

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS CON
SEMISOTANO PARA UN HOTEL-RESTAURANT-UBICADO EN EL DISTRITO
DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA SANTA”**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**AUTORES: Br. GUEVARA DONGO IRMA ISOLINA
Br. VERA CALDERON ENGELS ANTONY**

ASESOR : Ing. FELIX G. PERRIGO SARMIENTO

TRUJILLO – PERÚ

2013



DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS CON SEMISOTANO PARA UN HOTEL-RESTAURANT-UBICADO EN EL DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA SANTA

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS CON SEMISOTANO PARA UN HOTEL-RESTAURANT-UBICADO EN EL DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA SANTA

JURADO:

Ing. Ricardo Narváez Aranda

PRESIDENTE

Ing. Rolando Ochoa Zevallos

SECRETARIO

Ing. William Galicia Guarniz

VOCAL

ASESOR:

Ing. Felix G. Perrigo Sarmiento



PRESENTACIÓN

Señores Miembros del jurado:

De conformidad y en cumplimiento de los requisitos estipulados en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, es grato poner a vuestra consideración, el presente trabajo de investigación titulado: “ **DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS CON SEMISOTANO PARA UN HOTEL-RESTAURANT-UBICADO EN EL DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA SANTA**”, con el propósito de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

El contenido de la presente tesis ha sido desarrollado considerando las normas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, normas técnicas según la línea de investigación, aplicación de conocimientos adquiridos durante la formación profesional en la universidad, consulta de fuentes bibliográficas especializadas y con la experiencia del asesor.

Br. GUEVARA DONGO IRMA ISOLINA

Br. VERA CALDERON ENGELS ANTONY



DEDICATORIA

A DIOS, quien me ayuda y protege de todo.

A MIS PADRES, Policarpo Guevara Reyes y Elia Dongo Adrián, por sus consejos y preocupación en mi formación profesional, a mis hermanos Pierre y Grace.

Br. GUEVARA DONGO IRMA ISOLINA.

A DIOS, por iluminar mi formación, constantes bendiciones por darme fuerza y sabiduría, y gran apoyo espiritual.

A MIS PADRES, William Vera Ávila y Viviana Calderón Burgos por los esfuerzos y continuos enseñanzas en mi formación, a mis hermanos Cesar, Kathy y Alexandra.

A MIS AMIGOS, por su aliento para concluir este trabajo

Br. VERA CALDERON ENGELS ANTONY.



AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser mi guía en todo momento

Agradecemos principalmente a nuestros padres, hermanos y hermanas por sus consejos apoyo incondicional y aliento a lo largo de toda mi vida, durante el desarrollo del presente proyecto, paciencia, comprensión y apoyo constante en todo momento de nuestras vidas.

Agradecemos a nuestros asesores del Programa de Desarrollo de Tesis Asistida PADT-INGENIERIA por su apoyo metodológico y profesional para la orientación en el desarrollo de nuestra tesis.

Agradecemos enormemente al ingeniero Félix G. Perrigo sarmiento, por el apoyo y orientación brindados durante el desarrollo del presente trabajo. No solamente es un gran profesional sino también, un gran guía en todo aspecto.

Aprovechamos también en agradecer al Ingeniero Ricardo Narváez, por la asesoría técnica brindada durante el desarrollo del presente proyecto.

A la universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por el apoyo brindado en la etapa de nuestra titulación.

A mis docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil que a lo largo de la formación académica me inculcaron la dedicación al estudio y la constante superación personal.

Los Autores.



RESUMEN

El proyecto desarrollado como tema de tesis, comprende el diseño estructural de un edificio destinado al uso de hotel de 6 pisos el edificio se encuentra ubicado entre dos edificaciones a mitad de la cuadra, nuestro terreno cuenta con un frente de 15.15 m, con sus lados derecho e izquierdo cuentan con 20.35 m y 20.39 m respectivamente. El semisótano consta de una zona de estacionamiento, cuarto de bomba, cisterna, servicios higiénicos de uso público y escalera de emergencia. El terreno está ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote, el cual se encuentra sobre un terreno de perfil tipo S3 (Con una carga admisible de 1.429 Kg/cm²). El área por cada nivel es de aproximadamente de 290m² haciendo un total de 1740 m² de área construida.

La estructura del edificio consiste en elementos de concreto armado. Se hicieron calzaduras para el semisótano en ambas direcciones. Dada la ubicación del terreno se tiene asimetría en planta, la cual se ha disminuido con la inclusión de muros o columnas alargadas convenientemente ubicadas y sin afectar la arquitectura.

En cuanto al armado de las losas se utilizaron losas aligeradas de una dirección con un peralte de 25 y 17cm (ver plano de detalles de los techos).

En el semisótano se encuentra ubicado la cisterna, el cuarto de bombas y el estacionamiento. En la azotea está ubicado el tanque elevado para el almacenamiento de agua.

Como tema adicional, se llevó a cabo el metrado del concreto y del acero de refuerzo de todos los elementos estructurales diseñados, con la finalidad de verificar si su diseño ha sido eficiente o poco en exceso o defecto, según los índices obtenidos por metro cuadrado construido sean mayores o menores a los establecidos de acuerdo a la práctica del diseño estructural.

Para el cálculo de la estructuras de cimentación del edificio del proyecto, se ha considerado que la resistencia o capacidad portante del suelo, tiene un valor de 1.429 Kg/cm², siendo la profundidad de cimentación de 3.05m.

Así mismo, se efectuó el análisis sísmico de la estructura de acuerdo a los parámetros establecidos por la norma de Diseño sismo resistente E-030. El análisis sísmico permitirá obtener la respuesta de la estructura ante sollicitaciones dinámicas, obteniéndose:

- a) los periodos principales de vibración.



DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS CON SEMISOTANO PARA UN HOTEL-RESTAURANT-UBICADO EN EL DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA SANTA

- b) El cortante basal y los desplazamientos laterales a los cuales se encuentra sometida y finalmente,
- c) Los esfuerzos que las fuerzas horizontales de sismo generan los elementos estructurales (vigas, columnas y placas) Para el diseño de las vigas , columnas y placas que componen la estructura del edificio , se emplearon las fuerzas sísmicas obtenidas mediante el análisis sísmico dinámico.



ABSTRACT

The project developed as a thesis subject, comprising the structural design of a building for the use of the 6-storey hotel building is located halfway between two buildings on the block, our land has a frontage of 15.15 m, with sides right and left have 20.35 m 20.39 m respectively. The basement consists of a parking area, pump room, cistern, toilet facilities for public use and emergency stairs. The land is located in the district of Nuevo Chimbote, which is located on a plot of S3 type profile (With a load capacity of 1,429 kg/cm²). The goal for each level is approximately 290m² totaling 1740 m² of built area.

The structure consists of reinforced concrete elements. Calzaduras for semi basement were made in both directions. Given the location of the ground floor has asymmetry, which decreased with the inclusion of walls or columns conveniently located lengthened without affecting the architecture.

As the armed slabs lightened slabs used an address with a camber of 25 and 17cm (see map details on the roof).

In the semi basement is located the tank, pump room and parking. The rooftop overhead tank for water storage is located.

As an additional issue, held the subrack of concrete and reinforcing steel for all structural elements designed with the purpose of verifying that its design has been efficient or too much or too little, as the indices obtained per square meter built be higher or lower according to the established practice of structural design.

For the calculation of the foundation structures of the building project has been considered that the strength or bearing capacity, has a value of 1.429 Kg/cm², being the foundation depth of 3.05m.

Also, the seismic analysis of the structure according to the parameters established by the earthquake resistant design standard E-030. El seismic analysis will be conducted to obtain the response of the structure under dynamic stress, yielding:

- a) the main periods of vibration.
- b) The base shear and lateral movements to which it is subject and finally
- c) Efforts horizontal earthquake forces generated by structural elements (beams, columns and plates)

For the design of beams, columns and plates that make up the structure of the building, seismic forces obtained by the dynamic seismic analysis were used.



INDICE DEL CONTENIDO

Contenido

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.....	I
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.....	I
PRESENTACIÓN	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTOS	IV
A Dios por ser mi guía en todo momento.....	IV
CAPITULO I: INTRODUCCION	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Formulación del problema.....	2
1.3. Justificación de la investigación.....	2
1.4. Objetivos del proyecto.....	2
1.5. Arquitectura.....	2
1.6. Cargas de diseño.....	9
CAPITULO II: ESTRUCTURACION	12
2.1. Estructuración del edificio.....	13
CAPITULO III: PREDIMENSIONAMIENTO	16
3.1. LOSA ALIGERADO.....	16
3.2. VIGAS.....	16
3.2.1. Vigas principales:.....	16
3.2.2. Vigas secundarias:.....	17
3.3. COLUMNAS:	17
3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CISTERNA Y TANQUE ELEVADO:.....	19
3.5 ESCALERA:.....	20
CAPITULO IV: METRADO DE CARGAS	21
4.1. METRADO DE CARGA DE PORTICO PRINCIPAL (G – G).....	22
4.2. METRADO DE CARGAS LOSA ALIGERADA.....	28
4.3 METRADO DE CARGAS DE LA ESCALERA.....	28
CAPITULO V: ANALISIS SISMICO	30



DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 6 PISOS CON SEMISOTANO PARA UN HOTEL-RESTAURANT-UBICADO EN EL DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE, PROVINCIA SANTA

5.1. MODELO ESTRUCTURAL.....	31
5.2. PARAMETROS, FACTORES Y COEFICIENTES ESTRUCTURALES.....	36
5.3. Análisis Estático:.....	37
5.4. Análisis Dinámico:.....	38
5.5. AMPLIFICACION DE LA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO	40
5.6. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS Y MÁXIMOS RELATIVOS.....	41
CAPITULO VI: Diseño de la Estructura	43
6.1. Diseño De Losa Aligerada	43
6.2. Diseño de columna:.....	50
6.3. DISEÑO DE VIGAS:.....	59
6.4. DISEÑO DE ESCALERA	66
6.4.2. Cargas.....	67
6.4.3. Momentos últimos :.....	67
6.4.4. Área de acero.....	67
6.4.5. VERIFICACION POR CORTE.....	68
6.5 DISEÑO DE LA CIMENTACION.....	70
CAPITULO VII: RESULTADOS	78
CAPITULO VII: RECOMENDACIONES.....	83
CAPITULO VIII: CONCLUSIONES.....	85
BIBLIOGRAFIA.....	87
ANEXOS.....	88



INDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1 Semisótano Planta del edificio	4
Figura 2 Arquitectura del Primer Piso	5
Figura 3 Arquitectura Planta típica del edificio.....	6
Figura 4 Arquitectura Azotea	7
Figura 5 Elevación Principal.....	8
Figura 6 Sistema Estructural del Edificio (Piso Típico).....	15
Figura 7 Estructura de la Escalera	20
Figura 8 Estructuración 1 piso.....	21
Figura 9 Planta del semisótano (Modelo Etabs)	32
Figura 10 Planta del piso típico 1-4 nivel (Modelo Etabs).....	33
Figura 11 Planta del quinto piso (Modelo Etabs).....	33
Figura 12 Planta de la Azotea (Modelo Etabs)	34
Figura 13 Modelo estructural en 3D	34
Figura 14 Modelo estructural ejecutado.....	35
Figura 15 Espectro de diseño dirección X	39
Figura 16 Espectro de diseño dirección Y.....	40
Figura 17 Corte Típico del aligerado	49
Figura 18 Detalle de viga primaria	61
Figura 19 Detalles de vigas secundarias.....	65
Figura 20 Detalle de escalera	69
Figura 21 Planta de Zapata Principal.....	77

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1.Planteamiento del problema

El turismo es aquel que se entiende como parte de un fenómeno social de desplazamiento de personas de un lugar a otro con el objetivo de recrearse, divertirse y trabajar por tanto necesita de un producto o soporte que capte la atención de la demanda para poder hacerlo realidad. El turismo también se encarga de hacer que el producto se promocione, se venda y se posicione, para que se convierta en un destino comprometedor, el cual, debe corresponder a la calidad que hoy en día los usuarios demandan.

Se propone la creación de este hotel en la zona de Nuevo Chimbote ya que no existen muchos hospedajes, con el objetivo de prestar un servicio de habitación y alimentación.

Además nuestro país se encuentra en una zona sísmica, por eso es indispensable tener una adecuada capacidad para desarrollar el análisis y diseño estructural utilizando los parámetros comprendidos en las normas que se encuentran vigentes en nuestro país.

En la arquitectura de nuestro proyecto el primer piso consta de una sala recepción, restaurant, cocina, así como las áreas comunes donde se ubican los ingresos a la escalera y al ascensor. En los demás pisos la distribución es típica, son 10 habitaciones por piso con las mismas características en todos. En los pisos típicos, las habitaciones se pueden agrupar en tres tipos: La habitación matrimonial que consta de una cama de 2 plazas, y un baño con tina de hidromasaje. La habitación doble que consta de dos camas y un servicio higiénico. Y la habitación simple que consta de una cama y con un servicio higiénico.

En lo que se refiere al diseño estructural, dadas las características arquitectónicas del edificio, este se ha estructurado en base a pórticos formado por columnas, placas y vigas. Así mismo se ha resuelto emplear losa aligerada de 25cm de espesor para el Semisótano y el 1 piso, para los pisos restantes la losa es de 20 cm de espesor.

Los cálculos referentes al comportamiento del edificio bajo acción de cargas verticales y horizontales provenientes de un sismo se hicieron a través del programa de cálculo estructurales programas ETABS Versión 9.7.1 (superestructura) – SAFE Versión 12

(Infraestructura), el cual nos proporciona una mayor similitud de nuestro modelo de estructura con la realidad y de esta manera obtener un diseño más eficiente que nos permitirá reducir los costos de construcción de la estructura al no estar sobre diseñada.

1.2. Formulación del problema

¿Cuáles son los parámetros estructurales para realizar el “diseño de un Hotel-Restaurant de concreto armado de seis niveles en la ciudad de Chimbote”?

1.3. Justificación de la investigación

El proyecto de tesis se justifica académicamente porque se realizara un Modelamiento y diseño de la estructura de un Edificio para un Hotel-Restaurant de 6 pisos aplicando los programas ETABS Versión 9.7.1 (superestructura), de acuerdo con las exigencias de las normas de Diseño Sismo resistente y de Diseño Estructural vigentes usando las normas educadamente.

1.4. Objetivos del proyecto

El presente trabajo tiene por objeto el análisis y diseño estructural de un edificio de seis pisos y un semisótano destinado para el uso de hospedaje ubicado en el distrito de Nuevo Chimbote sobre un terreno de 314.04 m² de área.

1.5. Arquitectura

El edificio se encuentra ubicado entre dos edificaciones a mitad de la cuadra, nuestro terreno cuenta con un frente de 15.15 m, con sus lados derecho e izquierdo cuentan con 20.35 m y 20.39 m respectivamente. El semisótano consta de una zona de estacionamiento, cuarto de bomba, cisterna, servicios higiénicos de uso público y escalera de emergencia.

En el primer piso consta de una sala recepción, restaurant, cocina, así como las áreas comunes donde se ubican los ingresos a la escalera y al ascensor. En los demás pisos la distribución es típica, son 10 habitaciones por piso con las mismas características en todos.

En los pisos típicos, las habitaciones se pueden agrupar en tres tipos: La habitación matrimonial que consta de una cama de 2 plazas, y un baño con tina de hidromasaje. La habitación doble que consta de dos camas y un servicio higiénico. Y la habitación simple que consta de una cama y con un servicio higiénico.

Posee una escalera de emergencia y 02 ascensores para el transporte vertical de personas y en el techo del último piso se encuentran el tanque elevado, a los cuales se puede acceder por medio de la escalera de emergencia.

En lo que se refiere al diseño estructural, dadas las características arquitectónicas del edificio, este se ha estructurado en base a pórticos formado por columnas, placas y vigas. Así mismo se ha resuelto emplear losa aligerada de 25cm de espesor para el Semisótano y el 1 piso, para los pisos restantes la losa es de 20 cm de espesor.

Los cálculos referentes al comportamiento del edificio bajo acción de cargas verticales y horizontales provenientes de un sismo se hicieron a través del programa de cálculo estructural ETABS Versión 9.7.1 (superestructura), el cual nos proporciona una mayor similitud de nuestro modelo de estructura con la realidad y de esta manera obtener un diseño más eficiente que nos permitirá reducir los costos de construcción de la estructura al no estar sobre diseñada.

A continuación se muestran la distribución en planta de la edificación:

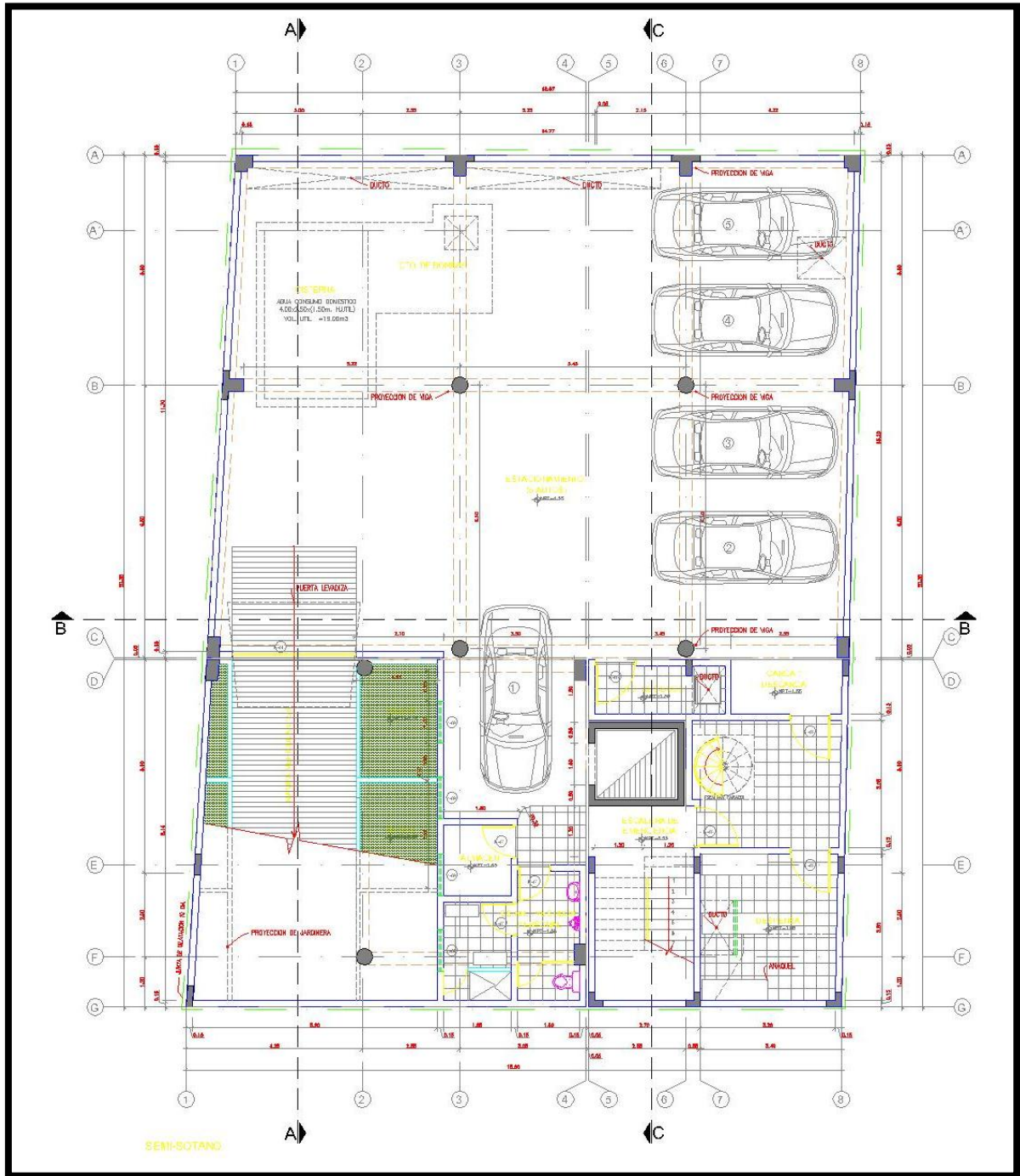


Figura 1 Semisótano Planta del edificio

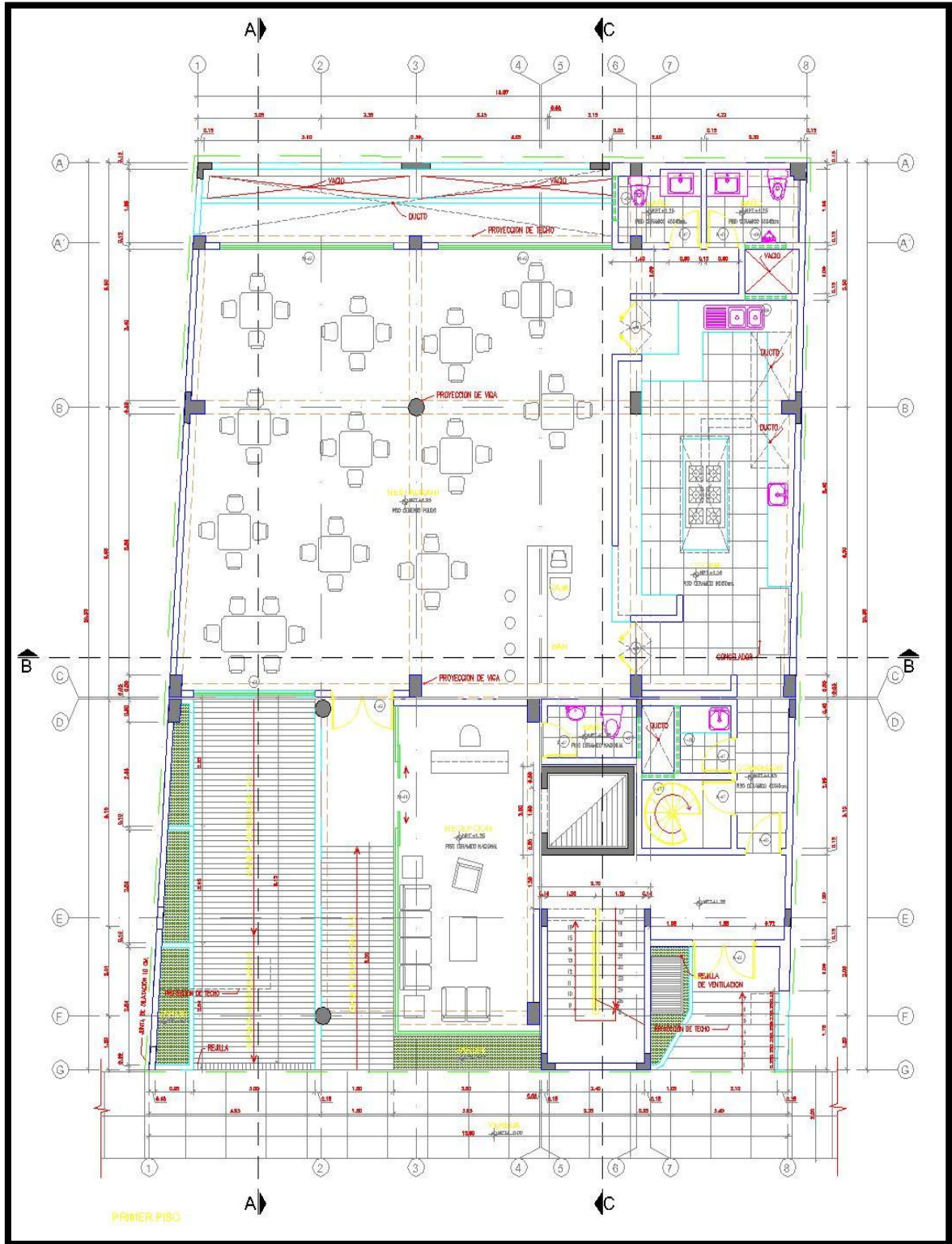


Figura 2 Arquitectura del Primer Piso

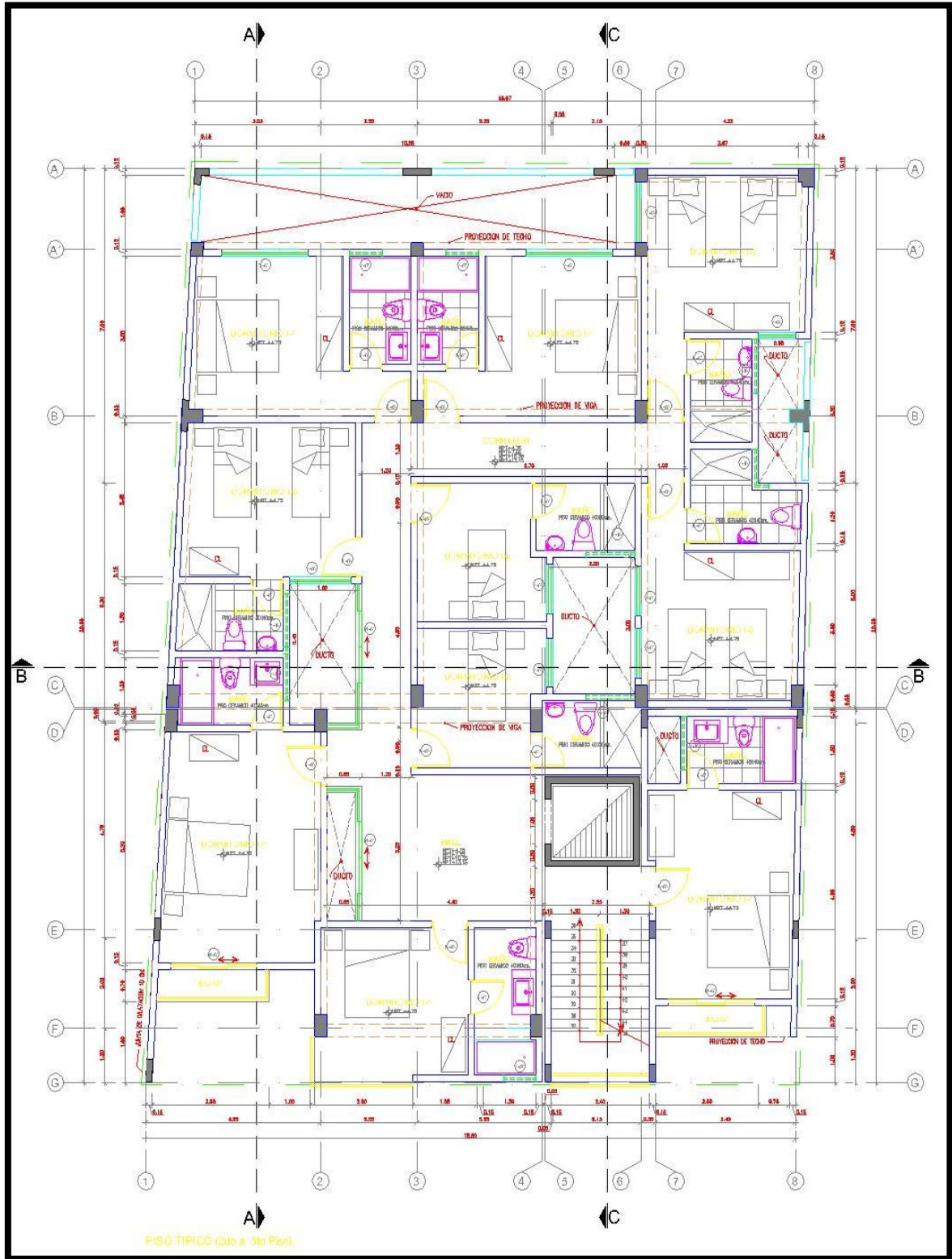


Figura 3 Arquitectura Planta típica del edificio



Figura 5 Elevación Principal

1.6. Cargas de diseño

Las cargas de gravedad y de sismo que se utilizaron para el análisis estructural del edificio y en el diseño de los diferentes elementos estructurales, cumplen con la Norma Técnica de Edificaciones E-020 Cargas (N.T.E. E-020) y con la Norma Técnica de Edificaciones E-030 Diseño Sismo resistente (N.T.E. E-030). Se consideraron tres tipos de cargas:

Carga Muerta (CM): Estas son cargas permanentes que la estructura soporta. Considera el peso real de los materiales que conforman la edificación, dispositivos de servicio y equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio.

MATERIAL O ELEMENTO	PESO UNITARIO
Concreto Armado	2.40 ton/m ³
Losa Aligerada (h=25cm)	0.35 ton/m ²
Piso Terminado (e=5cm)	0.10 ton/m ²
Tabique(unidad hueca tabular)	14 kg / (m ² xcm ²)
Tabiquería Móvil	0.10 ton/m ²
Agua(peso específico)	1.00 ton/m ³
Tierra (peso específico)	1.19 ton/m ³

Carga Viva (CV): Es el peso eventual de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación También llamada sobrecarga, se calcula como una carga uniformemente distribuida basándose en un peso unitario por m² proporcionado por la N.T.E. E-020.

OCUPACION O USO	CARGA REPARTIDA
Oficinas	0.25ton/m ²
Estacionamiento	0.25ton/m ²
Escalera	0.40 ton/m ²
Cuarto de Bombas	0.25ton/m ²

Carga Sismo (CS): Es la carga que se genera debido a la acción sísmica sobre la estructura. Para calcular los esfuerzos que estas cargas producen en la estructura se ha utilizado el programa ETABS.

Aspectos generales del diseño

Los elementos de concreto armado se diseñarán por medio del Método de Diseño por Resistencia. En este método las cargas actuantes se amplifican mediante ciertos factores que permiten tomar en cuenta la variabilidad de la resistencia y de los efectos que producen las cargas externas en la estructura. Luego se realiza una combinación de cargas, definida en la Norma E.060 de Concreto Armado del R.N.E.

Para el diseño en concreto armado es necesario aplicar factores de amplificación de cargas con el objetivo de reproducir una situación de carga extrema cuya posibilidad de ser excedida será baja, en el siguiente cuadro se muestran factores a tomar en cuenta:

Factores de carga para diseño en C°A° -Norma Peruana
$1.4 CM + 1.7 CV$
$0.9CM + CSX$
$0.9CM + CSY$
$1.25(CM + CV) + CSX$
$1.25(CM + CV) + CSY$

Dónde: CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

CSX: Carga proveniente del sismo paralelo al eje x

CSY: Carga proveniente del sismo paralelo al eje y

Así mismo, también existen otros factores que sirven para reducir la resistencia nominal de las secciones con el objeto de reproducir mejor condiciones reales que presentan un

gran número de incertidumbres relacionadas a los materiales, las dimensiones reales, diferencias con la modelación, tipos de falla, etc, y estos otros factores son:

Factores de reducción de resistencia –Norma Peruana

Solicitud	Factor de reducción
Flexión	0.90
Tracción y flexión + tracción	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y flexo compresión:	
Elementos con Espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70
Concreto simple	0.65

Datos de los materiales

Resistencia del concreto	210 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	15000 $\sqrt{f'c}$ =217371 Kg/cm ²
Módulo de Poisson (u)	0.15
Resistencia del acero en fluencia	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	2 000 000 kg/cm ²

Normas Empleadas

Norma E.020 Cargas

Norma E.030 Diseño Sismo resistente

Norma E.0.50 Diseño de Suelos y Cimentaciones

Norma E.060 Diseño de Concreto Armado

Norma E.070 Diseño en Albañilería

CAPITULO II: ESTRUCTURACION

La estructuración consiste en definir la ubicación y las características de todos los elementos estructurales, tales como las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento ante sollicitaciones de cargas de gravedad y de sismo.

Una adecuada estructuración permitirá realizar un mejor modelo con el cual se conseguirá un análisis estructural más preciso, así también, debemos tener en cuenta para ello una estructura debe ser lo más sencilla posible, de esta manera su modelo se realizara con mayor facilidad y exactitud.

Para que la estructuración cumpla con estos propósitos y lograr una estructura sísmo resistente se debe tratar de conseguir los siguientes criterios:

- Simplicidad y simetría
- Rigidez lateral
- Resistencia y ductilidad
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Análisis de la influencia de los elementos no estructurales
- Existencia de diagramas rígidos
- Hiperestesia y monolitismo

El Pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión aproximada o tentativa a los distintos elementos estructurales, en base a ciertos criterios estipulados en la Norma E.060 de Concreto Armado. Una vez realizado el análisis se verificará si las dimensiones

asumidas para los elementos son convenientes o tendrán que modificarse para continuar con el diseño de los mismos.

2.1. Estructuración del edificio.

La estructura resistente del edificio consiste exclusivamente de elementos de concreto armado. Se utilizaron pórticos mixtos en ambas direcciones, los cuales combinan muros de corte o placas con columnas, siendo estas conectados entre sí por medio de vigas peraltadas.

Para nuestro caso la estructuración la hacemos considerando cada elemento como se detalla a continuación:

a. Muros o placas:

Para estructurar nuestro edificio el primer paso a seguir es la identificación de la cantidad y el posicionamiento de los elementos verticales que se encuentran presentes en todos los pisos del edificio, ya que estos serán el soporte del edificio siendo encargados de transmitir las cargas hacia el suelo.

b. Estructuración de columnas:

Para la estructuración de las columnas se tuvo especial cuidado para que estas no interfieran con la arquitectura ni con la circulación de los vehículos en la zona del estacionamiento. Para poder mejorar el comportamiento de la dirección Y, aumentamos la sección de las columnas circulares, todo lo que se pueda sin interferir con la arquitectura. Con esta medida se ayudará también a reducir la torsión de la planta.

c. Estructuración de vigas:

Luego de haber definido los elementos verticales, se procede a conectarlos mediante vigas peraltadas. Estas vigas al ser de mayores dimensiones- en su longitud- ayudaran también al comportamiento del edificio de manera que trabajen como pórticos frente a sollicitaciones sísmicas.

Se ubicaran vigas chatas en los paños de la losa aligerada armada en una dirección, cuando los tabiques fijos que soportan estén colocados paralelos a la dirección del armado del aligerado, así de esta manera se consigue evitar posibles fisuras o rajaduras debido a una flexión excesiva en el aligerado.

d. Estructuración de la Losas:

Otro elemento de vital importancia son las losas o techos del edificio, para nuestro edificio en estudio son de un solo tipo: losa aligerada, el cual fue elegida de acuerdo a algunos criterios que se irán comentando más adelante.

También se utilizara la losa aligerada armada en una sola dirección, ya que en su mayoría que sean continuas de modo que la carga sobre estas se reparta mejor y tenga un mejor comportamiento estructural; el criterio seguido para definir el sentido armado de los techos es el de distribuir las cargas que estos reciben, además de su propio peso, hacia los distintos elementos estructurales.

e. Estructuración de la Cisterna y Tanque Elevado:

La cisterna estará ubicada al costado del cuarto de bombas, debajo del estacionamiento del semisótano, teniendo un nivel de fondo de piso terminado y de cimentación más profunda en relación a los demás elementos del edificio.

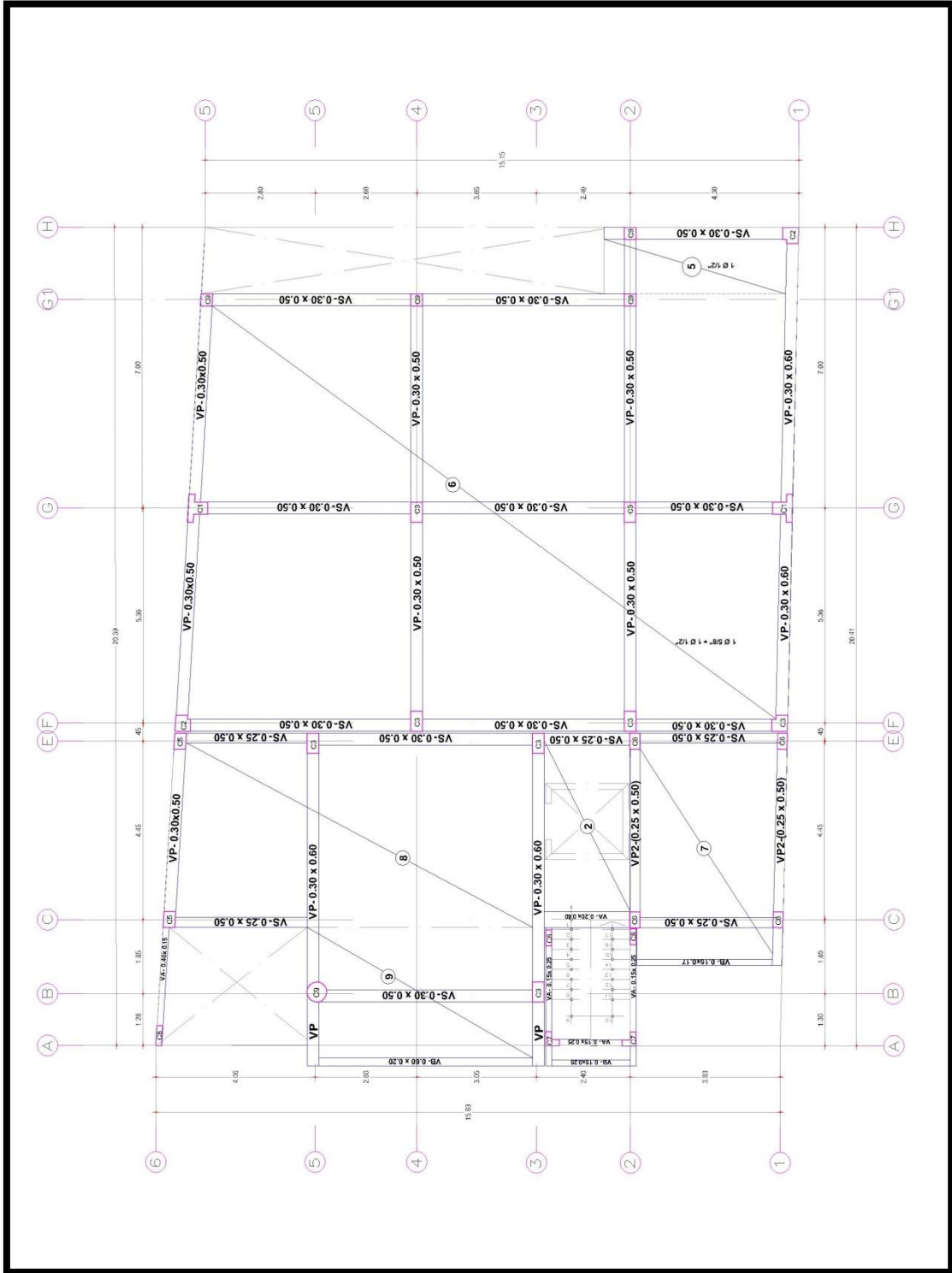


Figura 6 Sistema Estructural del Edificio (Piso Típico)

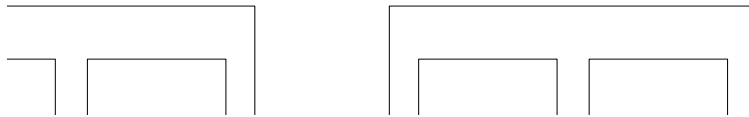
CAPITULO III: PREDIMENSIONAMIENTO

El Pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión aproximada o definitiva a los distintos elementos estructurales, en base a ciertos criterios y recomendaciones de muchos ingenieros y en lo estipulado en la Norma E.060 de Concreto Armado. Una vez realizado el análisis se verificará si las dimensiones asumidas para los elementos son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

3.1. LOSA ALIGERADO.

De acuerdo al pre dimensionamiento del ACI para obtener el espesor mínimo “H” será $L/21$, donde L es igual a la luz libre de la losa.

$$(ACI) \frac{5.20}{21} = 0.247 \text{ m} \cong 0.25 \text{ m}$$



Del Plano de Estructuración se observa que el paño con la mayor luz de los tramos de losa aligerada tiene una longitud de 5.20 m. Aplicando el criterio anterior se obtiene un espesor de losa de 0.247, en tal caso la losa aligerada tendrá que ser de 25.00 cm. Sin embargo, usar este valor para el resto de paños no es conveniente porque implica un mayor peso en el edificio, por tanto para el resto de paños se usaran losas de $h=17\text{cm}$, ya que la siguiente luz desfavorable es de 3.50 m obteniendo así un espesor de losa de 16.7 cm, por lo que la losa será de 17cm.

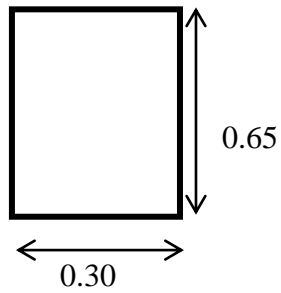
3.2. VIGAS

3.2.1. Vigas principales:

$$P = L / 10 = 621 / 10 = 62.5 \text{ cm, usaremos } P = 65 \text{ cm.}$$

$$b = P/2 = 65/2 = 32.5 \text{ cm., usaremos } b = 30 \text{ cm.}$$

Sección de viga principal: **(30 x 65)**

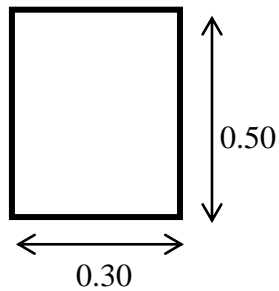


3.2.2. Vigas secundarias:

$$P = L / 12 = 503 / 12 = 41.91 \text{ cm, usaremos } P = 50 \text{ cm.}$$

$$b = P / 2 = 50 / 2 = 25 \text{ cm., usaremos } b = 30 \text{ cm.}$$

Sección de viga principal: (30 x 50)



3.3.COLUMNAS:

Pre dimensionamiento

$$WD = 60 \text{ TN}$$

$$WL = 30 \text{ TN}$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg / cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\alpha = 1.25$$

$$\phi = 0.7 \text{ estribada}$$

$$P_u = 1.5 (60 \text{ TN}) + 1.8 (30 \text{ TN}) = 144 \text{ TN}$$

$$A_g = \frac{\alpha P_u}{\Phi [0.833 f_c + 84]}$$

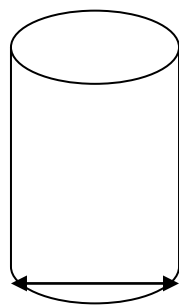
$$A_g = \frac{1.25(144000)}{0.7[0.833(210)+84]}$$

$$A_g = 999.3 \text{ cm}^2$$

∴ Según **R.N.E** sección área mínima para sistemas a porticados es (**1000 cm²** – **3000 cm²**)

Pero para efecto de cálculo por el método del A.C.I Asumiremos

Columnas circular 0.60 m de diámetro = 2800 cm²



0.60

3.4.PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CISTERNA Y TANQUE ELEVADO:

Según la norma sanitaria del RNE, la dotación correspondiente a edificios depende del número de dormitorios que hay por piso. Según la arquitectura del edificio se cuenta con 10 habitaciones en cada piso a partir del segundo; por lo tanto, la dotación será de 400 litros por habitación, multiplicando por 40 (total de habitaciones en el edificio) da un total de 16000 l/d equivalente a 16.0 m³ de agua por día. El tanque elevado debe almacenar por lo menos 1/3 de la dotación de agua diaria del edificio, con ello su capacidad debe ser:

$$\text{Volumen del tanque elevado} = 1/3 * 16.0 = 5.33 \text{ m}^3 = 5.33 \text{ m}^3$$

Mientras que la cisterna debe ser capaz de almacenar las $\frac{3}{4}$ partes de la dotación de agua diaria del edificio; por lo tanto la capacidad de la cisterna debe ser:

$$\text{Volumen de la cisterna} = 3/4 * 16.0 = 12.0 \text{ m}^3 = 12.0 \text{ m}^3$$

De la arquitectura vemos que el ancho de la cisterna es de 2.50 m, y el largo de 4.0m, con una altura útil de 1.50 m



3.5 ESCALERA:

El pre dimensionamiento de las escaleras se realizará de acuerdo con los criterios establecidos por el reglamento nacional de edificaciones (RNE), el cual indica lo siguiente: $2c+p = 60\text{cm} - 64\text{cm}$, donde c es la longitud del contrapaso y p es la longitud de cada paso de la escalera. Los tramos de escaleras tendrán como máximo 17 pasos continuos y serán máximo 2 tramos; los pasos (p) tendrán mínimo 0.25 m y el contrapaso (cp) una altura mínima de 0.15 m y máxima de 0.175 m.

Para pre dimensionar el espesor de la losa de la escalera se asume que ésta actuará como una losa maciza armada en una dirección sometida a flexión. Por lo tanto, su espesor (h) deberá ser mínimo $l_n/30$, donde l_n es la luz libre. Esta condición se aplica para controlar la deflexión.

Para el edificio, la escalera principal, que va desde el primer al sexto piso, tiene dos tramos rectos, cada uno de 8 y 7 pasos, y dos descansos intermedios. Cada tramo tiene un ancho de 1.00 m, cumpliendo con el requisito.

En cada entrepiso se tiene en total 16 contrapazos, cada uno con una longitud de 0.175 m para poder cubrir los 2.80 m de altura de entrepiso y la longitud del paso será de 0.25 m.

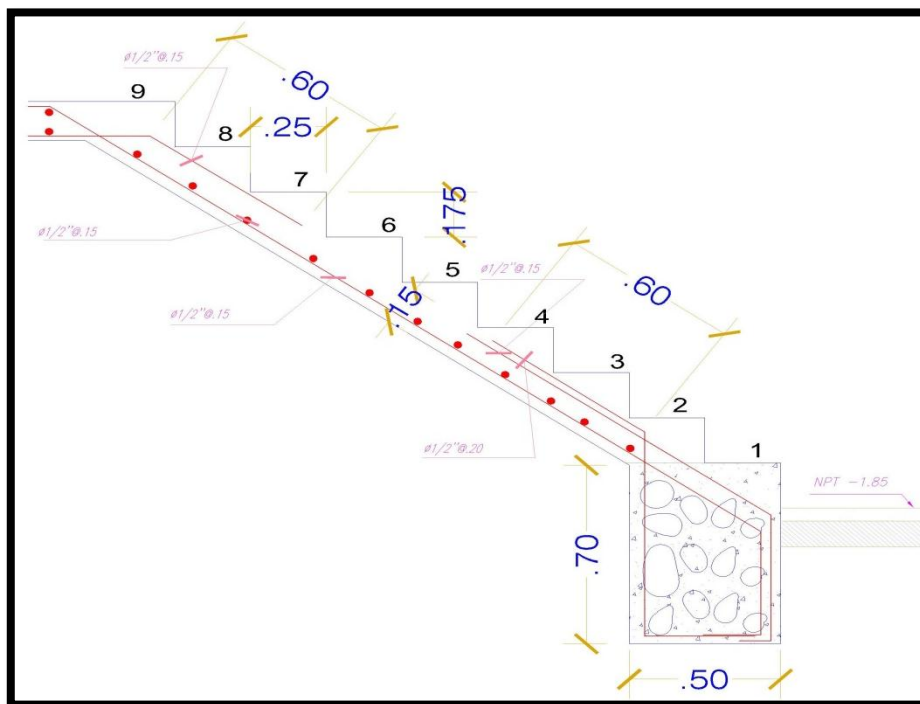


Figura 7 Estructura de la Escalera

CAPITULO IV: METRADO DE CARGAS

En este capítulo se calcularán las cargas verticales con las que se encuentra sometida la estructura del edificio, considerándose como carga muerta al peso de los elementos que la conforman como son las losas, vigas, columnas, placas, tabiquerías y acabados; como cargas vivas, a las producidas por el peso eventual de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y demás elementos móviles soportados por la edificación.

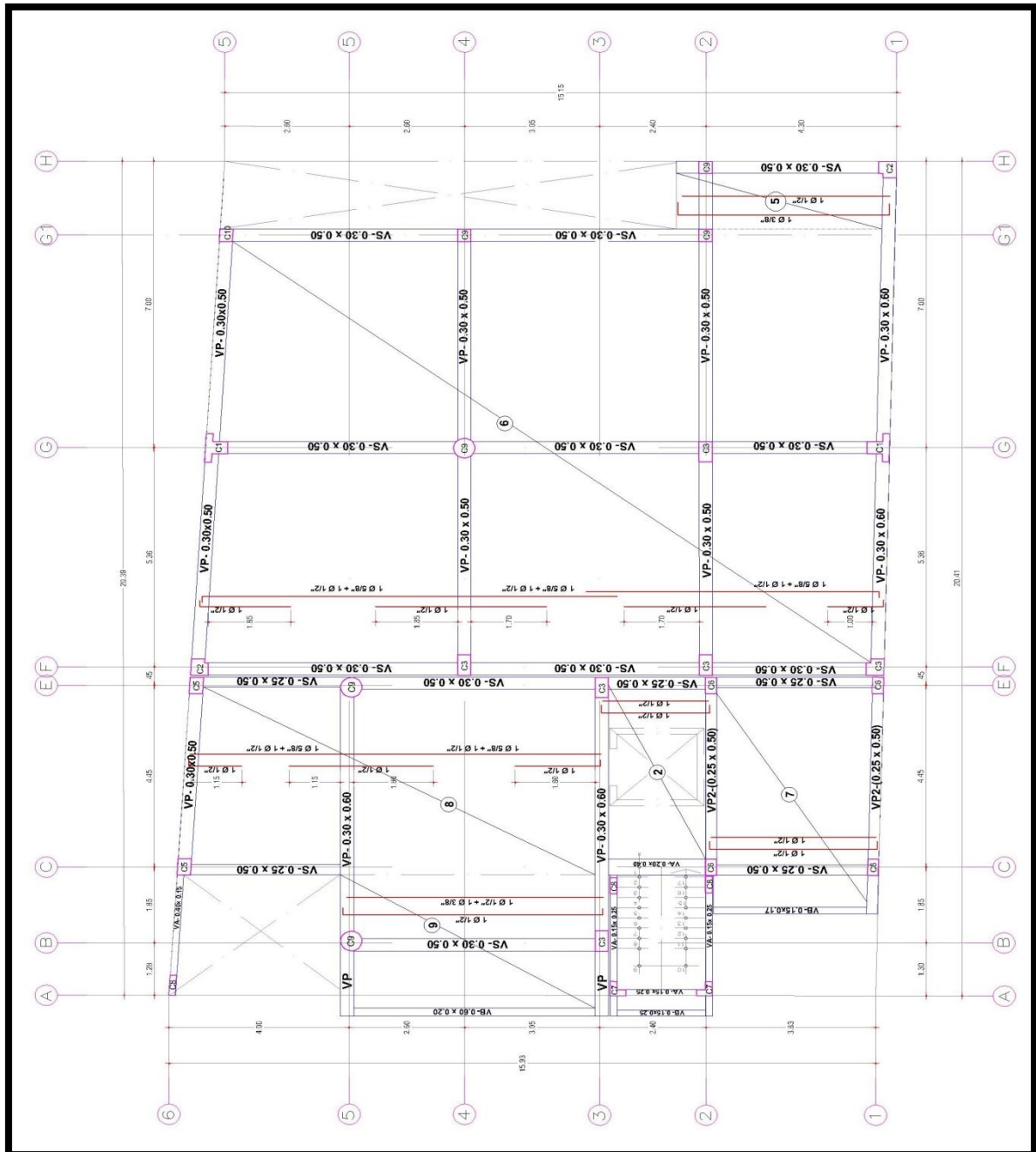


Figura 8 Estructuración 1 piso

4.1. METRADO DE CARGA DE PORTICO PRINCIPAL (G – G)

NIVEL 1**TRAMO 6-4****Ancho tributario: 2.51 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.51 \text{ m} \quad = 1255.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\text{WD} = 2431.75 \text{ kg / ml}$$

CARGA VIVA (WL)Según **R.N.E** S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

TRAMO 4-2**Ancho tributario: 2.43 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.43 \text{ m} \quad = 1215.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\text{WD} = 2391.75 \text{ kg / ml}$$

CARGA VIVA (WL)Según **R.N.E** S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

NIVEL 2**TRAMO 6-4****Ancho tributario: 2.51 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.51 \text{ m} \quad = 1255.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\mathbf{WD = 2431.75 \text{ kg / ml}}$$

CARGA VIVA (WL)Según **R.N.E** S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$WL = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

TRAMO 4-2**Ancho tributario: 2.43 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.43 \text{ m} \quad = 1215.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\mathbf{WD = 2391.75 \text{ kg / ml}}$$

CARGA VIVA (WL)Según **R.N.E** S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$WL = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

NIVEL 3**TRAMO 6-4****Ancho tributario: 2.51 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.51 \text{ m} \quad = 1255.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\text{WD} = 2431.75 \text{ kg / ml}$$

CARGA VIVA (WL)Según R.N.E S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

TRAMO 4-2**Ancho tributario: 2.43 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.43 \text{ m} \quad = 1215.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\text{WD} = 2391.75 \text{ kg / ml}$$

CARGA VIVA (WL)Según R.N.E S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

NIVEL 4**TRAMO 6-4****Ancho tributario: 2.51 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.51 \text{ m} \quad = 1255.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\text{WD} = 2431.75 \text{ kg / ml}$$

CARGA VIVA (WL)Según R.N.E S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

TRAMO 4-2**Ancho tributario: 2.43 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.43 \text{ m} \quad = 1215.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\text{WD} = 2391.75 \text{ kg / ml}$$

CARGA VIVA (WL)Según R.N.E S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

NIVEL 5**TRAMO 6-4****Ancho tributario: 2.51 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.51 \text{ m} \quad = 1255.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\mathbf{WD = 2431.75 \text{ kg / ml}}$$

CARGA VIVA (WL)

Según R.N.E S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

TRAMO 4-2**Ancho tributario: 2.43 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.43 \text{ m} \quad = 1215.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\mathbf{WD = 2391.75 \text{ kg / ml}}$$

CARGA VIVA (WL)

Según R.N.E S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

NIVEL 6**TRAMO 6-4****Ancho tributario: 2.51 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.51 \text{ m} \quad = 1255.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\mathbf{WD = 2431.75 \text{ kg / ml}}$$

CARGA VIVA (WL)

Según R.N.E S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

TRAMO 4-2**Ancho tributario: 2.43 m****CARGA MUERTA (WD)**

$$\text{Peso de losa} \quad 500 \text{ kg / m}^2 \times 2.43 \text{ m} \quad = 1215.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso de la Viga} \quad 0.65 \times 0.30 \times 2400 \quad = 468.00 \text{ kg / ml}$$

$$\text{Peso del muro} \quad 0.15 \times 3.50 \times 1350 \quad = \underline{708.75 \text{ kg / ml}}$$

$$\mathbf{WD = 2391.75 \text{ kg / ml}}$$

CARGA VIVA (WL)

Según R.N.E S/C para hotel y otros fines es **500 Kg. / ml**

$$\text{WL} = 500 \text{ kg / m}^2 \times 4.93 \text{ m} = 2465 \text{ kg / ml}$$

4.2. METRADO DE CARGAS LOSA ALIGERADA

Cargas del Aligerado

De 20 cm. = peso de unidad de ladrillo = 8.00 Kg.

$$\text{Concreto losa} \longrightarrow 0.40 \times 0.05 \times 2400 = 48.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Vigueta} \longrightarrow 0.10 \times 0.20 \times 2400 = 48.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Ladrillo} \longrightarrow 8.00 \times 100 / 0.30 = 26.67 \text{ Kg/m}^2$$

$$\underline{\underline{\sum 122.67 \text{ Kg / m}^2}}$$

Peso por vigueta m²:

$$\text{Peso aligerado} \longrightarrow 122.67 \text{ Kg /ml} \times 2.5 = \mathbf{306.67 \text{ Kg/m}^2}$$

Por lo tanto, el peso del aligerado, será:

$$306.67 \text{ Kg /m}^2 \cong \mathbf{310 \text{ Kg /m}^2}$$

Considerando tabiquería y acabado

500 Kg /m²

4.3 METRADO DE CARGAS DE LA ESCALERA

Para realizar el metrado de las escaleras se debe uniformizar las cargas a una equivalente expresada en Kg/m². La equivalencia a usar para convertir las cargas de los escalones y de la losa a cargas tal como las descritas será:

$$w_{pp} := \gamma \cdot \left[\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right]$$

En el caso de la escalera principal, se tiene un paso de 0.25 m, el contrapaso de 0.175 m y la garganta de 0.15 m. Con estos valores se obtiene una carga de 0.572 ton/m². El descanso será una losa maciza de 0.15m de espesor.

A continuación se muestra el cuadro que resume el Metrado de Cargas para las escaleras:

	Tramo Inclinado	Tramo Descanso
Carga Muerta	Peso	Peso
Peso Propio	0.65	0.36
Piso Terminado	0.10	0.10
Wcm =	0.75	0.46
Carga Viva	Peso	Peso
Sobrecarga	0.20	0.20
Wcv =	0.20	0.20

CAPITULO V: ANALISIS SISMICO

Dado que nuestro país se ubica en una región en el que los fenómenos sísmicos son frecuentes, es necesario que todas las estructuras sean capaces de resistir las fuerzas impuestas por los sismos, asegurándose que no ocurra su colapso y evitando la pérdida de las vidas de sus ocupantes. Sin un diseño cuidadoso, las fuerzas y los desplazamientos pueden concentrarse en partes de la estructura incapaces de proporcionar la resistencia o ductilidad adecuadas. Deben evitarse las fallas frágiles ó súbitas de la estructura para cualquier condición de carga impuesta sobre ella. Es recomendable proyectar estructuras que tengan la capacidad de soportar deformaciones inelásticas manteniendo su capacidad de soportar carga vertical, obteniendo así estructuras seguras a un menor costo.

El análisis sísmico ayudará a conocer cómo será el comportamiento de la estructura ante la presencia de un sismo; permitiéndonos conocer los períodos de vibración de la estructura, la fuerza cortante en la base del edificio, los desplazamientos laterales y los esfuerzos producidos debido a las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura.

El programa utilizado para realizar este análisis fue el ETABS, el cual nos permitió realizar un modelo tridimensional de la estructura, analizando así los pórticos del edificio de manera conjunta gracias a la presencia de un diafragma rígido en cada nivel que nos permite compatibilizar los desplazamientos.

Mediante el análisis sísmico se obtendrán las principales respuestas de la estructura ante sollicitaciones dinámicas, las cuales son:

- Los períodos principales de vibración,
- El cortante basal y los desplazamientos laterales a los cuales se encuentra sometida y finalmente,
- Los esfuerzos que las fuerzas horizontales de sismo generan sobre los elementos estructurales (vigas, columnas y placas).

La estructura del proyecto se analizará de acuerdo a los parámetros establecidos por la Norma de Diseño Sismo resistente E-030, que en adelante se definirá como “NTE.030”.

Asimismo, se llevará a cabo el análisis sísmico considerando los siguientes casos:

- El primero, con 3 grados de libertad por nivel (dos traslaciones y una rotación).

- El segundo, considerando traslación pura en cada una de las direcciones de análisis (longitudinal X y transversal Y). Los resultados obtenidos para ambos casos se compararán entre sí y posteriormente, se verificará si satisfacen los requerimientos de la NTE.030.

5.1. MODELO ESTRUCTURAL

Para efectuar el análisis estructural del edificio bajo cargas de gravedad, se optó por la utilización del programa de computadora ETABS v.9.7.1. Las consideraciones tomadas para modelar la estructura del edificio se resumen a continuación:

- Ya que el uso del edificio estará destinado a viviendas, las sobrecargas empleadas para el diseño son iguales a 200kg/m² para las losas de los pisos típicos y de 100kg/m² para la losa de la azotea, según lo especificado en la NTE-020.
- Se realizó un metrado manual de cargas, añadiendo las cargas de tabiquería, alfeizares y parapetos a las vigas que soportan directamente dichas cargas.
- La altura del semisótano del edificio se consideró igual a 2.90m, en el primer nivel 3 .50m y de 2.80m para todos los demás niveles.
- Todos los muros de corte son de 25cm de espesor, y los ensanches en los extremos fueron considerados tal y como se muestran en la planta del edificio, como elementos tipo SHELL.
- Las placas se consideraron empotradas en su base.

En las siguientes figuras, se muestran las plantas del edificio, el edificio ejecutado y el modelo tridimensional

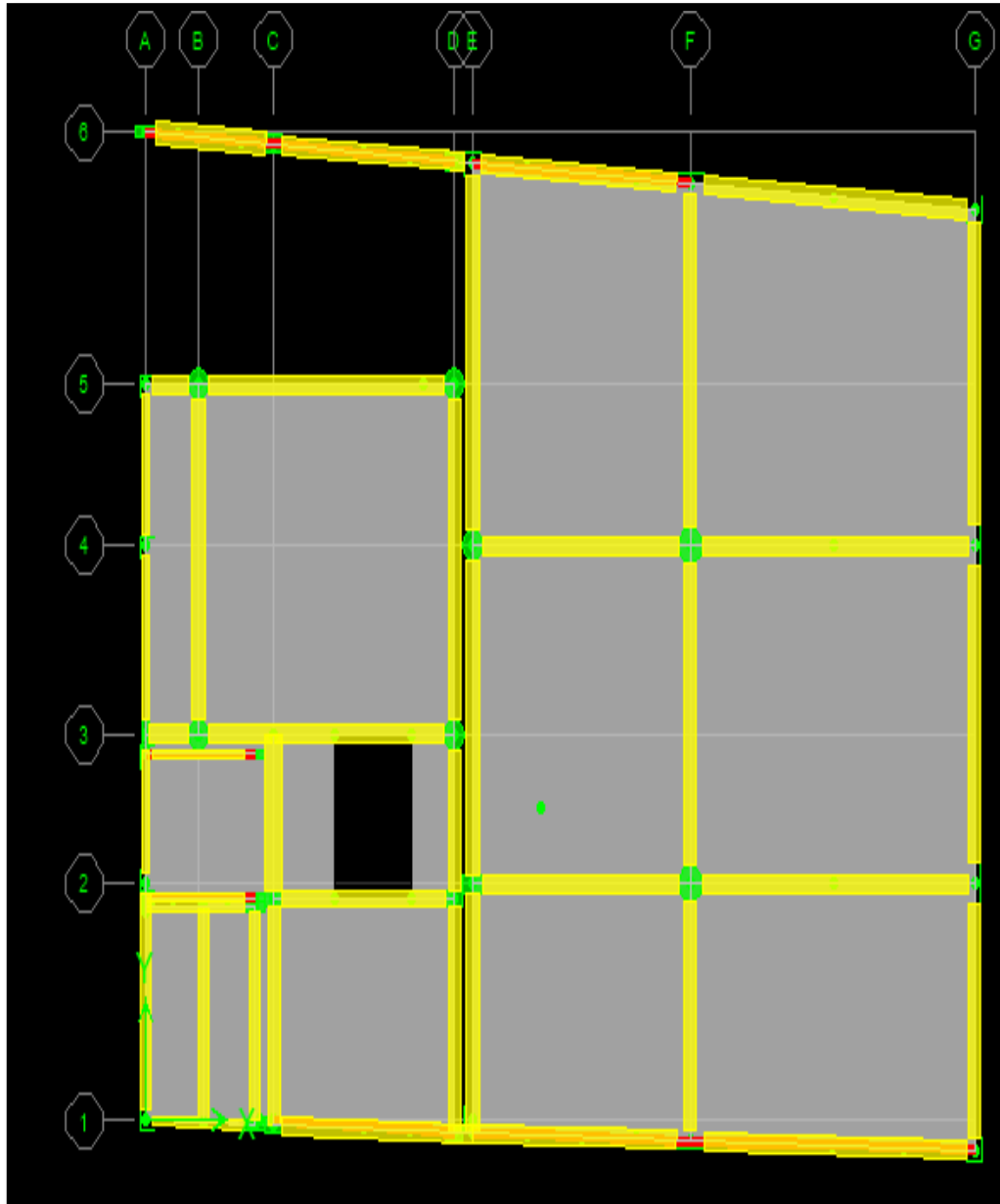


Figura 9 Planta del semisótano (Modelo Etabs)

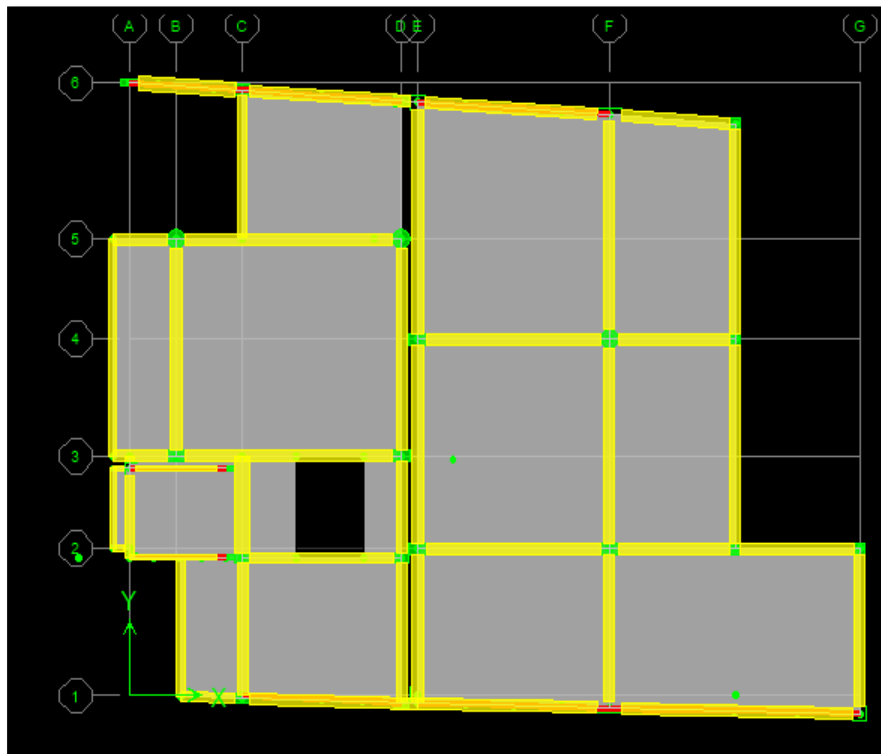


Figura 10 Planta del piso típico 1-4 nivel (Modelo Etabs)

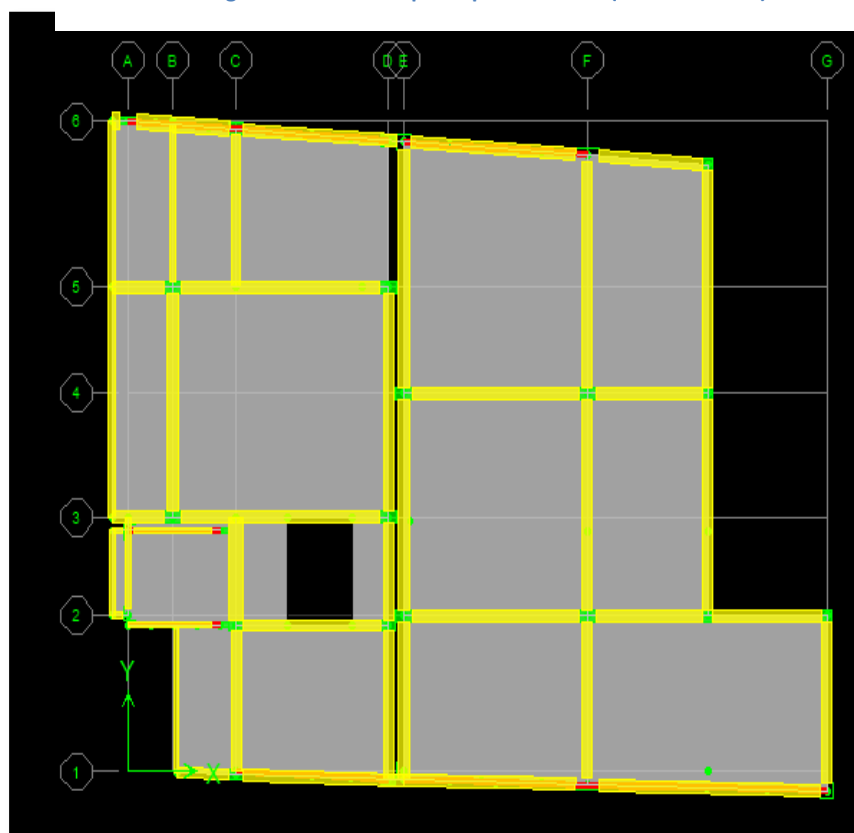


Figura 11 Planta del quinto piso (Modelo Etabs)

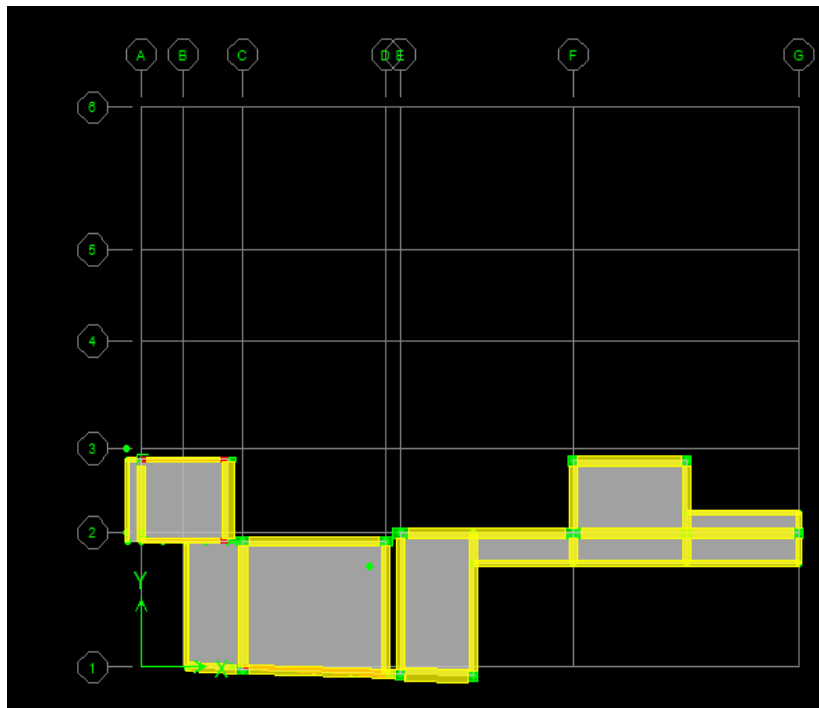


Figura 12 Planta de la Azotea (Modelo Etabs)

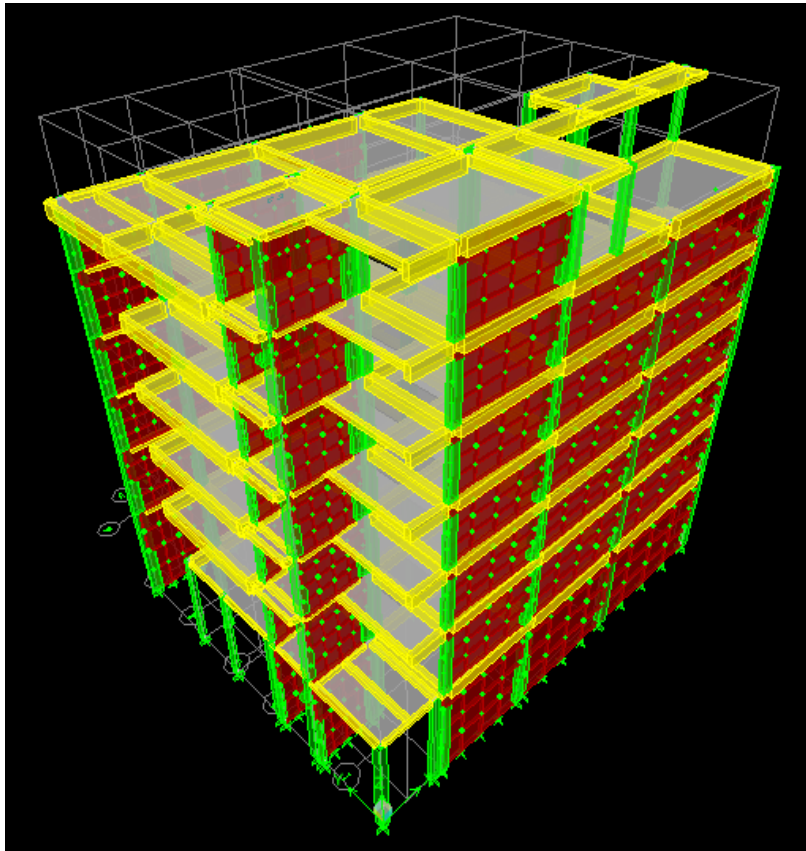


Figura 13 Modelo estructural en 3D

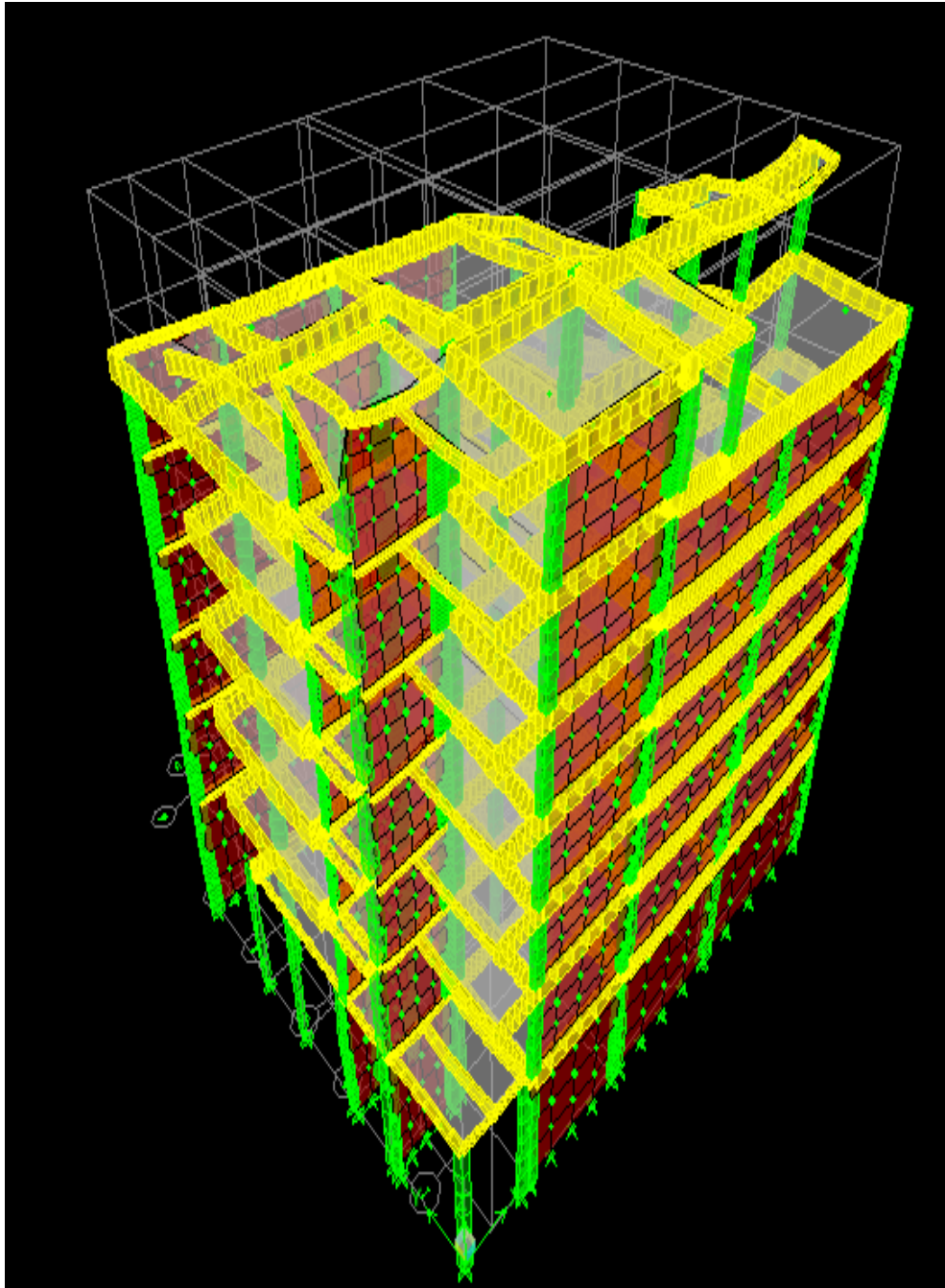


Figura 14 Modelo estructural ejecutado

5.2. PARAMETROS, FACTORES Y COEFICIENTES ESTRUCTURALES

Para poder desarrollar tanto el análisis estático como el análisis Dinámico de la estructura, se debe definir los coeficientes y parámetros sísmicos debido a la ubicación y clasificación de la estructura según diferentes criterios.

Factor de Zona (Z)

La ciudad de Nuevo Chimbote, donde se encuentra ubicado el terreno del proyecto, se encuentra en la zona de clasificación 3 y debido a su alto índice de sismicidad el factor de zona correspondiente es 0.4.

Condiciones Geotécnicas (S)

El perfil del suelo, correspondiente al terreno donde se ubicará la edificación, es del tipo S2. Para el cual le corresponde los siguientes valores.

Tipo de suelo: S2 (Suelos intermedios)

Factor de amplificación del suelo (S): 1.2

Período del suelo (Tp): 0.6s

Factor de Amplificación Sísmica (C)

Este factor se define de acuerdo a las características del lugar donde se edificará la estructura y se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. El cálculo de este factor para cada dirección de análisis se realiza de acuerdo a la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2,5$$

De donde:

$$CX=4.87$$

$$CY=3.66$$

Se toma un valor $C=2.5$, para ambas direcciones

Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U)

De acuerdo a la categoría se le asigna un factor de uso. Este edificio por ser un edificio de vivienda destinado para hotel y cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia califica en la Categoría C, edificaciones comunes, y tendrá un factor de uso igual a uno.

Para la categoría C de edificación le corresponde un factor de uso de $U=1$

Configuración Estructural

Existen varias consideraciones a tomar en cuenta en la configuración estructural para definir si la edificación califica como una estructura regular o irregular. Se pueden presentar irregularidades tanto en altura como en planta de la edificación, muestra estructura es irregular en planta.

Por lo tanto se tiene que aplicar el 0.75 a los R.

5.3. Análisis Estático:

Consistirá en calcular el valor de la cortante basal de la estructura tanto en la dirección X-X como en la dirección Y-Y, para ello utilizaremos la relación especificada en la Norma E030.

$$V = (Z*U*C*S)*P/R$$

$$VX= 405.76 \text{ tn}$$

$$VY=405.81 \text{ tn}$$

Cortantes en la base obtenidos del programa ETABS para ambas direcciones.

5.4. Análisis Dinámico:

En el caso de edificaciones convencionales se utilizará el procedimiento de combinación espectral. El espectro de aceleraciones queda definido en cada dirección horizontal como:

$$S_a := \left(\frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \right) \cdot g$$

Espectro en Dirección X

T	Sax=ZUCS/Rx
0.010	0.40
0.100	0.40
0.200	0.40
0.300	0.40
0.400	0.40
0.500	0.40
0.600	0.40
0.700	0.34
0.800	0.30
0.900	0.27
1.000	0.24
1.100	0.22
1.200	0.20
1.300	0.18
1.400	0.17
1.500	0.16

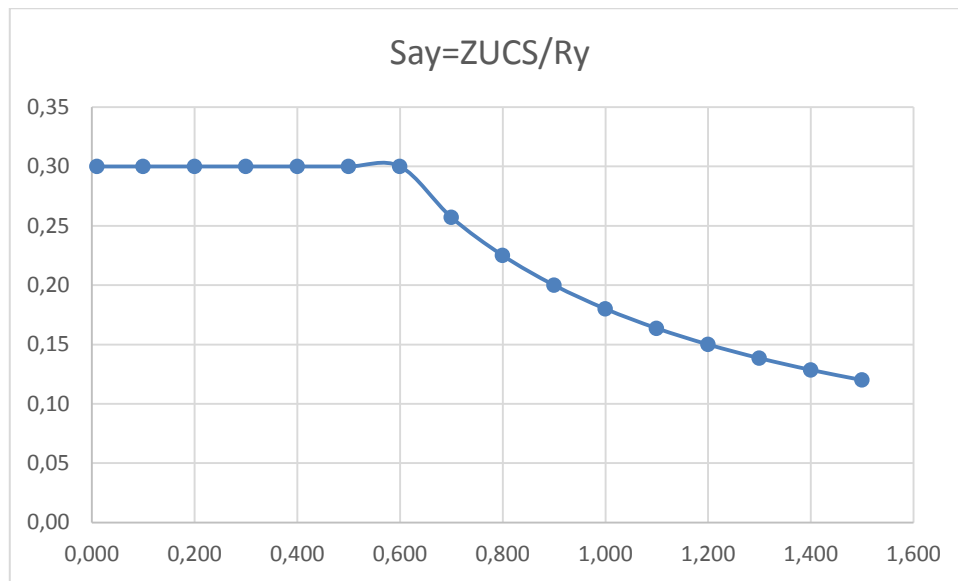


Figura 15 Espectro de diseño dirección X

Espectro en dirección Y:

T	Say=ZUCS/Ry
0.010	0.30
0.100	0.30
0.200	0.30
0.300	0.30
0.400	0.30
0.500	0.30
0.600	0.30
0.700	0.26
0.800	0.23
0.900	0.20
1.000	0.18
1.100	0.16
1.200	0.15
1.300	0.14
1.400	0.13
1.500	0.12

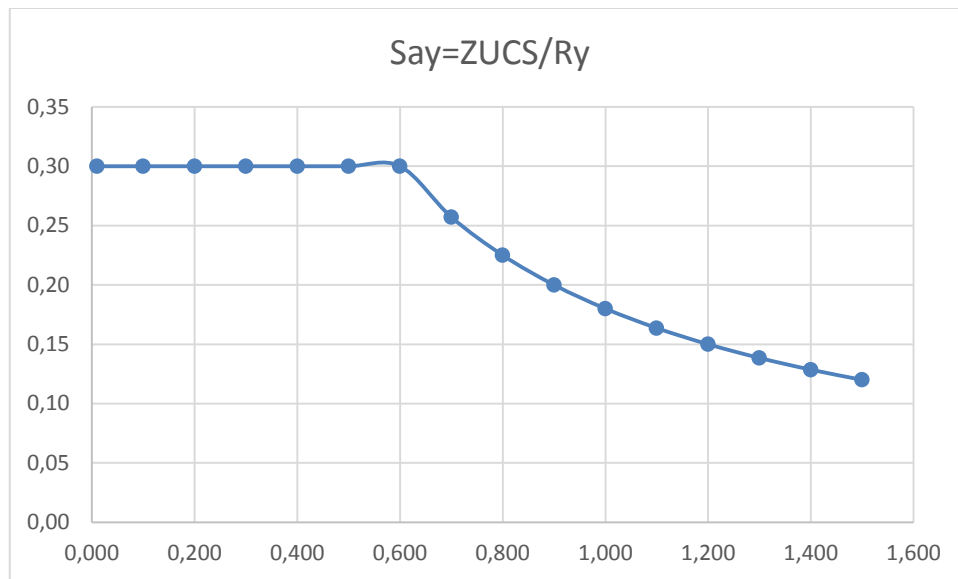


Figura 16 Espectro de diseño dirección Y

5.5. AMPLIFICACION DE LA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO

En la norma de diseño sismo resistente E-030 se indica que el cortante basal que resulta del análisis dinámico no debe ser menor que el 90% (para edificaciones irregulares), del cortante basal estático.

	X-X	Y-Y
V. Dinamico	407.76	405.81
V. Estatico	259.81	208.76
Factor	1.4	1.75

Cortantes para cada dirección obtenidos del programa ETABS.

5.6. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS Y MÁXIMOS RELATIVOS

Como se mencionó anteriormente, los desplazamientos se calculan sin escalar por el factor que hace que los cortantes dinámicos alcancen por lo menos el 90 % del cortante estático. Estos desplazamientos “ D ” se obtienen directamente del programa ETABS; pero estos valores se tienen que multiplicar, según Norma, por “ $0.75R$ ” para obtener finalmente los desplazamientos reales de cada nivel, dado que la aceleración máxima esperada en la zona ha sido reducida por el factor R con la finalidad de realizar un análisis elástico lineal.

$$\delta_i = 0.75R(D_i)$$

Verificación de desplazamientos para cada dirección:

Dirección

X-X

Story	SDINX	Drelativos	h entrep	Deriva X	Deriva X	
				Drel/h	0.75R=4.5	
7	0.0123	0.0011	2.80	0.00039	0.00177	<0.005
6	0.0112	0.0011	2.55	0.00043	0.00194	<0.005
5	0.0101	0.0014	2.55	0.00055	0.00247	<0.005
4	0.0087	0.0017	2.55	0.00067	0.00300	<0.005
3	0.0070	0.0018	2.55	0.00071	0.00318	<0.005
2	0.0052	0.0023	3.25	0.00071	0.00318	<0.005
1	0.0029	0.0029	4.65	0.00062	0.00281	<0.005

Dirección

Y-Y

Deriva Y Deriva Y

Story	SDINY	Drelativos	h entrep	Drel/h	0.75R=6	
7	0.0444	0.0018	2.80	0.00064	0.00386	<0.007
6	0.0426	0.0023	2.55	0.00090	0.00541	<0.007
5	0.0403	0.0036	2.55	0.00141	0.00690	<0.007
4	0.0367	0.0049	2.55	0.00192	0.00580	<0.007
3	0.0318	0.0065	2.55	0.00255	0.00670	<0.007
2	0.0253	0.0120	3.25	0.00369	0.00701	<0.007
1	0.0133	0.0133	4.65	0.00286	0.00640	<0.007

Para ambas direcciones se cumple con los límites establecidos por la Norma Peruana Sismo resistente E-030, de acuerdo al sistema estructural de cada dirección.

CAPITULO VI: Diseño de la Estructura

En este capítulo se presenta el procedimiento de diseño de losas aligeradas, vigas y escaleras, elementos que trabajan básicamente bajo cargas de gravedad y cuyo diseño estructural se efectúa mediante el método de resistencias.

6.1. Diseño De Losa Aligerada

DATOS: DISEÑO PARA 3 TRAMOS

El diseño de las losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva. Para su diseño se considera una franja modular de 0.40m de ancho. El peralte de todos los techos aligerados es de $h=0.25m$. y $h=0.17$.

Por tanto las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación: $U = 1.5CM + 1.8CV$.

Mediante el diseño por flexión se determinó el área de acero necesario para resistir los momentos flectores últimos, mientras que con el diseño por cortante se verificó si la sección de concreto de la vigueta fue la adecuada para resistir la fuerza cortante de la sección crítica, ya que no se considera la contribución del refuerzo para resistir los esfuerzos cortantes.

Esfuerzos:

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

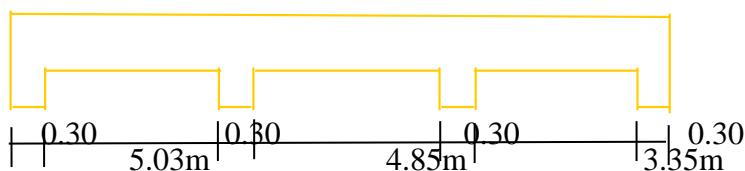
$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Longitudes:

$$L1 = 5.03 \text{ m.}$$

$$L2 = 4.85 \text{ m.}$$

$$L3 = 3.35 \text{ m.}$$



Solución:

1. Espesor aligerado

$$L = 5.03/21 = 0.240 \text{ m}$$

Trabajamos con $h = 25 \text{ cm}$.

2. Cargas

a. Por carga muerta

$$P. \text{ Propio} = 310 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabado} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tab. Mobil} = \frac{100 \text{ kg/m}^2}{510 \text{ kg/m}^2}$$

$$W_d = 500 / 2.5 = 204 \text{ kg/ml} \quad \text{Para C/vigueta}$$

b. Por carga viva

$$\text{Sobrecarga} = 250 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Para viviendas según R.N.C}$$

$$W_l = 500 / 2.5 = 100 \text{ kg/ml}$$

$$W_u = 1.5 W_d + 1.8 W_l = 486 \text{ kg/ml}$$

3. Momentos

Por el método de análisis aproximado ACI

Apoyos

$$1: \quad Mu_1 = -1/24 \times W_u \times L_1^2 = 512.34 \text{ kg-m}$$

$$2: \quad Mu_3 = -1/11 \times W_u \times ((L_1 + L_2)/2)^2 = 436.52 \text{ kg-m}$$

$$3: \quad Mu_4 = -1/11 \times W_u \times ((L_2 + L_3)/2)^2 = 362.29 \text{ kg-m}$$

$$4: \quad Mu_6 = -1/24 \times W_u \times L_3^2 = 227.26 \text{ kg-m}$$

Tramos

$$1-2: \quad Mu_{1-2} = -1/11 \times W_u \times L_1^2 = 1117.84 \text{ kg-m}$$

$$2-3: \quad Mu_{2-3} = -1/16 \times W_u \times L_2^2 = 714.50 \text{ kg-m}$$

$$3-4: \quad Mu_{3-4} = -1/11 \times W_u \times L_3^2 = 495.83 \text{ kg-m}$$

4. Tipo de falla:

$$Mu_{\text{Max}} = 0.233 f_c \times b \times d^2$$

$$Mu_{\text{Max}} = 2368.212 \text{ kg-m}$$

$$Mu_{\text{max}} = 2368.212 \text{ kg-m} > Mu_b : 1117.84 \text{ kg-m}$$



Falla a la Fluencia o Falla Dúctil

5. Área de Acero:

a. Acero Mínimo

$$A_s \text{ min} = 14/f_y \times b \times d = 0.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usaremos como mínimo: } 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8 \text{ (} 0.71 \text{ cm}^2 \text{)}$$

b. Acero de temperatura

$$A_{st} = 0.0018 b \times h = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \phi \text{ } 1/4 \text{ @ } \underline{0.32} \text{ x } 100 = 35.6 \text{ cm}$$

0.90

Espaciamiento Máximo:

5hf o 45 cm

5 x 5 o 45 cm

25 cm o 45 cm

$$\text{Usaremos: } 1 \text{ } \phi \text{ } 1/4 \text{ @ } 25 \text{ cm}$$

c. Acero en los apoyos

En los apoyos (momentos negativos)

Apoyo 1

Mu 0.217

tn-m

Se asume: $a=0.2d$ Luego: $A_s = Mu / (0.90 f_y (d - a/2))$ Se evalúa: $a = A_s f_y / (0.85 f'_c b)$

$$1^\circ a = 4.40 \quad A_s = 0.49 \quad a = 1.14$$

$$A_s = 0.73 \text{ cm}^2$$

2° a= 0.89 $A_s = 1.37$ a= 0.81 2 \emptyset 1/2 ''
 3° a=0.81 $A_s = 1.37$ a = 0.81

Usaremos: (1.98 cm²)

Tramo: 2-3
 Mu: 0.714 tn-m

b= 40cm
 conforme a=hf=5cm a<hf

Por tanteos:

1° a=5.00 $A_s = 0.97$ a=0.57 $A_s = 1.37$ cm²
 2° a= 0.57 $A_s = 0.87$ a= 0.51 2 \emptyset 1/2 ''
 3° a=0.51 $A_s = 0.87$ a = 0.51

Usaremos: (1.98 cm²)

Tramo: 3-4
 Mu: 0.714 tn-m

b= 40cm
 conforme a=hf=5cm a<hf

Por tanteos:

1° a=5.00 $A_s = 0.67$ a=0.40 $A_s = 0.60$ cm²
 2° a= 0.40 $A_s = 0.60$ a= 0.35 1 \emptyset 1/2 ''
 3° a=0.35 $A_s = 0.60$ a = 0.35

Usaremos: (1.29 cm²)

6) verificación al corte: $1.15 \times W_u \times L/2 = 1406$ kg

Corte ultimo (vu)= $1.15 \times W_u \times L/2 - W_u \cdot d = 1299$ kg

Corte a "d" de cara = 10cm.

Corte admisible (v_{ud}) = $1.1\Phi 5.53 f'c \sqrt{bd} = 1580 \text{ kg}$

Verificación: ($\Phi = 0.85$)

$V_{ud} > v_{uc}$

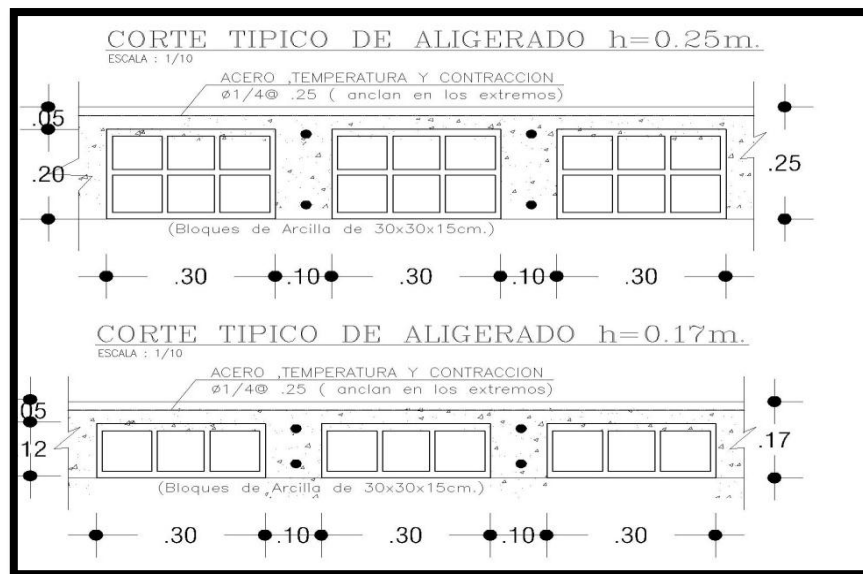


Figura 17 Corte Tipico del aligerado

6.2. Diseño de columna:

DISEÑO DE AREA DE ACERO EN COLUMNAS C°.A

Las columnas son elementos que trabajan principalmente bajo cargas de compresión. También soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal, lo cual puede producir fuerzas de tensión sobre una parte de la sección transversal. Aún en estos casos, se hace referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que las fuerzas de compresión dominan su comportamiento.

El siguiente método de diseño presentado a continuación está basado en las normas y estándares internacionales de diseño, como es el del A.C.I

El método utilizado es el (**METODO DE AMPLIFICADOR DE MOMENTOS**) el mismo que a la fecha es el más utilizado por su facilidad de aplicación.

DATOS NECESARIOS

- COLUMNA: ($d = 0.60 \text{ m}$)
- $F'c = 210 \text{ Kg. / cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ Kg. / cm}^2$
- $PD = 60 \text{ TN}$
- $PL = 30 \text{ TN}$
- $M_1D = 224.63 \text{ TN - m}$
- $M_1L = 225.87 \text{ TN - m}$
- $M_2D = 224.63 \text{ TN - m}$
- $M_2L = 225.87 \text{ TN - m}$

DISEÑO

- **CALCULO DEL P_u , Mu_1 y Mu_2**

$$P_u = 1.5 P_D + 1.8 P_L$$

$$P_u = 1.5 (60) + 1.8 (30) = \mathbf{144 \text{ TN}}$$

$$M_{u1} = 1.5 M_{1D} + 1.8 M_{1L}$$

$$M_{u1} = 1.5 (224.63) + 1.8 (225.87) = \mathbf{7.44 \text{ TN} - M}$$

$$M_{u2} = 1.5 M_{2D} + 1.8 M_{2L}$$

$$M_{u2} = 1.5 (224.63) + 1.8 (225.87) = \mathbf{7.44 \text{ TN} - M}$$

- COLUMNA NO ARRIESTRADA Y ESTRIBADA

$$C_m = 1 \longrightarrow \text{no arriostrada}$$

- Deberá analizarse el factor de reducción.

$$\phi = 0.70 \longrightarrow \text{estribada}$$

$$\phi = 0.75 \longrightarrow \text{Zunchadas}$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg. / cm}^2 \Rightarrow 4200 = 4200 \text{ Kg. / cm}^2$$

$$\triangleright \gamma = \frac{t - d - dc}{t} \geq 0.75$$

$$\gamma = \frac{60 - 5 - 5}{60} = 0.83$$

$$\mathbf{0.83 > 0.75} \longrightarrow \text{cumple}$$

$$\triangleright P_u > 0.10 F_c \times A_g$$

$$P_u = 144 \text{ TN}$$

$$0.10 F_c \times A_g = 25.73 \text{ TN}$$

$$\therefore 144 > 25.73$$

$$\text{➤ } \phi = 0.75$$

- **LONGITUD DE CÁLCULO**

$$L_{uc} = K l_n$$

Donde : $k = ?$

$$L_n = 3.50$$

DETERMINANDO “K”

➤ *Grado de empotramiento en la cabeza de la columna.*

$$\psi_2 = \frac{\frac{60 \times 60^3}{12} \left[\frac{3}{3.50} \right]}{\frac{30 \times 60^3}{12} \left[\frac{1}{3.1} + \frac{1}{3.15} \right]} = 4.76$$

➤ *Grado de empotramiento en el pie de columna.*

$$\psi_1 = \frac{\frac{60 \times 60^3}{12} \left[\frac{2}{3.50} \right]}{\frac{30 \times 60^3}{12} \left[\frac{1}{3.1} + \frac{1}{3.15} \right]} = 3.17$$

$$\text{➤ } \psi_2 = 4.76, \psi_1 = 3.17 \Rightarrow k = 1.59$$

Reemplazando en $Luc = K ln$

$$Luc = K ln$$

$$Luc = 1.59 (3.50)$$

$$Luc = 5.56 \text{ m}$$

- **CALCULO DEL INDICE DE ELVELTEZ**

$$E = \frac{Luc}{r} \quad \text{donde } r = 0.3 (30) = 9$$

$$E = \frac{556}{9} = 61.77 \text{ cm}$$

$\therefore 61.77 \text{ cm} > 22 \text{ cm}$ es esbelta

Como la columna es esbelta será necesario calcular el momento ultimo de calculo (Muc)

- **CALCULO (Muc)**

$$Muc = \ell \times Mu$$

Donde :

$$- Mu = Mu_1 = 7.44 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$- \ell = \frac{\text{cm}}{1 - \frac{Pu}{\phi Pc}}$$

Determinando ℓ

$$- C_m = 1$$

$$- EI = \frac{Ec \times Ig}{2.5(1 + Bd)} \left\{ \begin{array}{l} Ec = 15000\sqrt{210} = 2.18 \times 10^5 \\ Ig = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000 \\ Bd = 0.79 \end{array} \right.$$

Reemplazando en formula

$$- EI = \frac{2.18 \times 10^5 \times 10.8 \times 10^5}{2.5(1 + 0.79)}$$

$$- EI = 5.25 \times 10^{10}$$

$$- Pc = \frac{\pi^2 EI}{(k \times \ln)^2} = \frac{\pi^2 * 5.25 * 10^{10}}{556^2} = 1676144.65 \text{ TN}$$

$$- \ell = \frac{\text{cm}}{1 - \frac{Pu}{\phi Pc}} = \frac{1}{1 - \frac{0.77}{0.7(1676144.65)}} = 1.$$

$$- \ell = 1 \geq 1$$

Por lo tanto:

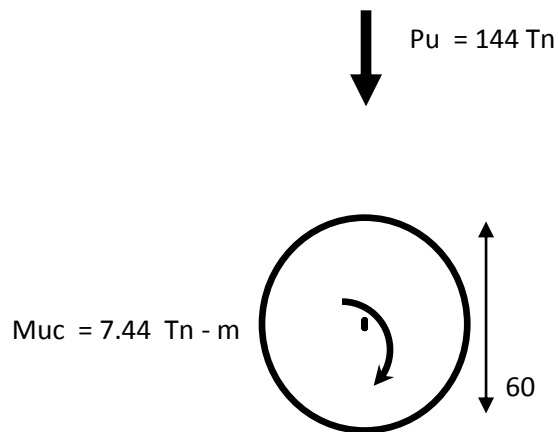
$$M_{uc} = \ell \times M_u$$

$$M_{uc} = 1 \times M_u$$

$$M_{uc} = 1 \times 7.44$$

$$M_{uc} = 7.44 \text{ TN} - \text{m}$$

- **Solicitaciones Finales**



- $\gamma = 0.83$

$$e = 0.1 \times t = 0.1 \times 60 = 6.00 \text{ cm}$$

$$\epsilon b = \frac{6000(30)}{6000 + 4200} = 17.65$$

$$\frac{\epsilon b}{t} = \frac{17.65}{60} = 0.29$$

$$K = \frac{Pu}{F_c \times b \times t} = 0.003$$

$$K \frac{e}{t} = 0.0003$$

Con estos datos se verifica en los nomogramas, con la cual se obtiene el valor de

$$\gamma = 0.83 \Rightarrow \xi_{gm} = 0.05$$

$$\Rightarrow \xi_g = \frac{0.05}{m} \quad \text{Donde } m = \frac{4200}{0.85(210)} = 23.53$$

$$\Rightarrow \xi_g = \frac{0.05}{23.53} = 0.002 \cong 1\%$$

- Área de acero necesaria (Ast) = $\xi_g \times Ag$

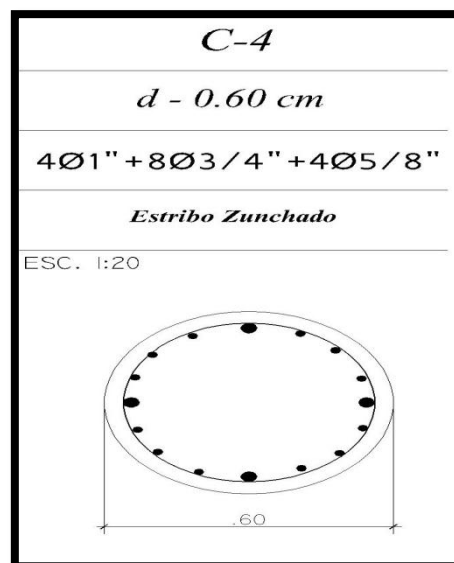
$$1\% \leq \xi_g \leq 8\%$$

$$(Ast) = \xi_g \times Ag$$

$$(Ast) = 0.02 \times 2827.44 = 56.54 \text{ cm}^2$$

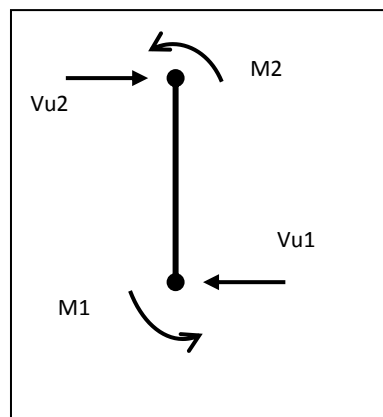
- Se podría considerar para la distribución.

$$4\emptyset 1" + 8\emptyset 3/4" + 4\emptyset 5/8"$$



DISEÑO POR CORTE PARA COLUMNAS DE C° A°

La fuerza cortante de diseño (V_u) de los elementos en flexo-compresión, deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión (M_N) en los extremos de la luz libre del elemento, asociadas a la fuerza axial P_U que de cómo resultado el mayor momento nominal posible. Las resistencias nominales de flexión se determinan a partir del diagrama de interacción respectivo para cada una de las direcciones de análisis de la columna.

**Fuerza de corte (V_u)**

$$V_{u_2} = V_{u_1} = \frac{Mu_2 + Mu_1}{l_n}$$

$$V_{u_2} = V_{u_1} = \frac{744 + 744}{3.50}$$

$$V_{u_2} = V_{u_1} = 425.14 \text{ TN}$$

Factor de incremento

$$V'u_2 = V'u_1 = \frac{425.14}{0.85} = 500.16 \text{ TN}$$

Corte critico

$$V_{cr} = V_c \times b \times d$$

$$V_{cr} = 0.5 \sqrt{210} \times 2827.44$$

$$V_{cr} = 2048.67 \text{ TN}$$

$$\Rightarrow V'u < V_{cr} \rightarrow \text{NO NECESITA ESTRIBOS POR CORTE}$$

Pero será necesario calcular el estribaje por corte, teniendo en cuenta las recomendaciones que estipula el R.N.E

- Se considera como mínimo estribos de $\phi \frac{3}{8}$ "
- Deberá ser cubierta bajo una Zona sísmica.

$$\frac{1}{4} l_n = \frac{1}{4} \times 3.50 = 0.875 \text{ cm}$$

- **Recubrimiento por confinamiento**

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$48 \times \left(\phi \frac{3}{8}\right) = 48 \times (0.9525) = 45.72 \text{ cm}$$

$$16 \times L\left(\phi \frac{5}{8}\right) = 16 \times (1.90) = 30.4 \text{ cm}$$

Estribo circular cada 0.10 cm

6.3. DISEÑO DE VIGAS:

En este capítulo se explicará el procedimiento de diseño para las vigas peraltadas de los pórticos más importantes del edificio.

Las vigas serán diseñadas para resistir los esfuerzos de flexión y corte, considerando para ello el efecto de las cargas de gravedad y de sismo.

I. VIGAS PRIMARIAS

NIVEL: 1 EJE 4

Sección (cm): 25 x 65

$F'c$ (kg / cm²): 210

Fy (kg / cm²): 4200

EN LOS APOYOS (momentos negativos)

Apoyo: A

Mu: 35.00 tn - m

Por tanteos:

1° a = 7.80 $As = 16.80$ a = 13.18 $As = 17.78$ cm²

2° a = 13.18 $As = 17.67$ a = 13.86 $4 \Phi 1''$

3° a = 13.86 $As = 17.78$ a = 13.95

$Asmin = 3.90$ cm² (20.40 cm²)

Apoyo: A

Mu: 97.00 tn - m

Por tanteos:

1° a = 7.80 $As = 46.57$ a = 36.53 $As = 62.99$ cm²

2° a = 36.53 $As = 62.99$ a = 49.51 Usaremos: $6 \Phi 1 \frac{3}{8}''$

3° a = 49.41 $As = 74.82$ a = 58.68 $4 \Phi 1''$

$$As_{min} = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$(62.58 \text{ cm}^2)$$

Apoyo: C

Mu: 34 tn - m

Por tanteos:

$$1^\circ \quad a = 11.80 \quad As = 16.94 \quad a = 13.29$$

$$As = 17.21 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ \quad a = 13.29 \quad As = 17.18 \quad a = 13.47$$

$$3^\circ \quad a = 13.47 \quad As = 17.21 \quad a = 15.50$$

Usaremos: $4 \Phi 1''$

$$As_{min} = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$(20.40 \text{ cm}^2)$$

EN LOS TRAMOS (momentos positivos)

Tramo A-B

Mu 76 tn- m

Por tanteos:

$$1^\circ \quad a = 11.80 \quad As = 37.86 \quad a = 29.70$$

$$As = 48.87 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ \quad a = 29.70 \quad As = 45.54 \quad a = 35.72$$

Usaremos: $6 \Phi 1 \frac{3}{8}''$

$$3^\circ \quad a = 35.72 \quad As = 48.87 \quad a = 38.33$$

$4 \Phi 1''$

$$(62.58 \text{ cm}^2)$$

Tramo B-C

Mu 76 tn- m

Por tanteos:

$$1^\circ \quad a = 11.80 \quad As = 37.86 \quad a = 29.70$$

$$As = 48.87 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ \quad a = 29.70 \quad As = 45.54 \quad a = 35.72$$

Usaremos: $6 \Phi 1 \frac{3}{8}''$

$3^\circ a = 35.72 \quad A_s = 48.87 \quad a = 38.33$

$4 \Phi 1''$
 (62.58 cm^2)

ACERO MAXIMO (para $0.75 P_b = (0.32 \times f'_c / f_y) \times b \times d$): 18.72 cm^2

ACERO MINIMO $((14/FY) \times b \times d)$: 9.42 cm^2

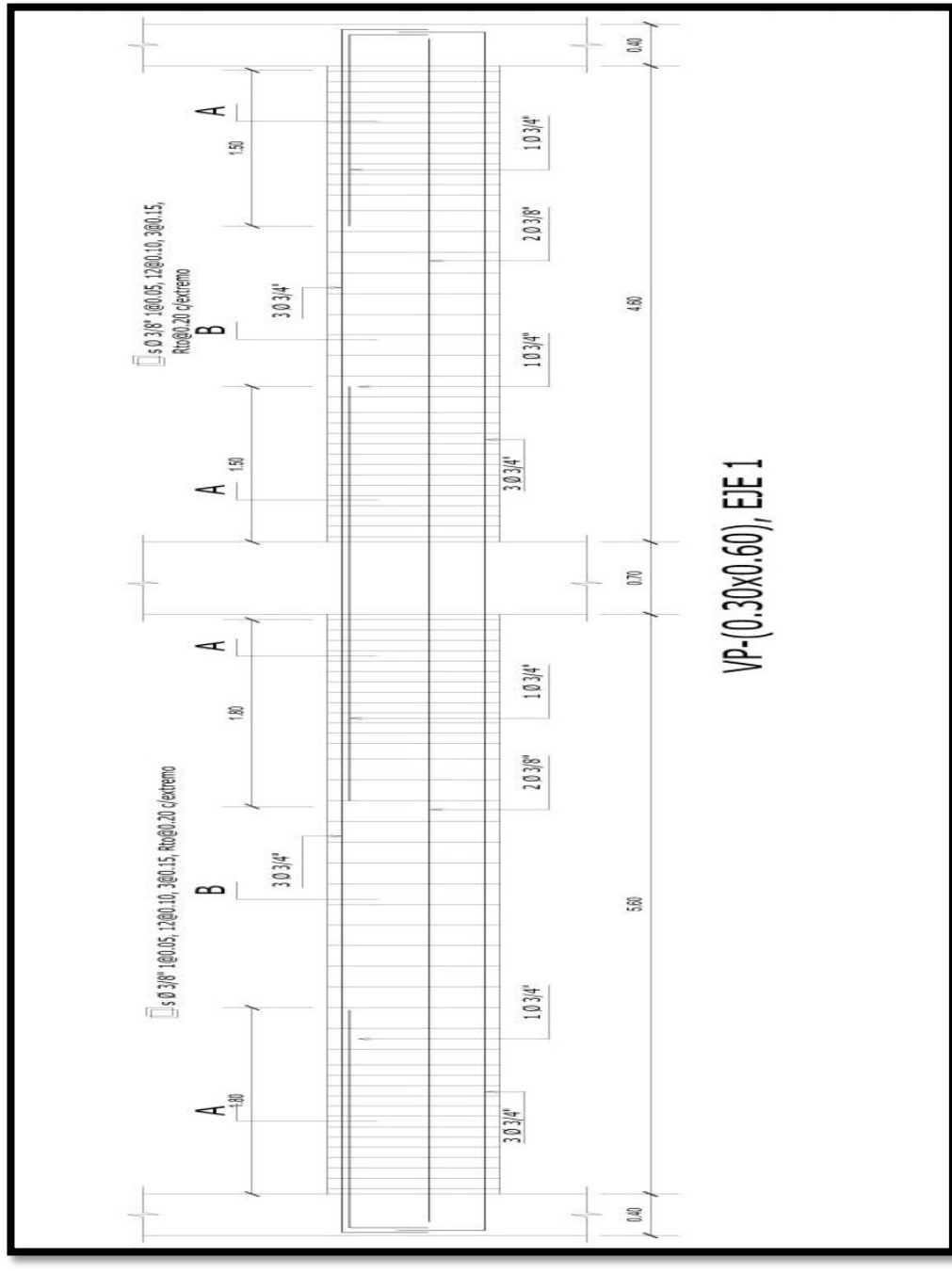


Figura 18 Detalle de viga primaria

II. VIGAS SECUNDARIAS

NIVEL: 1 EJE

Seccion (cm 25 x 50)

 $F'c$ (kg / cm 210) Fy (kg / cm² 4200)

EN LOS APOYOS (momentos negativos)

Apoyo	1	
	21	tn - m

Se asume: $a = 0.2 d$ Luego: $As = Mu / (0.901 fy(d - a / 2)$ Se evalúa : $a = As fy / (0.85 f'c b)$ 1° $a = 8.80$ $As = 14.03$ $a = 13.20$ $As = 15.01$ cm²2° $a = 13.20$ $As = 14.86$ $a = 13.98$ $6 \Phi^{3/4}$ "3° $a = 13.98$ $As = 15.01$ $a = 14.13$ $As_{min} = 4.99$ cm² (17.04 cm²)

Apoyo	2	
	23.1	tn - m

Se asume: $a = 0.2 d$ Luego: $As = Mu / (0.901 fy(d - a / 2)$ Se evalúa : $a = As fy / (0.85 f'c b)$ 1° $a = 8.80$ $As = 15.43$ $a = 14.62$ $As = 15.01$ cm²2° $a = 14.52$ $As = 16.63$ $a = 15.66$ $6 \Phi^{3/4}$ "3° $a = 15.66$ $As = 16.89$ $a = 15.90$ $As_{min} = 4.99$ cm² (17.04 cm²)

Apoyo	3	
	22.5	tn - m

Se asume : $a = 0.2 d$ Luego: $As = Mu / (0.901 fy(d - a / 2)$ Se evalua : $a = As fy / (0.85 f'c b)$

$$1^\circ \quad a = 8.80 \quad A_s = 15.03 \quad a = 14.15 \quad A_s = 16.35 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ \quad a = 14.15 \quad A_s = 16.12 \quad a = 15.17 \quad 6 \Phi^{3/4} \text{ ''}$$

$$3^\circ \quad a = 15.17 \quad A_s = 16.35 \quad a = 15.38$$

$$A_{smin} = 4.99 \text{ cm}^2 \quad (17.04 \text{ cm}^2)$$

Apoyo	4	
	20.14	tn - m

Se asume : $a = 0.2 d$

$$\text{Luego: } A_s = M_u / (0.901 f_y (d - a / 2))$$

$$\text{Se evalua : } a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$$

$$1^\circ \quad a = 8.80 \quad A_s = 13.45 \quad a = 12.66 \quad A_s = 14.27 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ \quad a = 12.66 \quad A_s = 14.14 \quad a = 13.31 \quad 6 \Phi^{3/4} \text{ ''}$$

$$3^\circ \quad a = 13.31 \quad A_s = 14.27 \quad a = 13.43$$

$$A_{smin} = 4.99 \text{ cm}^2 \quad (17.04 \text{ cm}^2)$$

En los tramos (momentos positivos)

Tramo 1-2
Mu 24.4 tn- m

Se asume: $a = 0.2d$

$$\text{Luego: } A_s = M_u / (0.901 f_y (d - a / 2))$$

$$\text{Se evalúa : } a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$$

$$1^\circ \quad a = 8.80 \quad A_s = 16.30 \quad a = 15.34 \quad A_s = 18.11 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ \quad a = 15.34 \quad A_s = 17.77 \quad a = 16.72 \quad 7 \Phi^{3/4} \text{ ''}$$

$$3^\circ \quad a = 16.72 \quad A_s = 18.11 \quad a = 17.05$$

$$A_{smin} = 2.83 \text{ cm}^2 \quad (19.88 \text{ cm}^2)$$

Tramo 2-3
Mu 24.4 tn- m

Se asume: $a = 0.2d$

$$\text{Luego: } A_s = M_u / (0.901 f_y (d - a / 2))$$

$$\text{Se evalua : } a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$$

$$1^\circ \quad a = 8.80 \quad A_s = 16.37 \quad a = 15.40 \quad A_s = 18.11 \quad \text{cm}^2$$

$$2^\circ \quad a = 15.40 \quad A_s = 17.86 \quad a = 16.81 \quad 7 \Phi^{3/4} \text{ ''}$$

$$3^\circ \quad a = 16.81 \quad A_s = 18.21 \quad a = 17.14$$

$$A_{s\text{min}} = 2.83 \text{ cm}^2 \quad (19.88 \text{ cm}^2)$$

Tramo 3-4

Mu 25.7 tn-m

Se asume: $a = 0.2d$

$$\text{Luego: } A_s = M_u / (0.901 f_y (d - a/2))$$

$$\text{Se evalua : } a = A_s f_y / (0.85 f' c b)$$

$$1^\circ \quad a = 8.80 \quad A_s = 17.17 \quad a = 16.16 \quad A_s = 19.37 \quad \text{cm}^2$$

$$2^\circ \quad a = 16.16 \quad A_s = 18.93 \quad a = 17.81 \quad 7 \Phi^{3/4} \text{ ''}$$

$$3^\circ \quad a = 17.81 \quad A_s = 19.37 \quad a = 18.23$$

$$A_{s\text{min}} = 2.83 \text{ cm}^2 \quad (19.88 \text{ cm}^2)$$

ACERO MAXIMO (para $0.75 P_b = (0.32 \times f' c / f_y) \times b \times d$)

ACERO MINIMO (($14/FY$) $\times b \times d$)

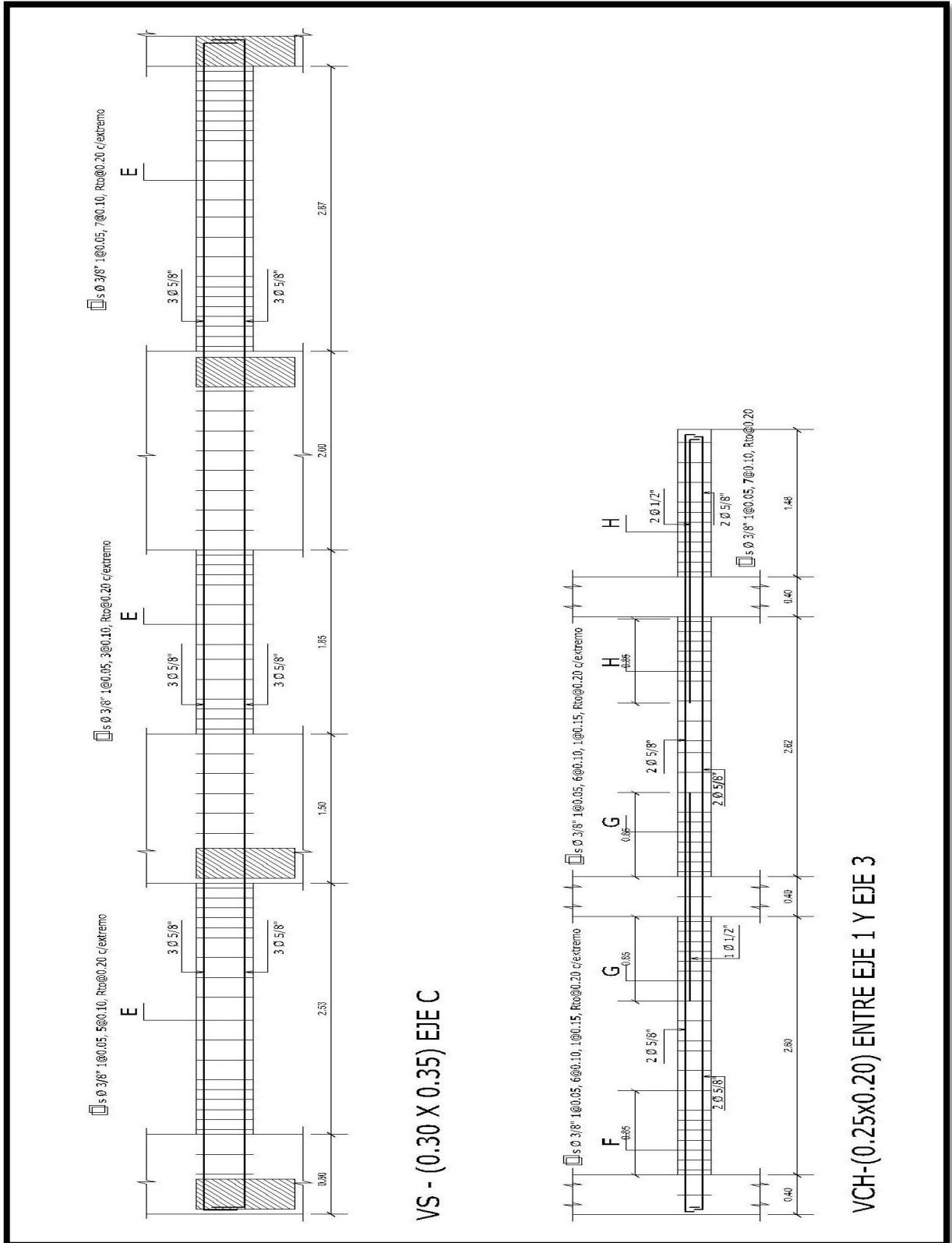


Figura 19 Detalles de vigas secundarias

6.4. DISEÑO DE ESCALERA

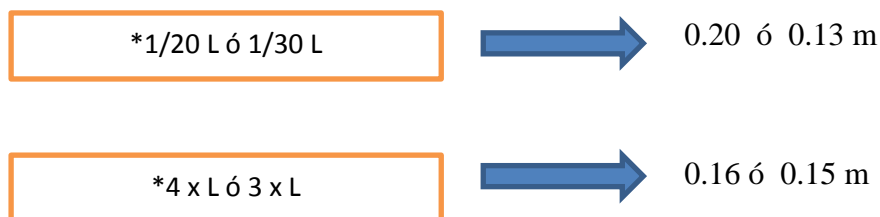
Las escaleras pueden idealizarse como losas inclinadas que conectan los diferentes niveles de una edificación. Estos elementos no forman parte de la estructura del edificio por lo tanto no aportan rigidez lateral y solo serán diseñados para soportar las cargas de gravedad. Como ejemplo para este capítulo se realizará el diseño de la losa del primer tramo de la escalera principal considerando las cargas presentadas en el capítulo de Metrado de Cargas.

DISEÑO DE ESCALERA DE 2 TRAMOS

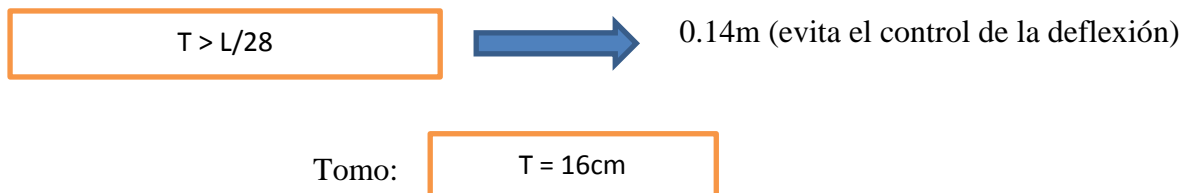
Datos:

$$\begin{array}{l}
 F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 L = 4.00 \text{ m} \\
 p = 0.25 \\
 Cp = 0.17 \text{ m}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} L \\ p \\ Cp \end{array}} \right\} \text{Cos } \alpha = 0.83$$

6.4.1. Espesor de losa



ACI:



6.4.2. Cargas

Cargas muerta:

$$\text{RAMPA: PESO LOSA: } 2400 \left(\frac{cp}{2} + t/\cos \alpha \right) = 668.37 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{PESO ACABADO: } 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Wd1 = 768.37 \text{ kg/m}^2 \times 1.25$$

$$\text{Ancho} = 1.25 \text{ m } \quad Wd1 = 960.45 \text{ kg/m}$$

$$\text{Descanso: PESO LOSA: } 384 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{PESO ACABADO: } 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Wd2 = 484 \text{ kg/m}^2 \times 1.25$$

$$\text{Ancho} = 1.25 \text{ m } \quad Wd2 = 605 \text{ kg/m}$$

Adoptamos para el diseño

$$\text{Conservadoramente: } Wd = 960.46 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga viva (} 500 \text{ kg/m}^2 \text{): } WI = 625 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga ultima : } 1.4 \times 960.46 + 1.7 \times 625 \quad Wu = 2407.1478 \text{ kg}$$

6.4.3. Momentos últimos :

$$\text{Apoyos } 1/16 Wu L2 = 2407.1 \text{ kg-m } \quad (\text{viga peraltada})$$

$$1/16 Wu L2 = 2407.1 \text{ kg-m } \quad (\text{viga peraltada})$$

$$\text{Tramos } 1/10 Wu L2 = 3851.4 \text{ kg-m}$$

$$1/10 Wu L2 = 3851.4 \text{ kg-m}$$

6.4.4. Área de acero

$$A = 0.2 \text{ t}$$

$$\text{Tramos: } As = \frac{Mu}{0.90 f'c \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad a = \frac{As fy}{0.85 f'c b}$$

$$Mu = 3.85144 \text{ tn-m}$$

Por tanteos :

$$1^\circ a = 2.60 \quad As = 8.71 \quad a = 2.05$$

$$As = 8.49 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ a = 2.05 \quad A_s = 8.51 \quad a = 2.00 \quad \phi \frac{1}{2} @ 1.29 \times 100 / 8.49 = 15.2 \text{ cm}$$

$$3^\circ a = 2.00 \quad A_s = 8.49 \quad a = 2.00$$

Usaremos : $\phi \frac{1}{2} \text{ '' } 15 \text{ cm}$

Apoyos:

Apoyos1: viga peraltada

$$\text{Mu } 2.40715 \quad \text{tn-m}$$

Por tanteos :

$$1^\circ a = 2.60 \quad A_s = 5.44 \quad a = 1.28 \quad A_s = 5.14 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ a = 1.28 \quad A_s = 5.15 \quad a = 1.21 \quad \phi \frac{3}{8} @ 0.71 \times 100 / 5.14 = 13.8 \text{ cm}$$

$$3^\circ a = 1.21 \quad A_s = 5.14 \quad a = 1.21$$

Usaremos : $\phi \frac{3}{8} \text{ '' } 10 \text{ cm}$

Apoyos2: viga peraltada

$$\text{Mu } 2.40715 \quad \text{tn-m}$$

Por tanteos:

$$1^\circ a = 2.60 \quad A_s = 5.44 \quad a = 1.28 \quad A_s = 5.14 \text{ cm}^2$$

$$2^\circ a = 1.28 \quad A_s = 5.15 \quad a = 1.21 \quad \phi \frac{3}{8} @ 0.71 \times 100 / 5.14 = 13.8 \text{ cm}$$

$$3^\circ a = 1.21 \quad A_s = 5.14 \quad a = 1.21$$

Usaremos: $\phi \frac{3}{8} \text{ '' } 10 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min: } 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 13 = 2.34 \text{ cm}^2$$

(Acero de temperatura) $\phi \frac{3}{8} \text{ '' } @ 30 \text{ cm}$

< A_s OK

6.4.5. VERIFICACION POR CORTE

Fuerza cortante	$V_u = 0.5 \times P_u \times L =$	4814.3 kg
Esfuerzo cortante aplicada:	$V_u = V_u / b \times d =$	3.70 kg/cm ²
Esfuerzo cortante admisible:	$V_{uc} = \phi 0.53 f'c =$	6.53 kg/cm ²

Como : $V_{uc} > V_u$, OK

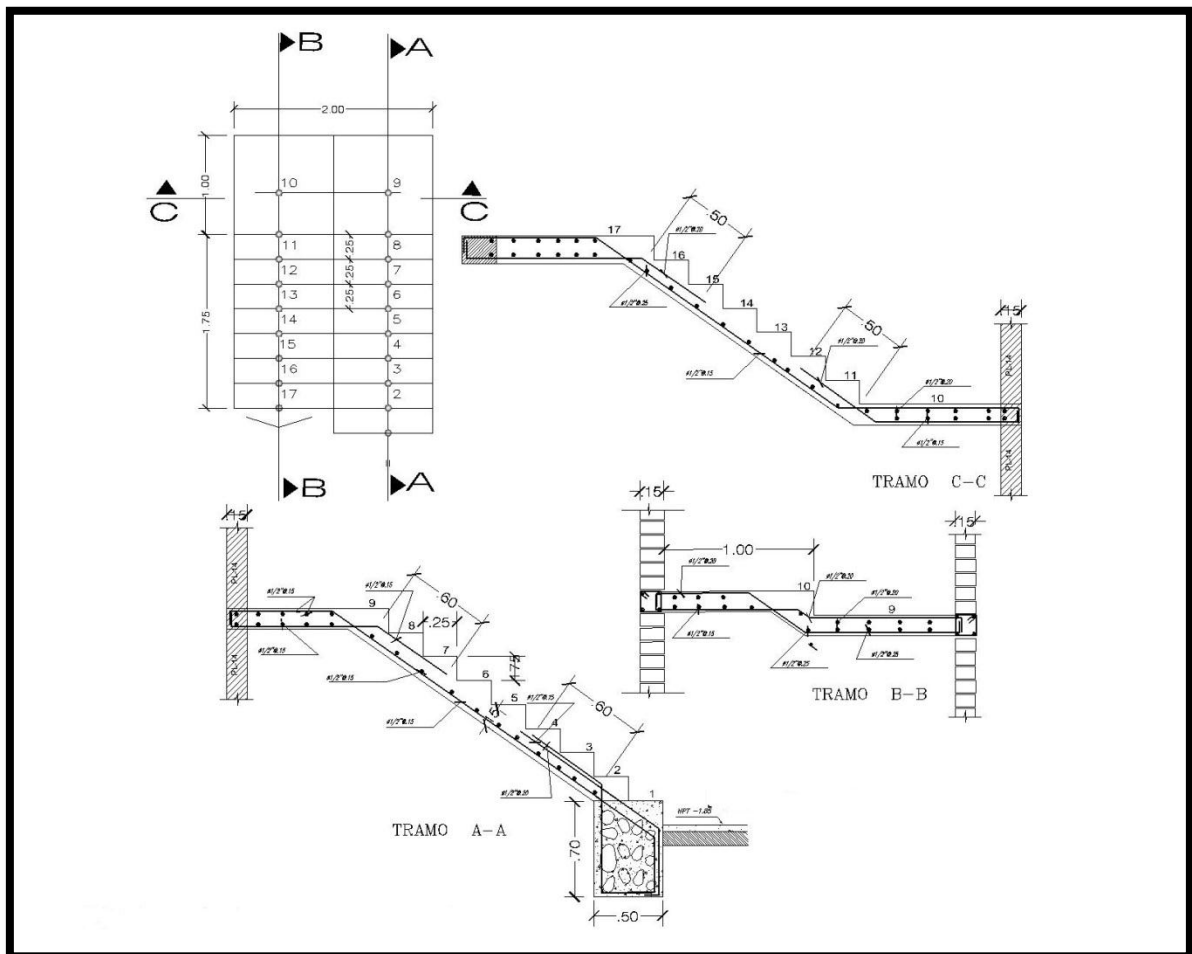


Figura 20 Detalle de escalera

6.5 DISEÑO DE LA CIMENTACION

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir al terreno las cargas de las columnas y placas. Estas cargas (fuerzas axiales, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

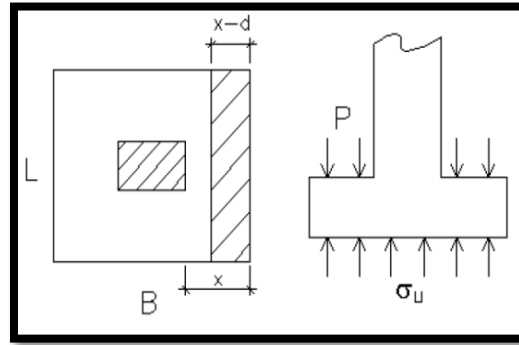
Para el cálculo del dimensionamiento de la zapata aislada, consideramos que la presión ejercida debido a las cargas de gravedad y de sismo en servicio, no debe exceder la presión admisible del suelo. Para estimar el área en planta de la zapata se divide la carga vertical en servicio entre la presión admisible del terreno. Cabe notar, que la presión ejercida por la zapata al terreno contempla la acción conjunta de fuerzas verticales y momentos flectores de gravedad y/o sismo sin amplificación.

Diseño en concreto armado.

Antes de realizar el diseño en concreto armado de la zapata continua se debe determinar la reacción amplificada del suelo, la cual es la máxima presión que ejerce el terreno sobre la zapata. La reacción amplificada del suelo es la máxima presión obtenida de las 5 combinaciones de carga, indicadas en la Norma NTE.060, las cuales consideran las cargas verticales y momentos flectores amplificados. Obtenida la presión última, procedemos al diseño de la zapata por corte y flexión. Cabe resaltar que la reacción amplificada del suelo será asumida como una presión uniformemente repartida en toda el área de la zapata.

Diseño por Corte.

El diseño por corte permite definir el peralte que debe tener la zapata, teniendo en cuenta que en ésta no se coloca acero de refuerzo. Por esta razón, el peralte tiene que ser lo suficientemente grande como para que la sección de concreto tenga la capacidad de resistir la fuerza cortante última en la sección crítica. Además, esto permite garantizar tanto el desarrollo de la longitud de anclaje del refuerzo de los elementos verticales, así como una adecuada transmisión de esfuerzos entre dichos elementos y la zapata. El peralte efectivo 'd' será considerado para los cálculos igual al peralte total menos 10 cm.



Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna o placa.

Donde:

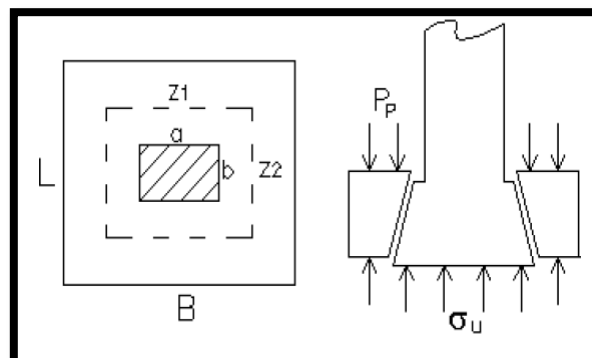
d : peralte efectivo de la sección , igual a “h-10 (en cm)

B : Ancho de la zapata en la dirección de análisis

Diseño por punzonamiento

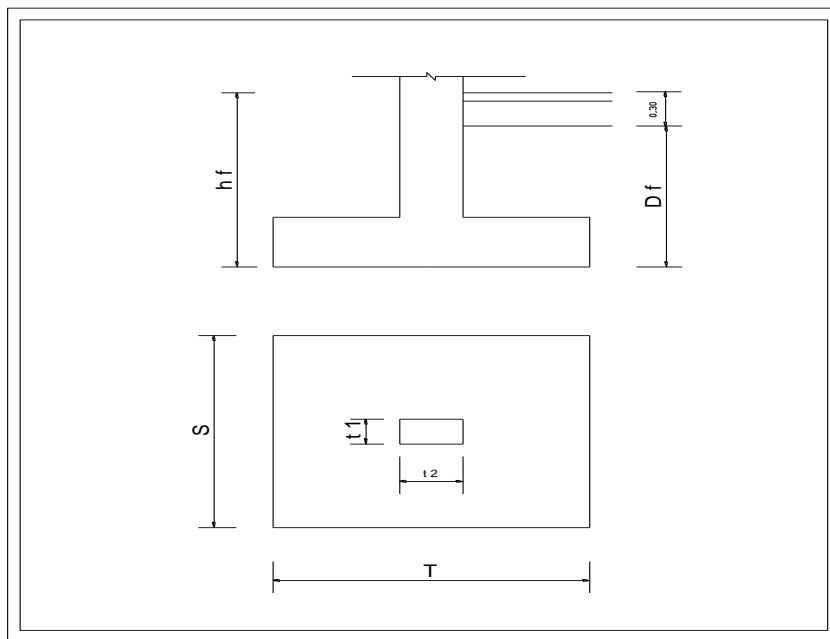
Se busca definir el peralte que tendrá la zapata, el cual será como mínimo 60 cm para asegurar que se desarrolle la longitud de anclaje de las barras longitudinales de los elementos verticales. En los cálculos, el peralte efectivo “d” se considerará igual al peralte total de la zapata menos 10 cm ($d = h - 10$).

Se asume que la zapata actúa como losa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro “Lo” sea mínimo, y este se presenta a “d/2” de la cara de la columna o placa.



Diseño por flexión

Luego de definir el peralte de la zapata mediante el diseño por cortante se procede a diseñar la zapata por flexión. El diseño por flexión consiste en calcular el área de refuerzo necesario, en cada dirección de análisis para resistir el momento último en la sección crítica, ubicada en la cara interna de las placas que llegan a la zapata o a la cara interna de las vigas de cimentación que bordean la zapata .

DISEÑO DE LA ZAPATA AISLADA**DATOS
GENERALES:**

SECCION DE COLUMNA	t1 =	0.60	mts.
	t2 =	0.60	mts.
CARGA MUERTA:	PD =	60.00	Tn.
CARGA VIVA:	PL =	30.00	Tn.
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO:	σ_t =	1.43	kg/cm ² .
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE:	Df =	1.70	mts.
PESO ESPECIFICO DEL TERRENO:	γ_t =	2.10	Tn/m ³ .
RESISTENCIA DEL CONCRETO DE LA ZAPATA:	f'c =	210.00	kg/cm ² .
SOBRECARGA DEL PISO:	s/c =	200.00	kg/m ² .
RESISTENCIA DEL ACERO:	Fy =	4200.00	kg/cm ² .
RECUBRIMIENTO	R =	7.50	cmt
DIAMETRO DE LAS VARILLAS DE REFUERZO:	\varnothing_v =	1.27	cm.

ALTURA A NIVEL DE PISO TERMINADO $h_f =$ **2.70** mts.

ESFUERZO NETO DEL TERRENO " σ_n ":

$\sigma_n = 14.30 \text{ Tn/m}^2$

AREA DE LA ZAPATA " Azap ":

$A_{zap} = 6.29 \text{ m}^2$ $S' \times T' = 2.51 \times 2.51 \text{ m}^2$

PARA CUMPLIR $L_{v1} = L_{v2}$

$T = 2.510 \text{ mts. Utilizar } T = 2.500 \text{ mt}$

$S = 2.510 \text{ mts. Utilizar } S = 2.500 \text{ mt}$

USAR $S \times T$ 2.500×2.500

$L_{v1} = L_{v2} = \boxed{0.950}$
 $\boxed{0.950}$

REACCION NETA DEL TERRENO " W_{nu} ":

$P_u = \boxed{120} \text{ Tn}$

$A_z = \boxed{6.25} \text{ m}^2$

$W_{nu} = \boxed{20.02} \text{ Tn/m}^2$

DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA " h " DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO: CONDICION DE DISEÑO:

$V_c = V_u / \phi = (P_u - W_u \cdot m \cdot n) / \phi \dots (I)$

TAMBIEN:

$\phi = \boxed{0.85}$

$V_c = 1.06 \sqrt{f'c} \cdot x \cdot b \cdot d \dots (II)$

$I = II$

Formando una ecuacion de segundo Grado

Entonces $d = \boxed{0.2410} \text{ mt}$

$h = 32.87 \text{ cm}$ **usar $h = \boxed{70.000} \text{ cm}$**

$d_{prom} = \boxed{0.700} \text{ m}$

VERIFICACION DE CORTANTE:

$L_v = \boxed{0.950} \text{ mts.}$
 $V_{du} = \boxed{12.51} \text{ Tn.}$
 $V_n = \boxed{14.72} \text{ Tn.}$

$$V_c = \boxed{134.41} \text{ Tn} > V_n \quad \text{CONFORME}$$

SENTIDO LONGITUDINAL:

DISEÑO POR FLEXION:

$$M_u = \boxed{22.59} \text{ Tn-m}$$

$$b = \boxed{250.00} \text{ cm}$$

ITERANDO:

$\phi_d =$ FACTOR DE REDUCCION DE DISEÑO IGUAL A 0.9^{oo}

$$\phi_d = \boxed{0.90}$$

$$\text{Usar } A_s = \boxed{8.59} \text{ cm}^2$$

$$a = \boxed{0.808}$$

VERIFICACION DE ACERO MINIMO:

$$A_{smin} = (\rho_{temp}) \cdot (b) \cdot (d)$$

$$A_{smin} = \quad \mathbf{31.50} \quad \text{cm}^2. \quad < \quad \mathbf{8.59} \quad \text{cm}^2.$$

USAR
Asmin

$$A_s = \quad \mathbf{31.50} \quad \text{cm}^2.$$

CALCULO DE VARILLAS:

A ϕ = AREA DE LA VARILLA A USAR EN cm².

$$A_{\phi} = \boxed{5/8"} \text{ cm}^2.$$

$$n = A_s / A_{\phi} = \boxed{15.91} \text{ VARILLAS}$$

$$\text{usar } n = \boxed{16} \text{ VARILLAS}$$

r = RECUBRIMIENTO EN mts. USUALMENTE 0.075m.

$\phi_v =$ DIAMETRO DE LA VARILLA USADA EN mts.

$$\phi_v = \boxed{5/8"} \text{ cm}$$

Separacion = (S - 2r - ϕ_v) / (n - 1)

$$\text{Separacion} = \quad 15.530 \quad \text{cm}$$

$$\text{Usar Separacion} = \boxed{15} \text{ cm}$$

$$\boxed{5/8"} \text{ cm}$$

USAR: 16 VARILLAS @ 15

SENTIDO TRANSVERSAL:

$$A_{sl} = \boxed{31.50} \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \mathbf{31.50} \text{ cm}^2$$

$$A_{\emptyset} = \boxed{5/8''} \text{ cm}^2$$

$$n = A_s / A_{\emptyset} = \boxed{15.91} \text{ VARILLAS}$$

$$\text{usar } n = \boxed{16} \text{ VARILLAS}$$

r = RECUBRIMIENTO EN mts. USUALMENTE 0.075m.

\emptyset_v = DIAMETRO DE LA VARILLA USADA EN mts.

$$\emptyset_v = \boxed{5/8''}$$

$$\text{Separacion} = (S - 2r - \emptyset_v) / (n - 1)$$

$$\text{Separacion} = 15.530 \text{ mts.}$$

$$\text{Usar Separacion} = \boxed{15} \text{ mts.}$$

USAR: 16 VARILLAS @ 15

LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO**Longitud disponible para cada barra**

$$L_d = \mathbf{87.50} \text{ cm}$$

Para barras en Traccion :

$$A_b = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$F_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_b = 1.588 \text{ cm}$$

$$L_{d1} = 34.43 \text{ cm}$$

$$L_{d2} = 38.01 \text{ cm}$$

$$L_{d3} = 30.00 \text{ cm}$$

$$\mathbf{L_d = 38.011} \text{ cm}$$

$$\text{Usar } L_d = 30.409 \text{ cm} < L_{disp} = 87.500 \text{ cm} \text{ conforme}$$

Transferencia de fuerza en la interface de columna y cimentación

a.- Transferencia al Aplastamiento sobre la columna

$$P_u = 120 \text{ Tn}$$

$$P_n = 184.62 \text{ Tn}$$

Resistencia al Aplastamiento de la columna P_{nb}

$$P_{nb} = \boxed{642.6} \text{ Tn}$$

$$P_n < P_{nb} \quad \text{conforme}$$

b.- Resistencia al Aplastamiento en el concreto de la Cimentacion

$$P_n = 184.62$$

$$X_o = 2.5 \text{ mt}$$

$$A_2 = 6.25 \text{ mt}$$

$$A_1 = 0.36 \text{ mt}$$

$$(A_2/A_1)^{0.5} = 4.17 \quad \text{usar} \quad 2.00$$

$$A_o = 0.72$$

$$P_{nb} = 1285.2 \text{ Tn}$$

$$P_n < P_{nb} \quad \text{conforme}$$

Dowells entre columna y cimentación

si $P_n <$ P_{nb}

Usar

 $A_{smin}=18.00 \text{ Cm}^2$

Para zonas sísmicas

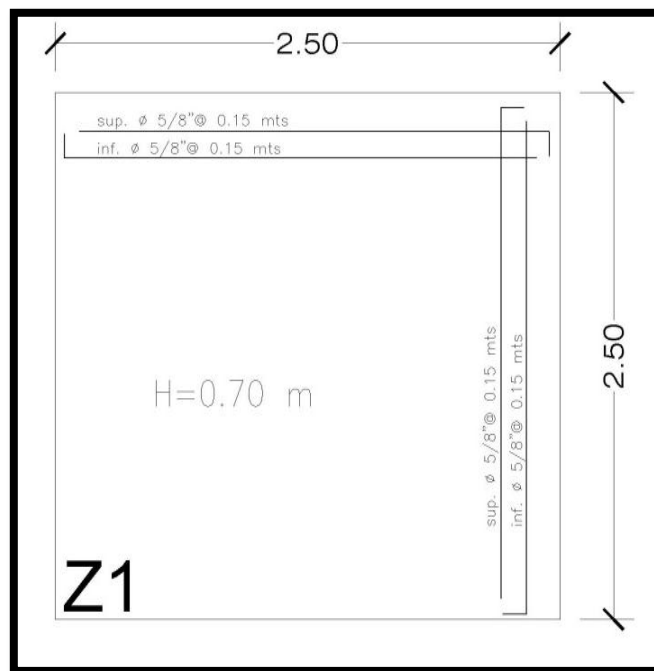


Figura 21 Planta de Zapata Principal

CAPITULO VII: RESULTADOS

- Carga admisible del terreno 1.429 kg/cm²
- Espesor aligerado h=25cm,

Carga muerta: $W_d = 204 \text{ kg/ml}$ Para C/vigueta

Carga viva: $W_l = 100 \text{ kg/ml}$

Tipo de falla: $M_u \text{ max} = 2368.212 \text{ kg-m} > M_{ub} : 1117.84 \text{ kg-m}$



Falla a la Fluencia o Falla Dúctil

Área de acero:

a. Acero Mínimo

Usaremos como mínimo: $1 \phi \frac{3}{8}$ (0.71 cm²)

b. Acero de temperatura

$1 \phi \frac{1}{4} @ \frac{0.32}{0.90} \times 100 = 35.6 \text{ cm}$

c. Acero en los apoyos

Usaremos: $1 \phi \frac{1}{2}$

d. Acero en los tramos

Tramo 1-2 y 2-3 Usaremos: $2 \phi \frac{1}{2}$

Tramo 3-4 Usaremos: $1 \phi \frac{1}{2}$

- Dimensión de la Columna principal : (d= 0.60 m)

$$P_u = 144 \text{ TN}$$

$$M_{u1} = 744 \text{ TN} - \text{M}$$

$$M_{u2} = 744 \text{ TN} - \text{M}$$

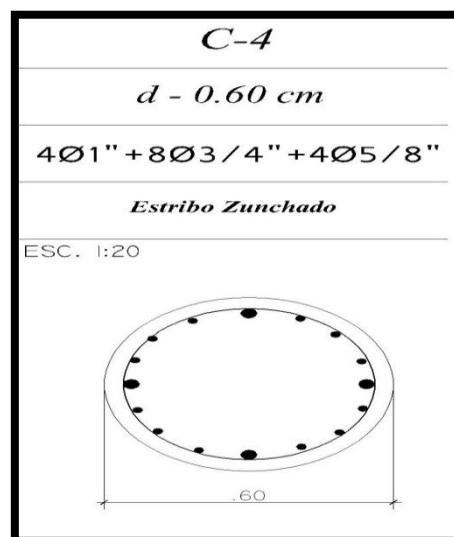
$$\text{Longitud de cálculo (Luc)} = 5.56 \text{ m}$$

$$\text{Esbeltez (E)} = 61.77 \text{ ---- Es esbelta.}$$

$$\text{Momento ultimo (Muc)} = 744 \text{ TN} - \text{m}$$

$$\text{Área de acero necesaria (Ast)} = \mathbf{56.54 \text{ cm}^2}$$

Por lo tanto se usara: $4\text{Ø}1'' + 8\text{Ø}3/4'' + 4\text{Ø}5/8''$



- VIGAS PRIMARIAS

Sección (cm): 25 x 65

$F'c$ (kg / cm²): 210

F_y (kg / cm²): 4200

- En los apoyos (momentos negativos)

Apoyo A – M_u : 35 tn-m

Se usara: 4 Φ 1"

Apoyo A – Mu: 97 tn-m

Se usara: 6 Φ 1 $\frac{3}{8}$ "

4 Φ 1 "

Apoyo C – Mu: 34 tn-m

Se usara: 4 Φ 1 "

- En los tramos (momentos positivos)

Tramo A-B Mu: 76 tn-m

Se usara: 6 Φ 1 $\frac{3}{8}$ " , 4 Φ 1"

Tramo B-C Mu: 76 tn-m

Se usara: 6 Φ 1 $\frac{3}{8}$ " , 4 Φ 1"

- VIGAS SECUNDARIAS

Sección (cm): 25 x 50

$F'c$ (kg / cm²): 210

Fy (kg / cm²): 4200

- En los apoyos (momentos negativos)

Apoyo 1- Mu: 21 tn-m

Se usara: 6 Φ $\frac{3}{4}$ "

Apoyo 2- Mu: 23.1 tn-m

Se usara: 6 Φ $\frac{3}{4}$ "

Apoyo 3- Mu: 22.5 tn-m

Se usara: $6 \Phi^{3/4}$ "

Apoyo 4- Mu: 20.14 tn-m

Se usara: $6 \Phi^{3/4}$ "

- En los tramos (momentos positivos)

Tramo 1-2 Mu: 24.4 tn-m

Se usara: $7 \Phi^{3/4}$ "

Tramo 2-3 Mu: 24.4 tn-m

Se usara: $7 \Phi^{3/4}$ "

Tramo 3-4 Mu: 25.7

Se usara: $7 \Phi^{3/4}$ "

- ESCALERA

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad L = 4.00 \text{ m}$$

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

- Espesor de la losa : $T=16 \text{ cm}$
- Cargas: Carga ultima (Wu) = 2407.1478 kg
- Momentos últimos:

Apoyos: 2407.1 kg – m

Tramos: 3851.4kg – m

- Área de acero:

Tramos Mu= 3.85144 tn-m

Se usara: Φ ½ '' @ 15cm

Apoyos:

Apoyos 1 Mu 2.40715 tn-m

Se usara: Φ 3/8 '' @ 10cm

Apoyos 2 Mu 2.40715 tn-m

Se usara: Φ 3/8 '' @ 10cm

- **Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De donde: CX=4.87

CY=3.66

Se toma un valor C=2.5, para ambas direcciones.

- **Análisis Estático:**

VX= 405.76 tn

VY=405.81 tn

- **AMPLIFICACION DE LA CORTANTE EN LA BASE DEL EDIFICIO**

	X-X	Y-Y
V.		
Dinamico	407.76	405.81
V.Estatico	259.81	208.76
Factor	1.4	1.75

CAPITULO VII: RECOMENDACIONES

Con relación al procedimiento constructivo.

La edificación del presente proyecto estará conformada básicamente, por elementos de concreto armado. Por ello y de acuerdo a la realidad en la que se encuentra inmersa la práctica constructiva en nuestro país, es necesario recalcar algunas recomendaciones sobre la importancia de los siguientes aspectos:

- La necesidad de asegurar un control técnico calificado permanente durante todo el desarrollo de cualquier obra, lo que además facilitará la ejecución de los procedimientos constructivos que emplee el Contratista y asegurará el cumplimiento de las especificaciones técnicas dadas por el diseñador. Esto se traduce en una Supervisión de Obra.
- Juega un papel muy importante que tanto el Diseñador de estructuras así como el Residente de Obra, conozcan plenamente el comportamiento del concreto, ya que este es un material muy susceptible a las variaciones ocurridas por un deficiente diseño de mezcla, tiempos de mezclado, calidad deficiente de los materiales integrantes de la mezcla de concreto, exceso de agua, mal transporte y colocación, así como a un mal vibrado (lo que promueve la segregación del concreto), cambios de temperatura bruscos, localidad en la cual se desarrolla la obra, aplicación de sobrecargas altas antes de adquirir la resistencia mínima especificada, etc.. Ya que los procedimientos de diseño de elementos de concreto armado son generalmente realizados considerando un comportamiento ideal del mismo, debe proveérsele adecuado cuidado durante la construcción, asegurándose así; un concreto de buena calidad que permita un comportamiento estructural satisfactorio y el cumplimiento de las hipótesis de diseño adoptadas por el Ing. calculista.
- No menos importante, es el curado del concreto en obra. Este está íntimamente ligado a la idea expuesta en el punto anterior, pero generalmente, dentro del ámbito de la construcción en el Perú, no se le otorga la importancia debida y en algunos casos, se le considerada ineficaz; lo cual dista mucho de un adecuado procedimiento constructivo. El curado del concreto de acuerdo a lo establecido por las recomendaciones de los diversos organismos especializados en el tema, resulta altamente beneficioso para el desarrollo de su resistencia.

- Curar el concreto por vía húmeda. Se recomienda el uso de un sellador en el concreto de elementos estructurales para impedir la oxidación de la armadura.
- La estructura del presente proyecto está conformada básicamente por un sistema a porticada de concreto armado, toda superficie en contacto con agua debe ser impermeabilizada usar sika n° 1 o similar.
- En las uniones cuando se intersecten los refuerzos longitudinales de viga y columna las varillas de las vigas deberán ser grifados ligeramente para mantener la posición del acero de las columnas.
- Debido a la concentración de acero en columnas, el acero positivo y negativo de las vigas, deberán colocarse en dos capas. Esta recomendación tiene prioridad sobre los cortes de las vigas.
- No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmontes, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales adecuados debidamente compactados. Se cimentara sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizara con una falsa zapata hasta llegar al estado apropiado.

CAPITULO VIII: CONCLUSIONES

- Los criterios de estructuración y pre dimensionamiento recibidos en los cursos de Concreto armado permitieron definir la estructura del edificio y diseñarla para lograr un comportamiento ante un sismo.
- El pre dimensionamiento de los elementos estructurales constituye solamente un punto de partida para el diseño final, no debiéndose de ninguna manera ser tomados en cuenta como diseño final sin antes haber hecho las verificaciones y cálculos respectivos de acuerdo a las condiciones de cargas sobre dichos elementos.
- Para el pre dimensionamiento el peralte de las vigas se utilizó un valor entre $L/10$ y $L/12$, lo que permitió armar las vigas sin congestión de acero.
- La utilización de programas de diseño estructural como el Etabs para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño.
- Al usar un programa de cómputo se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones muy rápidamente. Sin embargo, la veracidad de los resultados está en función de un modelo que se aproxime al comportamiento de la estructura real.
- La configuración de la arquitectura de este edificio nos permitió fijar un sistema sismo resistente basado en placas para el uso de calzadura en el semisótano, sin embargo, también se pudo optar por un sistema más tradicional basado en vigas y columnas que forman pórticos lo cual proporcionan un buen diseño estructural.

- El diseño y dimensionamiento final de los elementos estructurales deberán tener en cuenta las restricciones propias de los procesos constructivos, así como los posibles problemas presentados durante la construcción sobre todo en los límites del terreno.
- En cuanto al diseño por corte de las vigas, en la mayoría de los casos, el espaciamiento de los estribos está gobernado por las reglas de confinamiento para vigas sismo resistente.
- La teoría del análisis estructural afirma que en edificaciones compuestas por placas, no deberían producirse desplazamientos laterales importantes al aplicárseles cargas de gravedad, debido a la gran rigidez lateral que poseen las placas.
- Para el diseño de los diversos elementos estructurales se empleó el Diseño por Resistencia. Este método permite ajustar los factores individuales de carga (factores de amplificación) para representar grados diferentes de incertidumbre para los diversos tipos de carga. Asimismo, pueden ajustarse los factores de reducción de resistencia (f) a la precisión con la cual se calculan los diferentes tipos de resistencias (flexión, cortante, torsión, etc.) y la resistencia misma (R) en cada caso, se calcula considerando explícitamente la acción inelástica de las cargas amplificadas.
- Para cualquier elemento estructural, su resistencia real debe ser lo suficientemente elevada para resistir, siempre con un margen de reserva, todas las cargas previsibles que pueden actuar sobre aquél durante la vida de la estructura, evitando que se presente su falla o cualquier otro inconveniente que pueda poner en riesgo la estabilidad global de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

- Diseño De Estructuras De Concreto Autor: Arthur Nilson; Editorial: Mc Graw Hill.
- Diseño de concreto Reforzado, 4ta edición – Jack C. McCormac.
- Morales Morales Roberto, Diseño en Concreto Armado, Fondo Editorial I.C.G, Lima 2006.
- San Bartolomé Ramos Ángel, Análisis de Edificios, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 1999.
- Blanco Blasco Antonio. Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto Armado1994.
- Análisis y Diseño de edificaciones de Albañilería. Ing. Flavio Abanto Castillo. Editorial San Marcos. 2da Edición, 2003.
- CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS, MANUAL DE OBRA. Héctor Gallegos,Raúl Ríos, Carlos Casabonne, Carlos Uccelli, Guillermo Icochea y Julio Arango. Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO). 7ma Edición, Mayo de 1992.
- Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda. 2013.

ANEXOS

Como anexo del presente trabajo, se presentan los planos correspondientes a las especialidades de Arquitectura y Estructuras del edificio diseñado.

La relación de planos es la siguiente:

ARQUITECTURA

- A-01 - PLANTA PRIMER PISO.
- A-02 - PLANTA DE PISO TIPICO Y AZOTEA.
- A-03 - PLANTA DE TECHOS.
- A-04 - CORTE.
- A-05 - ELEVACION FRONTAL.

ESTRUCTURA

- E-01 - CIMENTACION.
- E-02 - ESCALERA Y PLACAS.
- E-03 - COLUMNAS.
- E-04 - TECHO SEMISOTANO.
- E-05 - TECHO DE PISO TIPICO.
- E-06 - ENCOFRADO DE AZOTEA.

VIGAS

- V-01 - VIGAS PRINCIPALES.
- V-02 - VIGAS SECUNDARIAS.

