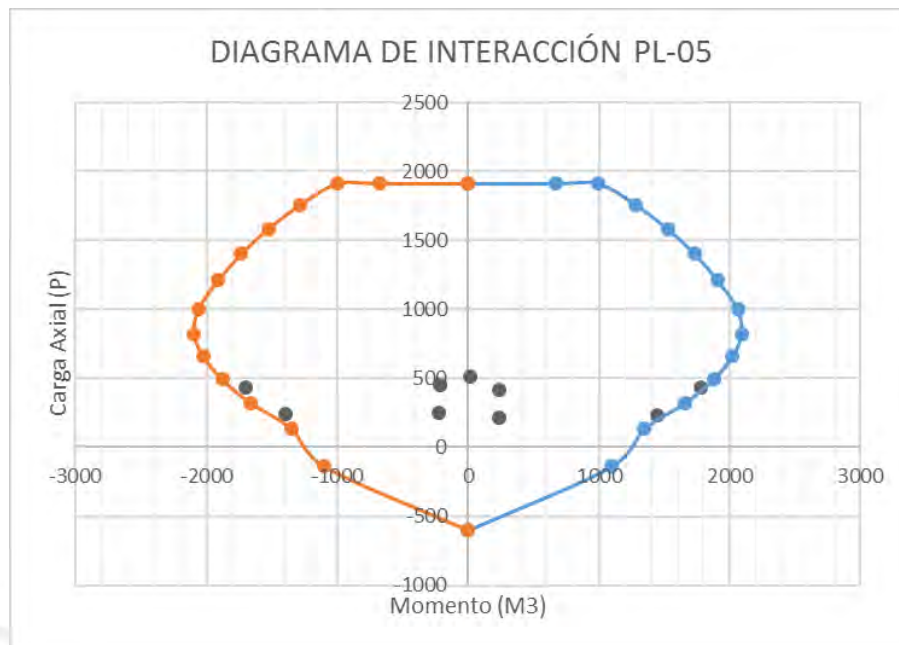


FIGURA N° 11: Diagrama de Interacción para Mx

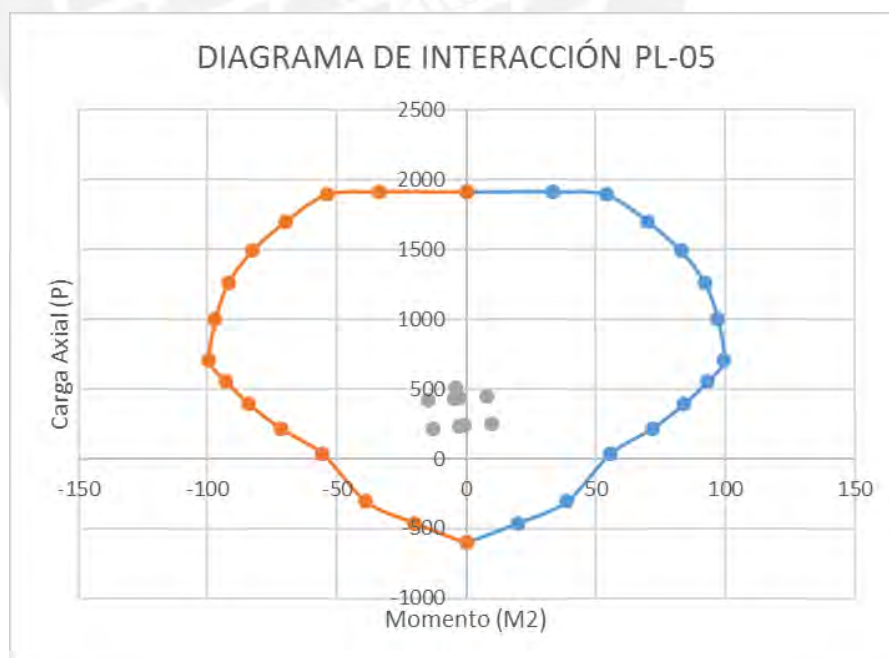


FIGURA N° 12: Diagrama de Interacción para My

Según los diagramas de interacción mostrados, observamos que todas las combinaciones de carga a las que estará sujeta la placa son resistidas por el refuerzo colocado.

9.2. Diseño por corte

Los muros se diseñarán por cortante de acuerdo a:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c})$, donde el coeficiente α_c es 0.80 para $h_m/l_m \leq 1.5$ y 0.53 para $h_m/l_m \geq 2.0$ y $A_c w$ corresponde al área de corte de la sección transversal.

l_m es la longitud total del muro y h_m es la altura total del muro.

Y V_n no debe exceder de: $2.6\sqrt{f'_c} * A_c w$

Una vez obtenidos los diagramas de interacción con el cual se trabajará se procede a realizar el diseño por corte. La fuerza cortante de diseño será:

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}; \quad \frac{M_n}{M_{ua}} < R$$

Donde:

V_{ua} = Fuerza cortante proveniente del análisis

M_{ua} = Momento flector proveniente del análisis

M_n = Momento nominal resistente del muro asociado a la carga P_u

Entonces tenemos:

$$V_u = 206 * \frac{1900}{1795} = 218 \text{ ton}$$

$$V_c = 30 * 514.3 * 0.53 * \sqrt{f'_c} = 119 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 138 \text{ ton}$$

$$S = \frac{1.42 * 4200 * 514.3}{138030} = 22.22 \text{ cm}$$

9.3. Refuerzo mínimo

Según el artículo 10.10.7 y 10.10.8 de la norma E.060 se indican las siguientes cuantías mínimas para los refuerzos horizontales y verticales.

Si:

$Vu < 0.27\sqrt{f'c} * Acw$, la cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002 y la cuantía vertical no será menor de 0.0015.

$Vu > 0.27\sqrt{f'c} * Acw$, la cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.0025 y la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right)(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Donde:

hm = altura total del muro

lm = longitud total del muro

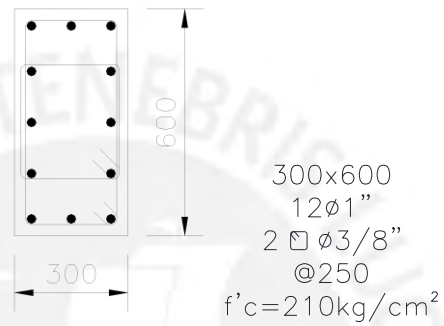
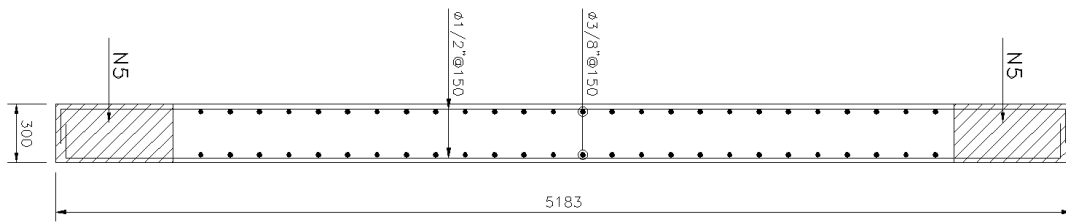
ph = cuantía de refuerzo horizontal

El espaciamiento de ambos refuerzos no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

Cuando el espesor del muro sea mayor que 20 cm, el refuerzo vertical y horizontal por cortante deberá distribuirse en las dos caras del muro.

9.4. Diseño final de la placa

Finalmente se muestra el diseño de la placa PL-05 para el primer piso.



Los diseños de las demás placas se pueden ver en el plano de placas adjunto (plano TE-05).

CAPITULO 10: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son elementos estructurales ubicados en la base de la estructura cuya función principal es la de transmitir las cargas provenientes de las columnas y las placas hacia el terreno de modo que los esfuerzos sobre él sean menores que su capacidad resistente.

Para el diseño de las cimentaciones debe tenerse los resultados de un estudio de suelos en donde se indique todas sus propiedades.

Existe una gran variedad de opciones para cimentar una edificación, dependiendo de las características del suelo del proyecto. En suelos de buena calidad, como lo es la grava de Lima, lo más común es cimentar superficialmente ya sea con zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas y cimientos corridos.

El diseño consiste en hallar las dimensiones y formas de las zapatas para asegurar que no sobrepasen los límites de resistencia del suelo ni se produzcan asentamientos diferenciales. Además, el diseño en concreto armado de las zapatas se realiza para las solicitaciones últimas.

10.1. Procedimiento de diseño de cimentaciones

10.1.1. Dimensionamiento de las cimentaciones

El área de la zapata debe determinarse a partir de la resistencia admisible del suelo establecida en el estudio de mecánica de suelos y así asegurar la estabilidad de la estructura. Para el dimensionamiento debe considerarse las fuerzas y momentos no amplificados (en servicio).

Para calcular la distribución de presiones sobre el terreno se asumió una distribución lineal y el esfuerzo se determinó por la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{MY}{I}$$

En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no deberá existir tracciones. Además, la norma E.060 considera un incremento del 30% del valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga en donde intervengan cargas temporales como la del sismo.

En el caso de cimentaciones superficiales que transmitan al terreno una carga vertical Q y dos momentos M_x y M_y que actúan simultáneamente, se podrá simplificar a una carga vertical excéntrica de valor Q , ubicada en el punto (e_x, e_y) siendo:

$$e_x = \frac{M_x}{Q} \quad e_y = \frac{M_y}{Q}$$

Y las dimensiones de la cimentación quedara reducida por:

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

Es recomendable procurar que el centroide de la zapata coincida o este lo más cercano posible al punto de aplicación de la fuerza vertical resultante, pues así se evitara tener momentos altos por cargas de gravedad, los cuales aumentaría el tamaño de la zapata.

10.1.2. Diseño en concreto armado

Para realizar el diseño y análisis de las zapatas se debe tomar en cuenta todas las combinaciones usuales con las cargas amplificadas (diseño por resistencia).

El análisis de una zapata aislada se puede considerar como una viga empotrada en el centro, con los esfuerzos del suelo aplicados sobre ella. Como se analiza un volado invertido, el diagrama de momentos siempre será positivo.

Para el caso de una zapata combinada, la consideraremos como una viga simplemente apoyada en cada una de las columnas, con las cargas de suelo aplicadas sobre ella. En esta configuración podrían aparecer momentos negativos en la parte central de la zapata.

Para las zapatas el recubrimiento es mucho mayor, por lo que debemos tener en cuenta que $h-d = 10$ cm.

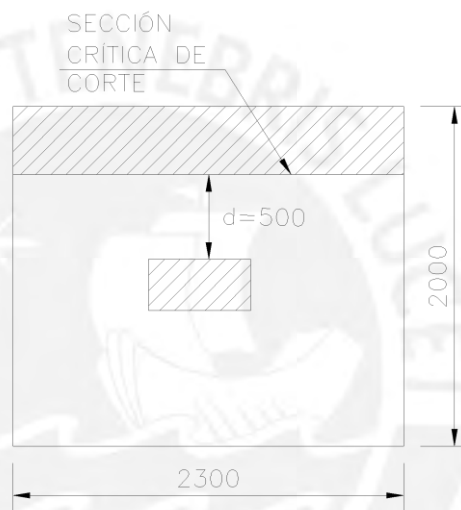
La altura de la zapata es importante para considerar el anclaje de los fierros de la columna, entonces consideraremos como recomendación un peralte mínimo de zapata del orden de 60 cm, pues con esta dimensión de peralte garantizaremos un correcto recubrimiento para el acero y un anclaje adecuado para el refuerzo de los elementos verticales.

10.1.3. Diseño por corte

De la misma forma que en el caso de las vigas o losas, se analiza la fuerza cortante generada por el empuje del suelo a una distancia “d” de la cara de la columna o placa. Dado que en las zapatas no se coloca estribos, es necesario elegir un peralte adecuado puesto que todo el esfuerzo por corte debe ser tomado por el concreto, debiéndose cumplir que:

$$\phi V_c \geq V_u$$

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



10.1.4. Diseño por punzonamiento

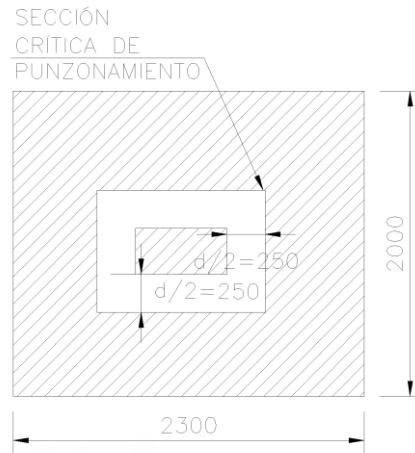
Es una falla típica en cimentaciones y losas sin vigas, se produce en forma de cono o pirámide truncada alrededor de la columna o placa a una distancia “d/2” de la cara de los elementos verticales. El esfuerzo de corte por punzonamiento es igual a la carga vertical de la columna menos las reacciones del suelo dentro de la zona de punzonamiento. Debe cumplirse que:

$$\phi V_c \geq V_u$$

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

Donde:

b_o = Perímetro de la sección crítica



10.2. Ejemplo de diseño de zapata aislada

Se realizó el análisis para la zapata aislada Z-03, correspondiente a la cimentación de la columna C-03.

Las cargas en servicio que actúan sobre la columna C-03 son:

Caso	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	118.45	0.15	0.75
CV	48.83	0.07	0.39
SX	2.87	0.06	0.85
SY	4.77	0.48	0.11

Para el dimensionamiento por presión admisible se ha considerado las cargas axiales en servicio provenientes de C-03 y un porcentaje adicional de 5% debido al peso propio de la zapata.

Entonces tenemos una carga axial total de $P = 183.67$ ton, aplicada sobre la zapata y teniendo una capacidad portante del terreno de 40 ton/m^2 , hallamos:

$$A_{requerida} = \frac{1.05(CM + CV)}{\sigma} = \frac{175.65}{40} = 4.39 \text{ m}^2$$

Como es una zapata central, se colocará volados iguales de 0.85m. en ambas direcciones a la sección de la columna C-03 (0.3x0.6m). Con esto se obtuvo una zapata de 2.3x2.0m. y un área total de 4.6m².

En este caso al tener momentos tan pequeños, es posible despreciar la excentricidad causada por los momentos. Con lo cual tenemos para cada combinación de carga:

Combinación	P (ton)	σ (ton/m²)	Verificación ($\sigma \leq 1.3 \sigma_{adm}$)
CM+CV	167.29	36.55	OK*
CM+CV+SX	170.16	37.18	OK
CM+CV-SX	164.41	35.92	OK
CM+CV+SY	172.06	37.59	OK
CM+CV-SY	162.51	35.51	OK

*Verificación con σ sin amplificar por 1.3

Verificación por corte:

Asumimos un peralte de 60 cm, entonces:

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

$$V_u = 37.05 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow OK$$

Como la sección más corta cumple con los requisitos de cortante, no es necesario analizar la más larga.

Verificación por punzonamiento:

$$\phi V_c = 248.08 \text{ ton}$$

$$V_u = 196.91 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow OK$$

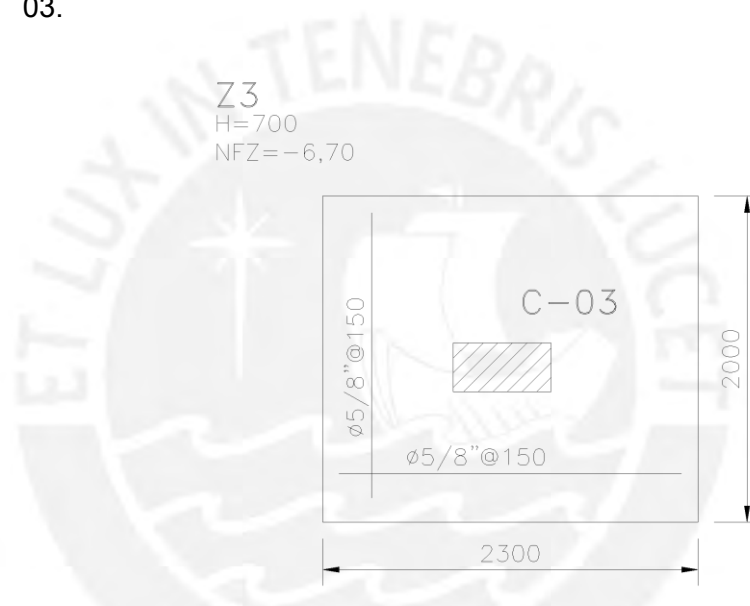
Diseño por flexión:

Para el diseño por flexión se consideró el momento flector en la cara del volado.

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

Mu (ton-m)	19.64
Ku = Mu/bd²	7.86
ρ	0.21
As_{calculado} = ρbd (cm²)	10.66

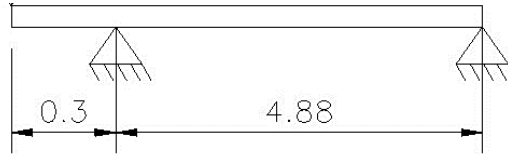
El refuerzo por flexión colocado es de $\Phi 5/8" @ 15$ cm en ambas direcciones. En la siguiente figura se muestra el diseño final de la zapata Z-03 de la columna C-03.



10.3. Ejemplo de diseño de zapata conectada

Hay casos en donde la zapata tiene una columna excéntrica, como cuando se tiene límites de propiedad detrás del elemento. En estos casos se generan presiones mayores a las admisibles, esto es producto de la excentricidad que presentan. Para compensar este efecto y absorber los momentos producidos por las excentricidades es necesario conectar las zapatas exteriores a zapatas interiores mediante vigas de cimentación, las cuales deben ser lo suficientemente rígidas. Para la zapata excéntrica el procedimiento de diseño es el mismo que para las zapatas aisladas.

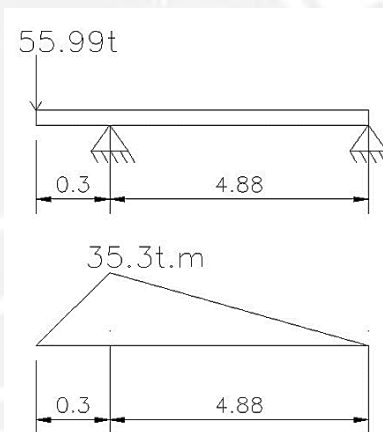
Para su diseño se le idealizó como una viga como simplemente apoyada en el centroide de las zapatas que une y considerando una carga vertical en el volado de la viga, tal como se muestra a continuación:



Se realizó el análisis para la zapata Z-02, correspondiente a la cimentación de la columna C-02.

Se dimensionó la zapata excéntrica con $B=1.80$ m, $L = 0.90$ m y un peralte mínimo de 0.60 m. Cumpliendo con todos los requisitos de corte y punzonamiento.

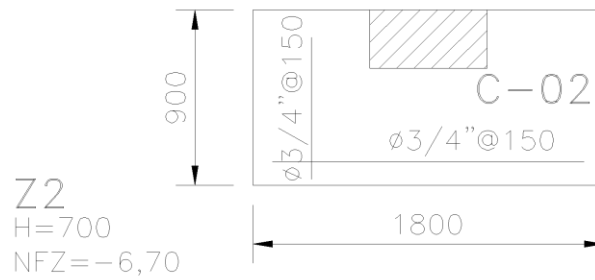
Para la viga se obtuvo el siguiente DMF del análisis:



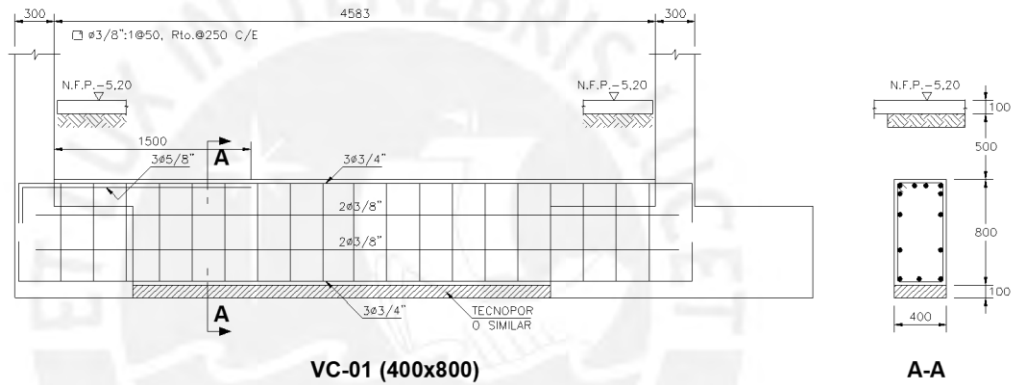
El diseño en concreto armado será:

Mu (ton-m)	35.30
Ku = Mu/bd²	16.11
ρ	0.45
As_{calculado} = ρbd (cm²)	13.33
Refuerzo	3φ3/4" + 3φ5/8"

El diseño final de la zapata es:



El diseño final de viga de cimentación es:



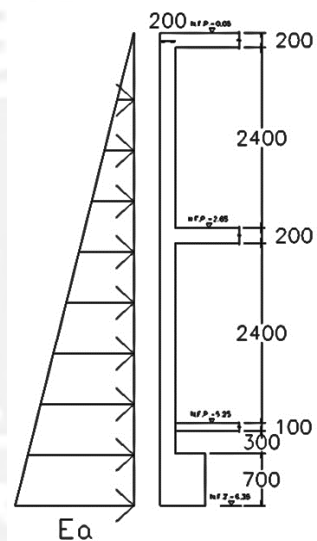
Los diseños de las demás zapatas y vigas de cimentación se pueden ver en los planos adjuntos (planos TE-01, TE-02).

CAPITULO 11: DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO Y ESCALERAS

10.1. Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano se han diseñado para resistir el empuje del suelo y se encuentran apoyados sobre las losas que forman los sótanos del edificio. Estos muros no pueden voltearse ni deslizarse, por lo que no requieren de una gran zapata sino un cimiento corrido.

Se idealizan con un apoyo fijo en cada losa de los sótanos y en la cimentación y se diseña para un metro de ancho.



La presión que ejerce el suelo se asume como triangular y es igual a:

$$E_0 = C_0 * \gamma * h = 3.83 \text{ ton/m}$$

Donde:

C_0 = Coeficiente del empuje en reposo (0.46 del EMS)

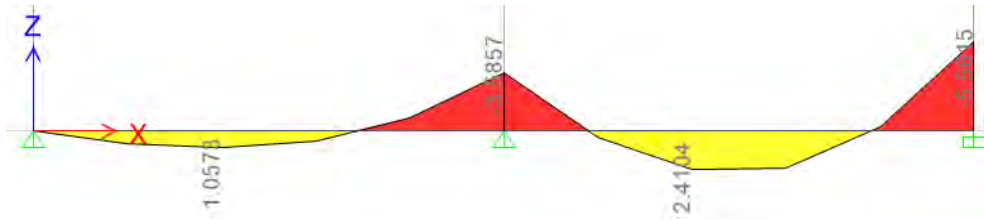
γ = Peso específico del suelo

h = altura del muro

Según el artículo 14.3.1 de la norma E.060 de Concreto Armado, el refuerzo mínimo horizontal y vertical se dispone de acuerdo a:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015

Para el diseño por flexión se determinó el diagrama de momento flector:

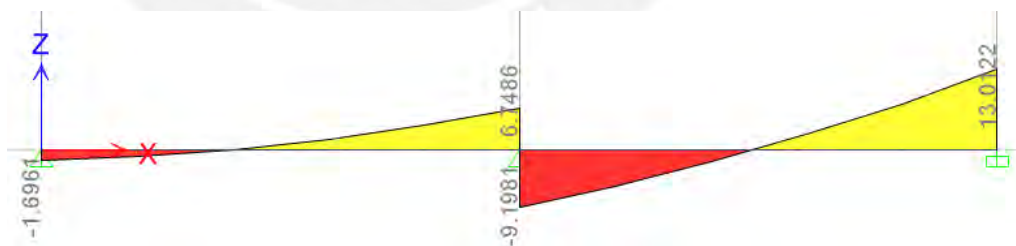


El diseño para el máximo momento es:

Mu (ton-m)	5.56
$K_u = Mu/bd^2$	21.72
ρ	0.62
$A_{s\text{ calculado}} = \rho bd$ (cm²)	9.90
Refuerzo	$\Phi 3/8'' @ 20 \text{ cm} + \Phi 1/2'' @ 20 \text{ cm}$

Verificación por corte:

Al no llevar estribos, el muro de contención se diseña para que el concreto sea el material que resista íntegramente a los esfuerzos de corte producidos por el muro. El diagrama de fuerza cortante es:

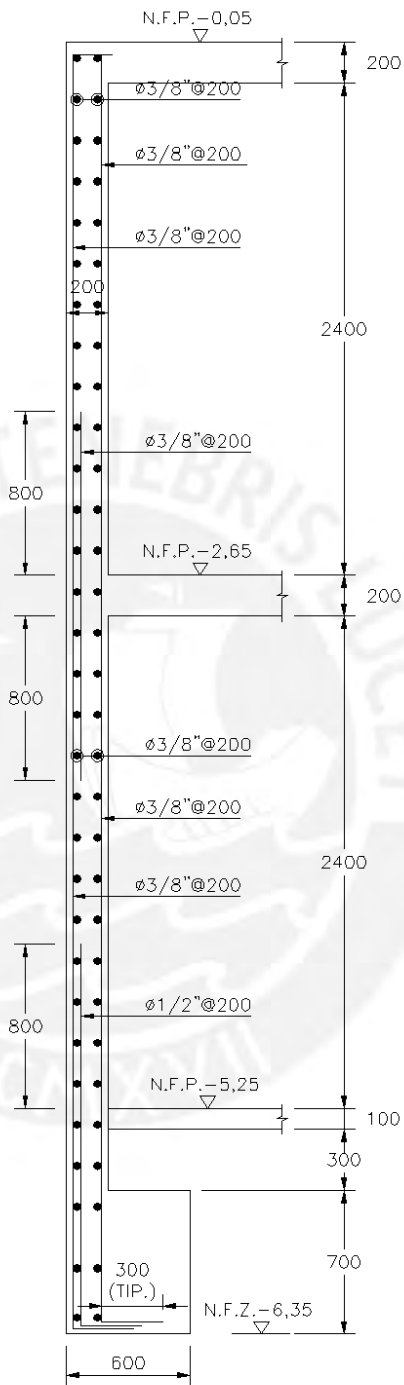


La fuerza que resiste el concreto es:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 16 = 10.45 \text{ ton}$$

Como se observa la resistencia al corte del muro es mucho mayor a la fuerza aplicada debido al empuje del terreno.

El diseño final del muro de sótano se muestra continuación:

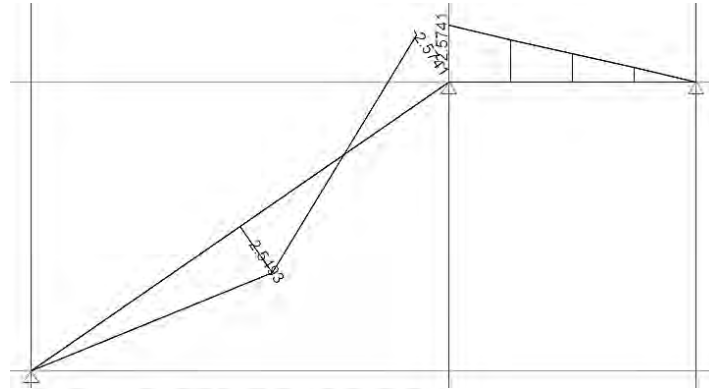


10.2. Diseño de escaleras

Las escaleras de edificios se consideran usualmente como losas armadas en una dirección teniéndose que hacer el diseño por flexión y por corte.

Diseño por flexión:

Se realizará el análisis para la escalera 1. Con las cargas amplificadas obtenemos el diagrama de momento flector último:

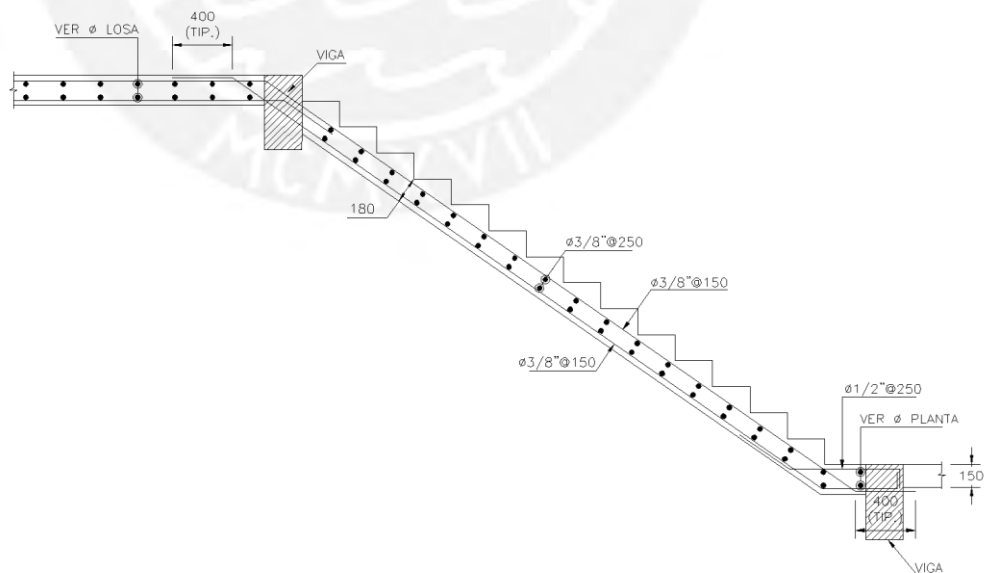


Observamos que el momento último es de 2.57 ton-m, correspondiente a un área de acero de 5.07cm². El refuerzo por flexión dispuesto es de $\Phi 3/8" @ 15$ cm.

El refuerzo transversal a la escalera se calcula con el uso de la cuantía mínima que debe tener la losa (0.18%).

$$A_{s_{min}} = 00018 * b * d = 2.52 \text{ cm}^2$$

El diseño final de la escalera se muestra a continuación:



CAPITULO 12: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El edificio se ha estructurado de tal forma para que posea una configuración estructural de muros, donde gran parte de la cortante de entrepiso (más del 80%) es soportada por los muros. Para la dirección X, el edificio cuenta con una gran densidad de muros, los cuales tomarán gran parte de la fuerza cortante. Para la dirección Y, se optó por orientar, en la medida de lo posible, algunas columnas y aumentar el ancho de los muros, tanto los que rodean el ascensor como los de los ejes 1 y 6. Entonces concluimos que la inclusión de muros en una estructura es beneficioso para mejorar el comportamiento sísmico del edificio.
- La inclusión de muros de concreto armado ayudó a controlar los desplazamientos laterales en ambas direcciones X y Y, los cuales pueden verse en el capítulo de análisis sísmico, concluyendo que éstos están por debajo de la deriva de 0.007 que exige la norma para edificios de concreto armado.
- El predimensionamiento de los elementos realizado en la etapa inicial del proyecto, resultó bastante útil ya que permitió que no existieran modificaciones o cambios importantes en el posterior diseño de los elementos estructurales.
- A partir del análisis modal espectral, se determinó el periodo de la estructura para ambas direcciones ($X = 0.373s$ y $Y = 0.541s$), obteniéndose resultados bastante razonables. Se observa que en la dirección X se tiene una mayor rigidez, proporcionada por los muros de gran longitud, que en la dirección Y. Esto hace que el periodo en X sea menor al de Y.
- Del análisis se determinó que la cortante basal obtenida mediante el método dinámico fue de 76% y 79% de la cortante basal obtenida por el método estático, para las direcciones X y Y respectivamente. Por tanto, fue necesario escalar los resultados del análisis espectral por 1.18 en la dirección X y 1.14 en la dirección Y para cumplir con la cortante mínima establecida en la norma E.030.
- Inicialmente se consideró un factor de reducción de $R=4.5$ (sistema de muros estructurales con irregularidad estructural torsional) para ambas direcciones X y Y. Posteriormente se verificó este valor, obteniendo que los muros reciben el 87.4% y 97.9% de la fuerza cortante basal respectiva.

- Es muy importante recordar que los esfuerzos sísmicos obtenidos se basan en que los elementos de la estructura tendrán incursiones importantes en el régimen inelástico. Razón por la cual es necesario verificar los requisitos de ductilidad especiales del capítulo 21 de la norma E.060 de Concreto Armado para el diseño de vigas, columnas y muros.
- En la mayoría de las vigas, el diseño predominante fue para cargas de gravedad ya que se cuenta con una adecuada rigidez lateral. Esto hace que los pórticos absorban una fuerza sísmica baja. Para la distribución de estribos se consideró los requisitos de confinamiento indicados en el capítulo 21 de la norma E.060.
- Para el diseño de las columnas, se aprecia que los momentos flectores son bajos, predominando el comportamiento a compresión. Esto se debe a la inclusión de muros en ambos sentidos. Para la distribución de estribos, el diseño estuvo determinado según los requisitos estipulados en el capítulo 21 de la norma E.060 puesto que, al hacer el diseño por capacidad el espaciamiento de los estribos resultó mayor.
- Para el diseño de la cimentación se dispuso de zapatas aisladas y combinadas para los elementos verticales interiores. Para los elementos perimetrales se dispuso de zapatas conectadas a una zapata interior mediante viga de cimentación, para poder resistir los momentos generados por las excentricidades.
- Es muy importante que los planos cuenten con un buen grado de detalle de tal manera que sea fácil interpretarlos garantizando una mejor construcción de la edificación.
- Si se va a realizar el diagrama de interacción para las columnas y muros usando un software de diseño basado en el ACI, es recomendable exportar los valores excluyendo el Φ . Estos programas usan un cálculo de Φ en la zona de transición distinto al estipulado en la norma peruana.

BIBLIOGRAFIA

- HARMSEN, Teodoro E. Diseño de estructuras de concreto armado, 3era edición, Fondo editorial PUCP, 2002.
- OTAZZI PASINO, Gianfranco. Apuntes del curso de concreto armado 1, PUCP, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2016.
- MUÑOZ PELAEZ, Juan Alejandro. Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica, PUCP, facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Reglamento Nacional de Edificaciones, El Peruano, Lima 2009.

REFERENCIAS

- BLANCO BLASCO, Antonio. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 2da edición, Colegio de Ingenieros del Perú, Lima, 1997.

