

UNIVERSIDAD NACIONAL
JOSE FAUSTINO SANCHEZ CARRION



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE
DE UN EDIFICIO DE CUATRO NIVELES EN
CONCRETO ARMADO**

TESIS

PARA OBTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

KATHERINE MARGETH MENDEZ LEON

ORLANDO ORSON DIAZ SIESQUEN

ASESOR:

ING. SÁNCHEZ GUZMÁN ALBERTO IRHAAM

Registro CIP: 19681

HUACHO - PERÚ

2019

MIEMBROS DEL JURADO EVALUADOR Y ASESOR

Ing. **JOAQUIN JOSE ABARCA RODRIGUEZ**
DNQ N° 299 - CIP N° 108833
PRESIDENTE

.....

Ing. **BENAVENTE LEON CHRISTIAN**
CIP N° 179338
SECRETARIO

.....

Ing. **DE LA CRUZ VEGA SLEYTHER ARTURO**
CIP N° 207587
VOCAL

.....

Lic. **ALBERTO IRHAAM SANCHEZ GUZMAN**
DNQ N° 187 - CIP N° 19681
ASESOR

AGRADECIMIENTO

*A nuestra familia por su apoyo, comprensión
y enseñarnos que con perseverancia y constancia todo es posible.*

RESUMEN

En el presente trabajo, se ha plasmado los criterios y procedimientos para un “Diseño Estructural Sismorresistente de un Edificio de Cuatro Niveles en Concreto Armado”, ubicado en el sector de Zarate, distrito de San Juan de Lurigancho, región Lima.

Indicamos partir desde la concepción, seguido de la idealización, pasando por el análisis y terminando en el diseño estructural sismorresistente (el cual es nuestro fin).

Concepción Estructural, donde se detalla los principios de una buena estructuración y requisitos que una estructura debe cumplir en su diseño preliminar.

Idealización Estructural, donde con la ayuda de softwares se idealiza los elementos estructurales en formas simples para posteriormente realizar los procedimientos matemáticos.

Análisis Estructural, en esta etapa empleamos hojas de cálculo, para desarrollar un conjunto de fórmulas y así poder determinar si nuestra estructura cumple con los parámetros establecidos en el R.N.E., N.T.P., y con las recomendaciones de reconocidos autores (estructuralistas) en nuestro campo de Ingeniería civil.

Una vez concluido estos tres procedimientos antecesores, podemos empezar el Diseño estructural Sismorresistente, que engloba toda la distribución de acero de los elementos estructurales y la dimensión de las secciones finales de estas, obteniendo una estructura Sismorresistente, la cual tendrá un funcionamiento óptimo ante movimientos telúricos, cumpliendo con la finalidad de la primera regla de la filosofía del diseño sismorresistente, evitar pérdida de vidas humanas.

Palabras claves: Diseño estructural sismorresistente, edificio en concreto armado, análisis estructural sismorresistente.

ABSTRACT

In the present work, the criteria and procedures for a "Seismic Structural Design of a Four Level Building in Armed Concrete", located in the sector of Zarate, district of San Juan de Lurigancho, Lima region, have been established.

We indicate starting from the conception, followed by the idealization, going through the analysis and ending in the seismic-resistant structural design (which is our end).

Structural Conception, which details the principles of good structuring and requirements that a structure must meet in its preliminary design.

Structural Idealization, where with the help of softwares the structural elements are idealized in simple ways to later perform the mathematical procedures.

Structural Analysis, in this stage we use spreadsheets, to develop a set of formulas and thus be able to determine if our structure complies with the parameters established in the RNE, NTP, and with the recommendations of recognized authors (structuralists) in our field of Engineering civil.

Once these three predecessor procedures are completed, we can begin the Seismic Resistant structural design, which encompasses the entire steel distribution of the structural elements and the dimension of the final sections of these, obtaining a Seismic Resistant structure, which will have an optimal operation against telluric movements, fulfilling the purpose of the first rule of the seismic design philosophy, avoid loss of human life.

INDICE

CAPÍTULO I.....	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	1
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2.1 PROBLEMA GENERAL.....	3
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	3
1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.3.1 OBJETIVOS GENERALES.....	3
1.3.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	3
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
CAPITULO II.....	6
MARCO TEORICO.....	6
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	6
2.1.1 INTERNACIONALES.....	6
2.1.2 NACIONALES.....	9
2.2 BASES TEÓRICAS.....	13
2.2.1 CONCEPCION ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE.....	13
2.2.2 IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE.....	25
2.2.3 ANALISIS SISMORRESISTENTE.....	30
2.2.4 DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	40
2.3 DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	50
2.4 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS.....	52
2.4.1 HIPÓTESIS GENERAL.....	52
2.4.2 HIPÓTESIS ESPECIFICA.....	52
CAPITULO III.....	54
METODOLOGÍA.....	54

3.1 DISEÑO DE METODOLÓGICO	54
3.1.1 TIPO.	54
3.1.2 ENFOQUE.	54
3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA	55
3.2.1 POBLACIÓN	55
3.2.2 MUESTRA	55
3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES E INDICADORES	56
3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.	57
3.4.1 TÉCNICAS A EMPLEAR	57
3.4.2 DESCRIPCIÓN DE INSTRUMENTOS	57
3.5 TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	58
CAPITULO IV	59
DESARROLLO	59
4.1 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE	59
4.1.1 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTONICA	59
4.1.2 SISTEMA ESTRUCTURAL	61
4.1.3 PREDIMENSIONAMIENTO	61
4.2 IDEALIZACION ESTRUCTURAL	63
4.2.1 MODELAMIENTO	63
4.2.2 CARGAS	66
4.3 ANALISIS SISMORRESISTENTE	67
4.3.1 PARAMETROS DE SITIO	67
4.3.2 PARAMETROS ESTRUCTURALES	67
4.3.3 PERIODO DE LA EDIFICACIÓN	67
4.3.4 FUERZA CORTANTE BASAL MINMA	68
4.3.5 DESPLAZAMIENTOS	75
4.3.6 IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ALTURA	75

4.4 DISEÑO SISMORRESISTENTE	77
4.4.1 DISEÑO DE VIGAS	77
4.4.2 DISEÑO DE LOSAS	80
4.4.3 DISEÑO DE COLUMNAS	80
4.4.4 DISEÑO DE PLACAS	83
4.4.5 DISEÑO DE ZAPATA	86
CAPITULO V	88
RESULTADOS	88
5.1 ANALISIS ESTRUCTURAL	88
5.1.1 ANALISIS SISMICO	88
5.1.2 DISEÑO SISMORRESISTENTE	89
CAPITULO VI	93
DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	93
6.1 DISCUSIÓN	93
6.2 CONCLUSIONES	93
6.3 RECOMENDACIONES	94
CAPITULO VII	95
FUENTES DE INFORMACIÓN	95
7.1 Fuentes Bibliográficas	95
ANEXOS	97

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

El crecimiento poblacional sin control y sin planificación, ha tenido como consecuencia una rápida solución, que se convirtió en un problema mayor, el autoconstrucción.

Así lo señala Kuroiwa Horiuchi, (2016):

Según estimaciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), cerca del 70% de las viviendas que se construyen en el país son informales, es decir, que son edificadas por el propietario con la ayuda o por medio de un “maestro de obra”. Sin embargo, ojalá fuera incluso así, porque frecuentemente son oficiales o ayudantes, que le siguen en rango a los maestros de obra, los encargados de las construcciones.

Como consecuencia de ello, la mano de obra es deficiente en la mayoría de casos, lo que se aprecia, por ejemplo, en el asentamiento de las piezas de ladrillo, con espesores no uniformes del mortero y las juntas verticales no rellenas, o no compactadas adecuadamente. Para que el mortero arena-cemento y el concreto logren la resistencia especificada, es necesario que se cumpla con la dosificación de sus componentes: cemento, arena, en el primer caso; más piedra chancada en el segundo. La cantidad de agua es crítica, pues si se agrega en exceso –lo que a menudo se hace por “trabajabilidad”– se reduce sustancialmente la resistencia del mortero o concreto. Las piezas de ladrillos muchas veces no son de la calidad adecuada, con demasiados vacíos en los ladrillos tipo pandereta o piezas deformadas o no horneadas adecuadamente. Como las edificaciones no han sido diseñadas y construidas profesionalmente, con métodos y técnicas de construcción desarrollados en el Perú, que están ahora disponibles, no consideran la densidad de muros, carecen de columnas de concreto armado de refuerzo o están inadecuadamente distribuidas en la planta de la vivienda.
(p.10)

Como menciona el autor, existe una carencia de mano de obra calificada, y la falta de supervisión por parte de un profesional competente, lleva a que no se cumplan con las

mínimas exigencias de diseño de una estructura, ni la aplicación de parámetros definidas por Normas establecidas.

No solo el autoconstrucción es un problema grave, pues la falta de planificación urbana nos ha llevado a tener una ciudad desigual, generando problemas graves de transporte, espacios públicos como parques, centros deportivos y de recreación, hospitales, escuelas, comisarias mal distribuidos o ausentes, inseguridad y contaminación ambiental. La mayor parte de edificaciones tienen sus cimientos en laderas de cerros, invadiendo las zonas inundables y los cauces aluvial de las quebradas, sobre suelos de baja resistencia portante, sobre zonas donde la napa freática es superficial.

Nuestro país, Perú, se ubica geográficamente en el cinturón de fuego del pacifico, llamado así porque concentra algunas importantes zonas de subducción, lo cual ocasiona una fuerte actividad sísmica y volcánica en todo el litoral que lo abarca, es por eso que somos un país altamente sísmico, ello indujo a los Ingenieros buscar nuevas prácticas, logrando que las estructuras sean capaces de soportar las exigencias frente a un sismo severo, pero siendo conservador en el costo.

Según Navarro Flores,(2001) señalo en su tesis “Análisis estático-dinámico y diseño sismorresistente de un sistema estructural dual de concreto armado: uso vivienda”:

Estando el Perú en una zona sísmica donde a menudo ocurren sismos severos, la seguridad estructural de las edificaciones está ligada principalmente a los terremotos. Es generalmente antieconómico construir edificaciones tan fuertes que resistan movimientos sísmicos sólo por su resistencia, por ello se suele aprovechar los resultados de análisis de respuestas dinámicas (metodología que nos da resultados más reales del comportamiento de la estructura frente a sollicitaciones sísmicas) los cuales nos conduce a la conveniencia de diseñar edificios con adecuada resistencia y máxima capacidad de ductilidad. (p.1)

Frente a estas deficiencias por parte de la población, y de las autoridades, se debe crear una nueva cultura en la construcción de edificaciones, empleando las nuevas normativas y concepción en el diseño estructural.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 PROBLEMA GENERAL.

¿Cuáles son los criterios y procedimientos para un Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?

1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS.

- ¿Cuáles son las características de la concepción de un Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?
- ¿Cuál es la idealización del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?
- ¿Cuál es el análisis del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?
- ¿Cuál es el Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 OBJETIVOS GENERALES

Explicar los criterios y procedimientos para un Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.

1.3.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS

- Obtener la Concepción del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.
- Obtener la Idealización del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.

- Obtener el Análisis del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.
- Obtener el Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima

1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Según Municipalidad Metropolitana de Lima, (2018), explica los posibles impactos de desastre:

El desacoplamiento sísmico de las placas daría origen a un sismo de 8,8 Mw; sobrepasando nuestra capacidad de respuesta, generando:

- 50,000 víctimas, decenas de miles de heridos, centenares de desaparecidos; el colapso o destrucción de alrededor de 200 mil viviendas, más de 500 instituciones educativas, centros hospitalarios, estaciones de bomberos y otros; cifras que podrían incrementarse.
- La gran dificultad de la población para acceder a los servicios de salud en caso de un desastre en Lima Metropolitana, en particular los 800 mil habitantes de San Juan de Lurigancho, De Lurigancho – Chosica, Carabayllo, Pachacamac, Villa El Salvador y Villa María del Triunfo.
- La interrupción de los servicios de agua, saneamiento e higiene para ocho millones de habitantes y las dificultades para dotar de agua segura a Lima Metropolitana, con medios alternativos; los cuales requieren de una autoridad y mecanismos de coordinación, que no puede tener una sola empresa. En la actualidad 500,000 viviendas no se abastecen de la red pública de agua, adquiriéndola de camiones cisternas de dudosa procedencia; empleando silos para la eliminación de excretas, que por su mala implementación contribuye al deterioro de las bases de las edificaciones o incrementa la inestabilidad de los suelos.

- La interrupción del servicio eléctrico y el incremento de los actuales riesgos derivados de la precariedad de las conexiones domiciliarias, informales o clandestinas.
- La interrupción de las comunicaciones, como lo sucedió luego del sismo de 7,9 Mw en Pisco el 15 de agosto de 2007.
- La interrupción de los sistemas de aprovisionamiento y distribución de alimentos. (p.8)

Al encontrarse nuestro país en una zona altamente sísmica, debemos dejar de lado la errónea idea de diseñar edificaciones para soportar cargas gravitacionales, solamente, y emplear los nuevos diseños sismorresistente, los cuales consideran las fuerzas inducidas por sismos.

La estructura de un edificio, sometida a un sismo, sufrirá deformaciones, además de ser arrastrada por el movimiento del terreno, lo que creará un movimiento de péndulo invertido. Sus movimientos son muy complejos, y dependen de las características del mismo como su tamaño, las cargas por piso, altura, características del terreno de fundación, geometría en planta y altura, etc.

Un diseño sismorresistente conlleva a un análisis no lineal de la estructura, donde se trata de predecir el complejo comportamiento de la estructura frente a un sismo, simplificando el análisis con el uso de parámetros establecidos, como los factores de Zonificación, de Uso, de Amplificación Sísmica, de Suelo y de Reducción Sísmica, haciendo uso de softwares, facilitando los cálculos, los cuales eran casi imposibles de llevar a cabo hace unas décadas, para diseñar una edificación, que sea capaz de soportar las exigencias de un sismo severo, pues la probabilidad de ocurrencia de uno de gran magnitud, aumenta con cada día transcurrido, desde el último registro importante en nuestra capital peruana.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Para comprender las bases de la presente investigación, haremos previamente diferentes menciones de investigaciones científicas abarcando la temática del Diseño Estructural Sismorresistente.

2.1.1 INTERNACIONALES.

Algunas de las principales investigaciones son:

Según H. Nilson, (2001) En su libro “Diseño de Estructuras de Concreto – Duodécima edición”, expone en la parte introductoria del capítulo 20, como se relacionan las estructuras con los terremotos y cual es el proposito del diseño sismico:

Los terremotos son el resultado de un movimiento súbito de las placas tectónicas en la superficie terrestre. El movimiento ocurre en las líneas de falla, y la energía liberada se transmite a través de la tierra en forma de ondas que producen movimientos del terreno a muchas millas de distancia del epicentro. Las regiones adyacentes a las líneas de fallas activas son las más propensas a experimentar terremotos.

Desde el punto de vista de las estructuras, los terremotos consisten en movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra. A medida que el terreno se mueve, la inercia tiende a mantener la estructura en su sitio original, lo cual conlleva a la imposición de desplazamientos y de fuerzas que pueden tener resultados catastróficos.

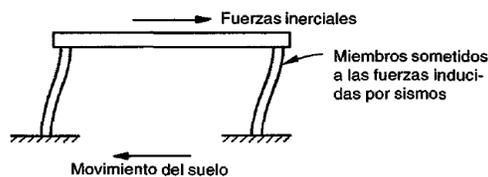


Figura 1. Fuente: H. Nilson, (2001)

El propósito del diseño sísmico es dimensionar las estructuras de manera que éstas puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno.(p.647)

Ademas sustenta cual es la razon por la cual se debe diseñar en el rango inelastico:

La práctica exige que el diseño de las estructuras se realice apenas para una fracción de las fuerzas asociadas con estos desplazamientos. Las fuerzas de diseño relativamente bajas se justifican con la observación de que edificios diseñados para fuerzas pequeñas se han comportado de manera satisfactoria y que las estructuras disipan una cantidad de energía significativa a medida que el material fluye y se comporta inelásticamente. Sin embargo, este comportamiento no lineal se traduce por lo general en desplazamientos aún mayores, lo cual puede dar lugar a daño no estructural de consideración y a una gran demanda de ductilidad. Por otro lado, los desplazamientos pueden llegar a ser de una magnitud tal que la resistencia de la estructura se vea afectada por consideraciones de estabilidad.

Por lo anterior, los diseñadores de estructuras que puedan estar sometidas a terremotos, se enfrentan a las siguientes posibilidades: (a) proporcionar una rigidez y una resistencia adecuadas para limitar la respuesta de las estructuras al rango elástico o (b) proporcionar estructuras de menor resistencia, a costos iniciales presumiblemente menores, que tengan la capacidad de soportar deformaciones inelásticas grandes manteniendo su capacidad de soportar carga.(p.648)

Argumenta, tambien, cual es la diferencia entre el Diseño Sismorresistente y el Diseño por cargas:

El diseño sismorresistente se diferencia del diseño para cargas gravitacionales y de viento en la mayor sensibilidad relativa de las fuerzas inducidas por el sismo a la geometría de la estructura. Sin un diseño cuidadoso, las fuerzas y los desplazamientos pueden concentrarse en partes de la estructura incapaces de proporcionar la resistencia o ductilidad adecuadas. El hecho de rigidizar un

elemento para un tipo de carga puede incrementar las fuerzas en el elemento y cambiar el modo de falla de dúctil a frágil.(p.649)

Aguiar Falconi, (2008). Analiza el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, y explica cual es la razón por la que se debe hacer uso de ello:

Los mapas de zonificación sísmica, de la mayor parte de países, tienen un período de retorno de 475 años y corresponde a sismos muy intensos. Diseñar, la mayoría de estructuras, para que soporten estos sismos sin ningún daño, es muy costoso y no tiene sentido ya que un sismo intenso se registra con muy poca frecuencia, de tal forma que la probabilidad de que ocurran durante la vida útil de la estructura es muy baja. Por este motivo, se diseñan las estructuras para que trabajen en el rango no lineal, para que disipen la mayor cantidad de energía. Por lo tanto, se espera daño en las mismas, pero nunca van a colapsar.

Por este motivo se define un espectro inelástico de diseño, el mismo que se obtiene dividiendo el espectro elástico, para el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R .(p.2)

Según Bertero Risso, (1989).

Los problemas que se encuentran en el diseño para sismos moderados se pueden resumir en tres:

1. Estimar con precisión el movimiento del suelo en la cimentación del edificio: Terremoto de entrada.
2. Estimar o calcular las deformaciones de la obra en particular en respuesta al movimiento que experimenta la cimentación, considerando simultáneamente todas las sollicitaciones que actúan sobre ella: Sollicitaciones o demandas a la estructura.
3. Predicción de la respuesta en el límite seguro: Capacidad real asignada a la estructura.

2.1.2 NACIONALES.

Ottazzi Pasino, (2014) nos menciona una breve historia del análisis Estructural:

La historia del análisis estructural comienza mucho antes de la era antigua de los egipcios, romanos y griegos. Aunque no se consiguen escritos sobre los principios del análisis de estructuras desde esa época, las ruinas actuales indican que ciertos principios de la estática y del análisis estructural fueron conocidos por sus constructores.

Por ejemplo, Arquímedes- (287-212 A.C.) introdujo el concepto de centro de gravedad y llevó a su más simple expresión los principios fundamentales de la estática y el equilibrio. Escritos sobre el análisis estructural se han encontrado solamente después del Renacimiento. La tendencia histórica del análisis estructural después del Renacimiento, puede dividirse en las siguientes etapas o eras:

a) La Era de los Grandes Maestros

Esta es la era de Leonardo de Vinci (1452-1519), Galileo Galilei (1564-1642), Fontana (1543-1607), y Mimar Sinan (1490-1588), quienes tuvieron gran sentido físico acerca de las estructuras y sus éxitos se basaron en sus talentos innatos. Son dignos de mención los trabajos de Leonardo (introdujo los conceptos de fuerza y de momento) y el libro de Galileo "Dos Nuevas Ciencias" acerca de la teoría de la viga en voladizo.

b) La Era de los Grandes Matemáticos

En esta era los matemáticos, lo mismo que muchos otros, mostraron interés en la mecánica estructural. Hombres como Hooke (1635-1703), Johann Bernoulli (1667- 1748), Daniel Bernoulli (1700-1782), Euler (1707-1783), y Lagrange (1736-1813) establecieron los principios fundamentales de energía, la relación entre esfuerzos y deformaciones, las ecuaciones diferenciales de deformaciones y sus soluciones.

Su interés fue más bien en la teoría matemática de la elasticidad y sus hallazgos, tales como la ley de esfuerzo - deformación de Hooke, la ecuación de las barras vibrantes de Bernoulli, el pandeo de columnas de Euler y las ecuaciones de

flexión de placas de Lagrange, contribuyeron sin duda al desarrollo de la teoría de las estructuras.

c) La Era de los Grandes Ingenieros

Esta era puede considerarse como la edad de oro de la ingeniería estructural. Hombres tales como Navier (1785-1836), Saint-Venant (1797-1886), Clapeyron (1799-1864), Airy (1801-1892), Maxwell (1831-1879), Castigliano (1847-1884), Mohr (1835-1918), y Muller-Breslau (1851-1925) utilizaron exitosamente las teorías matemáticas desarrolladas en la era anterior para la solución de algunos problemas estructurales.

Ellos deben considerarse más como ingenieros que como matemáticos, aunque sus conocimientos en las ciencias matemáticas fueron sobresalientes. Sus descubrimientos y teoremas fueron la base para el desarrollo de la teoría de las estructuras en la era moderna.

d) La Era Moderna

A principios del siglo XX hombres como G.A. Maney, H. Cross, R.W. Southwell y G. Kani comprendieron que eran necesarios métodos más prácticos para analizarlas estructuras indeterminadas. Ellos introdujeron, respectivamente, los métodos de pendiente - deflexión (1915), distribución de momentos (1932), relajación y distribución de fuerza cortante.

Cada uno de estos métodos parte de un conjunto de hipótesis para obtener soluciones aproximadas, de los problemas estructurales, que para las herramientas de cálculos disponibles en esos años, se consideraban complejos. Estos métodos, que simplifican el cálculo, llegaron a ser muy utilizados en las oficinas de ingeniería (aún hoy en día se sigue utilizando el Método de Cross en las oficinas de diseño) debido a su simplicidad y adaptabilidad para los cálculos manuales.

En 1922, K.A. Calisev publicó un artículo que describía un método de aproximaciones sucesivas para el análisis de estructuras reticulares, en el que se determinaban las rotaciones de los nudos de una estructura por aproximaciones sucesivas. De esta manera los sistemas de numerosas ecuaciones se pueden

resolver con cálculos manuales. Puede decirse que este método fue el predecesor del Método de Cross.

El análisis de las estructuras indeterminadas recibió un gran impulso en 1930, año en que el profesor Hardy Cross de la Universidad de Illinois, presentó su método de distribución de momentos. El hecho de que el artículo escrito por Cross constaba de diez páginas y que iba seguido de una discusión de 146 páginas, ilustra el gran interés que produjo dicho artículo. El interés suscitado por el artículo es una indicación del Impacto que el método de Cross tuvo en el análisis de las estructuras indeterminadas.

e) La Era Contemporánea

Hacia la mitad del siglo XX fueron desarrollados poderosos equipos de cálculo, tales como computadores analógicos y digitales, y los ingenieros fueron impulsados a establecer métodos que requirieran menos suposiciones y restricciones en el planteamiento de los problemas, logrando mejores resultados. Fue introducido el llamado Método Matricial de análisis de estructuras.

Las ideas en el método matricial no son nuevas; están muy ligadas con los principios establecidos por Castigliano, Maxwell y Muller-Breslau. La única razón para que el método no fuera completamente desarrollado y utilizado, se debe a que ésta conlleva la solución de numerosas ecuaciones simultáneas. Aún para una pequeña y sencilla estructura, el número de ecuaciones simultáneas podría ser tal que su solución sin computador, sería sumamente laboriosa.

Es difícil decir quién fue el primero en introducir los métodos matriciales en el análisis de las estructuras. Desde luego, ninguno surge con la seguridad de Castigliano o de Hardy Cross en otros métodos. Como en otras innovaciones, las mismas ideas parecen habersele ocurrido simultáneamente a diferentes autores.

Al aparecer los computadores se crearon de inmediato métodos de análisis adecuados para el cálculo en computador; el más usado de ellos es el método directo de las rigideces, creado en la década de 1950.

Al principio de dicha década, Samuel Levy sugirió algunas de las ventajas del método de rigidez (desplazamientos), usando coeficientes de influencia para el análisis de las estructuras de los aviones. Al mismo tiempo, varios investigadores

estaban elaborando una variedad de métodos para el análisis con base en métodos matriciales, con el objetivo de aprovechar la capacidad de los computadores. Este confuso conjunto de métodos se consolidó con el tiempo. En 1954 Turner, Clough, Martin y Topp presentaron el primer tratamiento del método directo de las rigideces; demostraron que matriz de rigideces se puede ensamblar superponiendo las rigideces de los elementos individuales.

La dualidad de los métodos de las fuerzas o flexibilidad y de los desplazamientos o rigidez, fue demostrada por Argyris y Kelsey en 1960 en su tratado de los teoremas de energía. (p.5)

Según Piqué del Pozo, (2012) “Para efectuar un diseño sismorresistente eficiente se necesita predecir, de manera confiable, el comportamiento dinámico del sistema completo sustituido por: suelo, cimentación, superestructura y componentes y contenido no estructural”(p.96)

Según E. Harmsen, (2005). Existen dos métodos de diseño en concreto armado:

Diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados del siglo y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

El diseño elástico parte de la hipótesis que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el concreto, al ser sometidos a cargas de servicio. Asume un comportamiento elástico de ambos materiales. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. En la actualidad, pruebas de laboratorio han permitido comprobar que el complejo comportamiento del concreto con el paso del tiempo conlleva a una constante redistribución de esfuerzos entre éste y el acero. En el diseño elástico sólo se considera una de éstas distribuciones. Con el tiempo, las condiciones no consideradas pueden ocasionar la falla. Por otro lado, en el diseño de estructuras, es importante considerar el tipo de falla, dúctil o frágil, que presenta un elemento bajo determinadas sollicitaciones y, en la medida de lo posible, orientar la falla según sea conveniente. El método elástico no considera este punto. El método

elástico tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

El diseño por rotura se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso del mismo. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Algunas de las ventajas de este procedimiento son:

1. El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
2. Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
3. Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
4. El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.
5. Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.(p.4)

2.2 BASES TEÓRICAS.

2.2.1 CONCEPCION ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

Generalmente al proyectar una edificación, la mayor parte del tiempo lo invertimos, desde el predimensionamiento de todos los elementos estructurales, señálese vigas, columnas, losas aligeradas o macizas, muros estructurales, toda la parte de cimentación, hasta el análisis ya sea estático o dinámico, o incluso otros análisis más avanzados como lo son: Análisis Tiempo Historia, Diseño por desempeño, entre otros. Nos centramos en estos aspectos, sin embargo, dejamos de lado, o damos poca importancia al diseño estructural y estructuración.

Podemos entender a la estructuración como a la acción de ensamblar elementos individuales para formar un cuerpo único, cuya finalidad es la de dar solución a un problema civil.

Para un diseño sismorresistente en toda edificación, es de vital importancia presentar una buena estructuración, de la estructura en estudio, puesto que no se podrá lograr que una edificación mal estructurada tenga una buena respuesta ante las exigencias que se presentará en su vida útil, y para la cual se diseñará, como lo son las fuerzas sísmicas, pues mientras más compleja sea, más difícil será predecir su comportamiento.

Por lo expuesto se propone algunos aspectos o criterios que se deben tener en toda configuración estructural, tanto en planta como en altura, siendo algunos señalados en la Norma peruana E030 de Diseño Sismorresistente.

Según Ministerio de Vivienda, (2016). Los parámetros:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa. (p.5)

2.2.1.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES

Según Ministerio de Vivienda, (2016). Los Sistemas Estructurales:

2.2.1.1.1 Estructuras de Concreto Armado

Dentro de ellos tenemos:

- Pórticos
- Muros Estructurales

- Dual
- Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)

2.2.1.1.2 Estructuras de Acero

Dentro de ellos tenemos:

- Pórticos Especiales Resistentes a Momentos
- Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos
- Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos
- Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados
- Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados
- Pórticos Excéntricamente Arriostrados

2.2.1.1.3 Estructuras de Albañilería

Pudiendo se estas de albañilería armada o confinada.

2.2.1.1.4 Estructuras de Madera

El material predominante de los elementos resistentes es de madera.

2.2.1.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION.

2.2.1.2.1 SIMPLICIDAD Y SIMETRIA

Según Blanco Blasco, (1994) señala en su libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”:

Una estructura simple tiene un mejor comportamiento frente a esfuerzos sísmicos. Hay dos razones principales para que esto sea así. Primero, nuestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas.

La simetría de la estructura en dos direcciones es deseable por las mismas razones; la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos. (p.6)

2.2.1.2.2 RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Según Blanco Blasco, (1994):

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones. El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos.

Otro antecedente importante que debe ser tomado en cuenta en la concepción de estructuras aperticadas, es la ubicación de las rotulas plásticas. El diseño debe tender a que estas se produzcan en los elementos que contribuyan en más a la estabilidad de la estructura. Por esta razón, es conveniente que ellas se produzcan en las vigas, independiente al hecho que por estar más cerca de su resistencia última, contribuyen a disipar más tempranamente la energía sísmica. Este control en la ubicación de las rotulas plásticas tiene la ventaja adicional de permitir que la ductilidad se otorgue en los puntos en que ella es necesaria, lo cual permite un diseño más económico.

Al diseñar una estructura de concreto armado, debe garantizarse que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto. (p.7)

2.2.1.2.3 HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO

Según Blanco Blasco, (1994):

Como concepto general de diseño sísmo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática.

Ello logra una mayor capacidad resistente, al permitir que, por producción de rotulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad. (p.8)

2.2.1.2.4 UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

Según Blanco Blasco, (1994):

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos.

Si se usan placas (muros de concreto armado) y se requiere eliminarlas en algún nivel, no deberá hacerse un cambio brusco, sino reducciones paulatinas de manera de obtener una transición. (p.9)

Cabe señalar que nuestra norma peruana indica diferentes irregularidades tanto en planta como en altura, donde se indica la irregularidad por Piso Blando y Piso débil, que justamente se da por la discontinuidad de elementos verticales, o los cambios bruscos en sus secciones transversales.

2.2.1.2.5 RIGIDEZ LATERAL

Según Blanco Blasco, (1994):

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.

Una desventaja es que el pórtico flexible tiene dificultades en el proceso constructivo ya que puede existir gran congestión de armadura en los nudos, que los elementos no estructurales pueden invalidar el análisis ya que al ser difíciles de separar completamente de la estructura, es posible que introduzcan una distribución diferente de esfuerzos y que las deformaciones laterales sean significativas siendo a menudo excesivas.

Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporticados a fin de tener una combinación de elementos rígidos y flexibles.(p.10)

2.2.1.2.6 DIAFRAGMAS RIGIDOS (LOSAS)

Según Blanco Blasco, (1994):

En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y muros (placas) de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas una misma deformación lateral para un determinado nivel. (p.11)

Este es otro punto que señala la norma peruana, y restringe edificaciones que presenten una relación entre su mayor y menor longitud en planta, que excedan a 4.

2.2.1.2.7 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Según Blanco Blasco, (1994):

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios.

Estos desempeñan un papel positivo en el sentido que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, debido principalmente a que al producirse agrietamientos internos aumentan los rozamientos. En los sismos violentos, al agrietarse en forma importante contribuyen a disipar energía sísmica, aliviando a los elementos resistentes.

Sin embargo presentan también algunos efectos negativos, causados principalmente por el hecho que, al tomar esfuerzos como previstos en el cálculo, distorsionan la distribución supuesta de esfuerzos. (p.12)

2.2.1.2.8 SUB - ESTRUCTURA O CIMENTACION

Según Blanco Blasco, (1994):

La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe obtener una acción integral de la misma durante un sismo; además de las cargas verticales que actúan.

Otro aspecto que debe considerarse en el análisis estructural es la posibilidad de giro de la cimentación; normalmente los ingenieros están acostumbrados a

considerar un empotramiento en la base de las columnas y muros, lo cual no es cierto en la mayoría de los casos. (p.13)

2.2.1.3 ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Los principales elementos estructurales podríamos agruparlos en Vigas, Losas (Elementos horizontales), Columnas, Muros estructurales, Escaleras y la Sub estructura o Cimentación.

2.2.1.3.1 LOSAS

Según Blanco Blasco, (1994) señala que, desde el punto de vista estructural, las losas tienen dos funciones:

La primera, ligada a las cargas de gravedad, que es la transmisión hacia las vigas de las cargas propias de la losa, el piso terminado, la sobrecarga y eventualmente tabiques u otros elementos apoyados en ellos; y la segunda, ligada a las cargas de sismo, que es la obtención de la unidad de la estructura, de manera que esta tenga un comportamiento uniforme en cada piso, logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel.(p.15)

El Ingeniero Blanco, además nos explica estas dos funciones principales, de tal manera señala la primera función como básica y es entendible en su definición, sin embargo su segunda función es un poco más compleja de explicar.

En el momento en que la estructura soporta una acción sísmica, las fuerzas externas producto de ello buscan transmitirse a los elementos más débiles o menos rígidos, de esta forma si todos los elementos individuales están conectados uniformemente entre sí, los esfuerzos producidos se distribuirán sobre todos los elementos de la estructura, de esta manera, las losas actúan como un diafragma rígido, pues se idealiza de tal forma que sea indeformable a lo largo de todo su plano, logrando que los desplazamientos y deformaciones sean uniformes en toda la estructura y proporcionalmente a la altura de cada piso, por dicha razón se denomina a las losas como la unidad de la estructura.

En nuestro proyecto se usarán losas aligeradas unidireccionales, puesto que no se presentan grandes luces en la estructura, y al ser un tipo de losa muy común y usado

en el Perú, pues también se debe considerar el acceso a una mano de obra calificada, y que ellos tengan los conocimientos apropiados en los procesos constructivos.

2.2.1.3.2 VIGAS

Según Blanco Blasco, (1994), las vigas:

Son los elementos que reciben la carga de las losas, y las transmiten hacia otras o directamente hacia las columnas o muros.

Generalmente las vigas forman los denominados ejes de la estructura, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones. El conjunto formado por las vigas y las columnas recibe el nombre de porticos.

Además, las vigas tienen una función sísmica importantísima. Esta es la de construir junto con las columnas y muros los elementos resistentes a los diferentes esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismo (cortantes, momentos y axiales), y ser los elementos que ayuda a proporcionar rigidez lateral.(p.25)

El Ingeniero Blanco, explica también el comportamiento de los tipos de vigas, dos en particular, las vigas chatas y las peraltadas, ya que su uso es muy frecuente en edificaciones sin importar su nivel de importancia. Es así que llega a concluir que el peralte de la viga (que es aquella porción que sobresale del nivel de losa) es la parte fundamental en el momento de diseño, controlando las deflexiones máximas, y deformaciones laterales, pues influye directamente en la determinación de la rigidez lateral.

Se demuestra, además, que el uso de vigas chatas debe dejarse para cargas de tabiques, excluyendo incluso para los porticos secundarios, ya que si no existiera fuerzas sísmicas, podrían considerarse en la conformación de porticos, pero al encontrarse nuestro país, en una zona altamente sísmica, este criterio debe ser descartado casi en su totalidad, pues dependerá también, de los elementos estructurales que se usen, y de la estructuración en sí, por ejemplo, si se tiene suficiente rigidez en un sentido debido al uso de muros estructurales, podrá usarse

vigas chatas en el resto de porticos en la misma direccion. Como vemos dependera delos criterios que tome el Ingeniero estructural.

2.2.1.3.3 COLUMNAS

Según Blanco Blasco, (1994), las columnas:

Desde el punto de vista sismico, las columnas son elementos muy importantes, pues forman con las vigas los denominados porticos, que constituyen el esqueleto sismo-resistente junto con los muros, si estos existen.

Las columnas son elementos principalmente sometidos esfuerzos de compresion y simultaneamente a los de flexion (flexocompresion), debido a que tienen momentos flectores transmitidos por las vigas y reciben las cargas axiales de los diferentes niveles de la edificacion. La seccion transversal de la columna dependera de la magnitud de la carga vertical que recibe y de la magnitud de los momentos flectores actuantes. (p.30)

Existen muchos factores que originan este efecto de esbeltez, como las sobrecargas, el tipo de arriostre, la ubicación de las columnas, entre otros, para ello comunmente se estima un peralte mayor en la direccion delportico principal, pero como ya sabemos, no necesariamente es una causa fundamental para afirmar esto, sino que se debe tener consideracion de la densidad de muros estructurales (placas) o muros de albañileria, ya que el objetivo principal es proporcionar la rigidez lateral necesaria en ambas direcciones, por ello se aconseja tener algunas columnas peraltadas en una direccion, y otras en la direccion perpendicular.

2.2.1.3.4 MUROS O PLACAS

Según Blanco Blasco, (1994), las placas:

Son paredes de concreto armado que dada su mayor dimension en una direccion, muy superior a su ancho, proporcionana gran rigidez lateral y resistencia en esa direccion. Algunos autores definene a los muros como columnas de seccion transversal muy alargada, destacando el hecho que en realidad una columna y una placa reciben los mismos esfuerzos, ya que ambas cargan las vigas y las losas y reciben momenos de estas.

Sin embargo, el hecho de tener su largo notoriamente superior a su ancho, hace que las placas tengan un comportamiento interior diferente (importantes deformaciones por corte), convirtiéndose en elementos de gran rigidez lateral y resistencia en la dirección de su largo.

De esta forma podemos entender la gran importancia que llegan a tener las “placas” en toda edificación, pues por la gran rigidez que aportan, disminuyen las deformaciones y desplazamientos, teniendo en cuenta que no solo se debe tener en consideración evitar que los elementos estructurales lleguen a su punto máximo, para evitar una falla, sino que existen elementos no estructurales que empezaran a fallar con deformaciones mínimas, tenemos como ejemplos los vidrios de ventanas, tabiquería, entre otros, y el colapso de estos serán perjudiciales para los ocupantes de la edificación.

Una posible desventaja del uso de “placas” es la mala ubicación de estos y la falta de criterio si no se las usa con el debido conocimiento, pues estando en una mala posición con respecto a la planta de la edificación, producirá un efecto de torsión, y generará mayores esfuerzos a la estructura, llegando a fallar de manera más rápida.

2.2.1.4 PREDIMENSIONAMIENTO.

Preliminarmente propondremos medidas a las secciones típicas de los elementos estructurales, basándonos en parámetros o normas producto de diversos estudios, estas medidas serán referenciales y no definitivas, siendo cambiantes conforme avance el análisis de la estructura

2.2.1.4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

Ya que en nuestro proyecto solo se presentarán losas aligeradas, solo señalaremos el predimensionamiento de este tipo de losa. Según Blanco Blasco, (1994) señala que:

El peralte de las losas aligeradas podrá ser dimensionado considerando los siguientes criterios:

$h=17$ cm luces menores de 4mt.

$h=20$ cm luces comprendidas entre 4 y 5.5mt.

$h=25$ cm luces comprendidas entre 5 y 6.5mt.

$h=30$ cm luces comprendidas entre 6 y 7.5mt.(p.36)

El Ingeniero Blanco, nos da estas medidas, siendo h el espesor de la losa, teniendo una losa de temperatura de 5 cm de espesor, y usando ladrillos comerciales de 12, 15, 20, y 25 cm.

Nuestra Norma E060, nos indica otra relacion para el calculo del peralte de losas aligeradas en una direccion:

$$h=LL/25$$

Siendo “LL” la luz libre de la losa, ademas de especificar que se da en casos de tener una sobrecarga de entre 300 a 350 kg/m².

2.2.1.4.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

De misma forma la Norma E060, nos establece una relacion para el calculo de peralte de vigas:

$$h = \frac{LL}{12 \text{ a } 10}$$

Siendo “LL” la luz libre de la viga, y:

$$b = h (0.3 \text{ a } 0.5)$$

Siendo “b” en ancho de la viga.

Ademas es muy importante señalar, que nuestra norma nos limita una dimension minima en en ancho de una viga, que es de 25 cm, para toda viga que esta sometida a momento flector, o forme porticos.

2.2.1.4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

El análisis de columnas es un poco más complejo que los demás elementos estructurales, al soportar esfuerzos de compresión y flexión, sin embargo, se establecieron ciertos parámetros para tener un predimensionamiento preliminar, obtenidos de ensayos realizados en Japón, de esta forma, según Morales Morales, (2006). Señala:

Las columnas se predimensionarán con:

$$bD = \frac{P}{n f'c}$$

D = Mayor dimension transversal de la columna.

b = Menor dimension transversal de la columna.

P = Carga total.

n = Valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la Tabla 1.

f'c= Resistencia del concreto a la compresión simple.(p.128)

TIPO	UBICACION	
C1 (Para los primeros pisos)	Interior	P = 1.10PG n =0.30
C1 (Para los ultimos 4 pisos superiores)	Interior	P = 1.10PG n =0.25
C2, C3	Externas de porticos interiores	P = 1.25PG n =0.25
C4	Esquina	P = 1.50PG n =0.20

Tabla 1 – Fuente: Morales Morales, (2006)

2.2.1.4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES O PLACAS

Establecer un criterio para dimensionar de forma preliminar un muro estructural, es algo complicado, puesto que dependerá del análisis sísmico, el cual será realizado con posterioridad al predimensionamiento, de este modo, dependerá de los criterios que tenga en Ingeniero diseñador o estructuralista.

El espesor mínimo de los muros estructurales o placas, es de 10cm, y generalmente de 15cm para edificaciones de poca altura, y 20, 25 y 30 cm para edificaciones mayores, incluso teniendo la opción de aumentar su espesor, hasta cumplir con los requerimientos del análisis de la estructura.

2.2.2 IDEALIZACIÓN ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

Según Ottazzi Pasino, (2014), en su libro “Apuntes del curso Analisis Estructural I”, nos explica como es un modelo estructural, que importancia tiene para el posterior analisis y diseño estructural, de esta misma forma señala cuales son los elementos que se idealizaran en toda estructura:

Si partimos del hecho que las estructuras son un medio continuo, con infinitas partfculas, con una variación también continua en las propiedades del material, en las deformaciones y en el estado de esfuerzos, el comportamiento de la estructura está gobernado por un conjunto de ecuaciones diferenciales parciales. Una de las ecuaciones diferenciales del equilibrio de la partícula se indica a continuación y corresponde al equilibrio en X:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} + P_{vx} = 0$$

Ecuación diferencial del equilibrio de la partícula en la dirección X

Nótese que aún en el caso de formular y resolver las ecuaciones diferenciales, siempre será necesario realizar un modelo de la estructura. (p.14)

Según Ottazzi Pasino, (2014), El Modelo de una estructura: “Sobre la estructura real se realiza un proceso de idealización de los elementos componentes, conexiones entre ellos y cargas actuantes. Se genera así un modelo matemático (físico) sobre el cual se aplican las herramientas del análisis estructural.” (p.14)

2.2.2.1 CARGAS.

Según Ministerio de Vivienda, (2006). “Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos”(p.2).

Una de las finalidades principales de toda estructura es la de soportar cargas, dependiendo el uso al que sea destinada, para ello nos basaremos en la Norma peruana E.020, donde se contempla: Carga Muerta y Carga Viva.

Existen otros tipos de cargas contempladas también en esta Norma, como Cargas de Nieve y Cargas debido al viento, pero no se usarán en nuestro proyecto, debido a la ubicación geográfica y condiciones particulares.

2.2.2.1.1 CARGAS MUERTAS O PERMANENTES

Según Ministerio de Vivienda, (2006). “Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.” (p.2).

Nuestro R.N.E. nos exige diseñar considerando el peso real de los materiales, empleando pesos unitarios ya establecidos en la Norma E.020, y pudiéndose usar valores menores solo con previa justificación.

Algunos pesos unitarios mostrados en el Anexo 1 de la Norma E.020 usados en el proyecto:

MATERIALES	PESO kN/m3 (Kgf/m3)
Albañilería de:	
Unidades de arcilla cocida huecas	13,5 (1350)
Concreto Simple de:	
Grava	23,0 (2300)
Concreto Armado	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple.
Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado	
Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes.	
Aligerado 20cm, espesor de losa sup. 5cm	3,0 (300)

Tabla 2. Fuente: Ministerio de Vivienda, (2006)

2.2.2.1.2 CARGAS VIVAS

Según Ministerio de Vivienda, (2006). “Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación” (p.2).

De misma forma el R.N.E. nos exige diseñar con valores establecidos, y justificar cuando tomemos valores inferiores a estos.

Las cargas vivas repartidas usadas en el proyecto, basadas en la Norma E.020 serán:

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m²)
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Almacén	5,0 (500)
Oficinas	2,5 (250)
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Tabla 3. Fuente: Ministerio de Vivienda, (2006)

De igual manera se señala que la tabiquería móvil será agregada como una carga viva, y será equivalente a 0,50 kPa (50 kgf/m²), para muros de altura media y de 1,0 kPa (100 kgf/m²) para muros de altura completa.

2.2.2.1.3 COMBINACIONES

Las combinaciones de las cargas verticales y horizontales serán basadas en métodos definidos en la Norma peruana E.020, la cual señala el método de áreas tributarias para cargas verticales, y la distribución por sistemas de pisos y techos que actúan como diafragmas horizontales para cargas horizontales.

Para el diseño en Concreto Armado, la Norma peruana E.060 nos indica combinaciones de carga, las cuales serán usadas en nuestro diseño.

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0,9 CM \pm CS$$

Donde:

U: Resistencia Requerida.

CM: Carga Muerta.

CV: Carga Viva.

CS: Cargas de sismo.

2.2.2.2 CONSIDERACIONES ESTRUCTURALES.

Según H. Nilson, (2001) establece algunas consideraciones que debemos tomar en la configuración de una estructura, con respecto a la relación que debe existir entre la frecuencia del terreno y de la edificación:

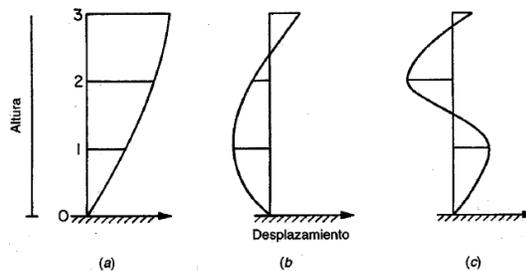


Figura 2. Fuente: Según H. Nilson, (2001)

Mientras más cercana sea la frecuencia del movimiento del terreno a algunas de las frecuencias naturales de la estructura, mayor será la probabilidad de que ésta experimente el fenómeno de resonancia, lo que resulta en un aumento tanto de los desplazamientos como del daño. Por tanto, la respuesta sísmica depende fuertemente de las propiedades geométricas de la estructura, especialmente su altura. Edificios altos responden con más fuerza a movimientos del terreno de largo periodo (baja frecuencia) mientras que edificios pequeños responden más fuertemente a movimientos del terreno de corto periodo (alta frecuencia). La figura

20.3 muestra las formas de los modos de vibración principales de un pórtico estructural típico de tres pisos. La contribución relativa de cada modo al desplazamiento lateral de la estructura depende de las características de frecuencia del movimiento del terreno. El primer modo (ver la figura 2) proporciona usualmente la mayor contribución al desplazamiento lateral. Mientras más alta sea la estructura, más susceptible será a los efectos de modos de vibración superiores, lo cual es aditivo a los efectos de los modos inferiores y tiene por lo general una mayor influencia en los pisos superiores. En cualquier circunstancia, mientras mayor sea la duración del terremoto mayor será su potencial de producir daño.

La configuración de una estructura también tiene un efecto importante en su respuesta ante los sismos. Estructuras con discontinuidades en la rigidez o en la geometría pueden verse sometidas a desplazamientos o fuerzas indeseablemente altas. Por ejemplo, la discontinuidad en muros de cortante, muros de relleno o aun muros de fachada en un nivel de piso particular, tal como se muestra en la figura 20.4, tendrá el resultado de concentrar el desplazamiento en el piso abierto o "blando". Este alto desplazamiento requiere, a su vez, una buena cantidad de ductilidad para que la estructura no falle. Este tipo de diseño no se recomienda, y los elementos rigidizantes deben prolongarse hasta la cimentación.

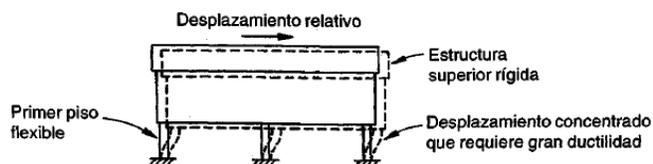


Figura 3. Piso Blando - Fuente: Según H. Nilson, (2001)

Dentro de una estructura, los elementos más rígidos tienden a absorber una porción mayor de la carga. Cuando se combina un pórtico con un muro de cortante esto puede tener el efecto positivo de reducir los desplazamientos de la estructura y de disminuir tanto los daños estructurales como los no estructurales. Sin embargo, cuando los efectos de elementos de mayor rigidez tales como muros de relleno en mampostería no se consideran en el diseño, pueden presentarse resultados inesperados y con frecuencia no deseados.

Finalmente, cualquier análisis relacionado con consideraciones estructurales sería incompleto si no se hiciera énfasis en la necesidad de proporcionar una separación adecuada entre las estructuras. Los desplazamientos laterales pueden resultar en contactos entre las estructuras durante el terremoto, ocasionando daños de consideración debido al golpeteo. (p.649)

2.2.3 ANALISIS SISMORRESISTENTE.

Existen diversas formas de realizar un análisis sísmico a la estructura la cual se desea edificar, ya sea análisis estático, análisis dinámico, o de tiempo-historia, de los cuales usaremos los dos primeros en el diseño de este proyecto.

La finalidad de un analisis sismico es tratar de predecir cual sera el comportamiento de la estructura frente a fuerzas producidas por sismos, ya que lograr calcular con exactitud las reacciones y esfuerzos que sufra la estructura, ante un sismo es muy improbable, conociendo o partiendo del comportamiento impredecible de un movimiento sismico, solo podemos elaborar estimaciones de los resultados.

Contando actualmente con diversos softwares de computacion para el analisis sismico estructural, se escogio el programa Etabs V16.2.1 de la compañía CSi.

2.2.3.1 FILOSOFIA Y PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

Según Ministerio de Vivienda, (2016). Los principios son:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad. (p.5)

2.2.3.2 PARAMETROS DE SITIO

Estos parámetros son 3 factores, que dependen de la ubicación geográfica, y las condiciones geológicas del terreno en la cual se edificara la estructura.

Estos factores son:

- Factor de Zonificación (Z).
- Factor de amplificación del suelo (S).

- Factor de amplificación sísmica (C).

2.2.3.2.1 FACTOR DE ZONIFICACIÓN (Z)

Según Ministerio de Vivienda, (2016). Para la Zonificación:

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información geotectónica. (p.6)

FIGURA N° 4

Fuente: Ministerio de Vivienda, (2016).



ZONA	VALOR (Z)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Tabla 4. Fuente: Ministerio de Vivienda, (2016).

2.2.3.2.2 FACTOR DE SUELO(S)

Según Ministerio de Vivienda, (2016). Los tipos de suelos son cinco:

- S0: Roca Dura.
- S1: Roca o Suelos Muy Rígidos.
- S2: Suelos Intermedios.
- S3: Suelos Blandos.
- S4: Condiciones Excepcionales. (p.9)

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Tipo	\bar{V}_s	N_{60}	S_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Tabla 5. Fuente: Ministerio de Vivienda, (2016).

Según Ministerio de Vivienda, (2016). “Los parámetros S, TP y TL deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales.” (p.10)

FACTOR DE SUELO “S”				
ZONIFICACION	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 6. Fuente: Ministerio de Vivienda, (2016).

Perfil de suelo	T_P (s)	T_L (s)
S ₀	0.30	3.00
S ₁	0.40	2.50
S ₂	0.60	2.00
S ₃	1.00	1.60

Tabla 7. Fuente: Ministerio de Vivienda, (2016).

2.2.3.2.3 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA(C)

Se calculará de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} T < T_p & C = 2.5 \\ T_p < T < T_l & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_l & C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2}\right) \end{aligned}$$

T es el período de la edificación. (p.12)

2.2.3.3 PARAMETROS ESTRUCTURALES

De igual manera se establecen 2 factores, que dependen de las características propias de la edificación.

Estos factores son:

- Factor de uso (U).
- Coeficiente de reducción sísmica (R).

2.2.3.3.1 FACTOR DE USO (U)

Según Ministerio de Vivienda, (2016). Encontramos una tabla Categorizando a las edificaciones por importancia y dándoles un Factor de uso correspondiente:

TIPO DE EDIFICACION	
A=Esenciales	1.50
B=Importantes	1.30
C=Comunes	1.00
D=Temporales	--

Tabla 8. Fuente: Ministerio de Vivienda, (2016).

2.2.3.3.2 COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA(R)

La Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente, nos muestra coeficientes básicos de reducción dependiendo del sistema estructural predominante en la dirección de análisis de sismo. Se entiende de esta forma que no se diseñan estructuras para soportar un 100% de fuerza cortante en la base, sino la de un porcentaje dependiendo del valor de este coeficiente.

Sistema Estructural Predominante	Coefficiente
ACERO	
Especiales Resistentes a Momentos	8
Intermedios Resistentes a Momentos	7
Ordinarios Resistentes a Momentos	6
Especiales Concéntricamente Arriostrados	8
Ordinarios Concéntricamente Arriostrados	6
Excéntricamente Arriostrados	8
CONCRETO ARMADO	
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7

Tabla 9. Fuente: Ministerio de Vivienda, (2016).

Este cuadro de Coeficientes, solo contempla el sistema estructural de la estructura, sin embargo, existen otros factores que pueden hacer que varíe, ya que en una estructura se pueden presentar una serie de Irregularidades, denominándolas como factores de Irregularidad tanto en planta (I_p) como en altura (I_a).

Con esto se puede calcular el Coeficiente de Reducción de las fuerzas sísmicas (R), siendo el producto de los factores I_p , I_a , con el coeficiente básico de reducción:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

2.2.3.3.2.1 REGULARIDAD ESTRUCTURAL

Según Ministerio de Vivienda, (2016). Las estructuras pueden presentar irregularidades tanto en planta como en altura.

2.2.3.3.2.2 IRREGULARIDADES EN ALTURA (I_a)

Tenemos a las siguientes, con su respectivo coeficiente:

Piso Blando ($I_a=0.75$)

Podemos entender que una estructura presenta irregularidad por piso blando, cuando un piso presenta menor rigidez en relación con los pisos restantes, por

ello, la mayor parte de fuerzas sísmicas se concentran en dicha zona, produciendo que solo ese piso tenga un mayor desplazamiento o distorsión. Esto generalmente lo podemos observar en viviendas, y edificios en las cuales se presentan cocheras o estacionamientos en el primer piso, lo que conlleva a que tenga una menor densidad de muros en relación a los pisos adyacentes.

Piso Débil ($I_a=0.75$)

Al igual que la irregularidad por Piso blando, el piso débil también tiene como consecuencia grandes desplazamientos en un solo piso con respecto al resto, si embargo la causa de ello es por falta de resistencia de los elementos estructurales y no tanto por su rigidez, y solo lo podremos conocer después del análisis sísmico.

Extrema de Rigidez ($I_a=0.50$)

La norma peruana también nos muestra un caso extremo de irregularidad de rigidez, dándonos valores mayores, solo comprobados en el análisis sísmico.

Extrema de Resistencia ($I_a=0.50$)

Al igual que irregularidad extrema por rigidez, también se presenta irregularidad extrema de resistencia, del mismo modo se comprobará mediante el análisis.

Masa o Peso ($I_a=0.90$)

Entendemos a esta irregularidad, cuando un piso presenta mayor masa o peso, con respecto a sus demás pisos. Esto puede darse por la sobrecarga dependiendo de cuál será el uso de cada piso, y la densidad de tabiquería que pueda presentarse de acuerdo a la distribución.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes ($I_a=0.80$)

Podemos observar esta discontinuidad cuando, por ejemplo, una columna no es continua a lo largo de todo su eje, o presenta variaciones en su posición,

pues en un piso puede estar en el centro, y en otro piso puede estar al borde, con respecto a un eje del plano.

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes ($I_a=0.60$)

Del mismo modo también se presenta una discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes.

2.2.3.3.2.3 IRREGULARIDADES EN PLANTA (I_p)

Tenemos a las siguientes, con su respectivo coeficiente:

Torsional ($I_p=0.75$)

Podemos ver esta irregularidad, cuando el entrepiso de una estructura, ante las fuerzas sísmicas tiende a girar, alrededor del eje de la edificación. La manera de comprobarlo es después del análisis sísmico, con lo indicado en la norma.

Torsional Extrema ($I_p=0.60$)

Del mismo modo también se presenta una Irregularidad Torsional extrema.

Esquinas Entrantes ($I_p=0.90$)

Las esquinas entrantes se forman comúnmente por la distribución arquitectónica, cuando la estructura en planta tiene formas de “L”, “C”, “U”, o en general cuando no es una forma básica. Una solución a la Irregularidad por esquinas entrantes es la división de la estructura en formas sencillas, mediante juntas sísmicas.

Discontinuidad del Diafragma ($I_p=0.85$)

En general existe una discontinuidad del diafragma cuando se presentan aberturas, ya sea ductos o vacíos con cualquier finalidad, y cuya dimensión en la dirección del análisis sea mayor a $\frac{1}{4}$ de la longitud total de la edificación paralela a la dirección del análisis.

Sistemas no Paralelos ($I_p=0.90$)

La irregularidad de Sistemas no paralelos puede ser encontrada en terrenos irregulares en planta, ello produce a que se tengan ejes no paralelos entre sí, lo que crea una distorsión en la distribución de fuerzas sísmicas, generando fallas, si no se previene anticipadamente a la estructura.

2.2.3.4 ESTIMACIÓN DEL PESO (P)

Según Ministerio de Vivienda, (2016):

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva. (p.21)

2.2.3.5 ANALISIS ESTÁTICO

El análisis estático de una estructura consiste, en hallar una fuerza, producto de un sismo, que actúa sobre la base, a la cual llamaremos Cortante basal, la cual se verá reflejada sobre la estructura, para lograr ello, la Fuerza cortante de la base se distribuye hacia los centros de masa de cada piso, de esta forma cada nivel presentará una deformación, proporcional a su peso y a un exponente “k” relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura.

La Norma peruana nos limita, además, la aplicación de este análisis a ciertas estructuras, en general solo se podrá realizar a estructuras hasta un máximo de 15m, y ciertas estructuras de hasta 30m, cumpliendo los parámetros establecidos.

2.2.3.5.1 FUERZA CORTANTE EN LA BASE

La Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente, establece una fórmula para su cálculo, donde los factores deberán ser correspondientes de la misma dirección del análisis. Esta expresión es: $V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$

Ministerio de Vivienda, (2016). (p.21)

Donde:

V: Fuerza cortante basal.

Z: Factor de Zonificación.

U: Factor de Uso.

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de suelo.

R: Coeficiente de Reducción Sísmica.

P: Peso de la estructura.

2.2.3.5.2 DISTRIBUCIÓN DE FUERZA SÍSMICAS

De igual manera, nuestra Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente, nos señala una fórmula para el cálculo de las fuerzas actuantes sobre cada nivel “i”, en la misma dirección del cual se está analizando, esta fórmula es:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

n: Número de pisos de la edificación.

k: exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura.

Para hallar k tenemos lo siguiente:

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

2.2.3.5.3 PERIODO DE LA EDIFICACIÓN

Según Ministerio de Vivienda, (2016) El Periodo de la Edificación:

Para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

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

Donde:

CT = 35:

a) Pórticos de concreto armado.

b) Pórticos dúctiles de acero.

CT = 45 Para edificios:

a) Pórticos con cajas de ascensores y escaleras.

b) Pórticos de acero.

CT = 60 Para edificios de albañilería.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}}$$

En la primera parte nos muestra que el periodo fundamental de la edificación depende únicamente de la altura y algunas características de la edificación, sin embargo, este resultado no es tan confiable en el análisis, por ello es recomendable usar la segunda expresión, o ayudarse en software avanzados.

2.2.3.5.4 EXCENRICIDAD

La finalidad de suponer una excentricidad accidental, es la de crear casos más desfavorables y de otra forma la de diseñar considerando la componente rotacional, sobre el eje de la estructura.

Ya que es señalado en nuestra Norma peruana, también se hará el análisis teniendo esta referencia, la cual será introducida como un parámetro en el software Etabs.

2.2.3.6 ANALISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Según Ministerio de Vivienda, (2016) “Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.” (p.23)

Se conoce como análisis Dinámico, pues no solo contempla las fuerzas actuantes por cada piso, sino también las velocidades y aceleraciones que son producto de las deformaciones que llega a tener la estructura en un eventual sismo.

2.2.3.6.1 MODOS DE VIBRACION

Entendemos como “Modos” de vibración, a las formas en las que una estructura puede vibrar, frente a una fuerza externa, como las fuerzas sísmicas. En el análisis se busca que la masa efectiva sea por lo menos el 90%, siendo este valor alcanzado mayormente en los primeros 5 modos de vibración, sin embargo, variará dependiendo de las características propias de la estructura.

2.2.3.6.2 ACELERACIÓN EN LA BASE

Según Ministerio de Vivienda, (2016) “Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:” (p.24)

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

2.2.3.6.3 FUERZA CORTANTE BASAL MÍNIMA

En el numeral 4.5 presente en la Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente encontramos el Analisis Estatico. De esta forma entendemos que la Fuerza Cortante Dinamica en la base no debe ser menor que el 80% de la Fuerza Cortante Estatica para estructuras regulares, ni menor al 90% en estructuras irregulares.

2.2.3.7 DESPLAZAMIENTOS

2.2.3.7.1. DESPLAZAMIENTOS LATERALES ADMISIBLES

La Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente establece los máximos desplazamientos relativos en cada entrepiso, siendo señalados en la siguiente tabla, de acuerdo al material predominante en la dirección del análisis:

DERIVA MAXIMA POR PISO	
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Muros de ductilidad limitada	0.005

Tabla 10. Fuente: Ministerio de Vivienda, (2016).

2.2.3.7.2. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS (S)

Según Ministerio de Vivienda, (2016):” Esta distancia no será menor que los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que: $s = 0,006 h \geq 0,03$ m. Donde h es la altura del edificio.” (p.27)

2.2.4 DISEÑO SISMORRESISTENTE.

2.2.4.1 DEFINICION

Según Morales Morales, (2006).El diseño estructural:

Debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula información sobre el problema. (p.1)

2.2.4.2 OBJETIVO

Según Ottazzi Pasino, (2014). “El objetivo del diseño estructural es lograr una estructura segura, funcional y económica para satisfacer una necesidad o función específica. Por seguridad se entiende la capacidad resistente de la estructura para servir sin fallas estructurales durante su vida útil.” (p.11)

2.2.4.3 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas se diseñarán por flexión, para el acero longitudinal, y por corte, para el acero transversal(estribos).

2.2.4.3.1 FLEXION

El principio de este diseño es tener una falla dúctil, ya que el concreto es un material que trabaja muy bien a la compresión, por sí mismo no cumple este principio, por ello se consigue calculando la cuantía adecuada de acero.

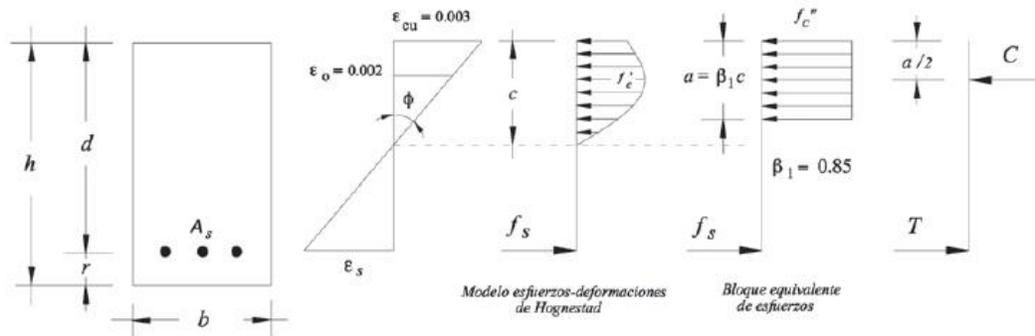


Figura 5. Fuente: Morales Morales, (2006). (p.10)

Ademas de $\beta_1 = 0.85$, cuando la resistencia del concreto $f'_c < 280 \text{ kg/cm}^2$

AREA DE ACERO

Del grafico podemos llegar por equilibrio de fuerzas:

$$C_c = T$$

$$0.85(f'_c)(a)(b) = A_s(f_y)$$

$$a = \frac{A_s(f_y)}{0.85(f'_c)(b)}$$

Tomando Suma de Momentos con respecto a C_c :

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

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

Además, $M_u = \phi M_n$, entonces:

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

Despejando A_s :

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

CUANTIA

Según Morales Morales, (2006),

Cuantía Máxima:

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

Para zona sísmica se tomará como cuantía máxima el valor de $0.5\rho_b$

Cuantía Mínima:

Se tomará el valor mayor de las dos siguientes expresiones:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Donde f'_c y f_y están en kg/cm^2 . (p.13)

2.2.4.3.2 FUERZA CORTANTE

La norma peruana E.060 Concreto Armado, propone un Fuerza Cortante en el cual la resistencia del elemento sea mayor que la resistencia requerida del análisis (V_u):

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : Resistencia a corte aportada por el concreto

V_s : Resistencia a corte aportada por el acero.

Entonces:

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

Podemos concluir que:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Según Morales Morales, (2006),” El código ACI sugiere la siguiente expresión simplificada para la determinación de V_c :" (p.101)

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

Según Morales Morales, (2006),”Si se usan estribos verticales es decir $a = 90^\circ$. Se tendrá:" (p.103)

$$S = \frac{A_v(f_y)(d)}{V_s}$$

2.2.4.4 DISEÑO DE LOSAS

Sección transversal de losa aligerada en una dirección. Fuente: Elaboración propia

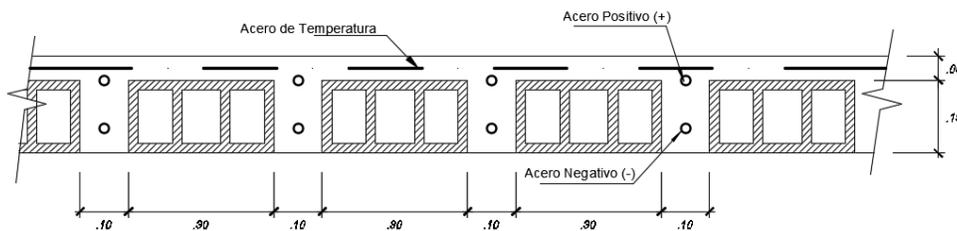


Figura 6. Fuente: Elaboración propia.

Observando la imagen anterior, una losa aligerada en un sentido, es un elemento conformado por vigas “T”.

2.2.4.4.1 VIGUETAS

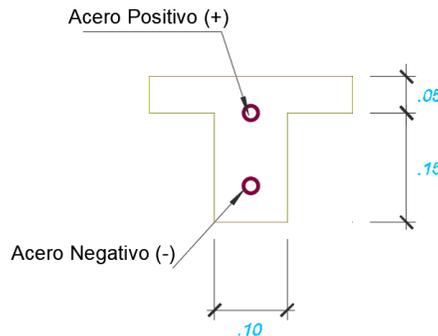


Figura 7. Fuente: Elaboración propia.

Sección transversal de Vigueta de Losa Aligerada. Fuente: Elaboración propia.

Al área de acero tanto Positivo como negativo se calculará:

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

$$a = \frac{A_s}{0.85(f'_c)(b)}$$

2.2.4.4.2 LOSA DE TEMPERATURA

El refuerzo de acero en la losa de temperatura, se diseñará para a los esfuerzos en el concreto producido por los cambios de temperatura.

Según Morales Morales, (2006):

$$A_{st} = 0.0018(b)(t)cm^2$$

para $f_y = 4200kg/cm^2$. (p.227)

Donde:

b = ancho de la losa asumido.

t = espesor de la losa de temperatura.

2.2.4.5 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas, son elementos que soportan cargas axiales, a compresión, y al ser un elemento vertical, las vigas le transmitirán esfuerzos de flexión, y por su ubicación también soportara esfuerzos de corte y torsión.

2.2.4.5.1 CUANTIA

El Reglamento Nacional de Edificaciones propone una cuantía máxima (6%) y mínima (1%), en la cual se debe encontrar el área de acero diseñada.

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

2.2.4.5.2 CARGA AXIAL

Según Morales Morales, (2006), para columnas con estribos:

$$P_u = \phi(0.80)[0.85(f'c)(A_g - A_s) + f_y(A_s)]$$

2.2.4.5.3 CARGA AXIAL Y FLEXION

Se trata de un diseño por flexo-compresion, y se calculara lacuantia de acero mediante nomogramas.usando las siguientes formulas:

$$Kn = \frac{Pu}{f'c(Ag)}$$
$$Rn = \frac{Mu}{f'c(Ag)h}$$

Se usará el siguiente Nomograma para el cálculo dela cuantía de acero:

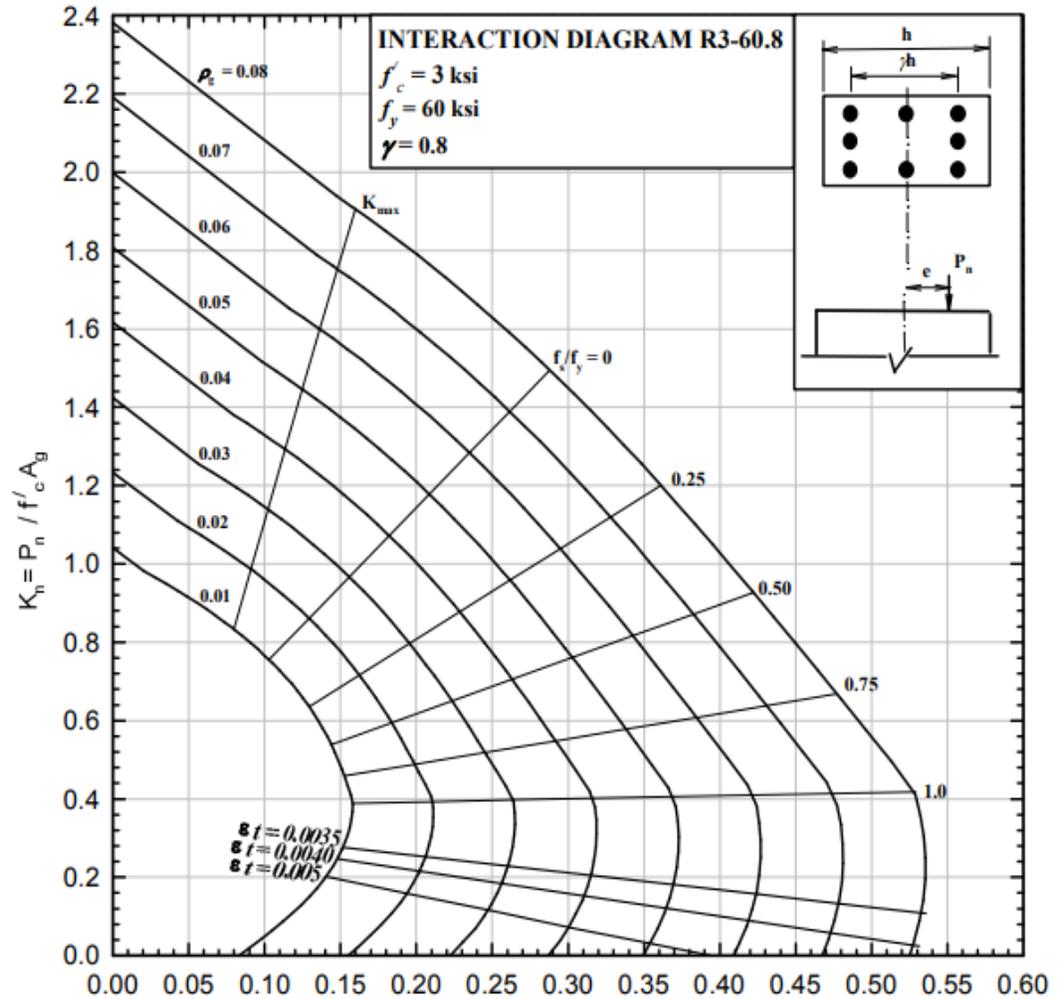


Figura 8. Fuente: E. Harmsen, (2005). (p.632)

2.2.4.6 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES (PLACAS)

Las placas son elementos que además de soportar cargas verticales, como las columnas, también son capaces de soportar cargas horizontales, diferenciándose de los muros de concreto simple, debe contar con refuerzo en sus dos direcciones.

2.2.4.6.1 CARGA AXIAL

Se usará el método empírico. Según Morales Morales, (2006), presenta algunas restricciones:

El espesor del muro (h) debe ser mayor o igual a la menor dimensión del muro entre 25.

El espesor debe ser mayor que 10cm.

La excentricidad de Pu será menor o igual a h/6

Se estima la resistencia a la compresión del muro a través de la siguiente fórmula:

$$\phi P_n \geq 0.55\phi(f'c)(A_g) \left[1 - \left(\frac{k \cdot L_c}{32h}\right)^2\right]$$

ϕ =factor de reducción de resistencia

L_c =altura entre apoyos.

A_g =área de la sección transversal del muro.

k = factor de altura efectiva. (p.320)

Tipo de muro	Tipo de Apoyo	Factor k
Muro con dos apoyos	Un apoyo con giro restringido	0.8
	Ambos apoyos con giro restringido	1.0
Muro con apoyo con desplazamiento relativo	Si ambos apoyos tienen desplazamiento relativo	2.0

Tabla 11. Fuente: Morales Morales, (2006)

2.2.4.6.2 FLEXION

El refuerzo que soportará esfuerzos por flexión se calculará con la siguiente formula:

$$R_u = \frac{M_u}{h(d^2)}$$

Usando Nomogramas, con variables de R_u y la resistencia a la compresión del concreto $f'c$, hallaremos la cuantía necesaria, con la que calcularemos el área de acero mediante la siguiente formula:

$$A_s = \rho(d)(h)$$

Se comprobará su esbeltez y se hallará la cuantía de acero mediante la siguiente tabla:

Cuantía (%)	210kg/cm2		280kg/cm2		350kg/cm2		420kg/cm2	
	Ru	a/d	Ru	a/d	Ru	a/d	Ru	a/d
0.2	7.58	0.047	7.42	0.035	7.45	0.027	7.47	0.024
0.3	10.94	0.071	11.04	0.053	11.10	0.042	11.14	0.035
0.4	14.41	0.094	14.58	0.071	14.69	0.056	14.76	0.047
0.5	17.78	0.118	18.06	0.088	18.23	0.071	18.34	0.059
0.6	21.07	0.141	21.48	0.106	21.72	0.085	21.88	0.071
0.7	24.27	0.165	24.82	0.124	25.15	0.099	25.37	0.082
0.8	27.39	0.188	28.10	0.141	28.53	0.113	28.81	0.094
0.9	30.41	0.212	31.31	0.159	31.85	0.127	32.21	0.106
1.0	33.34	0.235	34.45	0.176	35.12	0.141	35.57	0.118
1.1	36.18	0.259	37.53	0.194	38.34	0.155	38.88	0.129
1.2	38.94	0.282	40.54	0.212	41.52	0.16	42.15	0.141
1.3	41.60	0.306	43.49	0.229	44.6	0.18	45.37	0.153
1.4	44.8	0.329	46.3	0.247	47.67	0.19	48.55	0.165
1.5	46.66	0.35	49.17	0.265	50.68	0.21	51.68	0.176
1.6	49.06	0.376	51.92	0.282	53.63	0.22	54.77	0.188
1.7			54.59	0.300	56.53	0.24	57.81	0.200
1.8			57.20	0.318	59.37	0.25	60.81	0.212
1.9			59.74	0.335	62.16	0.26	63.77	0.224
2.0			62.22	0.353	64.0	0.28	66.68	0.235

Tabla 12. Fuente: E. Harmsen, (2005).(p.92)

2.2.4.6.3 FUERZA CORTANTE

Según Morales Morales, (2006):

Se tomará el menor valor de:

$$V_c = 0.88\sqrt{f'c} (h. d) + \left(\frac{Pu. d}{4Lw}\right)$$

$$V_c = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{Lw(0.33\sqrt{f'c} + \frac{0.2Nu}{Lw(h)})}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{Lw}{2}}\right] hd$$

(Unidades en kg y cm)

Donde:

Nu : Carga axial amplificada.

Mu : Momento flector amplificado.

Vu : Fuerza cortante amplificada en la sección analizada.

d : Peralte efectivo del muro, d = 0.8 Lw

Lw : Longitud del muro. (p.322)

Además, también nos indica la Resistencia nominal máxima del muro:

$$V_n \leq 2.7(\sqrt{f'c})(h)(d)$$

Y se debe cumplir que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

2.2.4.6.3 REFUERZO POR CORTE

Según E. Harmsen, (2005).

El refuerzo por corte en muros está compuesto por varillas verticales y horizontales. Si la fuerza cortante última es menor que $\phi V_c/2$, el muro se proveerá con el refuerzo mínimo por:

A _{sv}	0.0012bh	$\phi < 5/8''$
	0.0015bh	$\phi > 5/8''$
A _{sh}	0.0020bh	$\phi < 5/8''$
	0.0025bh	$\phi > 5/8''$

Tabla 13. Fuente: E. Harmsen, (2005)

Si es mayor que $\phi V_c/2$ y menor que ϕV_c , la cuantía mínima de refuerzo horizontal será 0.0025 y el espaciamiento del acero será menor que 1/5, 3h y 45 cm.

Si la fuerza cortante última es mayor que ϕV_c , el área de acero horizontal se determinará con la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_u S}{f_y d} = \frac{(V_n - V_c)S}{f_y d}$$

Se debe verificar que cumpla la condición $\rho_h > \rho_{min}$

La cuantía de refuerzo vertical, ρ_v respecto a una sección bruta horizontal, deberá cumplir:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left[2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right] (\rho_h - 0.0025)$$

La cuantía vertical mínima será 0.0025 pero no es necesario que sea mayor que la cuantía horizontal. El espaciamiento del refuerzo vertical será menor que 1/3, 3h y 45 cm. Estos requerimientos deberán ser satisfechos también cuando $\phi V_c/2 < V_u < \phi V_c$. (p.307)

2.2.4.7 DISEÑO DE ZAPATAS

2.2.4.7.1 DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN NETA DEL SUELO

Según E. Harmsen, (2005):

La capacidad portante neta es igual a:

$$q_{sn} = q_s - \gamma_t h_t - \gamma_c h_c - S/C$$

Donde:

q_{sn} : Capacidad portante neta.

q_s : Carga admisible del terreno.

γ_t : Peso específico del suelo.

h_t : Altura del suelo sobre la zapata.

γ_c : Peso específico del concreto.

h_c : Altura de la cimentación estimada.

S/C: Sobrecarga del terreno. (p.323)

2.2.4.7.2 DIMENSIONAMIENTO

Según E. Harmsen, (2005):

$$A = \frac{\text{Carga externa vertical sin amplificar}}{q_{sn}}$$

Donde:

A: Área de la cimentación

Se verifica la longitud de desarrollo usando:

$$l_d = \frac{0.08(db)(f_y)}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_d = 0.004(db)(0.75)(f_y)$$

Donde db es el diámetro del acero de refuerzo. (p.324)

2.2.4.7.3 RESISTENCIA POR CORTE

Según Morales Morales, (2006):

$$W_{nu} = \frac{P_u}{A}$$

$$V_u = P_u - W_{nu} * m * n$$

V_u = Cortante por punzonamiento actuante

V_c = Resistencia al cortante por punzonamiento en el concreto

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{en kg y cm})$$

$$\beta_c = \frac{D_{\text{mayor}}}{D_{\text{menor}}}, \beta_c \leq 2 \rightarrow V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$b_o = 2m + 2n \quad (\text{perimetro de los planos de falla})$$

Luego, se debe cumplir:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c$$

Esta última nos dará una expresión en función a "d", que debemos resolver.

(p.144)

Siendo:

m: dimensión mayor de la columna soportada.

n: dimensión menor de la columna soportada.

$\beta_c = (\text{longitud larga de la zapata}) / (\text{longitud corta de la zapata})$

2.3 DEFINICIONES CONCEPTUALES.

1. Cargas muertas o permanentes

Según Delgado, (2011). "Son las que se deben al peso propio de la edificación, incluyendo la estructura resistente y los elementos no estructurales tales como tabiques y acabados". (p.22)

2. Cargas vivas o sobre cargas de servicio

Según Delgado, (2011). "Son las cargas de personas, muebles, equipos, etc. Su magnitud es determinada considerando los estados de carga más desfavorables, de acuerdo al uso de edificación". (p.23)

3. Compresión

Según Delgado, (2011). "Si las fuerzas se aproximan unas a otras, el cuerpo se comprime y en él se producen esfuerzos de compresión". (p.23)

4. Corte

Según Delgado, (2011). "Si el cuerpo es sometido a dos fuerzas paralelas próximas y de sentido contrario, se obtienen esfuerzos de corte o cizallamiento". (p.23)

5. Deformación

Según Russell C., (2011). “Cuando se aplica una fuerza a un cuerpo, ésta tiende a cambiar la forma y el tamaño del cuerpo. Estos cambios se conocen como deformación, la cual puede ser muy visible o casi imperceptible”. (p.299)

6. Diseño Sísmico

Según H. Nilson, (2001). “El diseño sísmico es dimensionar las estructuras de manera que éstas puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno”. (p.631)

7. Esfuerzos

Según Delgado, (2011). Los Esfuerzos:

Se denomina así a las fuerzas interiores que se generan en un cuerpo que está bajo la acción de una carga. La dirección y el sentido de la fuerza o carga con respecto al cuerpo determinarán la clase de esfuerzos que se producen. (p.25)

8. Estructura

Según Delgado, (2011). “Se llama así a un conjunto de elementos resistentes que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir todas las fuerzas que actúan sobre la estructura se compensan mutuamente”. (p.22)

9. Factores de carga

Según Morales Morales, (2006). Los factores de carga:

Tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificaciones en el diseño, para que sea sumamente improbable la falla. Los factores de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas. (p.2)

10. Flexión

Según Delgado, (2011). “Si la acción de las fuerzas tiende a curvar el cuerpo, se produce flexión. Un cuerpo flexionado tendrá tracción en una zona y compresión en la otra”. (p.23)

11. Fuerza

Según Delgado, (2011). “Es toda causa física capaz de modificar el estado de reposo o de movimiento de un cuerpo. Al aplicar una fuerza a un cuerpo se produce otra fuerza igual y de sentido contrario llamada reacción”. (p.22)

12. Método Elástico

Según Chavez Cachay, (2003). El Método Elástico:

Llamado también método de esfuerzos de trabajo o cargas de servicio, porque hace intervenir a las cargas, tal como son: sin importar que tan diferentes sean su variabilidad individual y su incertidumbre. Si los elementos se dimensionan con base en dicha carga de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles bajo cargas de servicio que sean fracciones apropiadamente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. (p.30)

13. Torsión

Según Delgado, (2011). “Si el cuerpo es sometido a movimiento de giro~perpendiculares a su eje longitudinal, se producen torsión y se dan, principalmente, esfuerzos de corte”. (p.24)

14. Tracción

Según Delgado, (2011). “Si las fuerzas se alejan unas de otras, el cuerpo se distiende y en él se producen esfuerzos de tracción”. (p.23)

2.4 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS.

2.4.1 HIPÓTESIS GENERAL.

El resultado de la aplicación de los criterios y procedimientos para un Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.

2.4.2 HIPÓTESIS ESPECIFICA.

- El resultado de la concepción del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima es la seguridad, funcionalidad y durabilidad teniendo el menor costo.

- El resultado de la idealización del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima es un modelo matemático (físico) de la estructura.
- El resultado del análisis del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima es encontrar los esfuerzos a los cuales estará sometida la estructura.
- El resultado del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima es dimensionar la estructura para soportar fuerzas y desplazamientos inducidas por los sismos evitando el colapso de la estructura.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1 DISEÑO DE METODOLÓGICO

3.1.1 TIPO.

En la ciencia pueden existir diferentes tipos de investigación, de los cuales debemos conocer y entender sus características, antes de seleccionar uno de ellos en la Investigación que se realizará.

Según Borja Suárez, (2012),” La Investigación Aplicada, busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática. Está más interesada en la aplicación inmediata sobre una problemática antes que el desarrollo de un conocimiento de valor universal. (p.10)

Al tener este concepto, nuestra investigación es de tipo Aplicada, pues busca resolver de forma inmediata un problema señalado.

3.1.2 ENFOQUE.

Según Hernández Sampieri, Fernández Collado, & Baptista Lucio, (2014), el enfoque cuantitativo es:

Es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos “brincar” o eludir pasos. El orden es riguroso, aunque desde luego, podemos redefinir alguna fase. Parte de una idea que va acotándose y, una vez delimitada, se derivan objetivos y preguntas de investigación, se revisa la literatura y se construye un marco o una perspectiva teórica. De las preguntas se establecen hipótesis y determinan variables; se traza un plan para probarlas (diseño); se miden las variables en un determinado contexto; se analizan las mediciones obtenidas utilizando métodos estadísticos, y se extrae una serie de conclusiones respecto de la o las hipótesis. (p.4).

Tomando como referencia la definición de Hernández Sampieri, Fernández Collado, & Baptista Lucio, la presente investigación es de Enfoque cuantitativo, debido a que es secuencial, probatorio, deductivo, además de aplicar métodos estadísticos, llegando a unos resultados relacionando la hipótesis previamente planteada.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1 POBLACIÓN

Según G. Arias, (2006). “La población es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes, para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Esta queda limitada por el problema y por los objetivos del estudio.” (p. 81)

La población que se estudia en esta investigación está determinada por el Edificio, el cual será el objeto de análisis. Por dicha razón la población de estudio está determinada por la unidad.

3.2.2 MUESTRA

Según G. Arias, (2006), “La muestra es un subconjunto representativo y finito que se extrae de la población accesible.” (p. 83)

Al tener a la unidad como nuestra población, será también la misma cantidad para la muestra.

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES E INDICADORES.

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	Escalas y valores	Niveles y rango	Instrumento
Diseño estructural Sismorresistente	<p>El Diseño Estructural debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada.</p> <p>Idealmente el objeto del diseño de un sistema es la optimización del sistema, es decir la obtención de todas las mejores soluciones posibles. El lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el de peso o costo (Morales Morales, 2006, pág. 1)</p>	Concepción estructural sismorresistente	Tipo estructural	1-3	--	--	FICHA DE CAPTURA DE DATOS
			Sistema constructivo		--	--	
			Predimensionamiento		--	--	
		Idealización estructural sismorresistente	Modelamiento	4-5	--	--	
			Análisis de Cargas		--	--	
		Análisis sismorresistente	Factor de Zonificación	6-10	--	0.10, 0.25, 0.35, 0.45	
			Factor de Uso		--	1.0, 1.3, 1.5	
			Factor de suelo		--	0.8-2.0	
			Factor de amplificación sísmica		--	--	
			Coefficiente básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas		--	3-8	
		Diseño sismorresistente	Periodo de la Edificación	11-14	Seg.	--	
			Desplazamiento		cm.	--	
			Fuerza cortante mínima en la base		Tn.	--	
			Regularidad estructural en planta y altura		--	0.5-0.9	

3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

3.4.1 TÉCNICAS A EMPLEAR

Para la aplicación del Instrumento se coordinará con la empresa propietaria de la edificación, para facilitarnos los estudios preliminares y datos correspondientes.

La Ficha, que será el instrumento de la presente Investigación, se aplicara a nuestra única muestra, que es la edificación.

La Ficha será aplicada conforme se desarrolle el diseño y análisis de la estructura, empleando el software CSi Etabs v16.2.1.

Se verificará que todos los ítems hayan sido contestados correctamente.

3.4.2 DESCRIPCIÓN DE INSTRUMENTOS

El instrumento que se utilizará en la presente Investigación será una Ficha de captura de Datos, en la cual se registrará y resumirá los datos identificados en el análisis y diseño sismorresistente de la estructura de la edificación en estudio.

3.5 TÉCNICAS PARA EL PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Básicamente la presente Investigación comprende tres Etapas muy distinguidas entre sí:

Primera, focalizada en la recolección de información en general, revisión de textos, publicaciones, Informes estadísticos, Normas Nacionales, Normas Internacionales, búsquedas por Internet de publicaciones electrónicas, visitas a bibliotecas de Instituciones referidas con el tema de Investigación. Esta Etapa finalizara al ser aprobado el Proyecto de Tesis por la Escuela de Posgrado de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión.

Segunda, consistirá en la preparación para la recopilación de datos. Entra estas el diseño, elaboración del instrumento y aplicación de este último en la Edificación.

Tercera, consistirá en el procesamiento interpretación de los datos que fueron recolectados y por último llegando a las conclusiones.

CAPITULO IV

DESARROLLO

4.1 CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

4.1.1 DISTRIBUCIÓN ARQUITECTONICA

El proyecto en estudio, es una edificación con uso destinado a comercio, ubicada en Zarate, distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima, con un área de 58.90m², 4 pisos con una altura típica de 2.70m por piso, y una altura total de 12.95m.

El primer piso presenta una oficina y un área de atraque, y los demás pisos típicos un almacén y un área de acabados, con una escalera interna hacia los pisos superiores, y una escalera interna adicional solo en el primer piso.

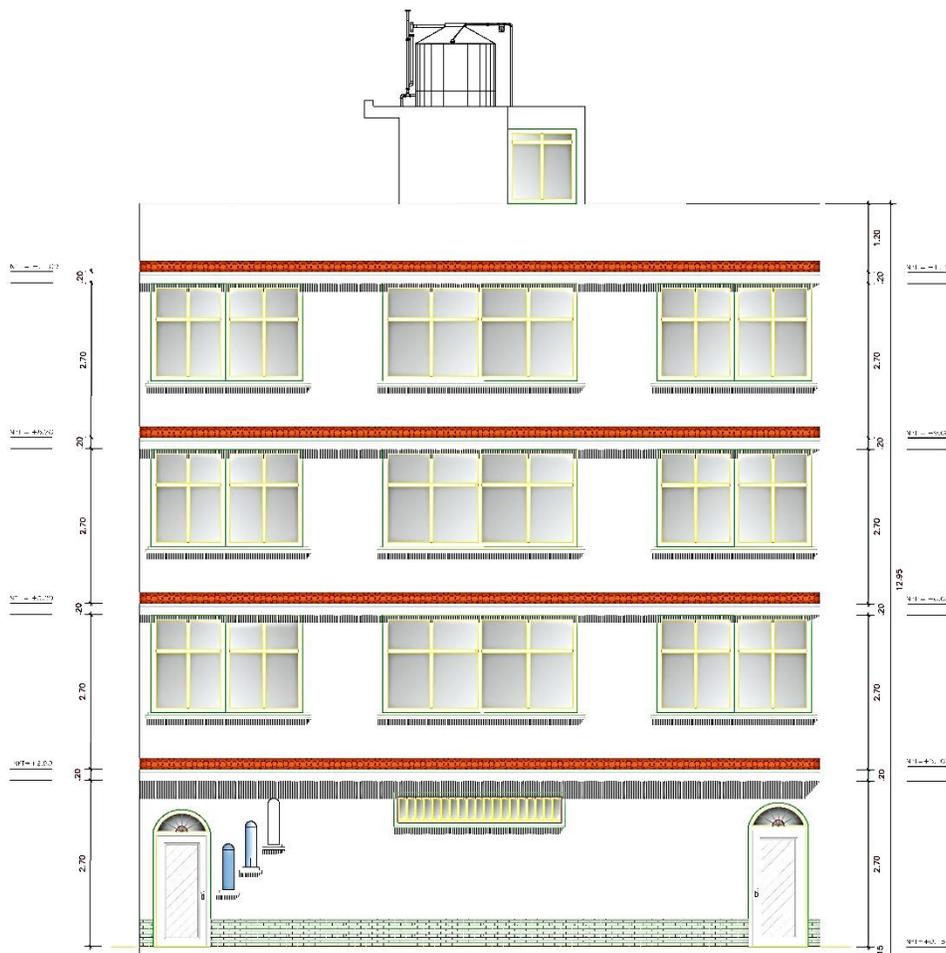


Figura 9. Elevacion de la Edificación - Fuente: Elaboracion Propia

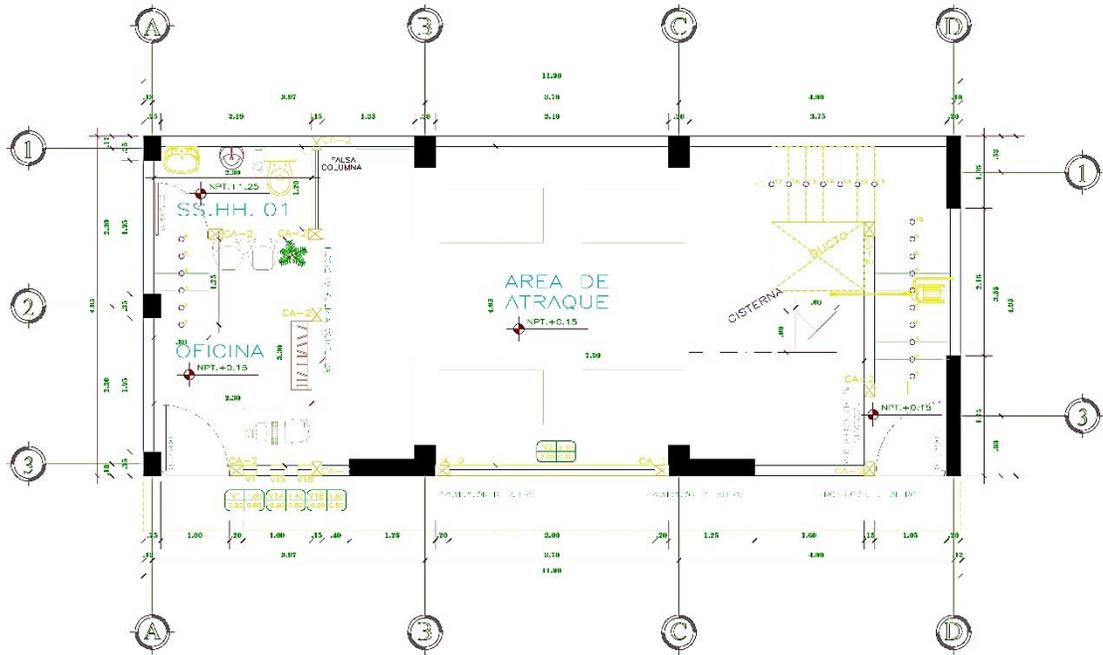


Figura 10. Distribución Primer Piso - Fuente: Elaboración Propia

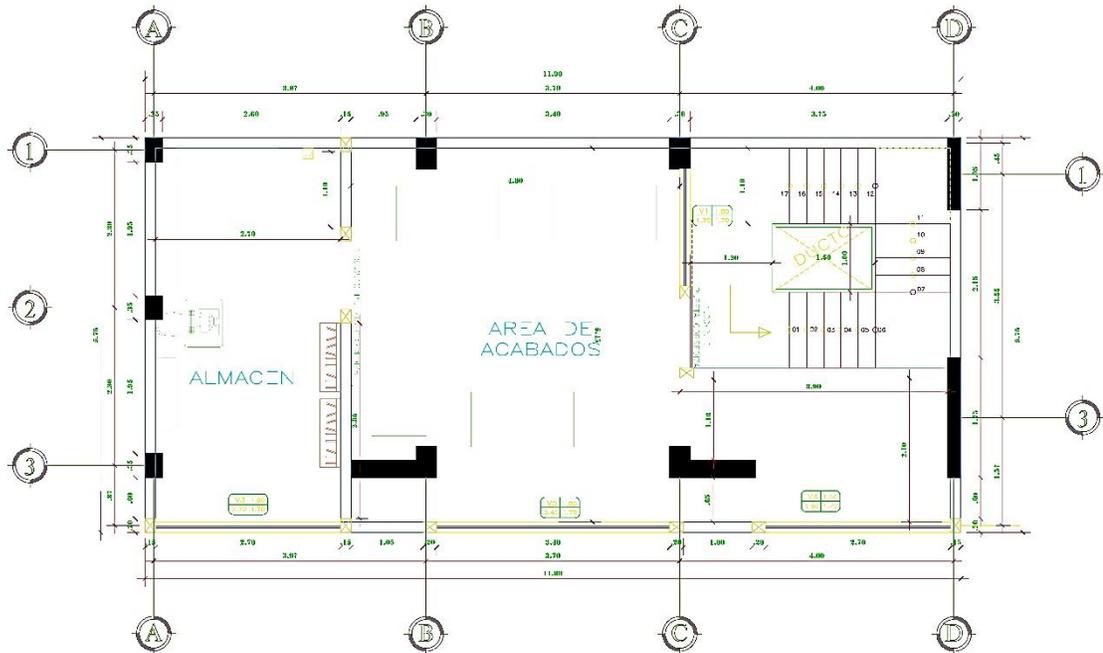


Figura 11. Distribución 2do, 3er y 4to Piso Tipico - Fuente: Elaboración Propia

4.1.2 SISTEMA ESTRUCTURAL

Siendo el concreto y el acero uno de los materiales de construcción más comunes, accesibles, social y económicamente, se decide seleccionarlo como material principal en la estructura, además de encontrar fácilmente mano de obra que tenga el conocimiento adecuado para su elaboración, ya que es uno de los sistemas más usuales que encontramos en nuestro país para edificaciones destinadas a comercio.

Se opta por un sistema de pórticos, en combinación con placas, sin embargo, al no haber realizado un análisis sísmico a la estructura preliminarmente no se puede verificar el porcentaje de cortante basal actuante sobre placas y pórticos, por ello se puede considerar como un sistema de pórticos o dual, siendo comprobado posteriormente al análisis sísmico.

4.1.3 PREDIMENSIONAMIENTO

Se realizará el cálculo de las dimensiones preliminares de los elementos estructurales, no son definitivas, podrán aumentar su sección, pero no ser reducidas según se indique.

4.1.3.1 LOSA ALIGERADA.

Tomando a la longitud más corta del paño más desfavorable, usando la expresión:

$$h=LL/25$$

En el sentido x-x:

Para:

LL= 4.05m entonces h=0.162m

LL= 3.70 m entonces h=0.148m

Para tener todos los paños de manera uniforme, se tomará h=0.20m con las viguetas paralelas al sentido x-x.

4.1.3.2 VIGAS.

Usando la expresión presente en la Norma peruana E.060:

$$h = \frac{LL}{12 \text{ a } 10}$$

Siendo “LL” la luz libre de la viga, y:

$$b = h (0.3 \text{ a } 0.5)$$

Siendo “b” en ancho de la viga.

En el sentido x-x:

Para:

LL= 3.70 m, entonces h=0.3083m; b=0.1542

Para tener todas las vigas de manera uniforme, se tomará h=0.35m, y b=0.25m, al ser el ancho mínimo, en el sentido x-x.

En el sentido y-y:

Para:

LL= 4.30 m, entonces h=0.3583m; b=0.1792

Para tener todas las vigas de manera uniforme, se tomará h=0.35m, y b=0.25m, al ser el ancho mínimo, en el sentido y-y.

4.1.3.3 COLUMNAS.

Usando la expresión Según Morales Morales, (2006):

$$bD = \frac{P}{n f'c}$$

TIPO	UBICACION	
C1 (Para los primeros pisos)	Interior	P = 1.10PG n =0.30
C1 (Para los ultimos 4 pisos superiores)	Interior	P = 1.10PG n =0.25
C2, C3	Externas de porticos interiores	P = 1.25PG n =0.25
C4	Esquina	P = 1.50PG n =0.20

Tabla 14. Fuente: Morales Morales, (2006)

Tomando como ejemplo la Columna C1, en el eje 2-B:

Peso por Nivel:

Peso de columnas=150kg/m²

Peso de Vigas=150kg/m²

Peso de Losa=300 kg/m²

Peso acabado=100 kg/m²

Tabiquería=100 kg/m²

Sobrecarga=200kg/m²

Total=1000kg/m²

$$P = (0.80+4.95/2)*(4.10/2+3.70/2)*1000*4=51.090 \text{ Tn}$$

$$n = 0.30$$

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

Entonces:

$$bD = \frac{51.090 \text{ Tn}}{0.30 * 210\text{kg/cm}^2}$$

$$bD = 540.63 \text{ cm}^2$$

Entonces se tomará una columna de dimensiones 30x25cm, siendo la longitud mayor en el sentido y-y.

4.1.3.4 PLACAS.

De acuerdo a los principios de estructuración, se plantearán dos placas en la zona donde se presentan menos elementos estructurales, con un espesor igual al ancho de las vigas, siendo estas de 25cm.

4.2 IDEALIZACION ESTRUCTURAL

4.2.1 MODELAMIENTO

El software en el cual se realizará el modelamiento de la estructura, es el Etabs v16.2.1, ya que es uno de los más comerciales, y de fácil contenido, usando parámetros establecidos en nuestra Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente.

A continuación, presentamos algunas indicaciones para el modelamiento en el software indicando los materiales usados en el proyecto:

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section includes 'Material Name' set to 'C-210 kgf/cm2', 'Material Type' as 'Concrete', and 'Directional Symmetry Type' as 'Isotropic'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected with a value of 2.4 tonf/m³. The 'Mechanical Property Data' section shows a Modulus of Elasticity (E) of 2174000 tonf/m² and a Poisson's Ratio (U) of 0.23. The 'Design Property Data' and 'Advanced Material Property Data' sections are also visible.

Figura 12. Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$ – Fuente: Elaboración propia

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a corrugated steel material. The 'General Data' section includes 'Material Name' set to 'A615Gr60', 'Material Type' as 'Rebar', and 'Directional Symmetry Type' as 'Uniaxial'. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected with a value of 7.85 tonf/m³. The 'Mechanical Property Data' section shows a Modulus of Elasticity (E) of 20000000 tonf/m² and a Coefficient of Thermal Expansion (A) of 0.0000117 1/C. The 'Design Property Data' and 'Advanced Material Property Data' sections are also visible.

Figura 13. Acero Corrugado Grado 60 $f'y=4200\text{kg/cm}^2$ - Fuente: Elaboración propia

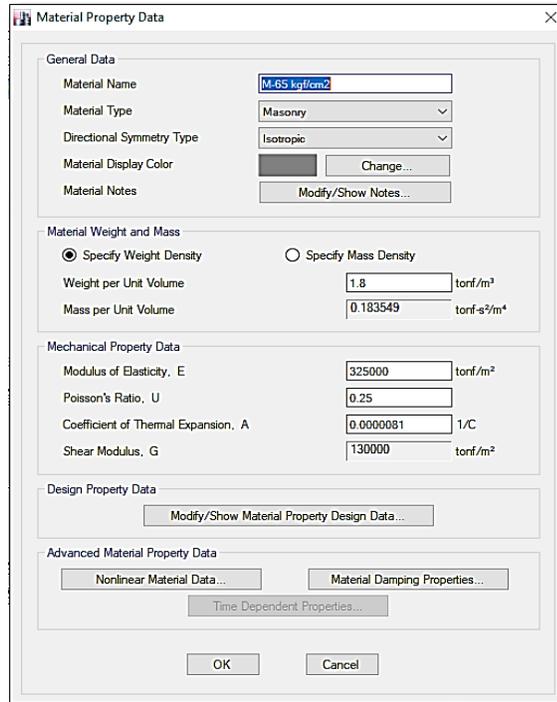


Figura 14. Albañilería $f^m=65\text{kg/cm}^2$ - Fuente: Elaboración propia

Como se indicó previamente, es preferible realizar el análisis conjunto con la albañilería, ya que esta también aporta rigidez a la estructura, razón por la cual será modelada con la estructura.

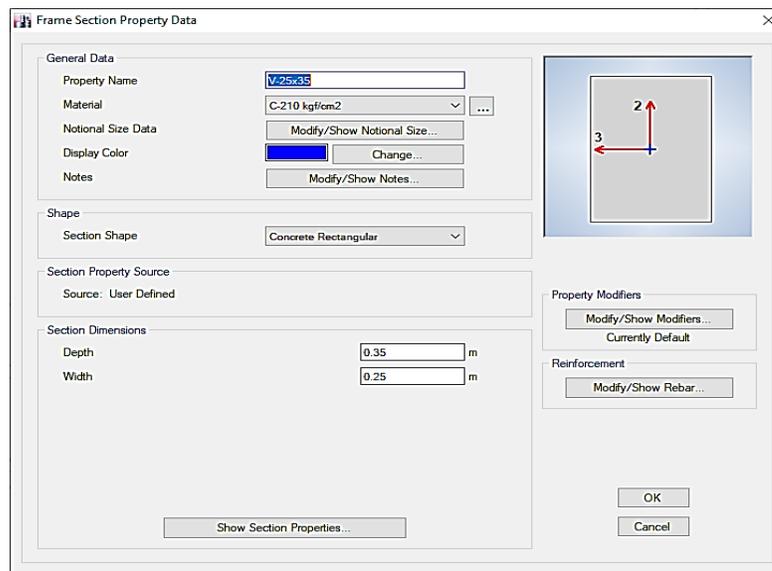


Figura 15. Definición de la sección transversal típica de una viga (Elem. Frame) - Fuente: Elab.Prop.

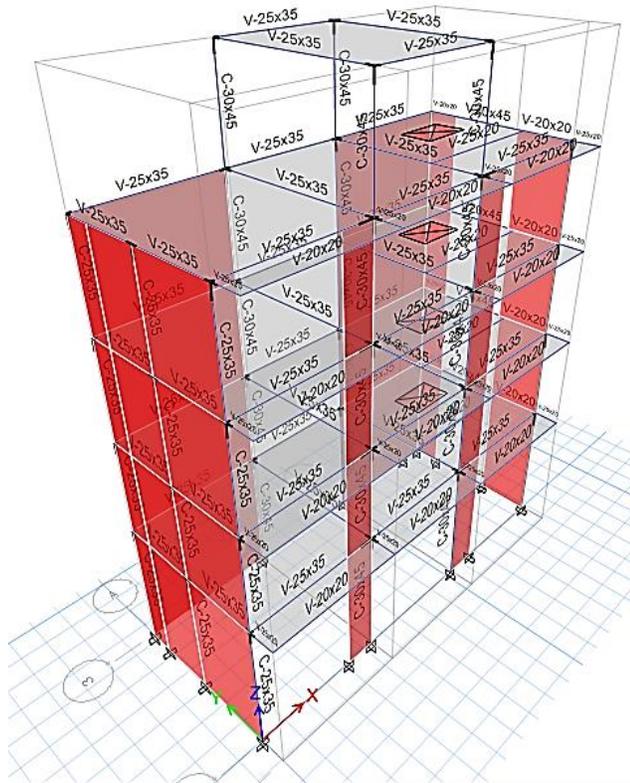


Figura 16 - Modelo Idealizado en Etabs v16.2.1 - Fuente: Elaboración propia

4.2.2 CARGAS

Para continuar con el modelamiento, se asignarán las cargas en los elementos estructurales, tal como lo establece la Norma peruana E.020:

Cargas Muertas:

Acabado: 100kg/m²

Tabiquería: 50kg/m²

Cargas Vivas:

Sobrecarga (Almacén): 500kg/m²

Sobrecarga (Escaleras): 400kg/m²

Para este proyecto se consideró tener tabiquería de forma permanente, por ello se asigna como carga muerta.

4.3 ANALISIS SISMORRESISTENTE

4.3.1 PARAMETROS DE SITIO

- Factor $Z=0.45$ (Costa)
- Factor $S=1.1$
- Factor $C=2.5$

4.3.2 PARAMETROS ESTRUCTURALES

- Factor $U=1.00$ (Edificación común)
- Coeficiente básico de reducción sísmica $R_0=7$ (Sistema Dual)

4.3.3 PERIODO DE LA EDIFICACIÓN

Para hallar el periodo de la edificación, nos apoyaremos en el uso del software Etabs v16.2.1. Asignamos un caso modal, indicando que se analicen los 12 primeros modos de vibración como máximo:

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal

Modal Case SubType: Eigen

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MASA (CyOtros)

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 12

Minimum Number of Modes: 3

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

Allow Auto Frequency Shifting

OK Cancel

Figura 17. Fuente: Elaboración propia

Los resultados modales según el software Etabs v16.2.1son:

Modo	Periodo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	sec						
1	0.393	0.1921	0.4273	0	0.1482	0.0657	0.1536
2	0.319	0.4298	0.3049	0	0.104	1.46E-01	0.0363
3	0.189	0.1412	0.0372	0	0.0114	0.0523	5.66E-01
4	0.14	0.0647	0.0053	0	0.0099	0.1132	0.0012
5	0.134	0.0016	0.0643	0	0.175	0.0025	0.0006
6	0.125	0.0034	0.0042	0	0.0019	0.0001	0.0545
7	0.088	0.0322	0.0454	0	0.1528	0.1163	0.0292
8	0.079	0.061	0.0543	0	0.1865	0.2063	0.0068
9	0.059	0.0037	0.0046	0	0.0198	0.0178	0.021
10	0.058	0.0002	3.10E-03	0	0.0108	0.0011	6.90E-03
11	0.055	2.11E-02	0.0034	0	0.0174	1.02E-01	0.0598
12	0.043	2.48E-05	0.0113	0	3.21E-02	0.0002	1.80E-03

Tabla 15. Fuente: Elaboración propia

De esta forma podemos determinar los periodos de la edificación, tanto en el sentido x-x (0.32s) como en y-y (0.39s).

4.3.4 FUERZA CORTANTE BASAL MINIMA

Tal como lo indicamos, la Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente nos establece que para un análisis Dinámico se debe tener el 90% de la cortante basal Estática como mínimo para estructuras Irregulares. Para ello desarrollaremos el Análisis estático y dinámico.

4.3.4.1 ANALISIS ESTATICO.

Cálculo de la Fuerza Cortante en la base:

El Peso de la Edificación (P) es hallado del software Etabs v16.2.1, el cual se muestra en la siguiente tabla de reacciones en la base:

NIVEL	P	VX	VY	T	PESO POR NIVEL
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf
AZOTEA	14.989	0	0	0	14.9890
NIVEL 4	83.9314	0	0	0	68.9424
NIVEL 3	145.3384	0	0	0	61.4070
NIVEL 2	206.7453	0	0	0	61.4069
NIVEL 1	276.7126	0	0	0	69.9673

Tabla 16. Fuente: Elaboración propia

- Dirección X-X:

$$V = \frac{0.45 * 1.00 * 2.5 * 1.1}{7} * 276.71 = 48.92 \text{ Tn}$$

- Dirección Y-Y:

$$V = \frac{0.45 * 1.00 * 2.5 * 1.1}{7} * 276.71 = 57.07 \text{ Tn}$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura:

- Dirección X-X:

K=1.0 (T menor a 0.5)

PISO	Altura	Peso Edificación	Pi*(hi) ^k	Alfa i	Fi=
	m	ton			ton
AZOTEA	15.6	14.989	233.8284	0.09683	4.73695
NIVEL 4	12.7	68.9424	875.56848	0.36259	17.73748
NIVEL 3	9.8	61.407	601.7886	0.24921	12.19118
NIVEL 2	6.9	61.4069	423.70761	0.17547	8.58357
NIVEL 1	4	69.9673	279.8692	0.11590	5.66966
			2414.76229		48.92

Tabla 17. Fuente: Elaboración propia

- Dirección Y-Y:
K=1.0 (Tmenor a 0.5)

PISO	Altura	Peso Edificación	Pi*(hi)^k	Alfa i	Fi=
	m	ton			ton
AZOTEA	15.6	14.989	233.8284	0.09683	5.52644
NIVEL 4	12.7	68.9424	875.56848	0.36259	20.69372
NIVEL 3	9.8	61.407	601.7886	0.24921	14.22304
NIVEL 2	6.9	61.4069	423.70761	0.17547	10.01417
NIVEL 1	4	69.9673	279.8692	0.11590	6.61460
			2414.76229		57.07

Tabla 18. Fuente: Elaboración propia

4.3.4.2 ANALISIS DINAMICO.

Cálculo de la Fuerza Cortante en la base:

- Dirección X-X:

$$V = \frac{0.45 * 1.00 * C * 1.1}{7} * 9.81 = 0.6937C$$

Teniendo a la fuerza cortante en la base como una función que depende del factor de Amplificación Sísmica (c), nos genera un espectro inelástico de pseudo-aceleración, el cual se muestra en el siguiente gráfico:

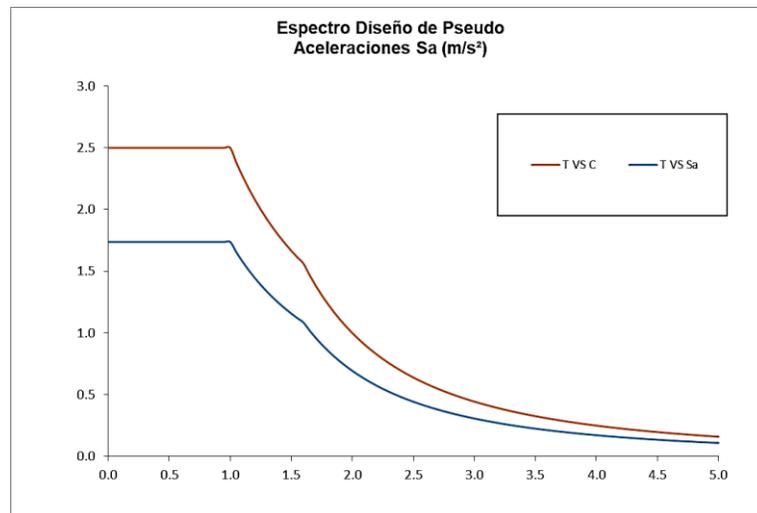


Figura 18. Fuente: Elaboración propia

- Dirección Y-Y:

$$V = \frac{0.45 * 1.00 * C * 1.1}{7} * 9.81 = 0.8093C$$

Teniendo a la fuerza cortante en la base como una función que depende del factor de Amplificación Sísmica (c), nos genera un espectro inelástico de pseudo-aceleración, el cual se muestra en el siguiente gráfico:

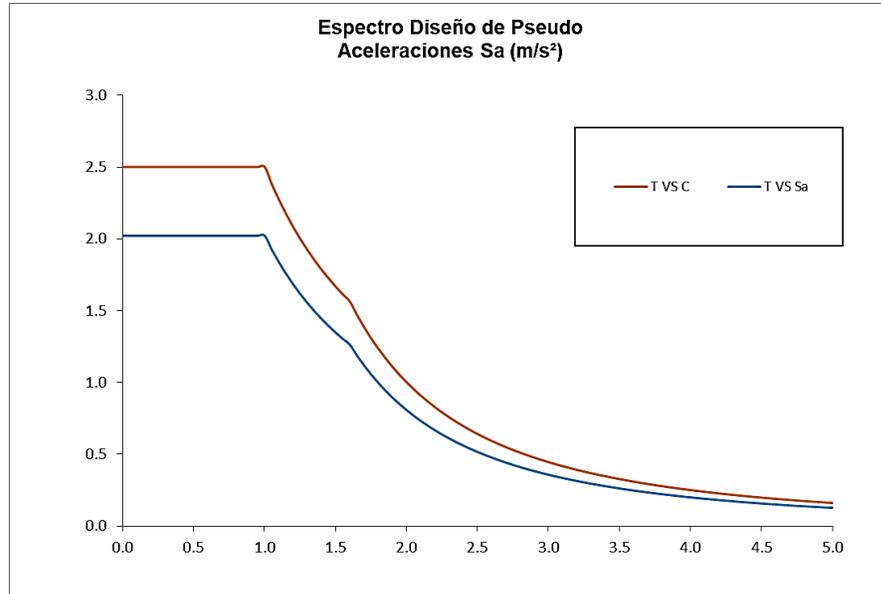


Figura 19. Fuente: Elaboración propia

4.3.4.3 FUERZA CORTANTE BASAL ESTÁTICA Y DINÁMICA.

Para obtener las fuerzas cortantes basal tanto estático como dinámico, se asignarán de igual manera usando el software Etabs v16.2.1 como se muestra:

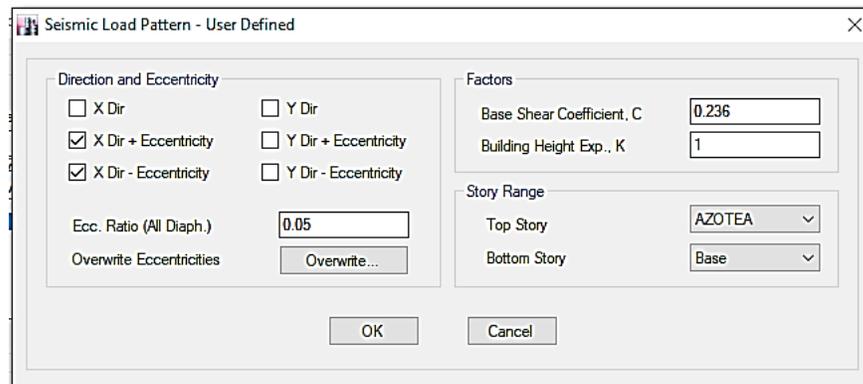


Figura 20. Sismo Estático en dirección X-X - Fuente: Elaboración propia

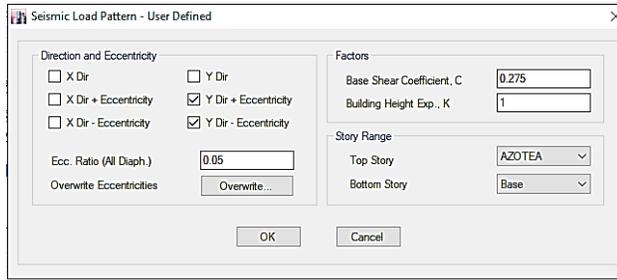


Figura 21. Sismo Estático en dirección Y-Y - Fuente: Elaboración propia

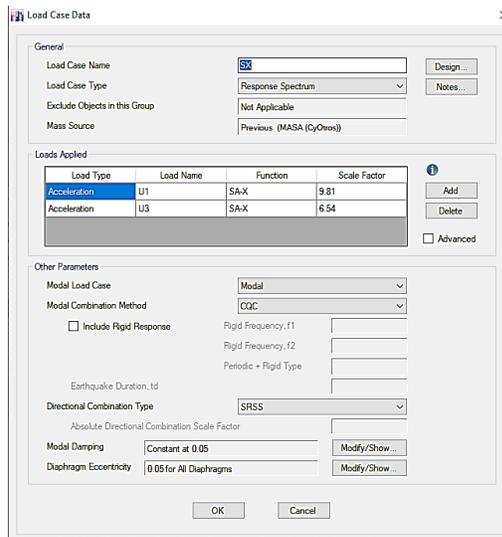


Figura 22. Sismo Dinámico en dirección X-X - Fuente: Elaboración propia

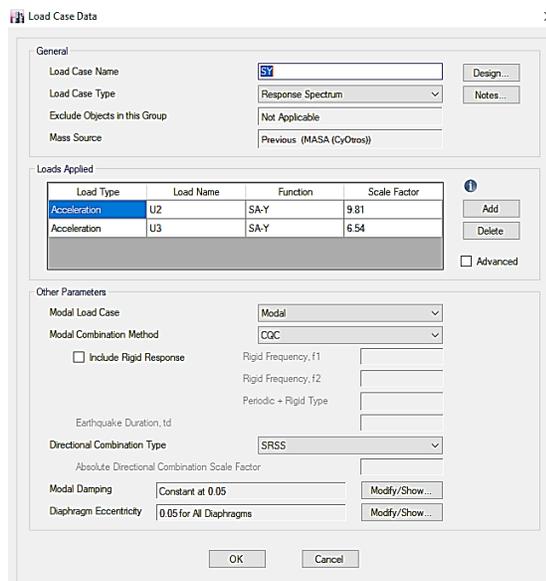


Figura 23. Sismo Estático en dirección Y-Y - Fuente: Elaboración propia

Los resultados se muestran en las siguientes tablas:

ANALISIS ESTATICO							
Story	Load Case/Combo	P	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
AZOTEA	QX 1	0	-4.1723	0	10.9	0	-12.0995
NIVEL 4	QX 1	0	-21.4677	0	52.4223	0	-69.4359
NIVEL 3	QX 1	0	-33.7443	0	82.1447	0	-163.498
NIVEL 2	QX 1	0	-42.388	0	103.0716	0	-283.7503
NIVEL 1	QX 1	0	-48.0073	0	116.8095	0	-472.6842

Tabla 19. Dirección X-X - Fuente: Elaboración propia

ANALISIS ESTATICO							
Story	Load Case/Combo	P	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
AZOTEA	QY 1	0	0	-4.8684	-29.6243	14.1184	0
NIVEL 4	QY 1	0	0	-25.0497	-160.4779	81.0217	0
NIVEL 3	QY 1	0	0	-39.3747	-251.9663	190.7785	0
NIVEL 2	QY 1	0	0	-49.4607	-316.3815	331.0955	0
NIVEL 1	QY 1	0	0	-56.0176	-357.7434	551.554	0.00E+00

Tabla 20. Dirección Y-Y - Fuente: Elaboración propia

ANALISIS DINAMICO							
Story	Load Case/Combo	P	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
AZOTEA	SX Max	0	4.7319	2.9411	23.1658	8.5292	13.7226
NIVEL 4	SX Max	0	16.9242	13.4508	107.8883	44.4341	57.0852
NIVEL 3	SX Max	0	25.567	20.484	164.3222	102.0729	127.9478
NIVEL 2	SX Max	0	31.3479	24.945	200.4459	173.0719	215.7668
NIVEL 1	SX Max	0	34.6865	27.2874	218.6621	280.8041	350.7722

Tabla 21. Dirección X-X - Fuente: Elaboración propia

ANALISIS DINAMICO							
Story	Load Case/Combo	P	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
AZOTEA	SY Max	0	3.3344	5.7832	37.5638	16.7713	9.6698
NIVEL 4	SY Max	0	15.6652	21.575	161.8964	72.204	51.7175
NIVEL 3	SY Max	0	23.881	32.5004	244.8117	162.2222	118.9687
NIVEL 2	SY Max	0	29.1279	39.6832	298.7094	273.469	201.844
NIVEL 1	SY Max	0	31.8353	43.7056	327.0929	443.6846	327.5342

Tabla 22. Dirección Y-Y - Fuente: Elaboración propia

Porcentaje entre Fuerza basal estática y dinámica X-X

$$\frac{34.69}{48.00} = 0.72\%$$

Al ser menor que el 90% se halla un factor de escala:

$$\frac{48.00}{34.69} * 0.90 = 1.2456$$

Porcentaje entre Fuerza basal estática y dinámica Y-Y

$$\frac{43.71}{56.02} = 0.78\%$$

Al ser menor que el 90% se halla un factor de escala:

$$\frac{56.02}{43.71} * 0.90 = 1.1535$$

Se crea una combinación y se escala los resultados en el software. Los datos obtenidos son:

ANALISIS DINAMICO CON FACTOR DE ESCALA							
Story	Load Case/Combo	P	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
AZOTEA	Ex Max	0	5.8941	3.6635	28.8553	10.624	17.0929
NIVEL 4	Ex Max	0	21.0808	16.7543	134.3856	55.3471	71.1053
NIVEL 3	Ex Max	0	31.8462	25.5148	204.6798	127.142	159.3718
NIVEL 2	Ex Max	0	39.047	31.0715	249.6755	215.5784	268.7591
NIVEL 1	Ex Max	0	43.2055	33.9892	272.3655	349.7696	436.9219

Tabla 23. Dirección X-X - Fuente: Elaboración propia

Story	Load Case/Combo	P	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
AZOTEA	Ey Max	0	3.8462	6.6709	43.3299	19.3457	11.1541
NIVEL 4	Ey Max	0	18.0698	24.8868	186.7475	83.2873	59.6561
NIVEL 3	Ey Max	0	27.5467	37.4892	282.3903	187.1233	137.2304
NIVEL 2	Ey Max	0	33.599	45.7746	344.5612	315.4465	232.827
NIVEL 1	Ey Max	0	36.722	50.4144	377.3016	511.7902	377.8107

Tabla 24. Dirección Y-Y - Fuente: Elaboración propia

4.3.5 DESPLAZAMIENTOS

4.3.5.1 DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS ADMISIBLES.

Siendo el material predominante en ambas direcciones, de Concreto Armado, la distorsión máxima de los entresijos será de 0.007.

DISTORSION X-X						
Story	Direction	Drift	X	Y	Z	Drift Permitido
			m	m	m	
AZOTEA	X	0.005	7.75	0	15.6	----
NIVEL 4	X	0.003	11.8	-0.8	12.7	0.007
NIVEL 3	X	0.004	11.8	-0.8	9.8	0.007
NIVEL 2	X	0.004	11.8	-0.8	6.9	0.007
NIVEL 1	X	0.002	8.75	0	4	0.007

Tabla 25. Fuente: Elaboración propia

DISTORSION Y-Y						
Story	Direction	Drift	X	Y	Z	Drift Permitido
			m	m	m	
AZOTEA	Y	0.005	7.75	0	15.6	----
NIVEL 4	Y	0.006	11.8	1.7	12.7	0.007
NIVEL 3	Y	0.006	11.8	1.7	9.8	0.007
NIVEL 2	Y	0.006	11.8	1.7	6.9	0.007
NIVEL 1	Y	0.003	11.8	1.7	4	0.007

Tabla 26. Fuente: Elaboración propia

4.3.5.2 SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS (S).

Usando la siguiente expresión:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m}$$

Para $h = 15.6\text{m}$, entonces $s = 0.0936\text{m}$

La separación entre edificios adyacentes será de 10cm.

4.3.6 IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ALTURA

4.3.6.1 IRREGULARIDADES EN ALTURA (Ia).

Piso Blando (Ia=0.75)

Las distorsiones no presentan cambios abruptos, no existe piso blando.

Extrema de Rigidez (Ia=0.50)

Las distorsiones no presentan cambios abruptos, no existe piso blando extremo.

Masa o Peso (Ia=0.90)

PESO POR NIVEL	Cambio de masa
Tnf	
14.9890	
68.9424	
61.4070	1.12
61.4069	1.00
69.9673	0.88

Tabla 27. Fuente: Elaboración propia

Los pesos de cada nivel no presentan cambios abruptos, no existe Irregularidad de Masa o Peso.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes (Ia=0.80)

No existe discontinuidad en los sistemas resistentes.

Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ia=0.60)

No existe discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

4.3.6.2 IRREGULARIDADES EN PLANTA (Ip).

NIVEL	Desplz. Max.	Desplz. Max.	Desplz. Centro de Masas - X	Desplz. Centro de Masas - Y	Relación X	Relación Y
	X	Y				
NIVEL 4	0.0091	0.0159	0.0089	0.0136	1.03	1.17
NIVEL 3	0.0100	0.0176	0.0084	0.0149	1.19	1.18
NIVEL 2	0.0097	0.0171	0.0083	0.0152	1.17	1.13
NIVEL 1	0.0084	0.0138	0.0071	0.0127	1.18	1.09

Tabla 28. Fuente: Elaboración propia

Torsional (Ip=0.75)

Los desplazamientos máximos relativos de entrepisos no superan al 20% del desplazamiento relativo de los centros de masas. No existe irregularidad Torsional.

Torsional Extrema ($I_p=0.60$)

NIVEL	Desplz. Max.	Desplz. Max.	Desplz. Centro de Masas - X	Desplz. Centro de Masas - Y	Relación X	Relación Y
	X	Y				
NIVEL 4	0.0091	0.0159	0.0089	0.0136	1.03	1.17
NIVEL 3	0.0100	0.0176	0.0084	0.0149	1.19	1.18
NIVEL 2	0.0097	0.0171	0.0083	0.0152	1.17	1.13
NIVEL 1	0.0084	0.0138	0.0071	0.0127	1.18	1.09

Tabla 29. Fuente: Elaboración propia

Los desplazamientos máximos relativos de entrepisos no superan al 50% del desplazamiento relativo de los centros de masas. No existe irregularidad Torsional Extrema.

Esquinas Entrantes ($I_p=0.90$)

No se presentan esquinas entrantes en la estructura.

Discontinuidad del Diafragma ($I_p=0.85$)

No se presenta discontinuidad del diafragma.

Sistemas no Paralelos ($I_p=0.90$)

No existe irregularidad de Sistemas no paralelos. Los sistemas son paralelos y perpendiculares entre sí.

4.4 DISEÑO SISMORRESISTENTE

4.4.1 DISEÑO DE VIGAS

Tomaremos como ejemplo el diseño de acero de la viga ubicada en el eje 2, tramo B-C:

Datos:

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

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

$$\emptyset=0.90$$

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

$$d=35-6=29\text{cm}$$

$$a=d/5=5.8\text{cm}$$

Para la obtención del Mu, se usará los datos obtenido en Etabs:

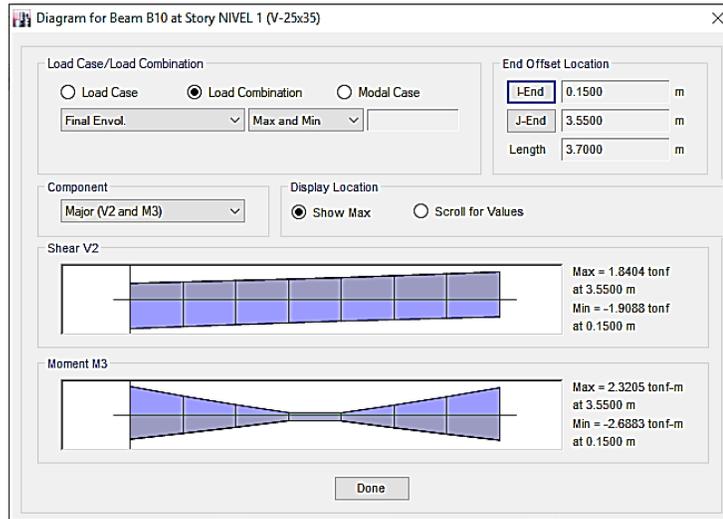


Figura 24. Fuente: Elaboración propia

$$Mu+=2.3205 \text{ Tn.m}$$

$$Mu=-2.6883 \text{ Tn.m}$$

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

Acero Positivo:

$$As+= \frac{232050}{0.9(4200)(29 - \frac{5.8}{2})}$$

$$As+= 2.35 \text{ cm}^2$$

Usando: 2 Ø 5/8"

$$\rho_{min}=0.003$$

$$\rho_{real}=2/(25*29)=0.003$$

$$\rho_{max}=0.75(0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} (\frac{6000}{6000+4200}))=0.016$$

Comprobando: $\rho_{min} \leq \rho_{real} \leq \rho_{max}$: Ok.

Acero Negativo:

$$A_{s-} = \frac{268830}{0.9(4200)(29 - \frac{5.8}{2})}$$

$$A_{s+} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Usando: 2 Ø 5/8"

$$\rho_{\min} = 0.003$$

$$\rho_{\text{real}} = 2/(25 \cdot 29) = 0.003$$

$$\rho_{\max} = 0.75(0.85 \cdot 0.85 \cdot \frac{210}{4200} (\frac{6000}{6000+4200})) = 0.016$$

Comprobando: $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{real}} \leq \rho_{\max}$: Ok.

Acero por Corte:

Datos obtenidos en Etabs:

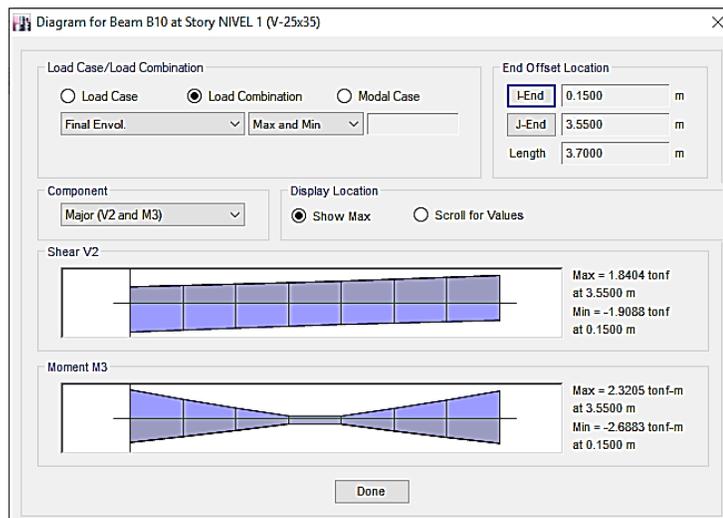


Figura 25. Fuente: Elaboración propia

$$V_u = 1.9088 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} (b \cdot d) = 5568.31 \text{ Kg}$$

Comprobamos si: $\phi V_c \geq V_u$:

$$0.85 \cdot 5568.31 \text{ Kg} = 4733.06 \text{ kg} \geq 1908.8 \text{ Kg}$$

No es necesario acero de refuerzo por corte, pero se usará refuerzo mínimo por corte 3/8"@25cm.

4.4.2 DISEÑO DE LOSAS

Tomaremos como ejemplo el paño ubicado entre los ejes B-C y 2-3:

Datos:

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

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

$$\emptyset=0.90$$

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

$$d=15\text{cm}$$

$$a=d/5=3\text{cm}$$

Viguetas:

Se usará por cuantía mínima en acero positivo y negativo:

$$\rho_{\text{min}}=0.003$$

$$A_s=0.003*(10*15)=0.45\text{cm}^2$$

Usando: 1 \emptyset 3/8" (+) y (-)

Losa de temperatura:

Idealizando en 1m de ancho

$$A_{st} = 0.0018(b)(t) = 0.0018*100*5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Usando: \emptyset 1/4" @0.25m

4.4.3 DISEÑO DE COLUMNAS

Tomaremos como ejemplo la columna C1 ubicada en el eje 2-B.

Datos:

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

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

$$\emptyset=0.90$$

$$h=45\text{cm}$$

$$b=30\text{cm}$$

$r=4\text{cm}$

Para la obtención del μ , se usará los datos obtenidos en Etabs:

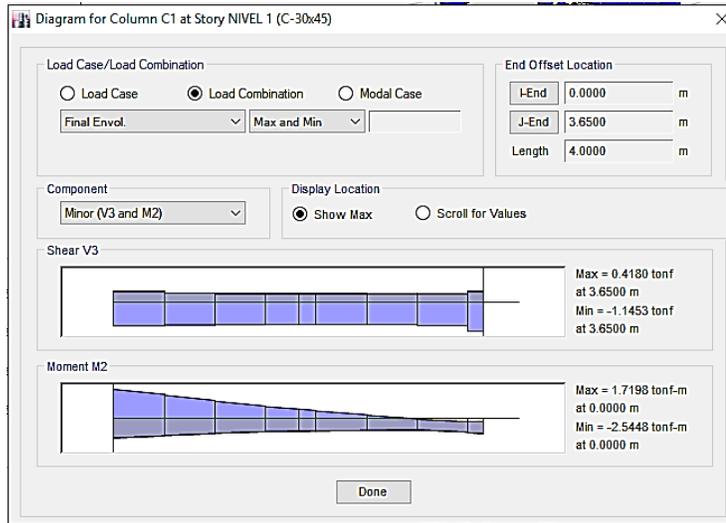


Figura 26. Fuente: Elaboración propia

$\mu=1.7198 \text{ Tn.m}$

Para la obtención del μ_u , se usará los datos obtenidos en Etabs:

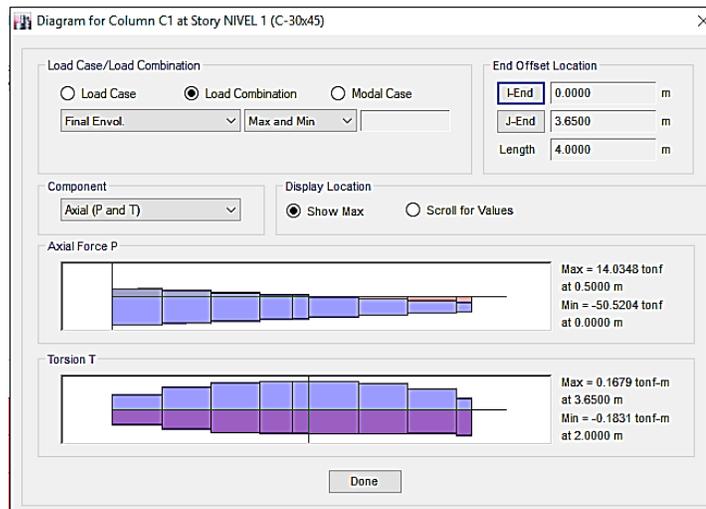


Figura 27. Fuente: Elaboración propia

$\mu_u=14.0348 \text{ Tn}$

Acero Longitudinal

$$\gamma = \frac{h - 2r}{h} = \frac{45 - 2 * 4}{45} = 0.82$$

$$Kn = \frac{Pu}{f'c(Ag)} = \frac{14034.8}{210(45 * 30)} = 0.0495$$

$$Rn = \frac{Mu}{f'c(Ag)h} = \frac{171980}{210(45 * 30)45} = 0.0135$$

Usando el Nomograma R3-60.8 la cuantía será:

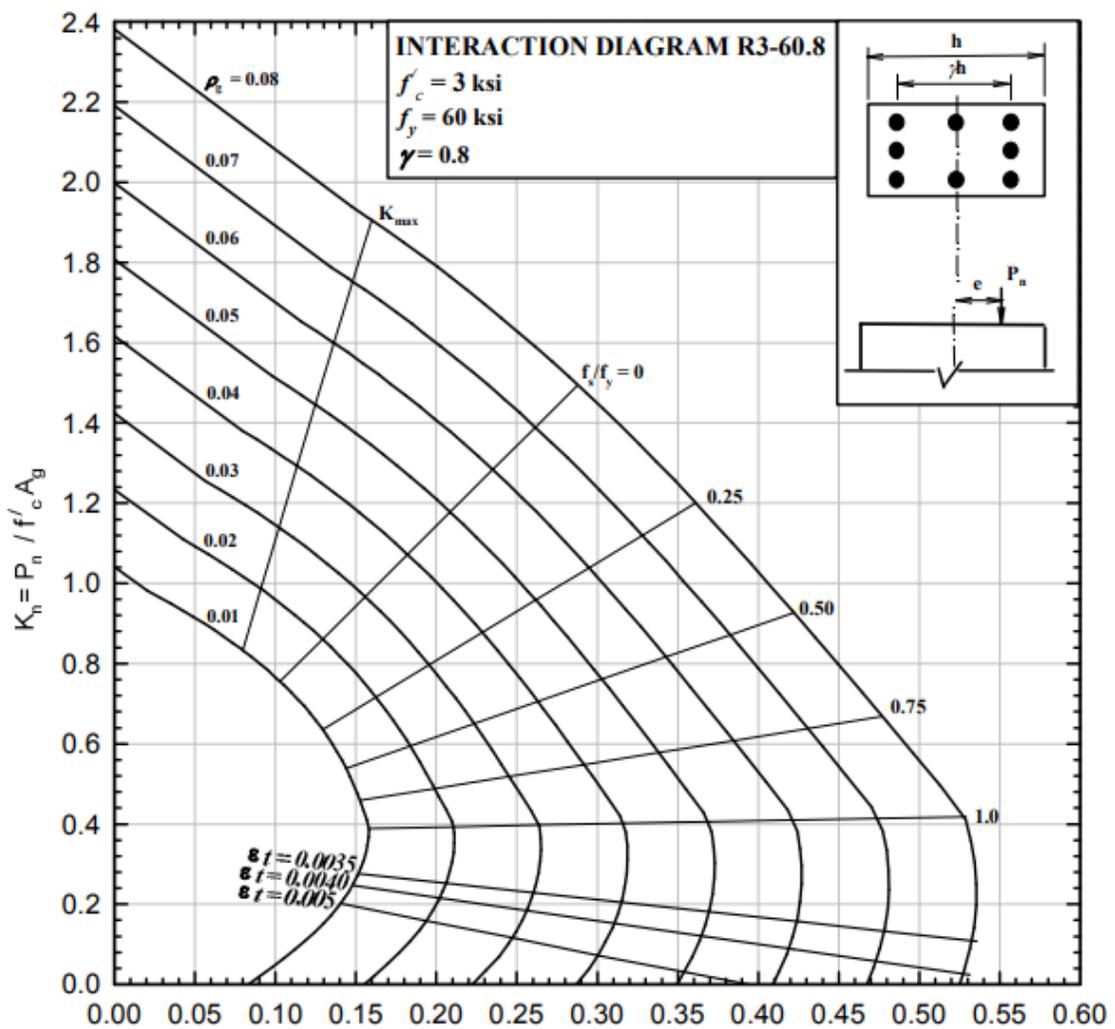


Figura 28. Fuente: E. Harmsen, (2005). (p.632)

$$\rho = 0.01 = 1\%$$

El área de acero será:

$$A_s = \rho(A_g) = 0.01(45 \cdot 30)$$

$$A_s = 13.5 \text{ cm}^2$$

Usando: 8 \varnothing 5/8"

$$\rho_{\min} = 0.01$$

$$\rho_{\text{real}} = 16 / (45 \cdot 30) = 0.012$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

Comprobando: $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{real}} \leq \rho_{\max}$: Ok.

Acero transversal:

Se asumirá refuerzo \varnothing 3/8", con las distribuciones que indica la Norma E.060 Concreto Armado:

Espaciamiento en la zona de menor confinamiento:

$$S' \leq (16d_b, b \text{ o } 30 \text{ cm}) = (25.4, 30 \text{ o } 30 \text{ cm})$$

Elegimos $S' = 25 \text{ cm}$

Espaciamiento en la zona de mayor confinamiento:

$$S \leq (b/2, h/2 \text{ o } 10 \text{ cm}) = (15, 22.5 \text{ o } 10 \text{ cm})$$

Elegimos $S = 10 \text{ cm}$

4.4.4 DISEÑO DE PLACAS

Tomaremos como ejemplo la columna P1 ubicada en el eje 2-B.

Datos:

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

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

$$L_w = 1.25 \text{ m}$$

$$H = 2.70 \text{ m}$$

$$\varnothing_c = 0.85$$

$$\varnothing_f = 0.70$$

$$K = 1$$

Para la obtención del M_u y V_u , se usará los datos obtenidos en Etabs:

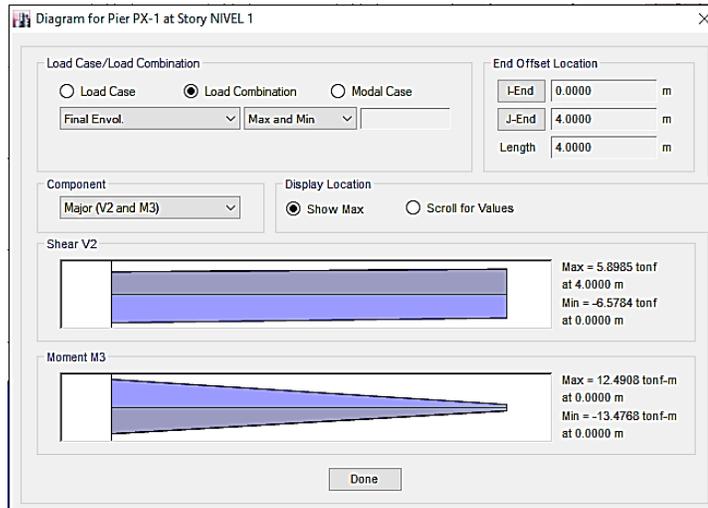


Figura 29. Fuente: Elaboración propia

$$M_u = 13.4768 \text{ Tn.m}$$

$$V_u = 6.5784 \text{ Tn}$$

Para la obtención del P_u , se usará los datos obtenidos en Etabs:

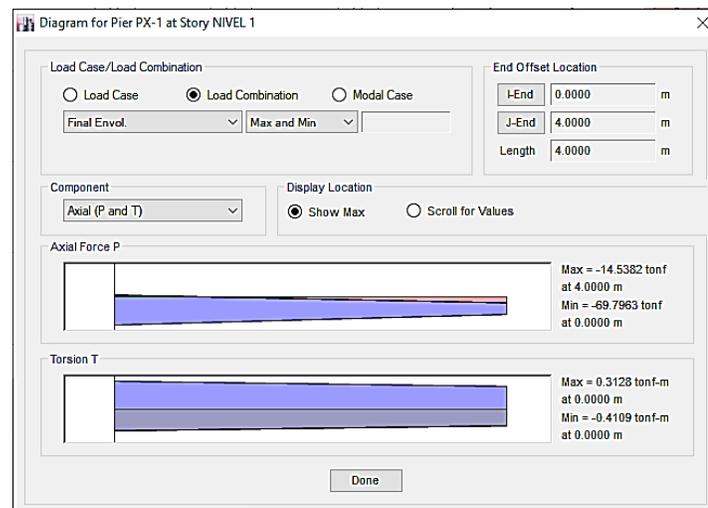


Figura 30. Fuente: Elaboración propia

$$P_u = 14.5382 \text{ Tn}$$

Carga axial:

Comprobamos que: $h \geq (\text{Menor dimensión entre H y Lw})/25 = 125\text{cm}/25$

Entonces: $h \geq 5\text{cm}$; se asume un espesor de 25cm.

Área de la sección transversal:

$$A_g = 25 * 125 = 0.32\text{m}^2$$

Usando:

$$\phi P_n = 0.55\phi(f'c)(A_g) \left[1 - \left(\frac{k \cdot L_c}{32h}\right)^2\right]$$

$$\phi P_n = 0.55 * 0.70(210)(3200) \left[1 - \left(\frac{2 * 270}{32 * 25}\right)^2\right]$$

$$\phi P_n = 229.25 \text{ Tn}$$

Comprobamos que: $P_u \geq \phi P_n$

$14.5382 \text{ Tn} \geq 229.25 \text{ Tn}$; por lo que comprobamos que no es necesaria reforzar por carga axial.

Flexión:

Peralte efectivo: $d = 0.8L_w = 0.8 * 1.25 = 1.00\text{m}$

Se verifica la esbeltez: $d/H < 4$; $1.00/2.70 = 0.37 < 4$, si cumple.

$$R_u = \frac{M_u}{h(d^2)} = \frac{1347680}{25 * 100^2} = 5.39\text{kg/cm}^2$$

Usando la tabla propuesta por E. Harmsen, (2005), con $R_u = 5.39\text{kg/cm}^2$ y $f'c = 210\text{kg/cm}^2$, tenemos una cuantía de 0.2%

El área de acero es:

$$A_s = \rho(d)(h) = 0.002 * 100 * 25 = 5\text{cm}^2$$

Para el elemento de borde tomaremos por cuantía mínima de: 1%

$$A_s = 0.01 * 100 * 25 = 25\text{cm}^2$$

Usando: $4 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' + 4 \text{ } \phi \text{ } 5/8''$

Fuerza Cortante:

$$V_n = V_u / \phi = 6.5784 \text{ Tn} / 0.85 = 7.73 \text{ Tn}$$

Verificamos:

$$V_n \leq 2.7(\sqrt{f'c})(h)(d) = 2.7(\sqrt{210})(25)(100)$$

$$7.73 \text{ Tn} \leq 97.82 \text{ Tn} ; \text{ Si cumple}$$

Altura de la seccion critica:

$$h_{sc} = L_w / 2 = 1.25 / 2 = 0.63 \text{ m}$$

Resistencia al corte aportado por el concreto:

$$V_c = 0.88\sqrt{f'c}(h.d) + \left(\frac{P_u.d}{4L_w}\right) = 34.79 \text{ Tn}; \text{ y}$$

$$V_c = \left[0.16\sqrt{f'c} + \frac{L_w(0.33\sqrt{f'c} + \frac{0.2Nu}{L_w(h)})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] hd = 10.51 \text{ Tn}$$

Se toma el más desfavorable:

$$V_u / \phi = 6.58 / 0.85 = 7.74 \text{ Tn}$$

Verificamos:

$7.74 \text{ Tn} \geq 10.51 \text{ Tn}$; No se cumple, no se necesita refuerzo por corte. Se propone usar espaciamiento mínimo.

Usando: $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$

4.4.5 DISEÑO DE ZAPATA

Tomaremos como ejemplo la zapata que soporta la columna P1 ubicada en el eje 2-B.

Altura de zapata:

Con acero $5/8'' = db$

$$l_d = \frac{0.08(db)(f_y)}{\sqrt{f'c}} = 36.81$$

Se asume un peralte de 40cm

Capacidad portante neta:

$$q_{sn} = q_s - \gamma_t h_t - \gamma_c h_c - S/C$$
$$q_{sn} = 1.0 \frac{kg}{cm^2} - 120 * 0.0018 \frac{kg}{cm^2} - 40 * .0024 \frac{kg}{cm^2} - 0.05 \frac{kg}{cm^2}$$
$$q_{sn} = 0.638 \text{ kg/cm}^2$$

Datos obtenidos del Estudio de Mecánica de Suelos, aplicado en el terreno previamente.

Área en planta:

$$A = \frac{P_u}{q_{sn}}$$

Donde P_u lo obtenemos del Etabs:

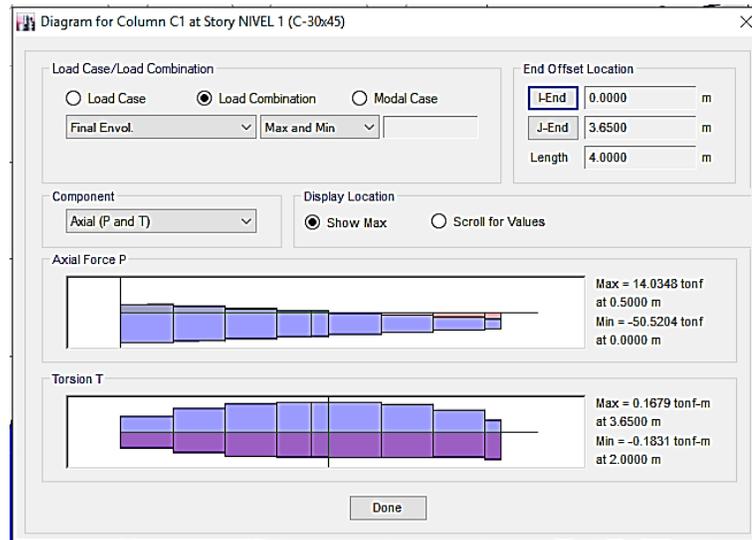


Figura 31. Fuente: Elaboración propia

$$P_u = 50.52 \text{ Tn}$$

$$\text{Entonces } A = 7.92 \text{ m}^2$$

Tomando $L = 1.8 \text{ m}$; Entonces: $B = 4.40 \text{ m}$

Área de acero:

Tomando cuantía mínima, idealizando con ancho de 1 m , y peralte de 0.40 m :

$$A_s = 0.018 * 100 * 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Usando $\varnothing 1/2''$ N° de varillas en 1 m : $7.2 / 1.27 = 5.7$

Asumiendo 6 varillas por metro: $\varnothing 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ en ambos sentidos.

CAPITULO V

RESULTADOS

5.1 ANALISIS ESTRUCTURAL

5.1.1 ANALISIS SISMICO

Interpretación: Teniendo como finalidad de un análisis sísmico, predecir el comportamiento de una estructura frente a un eventual sismo, sin embargo, realizarlo con exactitud es muy poco probable, ya que solo obtenemos aproximaciones del mismo. Por ello es muy importante la elección del tipo de análisis que se debe emplear.

Para estructuras pequeñas se realiza el Análisis Estático, con ello obtuvimos una Fuerza cortante en la base, de 48.92Tn en la dirección X, y de 57.07Tn en la dirección Y.

Esto nos indica que la estructura será capaz de soportar estas fuerzas en su sentido correspondiente. Esta fuerza es producto de un sismo transmitida desde el terreno hacia la base de la estructura (cimentación), y distribuida mediante el análisis en cada nivel de la siguiente forma:

PISO	Altura	Fi=
	m	ton
AZOTEA	15.6	4.73695
NIVEL 4	12.7	17.73748
NIVEL 3	9.8	12.19118
NIVEL 2	6.9	8.58357
NIVEL 1	4	5.66966
		48.92

Tabla 30. Sentido x-x - Fuente: Elaboración propia

PISO	Altura	Fi=
	m	ton
AZOTEA	15.6	5.52644
NIVEL 4	12.7	20.69372
NIVEL 3	9.8	14.22304
NIVEL 2	6.9	10.01417
NIVEL 1	4	6.61460
		57.07

Tabla 31. Sentido y-y - Fuente: Elaboración propia

Así mismo se realizó un Análisis Dinámico, teniendo este una mayor aproximación al comportamiento real de la estructura. Con ello obtuvimos una Fuerza cortante en la base, de 34.69Tn en la dirección X, y de 43.71Tn en la dirección Y.

La Norma peruana nos indica que la Cortante Basal Dinámica mínima en la base debe de ser del 90% de la Cortante basal estática. Al no cumplir con esta condición se calcula un Factor de Escala para cada dirección de 1.25 en dirección X, y de 1.15 en dirección Y.

Con esto hallamos los desplazamientos máximos en cada piso:

PISO	Altura	Desplaz.
	m	m
AZOTEA	15.6	0.052
NIVEL 4	12.7	0.038
NIVEL 3	9.8	0.028
NIVEL 2	6.9	0.017
NIVEL 1	4	0.006

Tabla 32. Sentido x-x - Fuente: Elaboración propia

PISO	Altura	Desplaz.
	m	m
AZOTEA	15.6	0.075
NIVEL 4	12.7	0.061
NIVEL 3	9.8	0.045
NIVEL 2	6.9	0.027
NIVEL 1	4	0.010

Tabla 33. Sentido y-y - Fuente: Elaboración propia

5.1.2 DISEÑO SISMORRESISTENTE

5.1.2.1 DISEÑO DE VIGAS

Interpretación: Para el diseño de Vigas se consideró un comportamiento por falla dúctil, y evitar la falla frágil, haciendo que sea el acero el último elemento en ceder, ya

que el concreto es un material que tiene poca o casi nula resistencia a la flexión, es el refuerzo del acero quien le dará esta capacidad a las vigas.

La sección típica de viga VT-05 resultó de la siguiente forma:

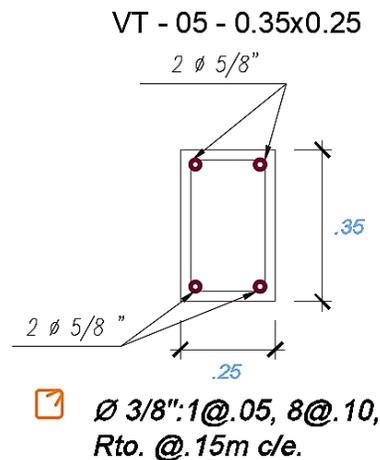


Figura 32. Fuente: Elaboración propia

5.1.2.2 DISEÑO DE LOSAS

Interpretación: Se diseñó una losa aligerada, de 20cm de espesor, en el sentido de luz más corta (x-x) del paño más desfavorable, para ello se idealizaron viguetas en forma de “T”, y sobre ella una losa de temperatura con un espesor de 5cm, para soportar los esfuerzos de contracción y dilatación por cambio de temperatura del concreto.

La sección resultante es:

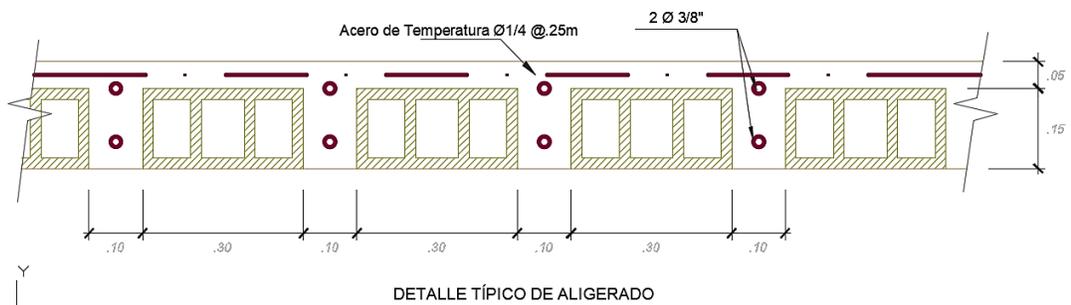


Figura 33. Fuente: Elaboración propia

5.1.2.3 DISEÑO DE COLUMNAS

Interpretación: Siendo las columnas elementos verticales, su diseño es más complejo debido a los esfuerzos a las cuales estará soportada, diseñándose para cada uno de ellos: Carga axial ($P_u=14.03$ Tn) y esfuerzos por flexión ($M_u=1.72$ Tn.m), este último transmitido por las vigas.

Además, para el diseño del acero longitudinal, se usó Nomogramas para facilitar el cálculo, obteniéndose una cuantía mínima del 1%.

La sección típica de la columna es:

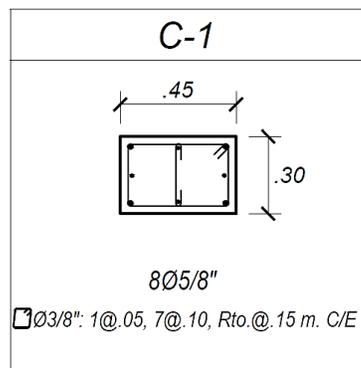


Figura 34. Fuente: Elaboración propia

La sección de la columna se incrementó en el modelamiento en el software Etabs.

5.1.2.4 DISEÑO DE PLACAS

Interpretación: Del mismo modo que las columnas, las placas son elementos verticales, el diseño de ellos es más complejo debido a los esfuerzos a las cuales estará soportada, diseñándose para cada uno de ellos: Carga axial ($P_u=14.54$ Tn), esfuerzos por flexión ($M_u=13.48$ Tn.m) y por corte ($V_u=6.58$ Tn). Siendo este último el esfuerzo principal a soportar, pues aporta una gran rigidez lateral a la estructura en el sentido de la placa.

Para el diseño del acero longitudinal se comprobará si es un elemento esbelto, y comprobándose esto se diseñará como una columna, aplicándose unos valores de cuantía propuestos por E. Harmsen, (2005), dependiendo de R_u , y f'_c .

La sección diseñada es:

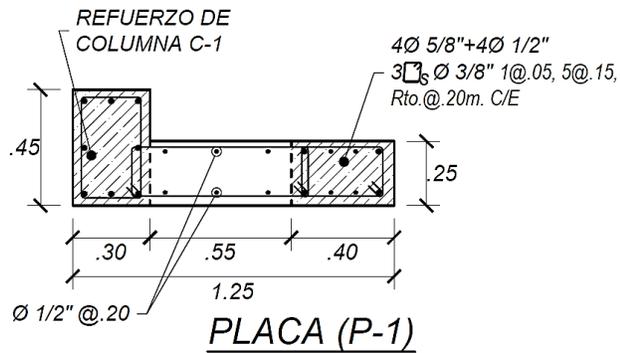


Figura 35. Fuente: Elaboración propia

5.1.2.5 DISEÑO DE ZAPATA

Interpretación: Para el diseño de la cimentación se optó por usar zapatas aisladas, el cual después de su diseño se obtuvo zapatas con dimensiones de 1.80x4.40m, al verificar en planta, las distancias entre caras externas de las zapatas, se tenía una distancia muy corta, por ello se propone tener una zapata combinada a lo largo de todo el perímetro, sin variación del acero (Véase Anexo 3)

CAPITULO VI

DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 DISCUSIÓN

1. En la presente investigación, la elección del sistema estructural es base fundamental para el diseño estructural, pues se debe tener en consideración también la accesibilidad a los materiales empleados, y el conocimiento que los trabajadores deben tener, es decir una mano de obra calificada, por ello se elige un sistema convencional, teniendo en cuenta la magnitud del proyecto.
2. La elección de las secciones típicas de los elementos estructurales, para lograr una óptima trabajabilidad en obra, debe ser considerada y prevista durante el diseño sismorresistente de los elementos estructurales, como la calidad del concreto, las características de las varillas de acero como los diámetros comerciales.

6.2 CONCLUSIONES

1. La estructuración que presenta la edificación, es la más adecuada, ello se ve reflejado al comprobar las irregularidades estructurales, tanto en planta como en altura, y la carencia de estas nos determina un mejor comportamiento estructural frente a un Sismo.
2. El diseño estructural, al realizarse con el Análisis Estático y el Análisis Dinámico, garantiza un mejor resultado, logrando tener las secciones optimas, regulando la capacidad de soportar los esfuerzos requeridos, como regulando a la vez el sobrecosto, que una estructura sobredimensionada puede alcanzar.
3. Al realizar el Análisis Dinámico, se tuvo que calcular un factor de Escala, puesto que la Fuerza Cortante que actúa sobre la Base (Cimentación), no cumplía con lo establecido, de ser como mínimo el 90% de la Fuerza Cortante Estática para estructuras irregulares, y del 80% para estructuras regulares. Realizando esto se llegó a los parámetros establecidos por nuestra Norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente.

6.3 RECOMENDACIONES

1. En el diseño de los elementos estructurales, algunas secciones no requieren acero de refuerzo para un esfuerzo de corte o carga axial, sin embargo, es recomendable usar el acero mínimo, puesto que la ubicación del proyecto se encuentra en una zona altamente sísmica, y el comportamiento estructural puede ser impredecible. El diseño final puede variar de acuerdo al criterio del diseñador.
2. Actualmente, el desarrollo de nuevos Softwares, crea una clara ventaja a quienes se adaptan a ellos, ya que facilita mucho los cálculos de muchos requisitos para un diseño, logrando tener diseños estructurales muy complejos en tiempos más reducidos, lo que antes era un gran trabajo. Sin embargo, es de vital importancia entender las funciones, y las bases Normativas con la que el Software trabaja, ya que muchos procedimientos son omitidos manualmente al realizarlo de manera automática.

CAPITULO VII

FUENTES DE INFORMACIÓN

7.1 Fuentes Bibliográficas

- Aguiar Falconi, R. (2008). ANÁLISIS DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICA. *XVIII JORNADAS NACIONALES DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL*, 15.
- Bertero Rizzo, v. (1989). Lecciones aprendidas de terremotos catastróficos recientes y otras investigaciones. *Primera conferencia internacional Torroja 1989* (págs. 410 - 411). Torroja, Madrid, España: Instituto de ciencias de la construcción Eduardo Torroja.
- Borja Suárez, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo.
- Chavez Cachay, S. (2003). *Concreto Armado*. Tarapoto: Universidad Nacional de San Martín, Facultad de Ingeniería Civil.
- Delgado Contreras, G. (2011). *Diseño de estructuras aperturadas de Concreto Armado*. Lima: Editorial EDICIVIL S.R.L.
- E. Harmsen, T. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Fono Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- G. Arias, F. (2006). *El Proyecto de Investigación - Introducción a la metodología científica*. Caracas: Editorial Episteme.
- H. Nilson, A. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto - Duodécima Edición*. Santa Fe de Bogotá: MCGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. (2014). *Metodología de la Investigación - Sexta Edición*. Mexico: MCGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- Kuroiwa Horiuchi, J. (2016). *Manual para la Reducción del Riesgo Sísmico de Viviendas en el Perú*. Lima: MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.
- Lima, M. M. (2018). *ESTRATEGIA METROPOLITANA DE LIMA EN GESTIÓN DEL RIESGO DE DESASTRES*. Lima: Municipalidad Metropolitana de Lima.

- Ministerio de Vivienda, C. y. (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*. Lima: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2016). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: El Peruano.
- Morales Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado - concordado a ACI 318*. Lima: Fondo editorial ICG.
- Municipalidad Metropolitana de Lima. (2018). *ESTRATEGIA METROPOLITANA DE LIMA EN GESTION DEL RIESGO DE DESASTRES 2015 - 2018*. Lima: Municipalidad Metropolitana de Lima.
- Navarro Flores, L. W. (2001). *Análisis estático-dinámico y diseño sismorresistente de un sistema estructural dual de concreto armado: uso vivienda*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Ottazzi Pasino, G. (2014). *Apuntes del curso Analisis Estructural I*. Lima: Editorial PUCP.
- Piqué del Pozo, J. (2012). *Diseño Estructural Sismorresistente*. Lima: Fondo editorial ICG.
- Russell C., H. (2011). *Mecánica de Materiales*. Naucalpan de Juárez: Pearson Education, Inc.

ANEXOS

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO: DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CUATRO NIVELES EN CONCRETO ARMADO UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO, PROVINCIA DE LIMA

	PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	METODOLOGÍA
PRINCIPAL	¿Cuáles son los criterios y procedimientos para un Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?	Explicar los criterios y procedimientos para un Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.	El resultado de la aplicación de los criterios y procedimientos para un Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.	VARIABLE 1 Diseño estructural Sismorresistente		<ol style="list-style-type: none"> 1. Enfoque de la Investigación: Cuantitativo 2. Tipo de Investigación: Aplicada 3. Diseño de Investigación No experimental- Trasversal 4. Nivel de Investigación Descriptiva 5. Población. Edificio <p style="text-align: center;">Muestra Edificio</p> <ol style="list-style-type: none"> 6. Técnicas de recolección de datos: <ul style="list-style-type: none"> - Ficha de captura de datos 7. Análisis interpretación de la información Programa estadístico SPSS
ESPECÍFICOS	¿Cuáles son las características de la concepción de un Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?	Obtener la Concepción del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.	El resultado de la concepción del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima es la seguridad, funcionalidad y durabilidad teniendo el menor costo			
	¿Cuál es la idealización del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?	Obtener la Idealización del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.	El resultado de la idealización del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima es un modelo matemático (físico) de la estructura.			
	¿Cuál es el análisis del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?	Obtener el Análisis del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.	El resultado del análisis del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima es encontrar los esfuerzos a los cuales estará sometida la estructura.			
	¿Cuál es el Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima?	Obtener el Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima.	El resultado del Diseño Estructural Sismorresistente de un edificio de cuatro niveles en Concreto Armado ubicado en el distrito de San Juan de Lurigancho, provincia de Lima es dimensionar la estructura para soportar fuerzas y desplazamientos inducidas por los sismos evitando el colapso de la estructura.			

ANEXO 2: CUADRO DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	Escalas y valores	Niveles y rango	Instrum ento
Diseño estructural Sismorresistente	<p>El Diseño Estructural debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada.</p> <p>Idealmente el objeto del diseño de un sistema es la optimización del sistema, es decir la obtención de todas las mejores soluciones posibles. El lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el de peso o costo (Morales Morales, 2006, pág. 1)</p>	Concepción estructural sismorresistente	Sistema estructural	1-2	--	--	FICHA DE CAPTURA DE DATOS
			Predimensionamiento		--	--	
		Idealización estructural sismorresistente	Modelamiento	3-4	--	--	
			Análisis de Cargas		--	--	
		Análisis sismorresistente	Factor de Zonificación	5-13	--	0.10, 0.25, 0.35, 0.45	
			Factor de suelo		--	0.8-2.0	
			Factor de amplificación sísmica		--	0.0-2.5	
			Factor de Uso		--	1.0, 1.3, 1.5	
			Coefficiente básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas		--	3-8	
			Periodo de la Edificación		S	--	
			Fuerza cortante mínima en la base		Tn	--	
			Desplazamiento		cm	--	
		Irregularidad estructural en planta y altura	--	0.5-0.9			
		Diseño sismorresistente	Diseño de Vigas	14-18	cm ²	--	
			Diseño de Losas		cm ²	--	
			Diseño de Columnas		cm ²	--	
			Diseño de Placas		cm ²	--	
			Diseño de Zapatas		cm ²	--	

ANEXO 3: PLANO DE ESTRUCTURAS – CIMENTACION

CIMENTACIÓN (NFP. +0.00m)
ESC. 1/50

	C-1	C-2
NIVEL 1 y 2	45x45	35x35
NIVEL 3 y 4	45x45	35x35

ESPECIFICACION GENERAL

- Estos planos deben ser leídos en conjunto con todos los planos de las distintas especialidades.
- Antes de proceder con los trabajos cualquier discrepancia en los planos debe ser reportada oportunamente al especialista responsable.
- Las dimensiones y tamaños de los elementos estructurales no deben ser obtenidos por medición directa de estos planos. También es obligación del contratista constatar dichas dimensiones antes de empezar los trabajos de construcción.
- Durante las obras, el contratista debe ser responsable de la seguridad en la construcción y erección de la estructura. De ser necesario consultar previamente las especificaciones de cada material.
- Los materiales y mano de obra deben estar en conformidad con los requerimientos de las ediciones vigentes de los reglamentos relevantes del Perú.

LEYENDA

- COLUMNA PROYECTADA (C-01,02)
- COLUMNAS Y VIGAS DE AMARRAR (CA-1,2)
- MURO DE TABIQUERIA (Ladrillo Panderete)
- MURO PORTANTE (Ladrillo King Kong 18huecos)
- VIGAS EN GENERAL
- VER DETALLE DE CORTE

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

MATERIALES:

- CONCRETO ARMADO (Elementos estructurales) : $f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- CONCRETO SIMPLE (Sobrecimiento y elem. de confinamiento) : $f_c = 175 \text{ kgf/cm}^2$
- CONCRETO CICLOPIO (Falsa zapata y Cimiento Comodo 1.8x30p. 6" Max.) : $f_c = 100 \text{ kgf/cm}^2$
- (Usar Cemento portland tipo V, en la cimentación y toda la estructura. Se debe verificar en campo si el terreno contiene sales agresivas de ser así, usar cemento tipo V en la cimentación.)
- ACERO DE REFUERZO ASTM A-615 (Grado 60) (Acero Longitudinal y Estibos) : $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- ALBAÑILERIA CONFINADA (Aceptable Ladrillo clase III) (Ladrillo Industrial King-Kong 18 huecos) : $f_m = 65 \text{ kgf/cm}^2$
- (Ladrillo Panderete, En muros no portantes, amarrar con alambre #8@3 hileras) Mortero Típico (1.4 Cemento: Arena)

RECUBRIMIENTO:

- ZAPATAS Y CIMENTACIÓN (Concreto contra terreno) : 7.00cm
- VIGAS Y COLUMNAS ESTRUCTURALES : 4.00 cm
- PLACAS Y LOSAS : 3.00cm
- MUROS, COLUMNETAS Y VIGAS DE CONFINAMIENTO : 2.00cm

CIMENTACIÓN:
Profundidad mínima de cimentación $H_z=1.60m$, y se espera un máximo asentamiento de 6.5mm, para la capacidad portante de $\tau_1=2.0 \text{ kgf/cm}^2$, (Verificar en Obra)

EMPALMES Y TRASLAPES:
60cm. DIÁMETROS MÍNIMOS. (VER DETALLES)

PARAMETROS SISMICOS:

ZONA SISMICA : $Z = 0.45$
 COEFICIENTE DE REDUCCION (Dual Regular) : $R = 7$ (En X e Y)
 CATEGORIA TIPO "C" (Común) : $U = 1.00$
 PERFIL DE SUELO (Intermedio) : $S = 1.05$
 PARAMETROS DE SITIO : $T_p = 0.60, T_l = 2.00 \text{ seg.}$
 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA CORTANTE EN LA BASE : $C = 2.50$
 $V_b = 58 \text{ tonf.}$

PERIODO DE LA ESTRUCTURA : $T_x = 0.40, T_y = 0.39 \text{ seg.}$
 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS (Azolea) : $D_x = 5.88 \text{ cm}, D_y = 6.3 \text{ cm.}$
 DISTORSIONES MÁXIMAS (Dist 3er NIVEL) : $D_{rx} = 0.0056, D_{ry} = 0.0053$
 SISTEMA MIXTO DE PORTICOS Y PLACAS (DUAL EN AMBAS DIRECCIONES)
 Considerando dirección X el lado mas corto, e Y el lado mas largo.

DETALLES DE TABIQUERIA
ESC. 1/50

PLACA (P-1)
ESC. 1/50

PLACA (P-2)
ESC. 1/50

PLACA (P-3)
ESC. 1/50

SECCIONES Y ELEVACIONES:

- ELEVACION TÍPICA D' ZAP. ESC. 1/50
- SECCIÓN F-F ESC. 1/50
- CORTE G-G (Cimentación) ESC. 1/50
- DETALLE DE VIGA BASE (VB) ESC. 1/50

DESCRIPCIONES DE MATERIALES

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
CONCRETO ARMADO		m ³
CONCRETO SIMPLE		m ³
CONCRETO CICLOPIO		m ³
ACERO DE REFUERZO		kg
ALBAÑILERIA CONFINADA		m ²
MORTERO		m ³

VIOLATA LEON MILLA

VIVIENDA

ESTRUCTURAS

CIMENTACIÓN Y DETALLES

4L-ENG SAC

ANEXO 5: ESTUDIO MECANICA DE SUELO

ESTUDIO DE MECÁNICA SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

**PROYECTO:
VIVIENDA DE 4 PISOS
DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO - LIMA**



Cliente:

Sra. Benigna Juarez, Buenavente

Preparado por:

Bach. Ing. Oyola Aragón, Dino Carlos

Bach. Ing. Ticona Quispe, Alexander

Aprobado y Revisado por:

ING. Ayala Flores, Cleiver

Lima-Perú

MARZO, 2018


CLEIVER AYALA FLORES
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 205600

5.2 Ensayos de Análisis Químico

Con la muestra de suelo obtenida de las calicatas C-1 y C-3, se procedió a enviar al laboratorio de Química de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, en el cual se realizaron los siguientes ensayos de análisis químico:

- Contenido de Sulfatos
- Sales Solubles Totales

Los resultados de estos ensayos se presentan en el Anexo 2.

6.0 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

En base a los resultados de las excavaciones y los ensayos de laboratorio, se presentan una descripción del perfil estratigráfico del área en estudio, el mismo que es descrito a continuación.

El perfil de los suelos está representado por los registros correspondientes a las calicatas C-1, C-2 y C-3. La calicata C-1 y C-3 muestran un falso piso de concreto de 0.0 a 0.1 m de profundidad, de 0.1m a 1.1m de profundidad muestra relleno de arena limosa de color marrón y humedad baja con partes de bloques de concreto (6" - 8") y restos de ladrillo. Subyaciendo a este material hasta los 1.5m de profundidad se encontró material igual que el anterior pero con mayor presencia de restos de ladrillo (de 2 a 4"). Subyaciendo a este material hasta la profundidad explorada (2.50 m) se encuentra predominantemente la arena limosa (SM), color marros oscuro, medianamente húmedo, con material solido (gravas de 2 – 3") aisladas.

En la calicata C-2 se encontró en la capa superficial relleno con material gravoso con presencia de bloques de concreto aislados hasta 0.8 m de profundidad para luego continuar con la arena limosa (SM) con rocas aisladas de 6" hasta 1.30m de profundidad. Subyacente a este material se encuentra arena limosa sin presencia de solidos rocosos hasta 1.90 de profundidad. Finalmente hasta la profundidad explorada (3.50 m) se encuentra arena gruesa limpia con presencia aislada de gravas de 3 a 5". En los sondajes ejecutados no se alcanzó el nivel freático.

Los registros de los sondajes se encuentran en el Anexo 3. El panel fotográfico de las calicatas se encuentra en el Anexo 4.

7.0 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

El análisis de la cimentación se realiza con la finalidad de calcular la capacidad de carga admisible del terreno y los asentamientos producidos por las cargas impuestas al terreno de cimentación.

Los valores propuestos deben ser verificados durante el diseño estructural de acuerdo a las dimensiones de los cimientos que se consideren para la estructura.

El análisis de la cimentación se ha realizado por capacidad portante y por asentamiento. A continuación se presenta dicho análisis.

7.1 Tipo de Cimentación

Con la finalidad de reducir los asentamientos diferenciales debido a la compacidad medio suelta del suelo, se recomienda utilizar zapatas cuadradas o rectangulares conectadas con vigas de cimentación.

7.2 Profundidad de Cimentación

De acuerdo a los resultados de la exploración de campo y en función al perfil estratigráfico del terreno, se recomienda cimentar la estructura sobre el estrato de arena bien gradada con presencia de limos (SW-SM), a una profundidad mínima de 1.50 m, contabilizado desde la superficie del terreno.

7.3 Capacidad de carga Admisible

La capacidad de carga admisible se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck (1967), utilizando los parámetros propuestos por Vesic (1973).

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma + \gamma_f \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q$$

$$q_{adm} = q_{ult}/3$$

Donde:

q_{ult}	=	Capacidad última de carga
q_{adm}	=	Capacidad admisible de carga
γ_t	=	Peso unitario del suelo bajo la cimentación ($\gamma_t=1.65 \text{ ton/m}^3$)
γ_f	=	Peso unitario del suelo superficial ($\gamma_f=1.65 \text{ ton/m}^3$)
B	=	Ancho de zapata

Q

- L = Largo de la zapata
- D_f = Profundidad de cimentación
- N_c, N_q, N_γ = Parámetros en función de ϕ (ver Figura N°1)
- S_c, S_q, S_γ = Factores de forma
- d_c, d_q, d_γ = Factores de profundidad

De acuerdo a los reportes de los ensayos de corte directo realizados en el laboratorio los valores de parámetros de resistencia fueron los siguientes:

$$\phi = 32.1^\circ \text{ y } C = 0.00 \text{ kg/cm}^2.$$

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a la falla local, según Terzaghi se considera la corrección de ϕ y para efectos de cálculo se tiene lo siguiente:

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3} \cdot \tan\phi\right)$$

$$\phi' = 22.7^\circ$$

Se considera un Factor de Seguridad (F.S.) de 3 para el cálculo de la carga admisible del suelo.

A continuación se da a conocer el ancho de cimentación, profundidad de cimentación y la capacidad de carga admisible.

Tabla 4. Capacidad de Carga Admisible para Cimentación Cuadrada y Rectangular

Tipo de Cimentación	Df	B	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			FACTORES DE FORMA			FACTORES DE PROFUNDIDAD			qult	qadm
			Nc	Ng	Nq	Fcs	Fys	Fqs	Fcd	Fgd	Fqd		
Cuadrada	1.50	0.60	17.68	7.86	8.39	1.47	0.60	1.42	1.43	1.00	1.38	3.02 kg/cm ²	1.01 kg/cm ²
	1.50	0.70	17.68	7.86	8.39	1.47	0.60	1.42	1.41	1.00	1.36	3.03 kg/cm ²	1.01 kg/cm ²
	1.50	0.80	17.68	7.86	8.39	1.47	0.60	1.42	1.39	1.00	1.34	3.03 kg/cm ²	1.01 kg/cm ²
	1.50	1.00	17.68	7.86	8.39	1.47	0.60	1.42	1.35	1.00	1.31	3.05 kg/cm ²	1.02 kg/cm ²
	1.50	1.10	17.68	7.86	8.39	1.47	0.60	1.42	1.34	1.00	1.30	3.06 kg/cm ²	1.02 kg/cm ²
	1.50	1.20	17.68	7.86	8.39	1.47	0.60	1.42	1.32	1.00	1.28	3.08 kg/cm ²	1.03 kg/cm ²
	1.50	1.50	17.68	7.86	8.39	1.47	0.60	1.42	1.36	1.00	1.32	3.26 kg/cm ²	1.09 kg/cm ²
Rectangular	1.50	0.60	17.68	7.86	8.39	1.24	0.80	1.21	1.43	1.00	1.38	2.69 kg/cm ²	0.90 kg/cm ²
	1.50	0.70	17.68	7.86	8.39	1.28	0.77	1.24	1.41	1.00	1.36	2.77 kg/cm ²	0.92 kg/cm ²
	1.50	0.80	17.68	7.86	8.39	1.32	0.73	1.28	1.39	1.00	1.34	2.84 kg/cm ²	0.95 kg/cm ²
	1.50	1.00	17.68	7.86	8.39	1.40	0.67	1.35	1.35	1.00	1.31	2.97 kg/cm ²	0.99 kg/cm ²
	1.50	1.10	17.68	7.86	8.39	1.44	0.63	1.38	1.34	1.00	1.30	3.02 kg/cm ²	1.01 kg/cm ²
	1.50	1.20	17.68	7.86	8.39	1.47	0.60	1.42	1.32	1.00	1.28	3.08 kg/cm ²	1.03 kg/cm ²
	1.50	1.50	17.68	7.86	8.39	1.59	0.50	1.52	1.36	1.00	1.32	3.36 kg/cm ²	1.12 kg/cm ²

El largo "L" considerado para el cálculo de las cimentaciones rectangulares es de 1.20 m, y el ancho "B" está indicado en la tabla N° 4 para cada caso.



Luego, finalmente tenemos lo siguiente;

Para zapata cuadrada y/o rectangular

- ✓ Ancho de base $B = 1.2 \text{ m}$
- ✓ $D_f = 1.50 \text{ m}$ (Profundidad de cimentación)
- ✓ $\Delta q_{adm} = 1.03 \text{ kg/cm}^2$ (Capacidad portante)

7.4 Cálculo de Asentamiento

En todo análisis de cimentaciones se distinguen dos clases de asentamientos: totales y diferenciales, de los cuales estos últimos son los que podrían comprometer la seguridad de la estructura si sobrepasan 1 pulgada (2.54 cm), que es el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales.

El asentamiento de la cimentación sobre material granular se calculará en base a la teoría de elasticidad (Lambe y Whitman, 1969), considerando los tipos de cimentación recomendada. Para el cálculo de asentamientos se asume que los esfuerzos transmitidos por la cimentación serán iguales a las capacidades de carga admisible del terreno.

El asentamiento elástico inicial será:

$$S_e = \Delta q_s \cdot \frac{B(1 - \mu^2)}{E_s} \cdot I_f$$

$$S_{total} = S_e$$

Donde:

- S_e = Asentamiento elástico (cm)
- S_{total} = Asentamiento total (cm)
- Δq_s = Esfuerzo neto transmisible (kg/cm^2)
- B = Ancho de cimentación (m)
- E_s = Módulo de elasticidad (kg/cm^2)
- μ = Relación de Poisson
- I_f = Factor de influencia que depende de la forma y la rigidez de la cimentación (Bowles, 1977)

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas y fórmulas publicadas con valores acordes con el tipo de suelo donde se desplantará la cimentación. Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando las siguientes condiciones:

- Cimentación flexible
- Los asentamientos se estudiaron en el centro de la cimentación, así como las esquinas de la misma y Finalmente se procedió a calcular un promedio entre ellos.
- Los esfuerzos netos transmitidos por la estructura serán como máximo igual al valor de la capacidad de carga admisible.

En el siguiente cuadro se presentan los resultados de los cálculos de asentamientos diferenciales.

Tabla 5. Asentamiento diferencial para la cimentación

Tipo de Material Bajo Cimentación	Tipo de Cimentación	Df	B	Q _{act} /m	Asentamientos (Se)		
					Cimentación Flexible		
					Centro	Esquina	Promedio
Arena bien gradada con presencia de Limos	Cuadrada	1.50 m	0.60 m	10.08 ton/m ²	0.20 cm	0.10 cm	0.17 cm
		1.50 m	0.70 m	10.10 ton/m ²	0.23 cm	0.12 cm	0.20 cm
		1.50 m	0.80 m	10.12 ton/m ²	0.27 cm	0.13 cm	0.22 cm
		1.50 m	1.00 m	10.17 ton/m ²	0.33 cm	0.17 cm	0.28 cm
		1.50 m	1.10 m	10.21 ton/m ²	0.37 cm	0.18 cm	0.31 cm
		1.50 m	1.20 m	10.26 ton/m ²	0.40 cm	0.20 cm	0.34 cm
		1.50 m	1.50 m	10.88 ton/m ²	0.54 cm	0.27 cm	0.45 cm

Se observa que el asentamiento diferencial se encuentran dentro del rango permisible ($S_{dif} < 2.54 \text{ cm}$).

8.0 AGRESIÓN DEL SUELO AL CONCRETO DE LA CIMENTACIÓN

La agresión que ocasiona el suelo bajo el cual se cimienta la estructura, está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras (sulfatos, cloruros y sales solubles totales).

Los principales elementos químicos a evaluar son los sulfatos por su acción química sobre el concreto. A su vez, se evalúa las sales solubles totales que podrían causar pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación.

Las concentraciones de estos elementos en proporciones nocivas se presentan en la Tabla N° 6. La fuente de esta información corresponde a las recomendaciones del ACI (comité 319-83) en el caso de los sulfatos presentes en el suelo y a la experiencia en otros casos.

Tabla 6. Elementos químicos nocivos para la cimentación

Presencia en el Suelo de:	p.p.m.	Grado de Alteración	Descripción
SULFATOS	0 - 1 000	Leve	Ocasiona un ataque químico al concreto.
	1 000 - 2 000	Moderado	
	2 000 - 20 000	Severo	
	> 20 000	Muy Severo	
SALES SOLUBLES TOTALES	> 15 000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación.

Se realizó el análisis químico de una muestra de suelo procedente de la calicata C-1 y C-3, obteniéndose los resultados que se muestran en la Tabla N°7. Según estos resultados se observa que a la profundidad de cimentación se presenta una concentración de sulfatos de 2556 ppm, la cual representaría un ataque químico severo al concreto de la cimentación, asimismo se presentan concentraciones de sales solubles totales de 2716 ppm, la cual no es una concentración perjudicial según la Tabla N° 6

Por lo tanto se concluye que en el área del proyecto se presentan presencia de Sulfatos en un grado Severo de Alteración.

Tabla 7. Resultado del Análisis Químico del Suelo

Muestra	Prof. (m)	SO ⁴ (ppm)	SST (ppm)
M1	2.50	2556	2716

E