

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASE DESIGN) Y
COMPARACIÓN CON EL FBD (FORCE BASED DESIGN) EN
ESTRUCTURAS REGULARES DE HASTA 4 PISOS (ENFOCADO A
EVALUAR GEOMETRÍA ESTRUCTURAL)**

**ESTRUCTURAS DUALES DE MUROS Y PÓRTICOS DE
HORMIGÓN ARMADO HASTA 4 PISOS**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO
REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL**

VANESA CAROLINA ORDÓÑEZ CUEVA

vanesa.ordonez@epn.edu.ec

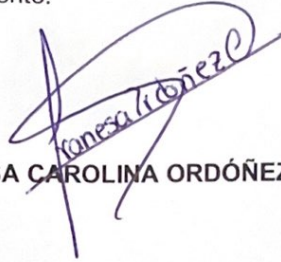
DIRECTOR: ING. DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

diego.sosac@epn.edu.ec

DMQ, marzo 2023

CERTIFICACIONES

Yo, VANESA CAROLINA ORDÓÑEZ CUEVA declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.



VANESA CAROLINA ORDÓÑEZ CUEVA

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por VANESA CAROLINA ORDÓÑEZ CUEVA, bajo mi supervisión.



ING. DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA
DIRECTOR

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

VANESA CAROLINA ORDÓÑEZ CUEVA

ING. DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

DEDICATORIA

Este logro, se lo dedico principalmente a mis padres, Nelly y Hernán, quienes con todo su amor y esfuerzo han sido el principal soporte de mi vida, me han impulsado en cada paso y me han guiado a lo largo de este camino; se merecen esto y mucho más.

A mis hermanos, María Paula y Mateo, por ser mis compañeros y confidentes; además de siempre brindarme una mano cada que lo necesitaba.

A mi abuelita Victoria y mis abuelitos en el cielo, por siempre llenarme de amor y bendiciones.

AGRADECIMIENTO

A mis padres, Nelly y Hernán, por ser el motor de mi vida y las personas que me han apoyado en todo este camino a pesar de cualquier circunstancia, por enseñarme que todos los obstáculos en la vida se pueden vencer siempre con determinación y perseverancia. Por todo el amor y el esfuerzo que han realizado para poder brindarme la educación y por siempre ser mi ejemplo más grande a seguir. Gracias infinitas por sus consejos y enseñanzas, las cuales hacen de mi una persona de bien, con valores que practicaré por el resto de mi vida.

A mis hermanos, María Paula y Mateo, por ser mi apoyo incondicional, por estar conmigo en los buenos y malos momentos, por ser mis confidentes y, sobre todo, por ser mis compañeros de vida. Ustedes siempre serán mi motivación para ser una persona mejor día con día.

A mi abuelita Victoria, por siempre tenerme presente en sus oraciones y brindarme todo su amor.

A Paola por ser mi amiga a lo largo de estos 5 años, por cada uno de los momentos inolvidables que hemos compartido en el ámbito académico y personal, y por siempre brindarme tu ayuda y apoyo en los momentos que creía que ya no podía más.

A Jorge, por ser una de las personas más especiales que pude conocer a lo largo de mi vida universitaria, gracias por siempre estar para mí cuando más lo necesitaba, por las risas y todo el cariño que me has brindado.

A Valentina, por ser uno de mis pilares a lo largo de este tiempo, por todos tus consejos, apoyo incondicional e inmenso cariño. Gracias por formar parte de mi vida.

A mis amigos Esteban, Jonathan y Gandy, por las incontables risas durante todos estos años y por haber formado un equipo y una amistad tan bonita. Estoy segura de que todos serán grandes profesionales y los llevaré siempre en mi corazón.

A José M., Dome, José B., Alejandro y Andrés, por su cariño, sincera amistad y por siempre estar ahí para escucharme y brindarme su apoyo.

Un agradecimiento particular al Ing. Diego Sosa, por aceptar ser el director de este proyecto, brindarnos su tiempo y compromiso, además de ser la principal guía a lo largo del proceso de realización de este trabajo.

Agradezco a mi familia, amigos y mi amada Sasha por ser mi soporte.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
RESUMEN	VI
ABSTRACT	VII
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO.....	8
1.1 Objetivo general.....	9
1.2 Objetivos específicos	9
1.3 Alcance	9
1.4 Marco teórico	10
2 METODOLOGÍA.....	1
3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	51
3.1 Resultados	51
3.2 Conclusiones.....	62
3.3 Recomendaciones.....	63
4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	64
5 ANEXOS.....	66
ANEXO I. Diagrama Momento Curvatura en Cumbia	66
ANEXO II. Teorema de Área Momento.....	68
ANEXO III. Ejemplo de cálculo de Curva de capacidad.....	69
ANEXO IV. Deducción de curva de capacidad para doble curvatura	72
ANEXO V. Generación del espectro de diseño de la IBC (ASCE 7-02)...	73
ANEXO VI. Aplicación del amortiguamiento viscoso equivalente (Método de la estructura Substituta).....	75
ANEXO VII. Espectro Elástico de Aceleraciones (S_a)	80
ANEXO VIII. Definición de secciones en ETABS.....	84
ANEXO IX. Ejemplo de diseño de vigas Tipología 1.....	86
ANEXO X. Ejemplo de diseño de columnas	89
ANEXO XI. Conexión Viga-Columna	92
ANEXO XII. Diseño de muro.....	99

RESUMEN

El presente trabajo de titulación busca realizar una comparación entre dos de los métodos más conocidos dentro del análisis sísmico en el campo de la ingeniería civil para estructuras duales de hasta 4 pisos. El primero de ellos el método basado en fuerzas, más conocido por sus siglas en inglés como "FBD", el cual a partir de la fuerza sísmica aplicada encuentra una rigidez inicial y un porcentaje de amortiguamiento con los que se podrá dimensionar los elementos procurando tener un adecuado comportamiento estructural. El segundo método es aquel basado en desplazamientos, también llamado DDBD, que surge como una alternativa al FBD para solucionar ciertas incertidumbres. Este método consiste en la definición de un nivel de desempeño y un desplazamiento objetivo en la estructura.

Las variables de comparación serán las secciones transversales de vigas, columnas y muros, así como las cuantías de acero, el cortante basal, las derivas y los desplazamientos de la estructura, todos calculados siguiendo la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC) y el código ACI 318-19. Posteriormente se analizan los resultados y se genera conclusiones con respecto a los métodos y los beneficios o desventajas de su aplicación en los casos de estudio seleccionados.

PALABRAS CLAVE: FBD, DDBD, cortante basal, cuantía de acero, desplazamientos.

ABSTRACT

This degree work seeks to make a comparison between two of the best known methods of seismic analysis in the field of civil engineering for dual structures up to 4 stories. The first one is the force-based method, better known by its acronym "FBD", which from the applied seismic force finds an initial stiffness and a damping percentage with which the elements can be dimensioned trying to have an adequate structural behavior. The second method is that based on displacements, also called DDBD, which arises as an alternative to FBD to solve certain uncertainties. This method consists of defining a performance level and a target displacement in the structure.

The comparison variables will be the cross sections of beams, columns and walls, as well as the amounts of steel, the basal shear, drifts and displacements of the structure, all calculated according to the Ecuadorian building regulations (NEC) and the ACI 318-19 code. Subsequently, the results are analyzed and conclusions are drawn regarding the methods and the benefits or disadvantages of their application in the selected case studies.

KEYWORDS: FBD, DDBD, basal shear, steel amount, displacements.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

El componente toma como base 3 diferentes geometrías estructurales duales de pórticos y muros de hormigón armado hasta 4 pisos. En todas las geometrías se cuenta con un entrepiso de 3 metros y todos los vanos tienen una longitud de 6 metros. El primer modelo constará de 2 vanos y 4 pisos, la segunda de un vano con 4 pisos y la última de 2 vanos y 2 pisos.

Se aplica la metodología DDBD (Direct Displacement Base Design) para el diseño sísmico de las diferentes geometrías estructurales, considerando como constante el tipo de suelo, en este caso roca que corresponde al tipo de suelo B, y un PGA (Peak ground acceleration) de 0.4g. En el libro de (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2017) se propone un procedimiento específico para distintas tipologías estructurales; en el caso de estructuras duales, se debe definir el porcentaje de las acciones que van a soportar los pórticos y los muros; además de un predimensionamiento de los elementos. Con los datos anteriormente establecidos se inicia un proceso de cálculo con el fin de calcular el cortante basal de la estructura, el cual necesita de la simplificación de la estructura a un sistema de un grado de libertad, del cual se sabrán datos como el desplazamiento de diseño del sistema, el amortiguamiento equivalente, la masa efectiva del sistema, período efectivo y la altura efectiva. Una vez encontrado el cortante basal, se podrá calcular las acciones en cada uno de los pisos y realizar el diseño de los elementos estructurales como son las vigas, columnas y muros.

Posteriormente, se aplica el método FBD (Force Based Design), el cual es de uso obligatorio por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en las mismas geometrías. Se realiza el predimensionamiento de los elementos según lo indica la norma ACI 318-19; posteriormente se calculan las acciones a la cuales son sometidos los elementos por carga muerta, viva y de sismo, de manera que se pueda determinar los cortantes y momentos en los elementos y de esta forma disponer de las dimensiones y armados finales en vigas, columnas y muros.

Finalmente se efectúa una comparación del cortante basal, de los desplazamientos obtenidos y de los armados de los elementos por los métodos anteriormente nombrados, de forma que se pueda establecer un criterio acerca de la implementación del método DDBD en la ingeniería cotidiana.

1.1 Objetivo general

Aplicar el método DDBD (Direct Displacement Base Design) y el método FBD (Force Based Design) en tres diferentes geometrías estructuras duales de muros y pórticos de hormigón armado de hasta 4 pisos y realizar una comparación de los resultados obtenidos.

1.2 Objetivos específicos

1. Diseñar las secciones de elementos estructurales como vigas, columnas y muros y encontrar los armados correspondientes mediante la implementación del método de las fuerzas (FBD) en las tres distintas geometrías, cumpliendo con la normativa ecuatoriana de la construcción (NEC 2015) y la ACI 318-19.
2. Estudiar los conceptos que intervienen dentro del diseño por desempeño e identificar los pasos aplicados en el capítulo 7 del libro Displacement-Based Seismic Design of Structures (Priestley, Calvi & Kowalsky, 2017) el cual se enfoca en estructuras duales.
3. Aplicar la sucesión de pasos para estructuras duales con el método DDBD para el diseño de elementos estructurales en las tres diferentes estructuras establecidas.
4. Comparar secciones, cantidad de acero en los elementos y los desplazamientos y derivas en las estructuras a partir de los diseños con los métodos FBD y DDBD.

1.3 Alcance

El presente proyecto tiene como fin la evaluación de las diferencias en cortante basal, armados y derivas obtenidas con los métodos DDBD y FBD de tres diferentes geometrías estructurales duales de muros y pórticos de hormigón armado de hasta 4 pisos; de manera que se compare una metodología tradicional como el FBD con una nueva alternativa como es el diseño por desempeño, más conocido como DDBD.

Las estructuras por analizar contarán con las siguientes características: hormigón de peso normal con una resistencia de 280 kg/cm², acero A706 grado 60 con $f_y = 4200$ kg/cm² y entrepiso de 3 metros en todos los casos. A continuación, se enlistan las diferentes configuraciones:

- Geometría 1: 4 pisos con 2 vanos de 6 metros en ambas direcciones.

- Geometría 2: 4 pisos con 1 vano de 6 metros en ambas direcciones.
- Geometría 3: 2 pisos con 2 vanos de 6 metros en ambas direcciones.

1.4 Marco teórico

Diseño basado en Fuerzas (FBD)

En la norma NEC-SE-DS (2014) se menciona que la aplicación del método FBD es imprescindible para todo tipo de estructuras, mientras que el método basado en desplazamientos o DDBD es visto como una alternativa de diseño.

El diseño basado en fuerzas sigue una filosofía de diseño sismorresistente, misma que toma en cuenta un sismo de diseño con un período de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, con la finalidad de comprobar el nivel de seguridad de vida, prevenir daños en los elementos (estructurales y no estructurales) y evitar el colapso de las estructuras. Esto se puede lograr en el momento que se diseñe los elementos con la capacidad de resistir las fuerzas establecidas en la norma NEC-SE-DS y al poder disipar energía de deformación inelástica; además, las derivas de piso obtenidas deben ser inferiores a las admisibles por el código.

Este método describe a la estructura en cuanto a la rigidez inicial y a un amortiguamiento elástico, sin embargo, presenta limitaciones debido a que utiliza factores de reducción de resistencia sísmica (R) constantes, es decir, que se utiliza un mismo valor para edificios de la misma categoría sin realizar una diferenciación en cuanto al período y al tipo de suelo. Adicionalmente, se considera que la rigidez es independiente de la resistencia, lo que indica que la misma rigidez o el período pueden ser estimados antes de la obtención del refuerzo en secciones de hormigón armado u espesores en caso de elementos de acero. (MIDUVI, 2014)

El proceso comprende un predimensionamiento de los elementos, en este caso, según lo dictaminado por la normativa ACI 318-19. Posteriormente, se calcula el cortante basal a partir del espectro elástico de respuesta, que corresponde al análisis estático, el cual es el mínimo por aplicar en todo tipo de estructura. Se realiza un análisis lineal elástico con las fuerzas laterales, se obtienen cortantes y momentos, con los cuales se aplican las respectivas combinaciones de carga para finalmente dimensionar la armadura para los distintos elementos. (Moreno, Bairán, & Huaman, 2011).

Diseño basado en Desplazamientos (DDBD)

El método del diseño basado en desplazamientos surge como una alternativa ante las incertidumbres que implica el empleo del método basado en fuerzas. Es de esta manera que el procedimiento plantea un desplazamiento objetivo o también llamado desplazamiento de diseño, obtenido en base al nivel de daño que se desee para la estructura y a un nivel de sismo específico. Cuando se habla de niveles de daño o de desempeño se hace referencia al tipo de comportamiento que se espera de la estructura, mientras que con los niveles de sismos hay un enfoque en cuanto a las distintas fuerzas que pueden actuar sobre la misma. Cabe recalcar que este método dentro del norma ecuatoriana de la construcción es un segunda opción y complemento del FDB, además de que puede ser implementado en estructuras regulares o con un bajo nivel de irregularidad, ya sean estos pórticos de hormigón armado o acero, así como muros estructurales (MIDUVI, 2014).

El método también reside en la definición de una curva bilineal de pseudoaceleración (S_a) vs Desplazamientos espectrales (S_d) asociado a las variables anteriormente mencionadas. El desplazamiento de fluencia se definirá en función de la geometría estructural y de las propiedades de los elementos en cuestión (López & Ayala, 2013).

Aspectos principales del DDBD

Límites De Desempeño Bien Definidos

Como se mencionó en la sección anterior, los límites de desempeño hacen referencia a los estados de daño que puede alcanzar una estructura. Si se analiza una columna real y se traza una curva de fuerza-desplazamientos se obtiene una curva de capacidad con un comportamiento no lineal, en donde se puede observar que a mayor desplazamiento se tiene un mayor estado de daño (Fig. 1.4.1). En la curva se pueden identificar diferentes estados de daño como son:

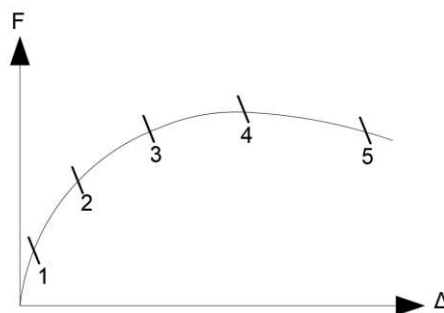


Figura 1.4.1: Curva Fuerza-Deformación

Elaborado por: Ordóñez, V (2023)

- **Fisuramiento:** Se produce después de un pequeño desplazamiento en la estructura.
- **Primera fluencia del acero:** Se da al final de la parte elástica, después de que el hormigón se haya fisurado.
- **Reparación requerida (Estado límite de serviciabilidad):** Las fisuras son mucho más grandes, alrededor de un 1mm de espesor, de forma que el acero ya no esté completamente cubierto y puede que se empiece a oxidar. Incluso puede existir un desprendimiento del recubrimiento, el cual requiere de la reparación correspondiente, es decir, se ha sobrepasado el límite de serviciabilidad y la estructura tendrá que detener su uso hasta que el arreglo sea realizado.
- **Control de daño:** Daño muy extenso que ya no se puede reparar, sin embargo, existe la posibilidad de realizar un reforzamiento o incluso el cambio del elemento estructural afectado. En este estado aparecen fisuras de 2mm o más, se da un desprendimiento notable del recubrimiento y por tanto, las reparaciones son de mayor magnitud.
- **Límite Cercano al colapso:** ya existe presencia de un decrecimiento de la resistencia.

Ductilidad y Comportamiento No Lineal

La Ductilidad se puede definir como la aptitud de un material, elemento o estructura, para deformarse dentro del rango inelástico, mientras que conserva su rigidez y resistencia o no sufre una reducción significativa. (Romea, 2018)

Medidas de Ductilidad

La ductilidad puede ser medida de varias maneras como por medio de desplazamientos, rotaciones, ductilidad en un solo elementos, ductilidad de toda una estructura, entre otros. Sin embargo, para propósitos de estudio, se va a definir mediante la ecuación 1.

$$Ductilidad = \frac{Desplazamiento\ en\ el\ punto\ de\ interés}{Desplazamiento\ de\ fluencia}$$

Ecuación 1. Cálculo de Ductilidad

El punto de interés corresponde al estado límite elegido, como puede ser la fluencia del acero (donde la ductilidad sería 1), la serviciabilidad, el control de daño o el daño cercano al colapso.

De igual manera, la ductilidad puede ser definida mediante distintas formas, entre las cuales se encuentran:

- **En función del material:** en este caso se llama *ductilidad de deformación* y se puede obtener mediante la ecuación 2.

$$u_{\varepsilon} = \frac{\text{Deformación en el estado límite}}{\text{Deformación de fluencia}} = \frac{\varepsilon_{LS}}{\varepsilon_y}$$

Ecuación 2. Ductilidad de deformación, (Priestley et al., 2007)

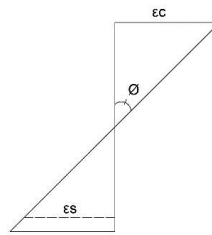


Figura 1.4.2: Ductilidad de curvatura

Elaborado por: Ordóñez, V (2022)

- **En función de la sección:** va a estar en función de la curvatura de la sección y se llamará ductilidad de curvatura. Se calcula mediante la ecuación 3.

$$u_{\phi} = \frac{\phi_{LS}}{\phi_y}$$

Ecuación 3. Ductilidad de curvatura

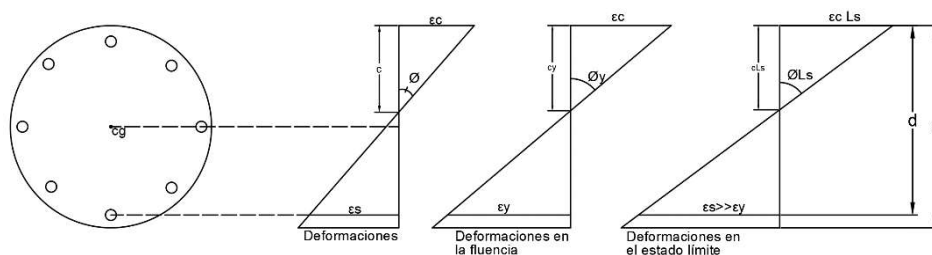


Figura 1.4.2: Evaluación de ductilidad de curvatura en una sección

Elaborado por: Ordóñez, V (2022)

De la figura 1.4.3 se puede inferir que el ángulo puede ser calculado de la siguiente manera:

$$\phi = \frac{\varepsilon C}{c} \quad \text{ó} \quad \phi = \frac{\varepsilon S}{d - c}$$

Ecuación 4. Cálculo de ángulo, (Priestley et al., 2007)

- **En función del desplazamiento:** puede ser el desplazamiento estructural o de un sistema estructural y se llamará ductilidad de desplazamiento. Se calcula

mediante la ecuación 4. También se puede hablar de ductilidad debido a la deriva de piso en el caso de edificios y se calcula con la expresión 5.

$$u_{\Delta} = \frac{\Delta_{LS}}{\Delta_y}$$

Ecuación 5. Ductilidad de desplazamiento, (Priestley et al., 2007)

Diagrama Momento-Curvatura

Para poder generar la curva Momento-Curvatura, es necesario encontrar dos puntos fundamentales, que son el momento producido en la curvatura de primera fluencia y el momento en un estado límite establecido. En la figura 1.4.4 se presenta un esquema que reproduce la teoría a utilizar en esta sección.

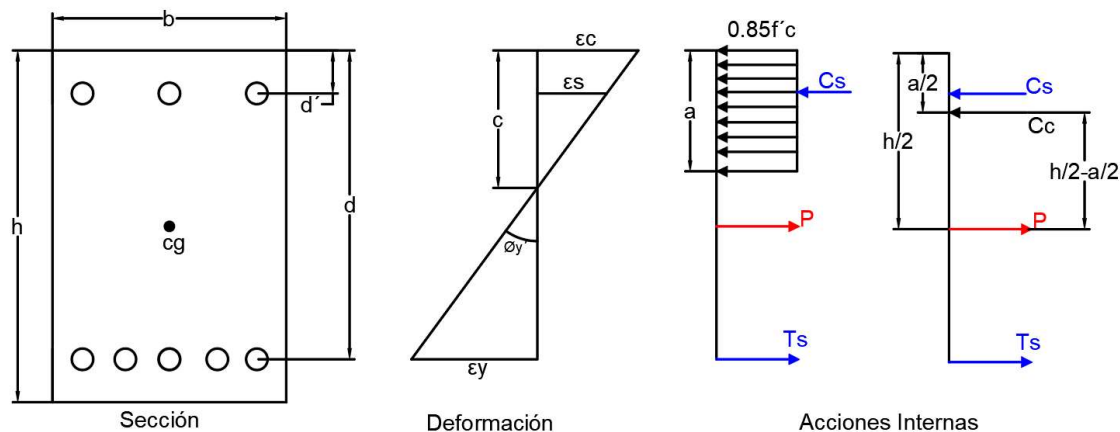


Figura 1.4.3: Consideraciones para el Diagrama Momento-Curvatura

Elaborado por: Ordóñez, V (2022)

Los términos a tener en cuenta con los siguientes:

- ϵ_y : Deformación del acero en la fluencia
- c : Altura del eje neutro
- Φ_y' : Curvatura de primera fluencia
- $a = c \cdot \beta_1$
- Fuerza de compresión del acero, $C_s = A_s' \cdot F_s$
- Fuerza de compresión del hormigón, $C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$
- Fuerza de tensión del acero, $T_s = A_s \cdot F_y$
- P : Carga axial, la cual es positiva cuando se está produciendo la compresión.

$$\phi_{y'} = \frac{\epsilon y}{d - c}$$

Ecuación 6. Curvatura de primera fluencia, (Priestley et al., 2007)

Mediante un equilibrio de las fuerzas internas, se puede encontrar el valor de altura del eje neutro.

$$C_s + C_c = P + T_s$$

Y mediante una sumatoria de momentos, es posible el cálculo del momento correspondiente al de primera fluencia, de la siguiente manera:

$$M_{y'} = \sum M_c g$$

$$M_{y'} = C_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_s * \left(\frac{h}{2} - d'\right) + T_s * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Ecuación 7. Momento de primera fluencia

Posteriormente, se establece un nivel de estado límite para el hormigón, en el caso de la serviciabilidad toma un valor $\epsilon_c = 0.004$ y se calcula la curvatura y el momento correspondiente a este valor. De igual forma, se pueden establecer más puntos y generar la curva. Sin embargo, para facilidad de cálculos se debe hacer una simplificación bilineal, donde se podrá determinar el punto de fluencia equivalente (ecuación 9), que será el más utilizado en el presente trabajo. En la figura 5 se puede observar lo mencionado anteriormente.

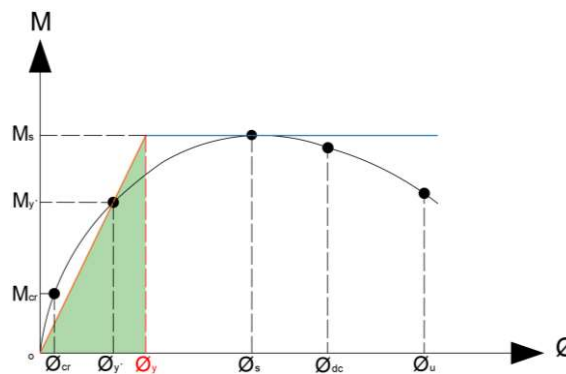


Figura 1.4.4: Binealización Momento-Curvatura

Elaborado por: Ordóñez, V (2022)

$$\phi_y = M_y * \frac{\phi'_y}{M_{y'}}$$

Ecuación 8. Curvatura de fluencia equivalente (Priestley et al., 2007)

Dado el caso que la curvatura de fluencia equivalente ϕ_y existe la opción de evadir el análisis de la sección y utilizar expresiones simplificadas, las cuales usan unos coeficientes dependiendo de la forma de la sección transversal. Las expresiones de cálculo son las siguientes:

- Sección rectangular

$$\phi_y = \frac{2.1 \varepsilon_y}{h}$$

Ecuación 9. Curvatura de fluencia sección rectangular, (Priestley et al., 2007)

Donde,

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E}$$

- Sección Circular

$$\phi_y = 2.25 * \frac{\varepsilon_y}{d}$$

Ecuación 10. Curvatura de fluencia sección circular, (Priestley et al., 2007)

- Sección de muro con acero distribuido longitudinalmente

$$\phi_y = \frac{2 * \varepsilon_y}{lw}$$

Ecuación 11. Curvatura de fluencia de sección de muro con acero longitudinal, (Priestley et al., 2007)

- Sección de muro con acero concentrado en los extremos

$$\phi_y = \frac{2.25 \varepsilon_y}{lw}$$

Ecuación 12. Curvatura de fluencia de muro con acero concentrado en extremos, (Priestley et al., 2007)

- Sección "T"

$$\phi_y = \frac{1.7 * \varepsilon_y}{h}$$

Ecuación 13. Curvatura de fluencia sección T, (Priestley et al., 2007)

- Sección "I"

$$\phi_y = \frac{2.2 * \epsilon_y}{h}$$

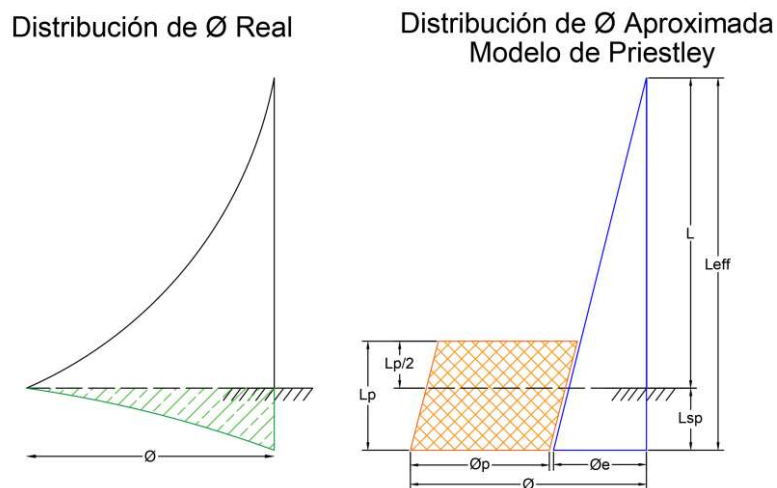
Ecuación 14. Curvatura de fluencia sección "I", (Priestley et al., 2007)

El programa Cumbia es una herramienta que ayuda a determinar el diagrama Momento-Curvatura de una manera más eficaz. En el *Anexo I* se habla más a detalle del mismo.

Modelo de rótula plástica de Priestley

Modelo de Priestley

Para poder comprender de mejor manera el modelo de Priestley es recomendable tener claro el Teorema de Área Momento, por lo que será descrito en el *Anexo II* del presente documento. En la figura 1.4.6 se muestra la distribución real de curvatura y la distribución aproximada de la misma por el modelo de Priestley.



*Figura 1.4.5: Modelo de Priestley
Elaborado por: Ordóñez, V (2022)*

La distribución real de la curvatura considera la sección en verde debido a que se toma en cuenta la penetración que puede llegar a tener la columna en la cimentación debido a que los apoyos no son totalmente rígidos. Es así que, el modelo de Priestley busca encontrar el área de la curvatura real mediante una aproximación mediante expresiones teóricas y experimentales, además de figuras conocidas que permitan facilidad en el cálculo.

Los términos presentes en la figura 6 son los siguientes:

- Φ_p es la curvatura plástica
- Φ_e es la curvatura elástica

- Φ es la curvatura original
- La sección naranja corresponde al área de rotación plástica y su centro debe coincidir la altura de posición del apoyo de la columna
- L_p es la longitud de la rótula plástica.
- L_{sp} es la longitud de penetración
- L es la longitud real del elemento
- L_{eff} es la suma de la longitud de penetración y la real del elemento.

Es importante notar que la longitud de la rótula plástica es un artificio matemático y por tanto, la rótula no se puede ver físicamente en la vida real.

Modelo de rótula plástica de Priestley usando M- Φ Real y Aproximado

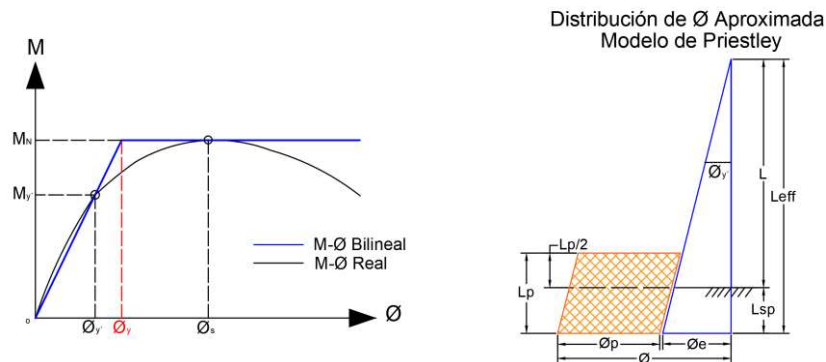


Figura 1.4.6 Modelo de rótula plástica de Priestley usando M- Φ Real y Aproximado

Elaborado por: Ordóñez Vanesa

De la relación de triángulos se puede obtener la siguiente expresión

$$\phi_e = M_n * \frac{\phi_y'}{M_y'} = \phi_y$$

Y, por tanto,

$$\phi_s = \phi_e + \phi_p$$

Cálculo de desplazamiento con el modelo de Priestley

Para el cálculo de desplazamientos se debe tener en cuenta las siguientes expresiones:

$$L_{sp} = 0.002 * F_{ye} * db \text{ [MPa]}$$

Ecuación 15. Longitud de penetración, (Priestley et al., 2007)

$$L_p = K * L + L_{sp}$$

Ecuación 16. Longitud de rótula plástica, (Priestley et al., 2007)

Donde,

$$K = 0.2 * \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right)$$

Cabe mencionar que se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$L_p \geq 2L_{sp}$$

$$K \leq 0.08$$

$$L_{eff} = L + L_{sp}$$

Ecuación 17. Longitud efectiva, (Priestley et al., 2007)

$$\Delta = \left(\phi_y * \frac{L_{eff}}{2} \right) * \left(\frac{2}{3} L_{eff} \right) + \phi_p * L_p * L$$

Ecuación 18. Desplazamiento con el Modelo de Priestley, (Priestley et al., 2007)

$$\Delta = \phi_y * \frac{L_{eff}^2}{3} + \phi_p * L_p * L$$

$$\Delta = \Delta_e + \Delta_p$$

El ejemplo de cálculo de la curva de capacidad se presenta en el *Anexo III*, mientras que en el *Anexo IV* se presenta la deducción de cálculo cuando hay presencia de doble curvatura.

Demandas Sísmicas y el Espectro de Respuesta

Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta de un movimiento del suelo pertenece a un gráfico de las máximas respuestas (desplazamiento, velocidad o aceleración) de sistemas de un grado de libertad (1GDL) con un amortiguamiento específico ante el movimiento del suelo.

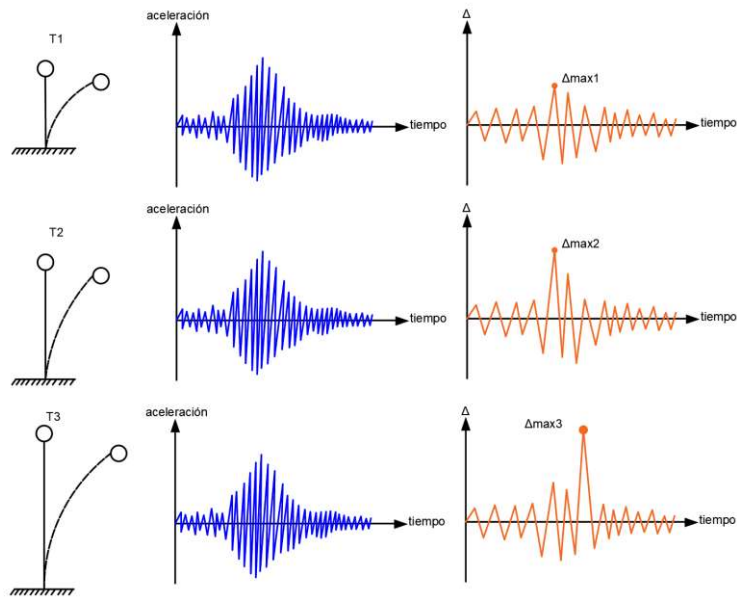


Figura 1.4.7: Gráficas Tiempo vs Aceleración y Tiempo vs Desplazamiento

Elaborado por: Ordóñez, V (2022)

Es decir, con un amortiguamiento determinado, se obtiene el desplazamiento de estructuras con diferentes periodos ante una misma aceleración, obteniendo de estos, el máximo valor para realizar la gráfica del espectro de desplazamientos.

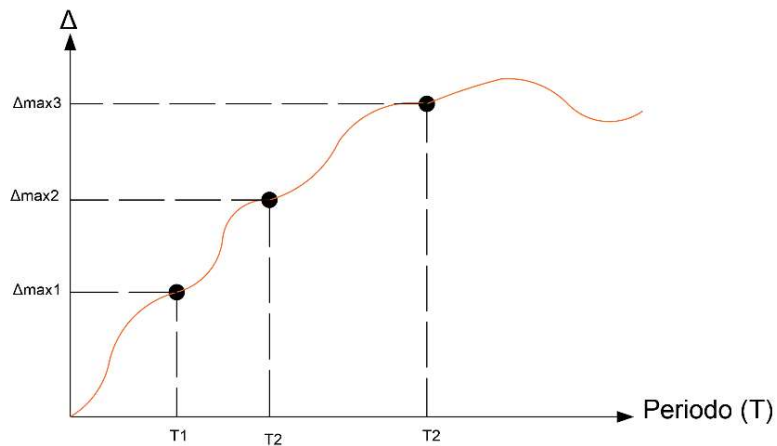


Figura 1.4.8: Espectro de desplazamientos

Elaborado por: Ordóñez, V (2022)

Regiones del espectro de respuesta

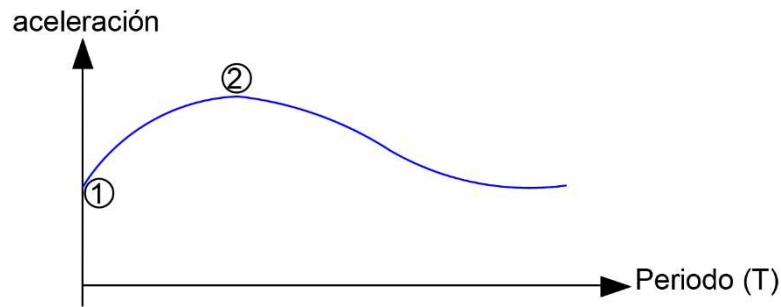


Figura 1.4.9: Gráfico Aceleración vs Período

Elaborado por: Ordóñez, V (2022)

En la figura 1.4.10 se consigue observar la gráfica Aceleración vs Período donde se pueden identificar dos puntos, entre los cuales están:

- **Punto 1:** Estructura con un periodo de cero, es decir, una estructura con una rigidez muy grande, es decir, que no vibra, solo se mueve junto al suelo. Es llamado el punto PGA o respuesta de aceleración máxima del suelo
- **Punto 2:** es la respuesta máxima de aceleración

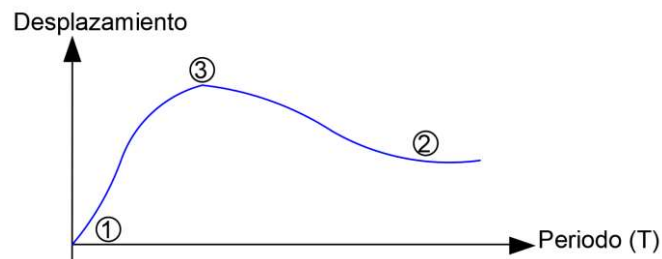


Figura 1.4.10: Gráfico Desplazamiento vs Período

Elaborado por: Ordóñez, V (2022)

Por otro lado, en la figura 1.4.11, se reconocen los siguientes puntos:

- **Punto 1:** cuando se presenta un periodo de cero y se mueve junto al suelo, es decir, es un bloque rígido.

$$T = 0$$

$$\Delta = 0$$

- **Punto 2:** presencia de una estructura muy flexible, que no se mueve a pesar del movimiento del suelo. Aquí se mide la respuesta máxima del suelo.
- **Punto 3:** Respuesta máxima de desplazamiento de la estructura

Espectro de diseño

Los espectros de respuesta presentan algunas limitaciones como:

- No se los puede utilizar para el diseño
- Poseen una forma irregular
- Son característicos para un movimiento de suelo

Debido a estos, se los utiliza para la obtención de los espectros de diseño, los cuales tienen las siguientes características:

- Intentan representar muchos sismos debido a que es una especie de promedio de estos
- Poseen forma uniforme
- Dan lineamientos en códigos de diseño. Un ejemplo es el UBC 1997 (figura 1.4.12), donde C_a y C_v depende de parámetros sísmológicos como el tipo de suelo, la proximidad a las fallas y la zona sísmica en cuestión. También hay otros espectros como los presentados en la NEC.

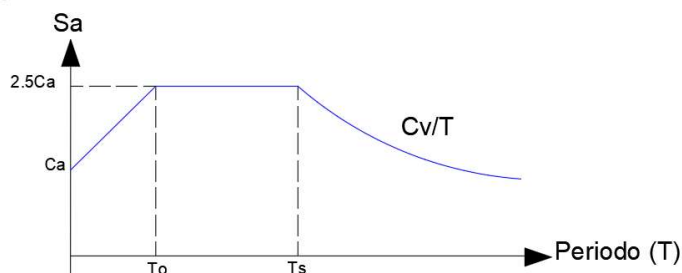


Figura 1.4.11: Espectro de diseño UBC 1997

$$T_s = \frac{C_v}{2.5C_a} \quad T_o = 0.2T_s$$

En el Anexo V se presenta la generación del Espectro de diseño de la IBC (ASCE 7-02).

Obtención de Espectros de Respuesta para $\xi \neq 5\%$

En los espectros de respuesta de aceleración y de desplazamiento, a mayor es el amortiguamiento, menor va a ser el espectro, como se puede observar en la figura 1.4.13.

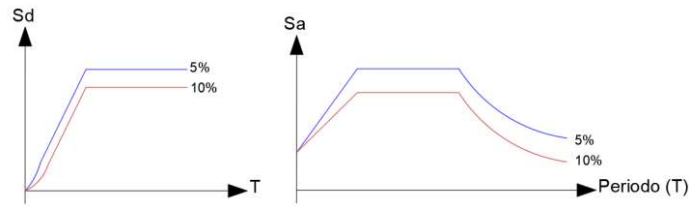


Figura 1.4.12: Espectros de respuesta con distinto amortiguamiento

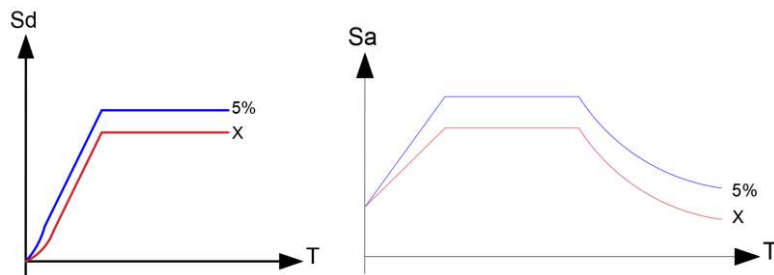
Elaborado por: Ordóñez, V (2022)

Por lo tanto, a continuación, se presentarán varias opciones de cálculo.

- **Opción 1:** Resolver ecuación de equilibrio dinámico utilizando un amortiguamiento diferente al 5%, siendo aplicable únicamente para movimiento de suelo reales, es decir, acelerogramas reales.
- **Opción 2:** Usar factores de escalamiento de amortiguamiento (DSF)

$$DSF = \frac{Sa\ x\%}{Sa\ 5\%} = \frac{Sd\ x\%}{Sd\ 5\%}$$

Ecuación 19. Factor de escalamiento del amortiguamiento, (Priestley et al., 2007)



Por ejemplo, para las gráficas anteriormente mostradas, las expresiones de cálculo serían de la siguiente manera:

$$Sa\ x\% = Sa\ 5\% * DSF$$

$$Sd\ x\% = Sd\ 5\% * DSF$$

Ecuación 20. Fórmula de espectro de desplazamiento para $\xi \neq 5\%$, (Priestley et al., 2007)

Amortiguamiento viscoso equivalente

Se habla de un amortiguamiento equivalente, definido por la siguiente expresión:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst}$$

Ecuación 21. Amortiguamiento viscoso equivalente

Cuando una estructura se encuentra trabajando dentro del rango lineal, va a tener un amortiguamiento aproximado del 5% y se va a comportar como en la figura 1.4.14, sin embargo, cuando empieza a sufrir daños, entra en un ciclo histérico en el cual ya hay presencia de disipación de energía (área de la gráfica) como en la figura 1.4.15.

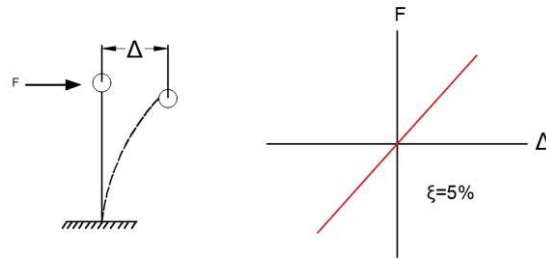


Figura 1.4.13 Gráfica Fuerza-Desplazamiento en rango lineal

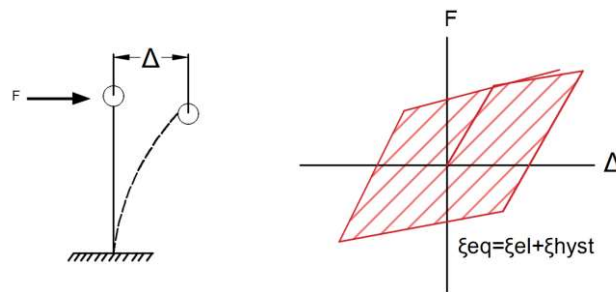


Figura 1.4.14: Gráfica fuerza-desplazamiento con presencia de daño en estructura

Para el cálculo del amortiguamiento equivalente, se han obtenido diferentes expresiones:

- Para edificios de concreto con pórticos

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 * \left(\frac{u - 1}{u\pi} \right)$$

Ecuación 22. Amortiguamiento equivalente para edificios de concreto con pórticos,
(Priestley et al., 2007)

- Para edificios de concreto con muros

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 * \left(\frac{u - 1}{u\pi} \right)$$

Ecuación 23. Amortiguamiento equivalente para edificios de concreto con muro,
(Priestley et al., 2007)

2 METODOLOGÍA

2.1 Aspectos iniciales

Materiales

Hormigón

El hormigón es un material utilizado en la construcción formado principalmente por cemento (generalmente Portland), agregado fino (arena), agregado grueso (grava) y agua (Náutica, 2015). En ocasiones se añade aditivos a la mezcla de manera que se le pueda otorgar diferentes propiedades a la misma.

Para el presente diseño se ha utilizado hormigón de peso normal que cumpla con lo especificado en la norma ASTM C33 y que tenga una resistencia de 280 kg/cm². Las características que posee son las siguientes:

- Resistencia a la compresión ($f'c$): 280 kg/cm².
- Peso específico (γ): 2.4 ton/m³ ó 2400 kg/m³
- Coeficiente de Poisson (μ): 0.2
- Módulo de elasticidad: la norma NEC-SE-HM en su sección 3.3.3 propone una ecuación para la valoración de E_c en base a los materiales encontrados en el Ecuador y menciona que este valor será el utilizado para la estimación de deflexiones ante cargas estáticas. (MIDUVI, Estructuras de Hormigón Armado NEC-SE-HM, 2015)

$$E_c = 1.15 \cdot \sqrt[3]{E_a} \cdot \sqrt{f'c}$$

Ecuación 24. Módulo de elasticidad del hormigón, NEC 15

Donde,

- E_c es el módulo de elasticidad para el hormigón en GPa
- E_a es el módulo de elasticidad del agregado en GPa
- $f'c$ es la resistencia a compresión del hormigón en MPa

La misma norma presenta una tabla con los módulos de elasticidad de los agregados según la zona de procedencia del mismo. Siguiendo los datos proporcionados del sismo, se ha determinado los datos utilizados serán los correspondientes al agregado proveniente de Pifo-Pichincha.

Tabla 1: Módulos de elasticidad de agregados, E_a (MIDUVI, 2015)

Tipo	Procedencia	E_a (GPa)
Tonalita	Pascuales – Guayas	74.9
Basalto (Formación. Piñón)	Picoazá – Manabí	52.5
Basalto	Pifo – Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones – El Oro	110.5
Volcánica	La Península – Tungurahua	17.5

Estructura en planta

Debido a que se trabaja con sistemas duales es esencial comenzar por la definición de las tipologías con las cuales se va a trabajar, de forma que se pueda cumplir con la condición de que los muros estén en la capacidad de absorber alrededor del 75% del cortante basal de la estructura, mientras que los pórticos, el porcentaje restante.

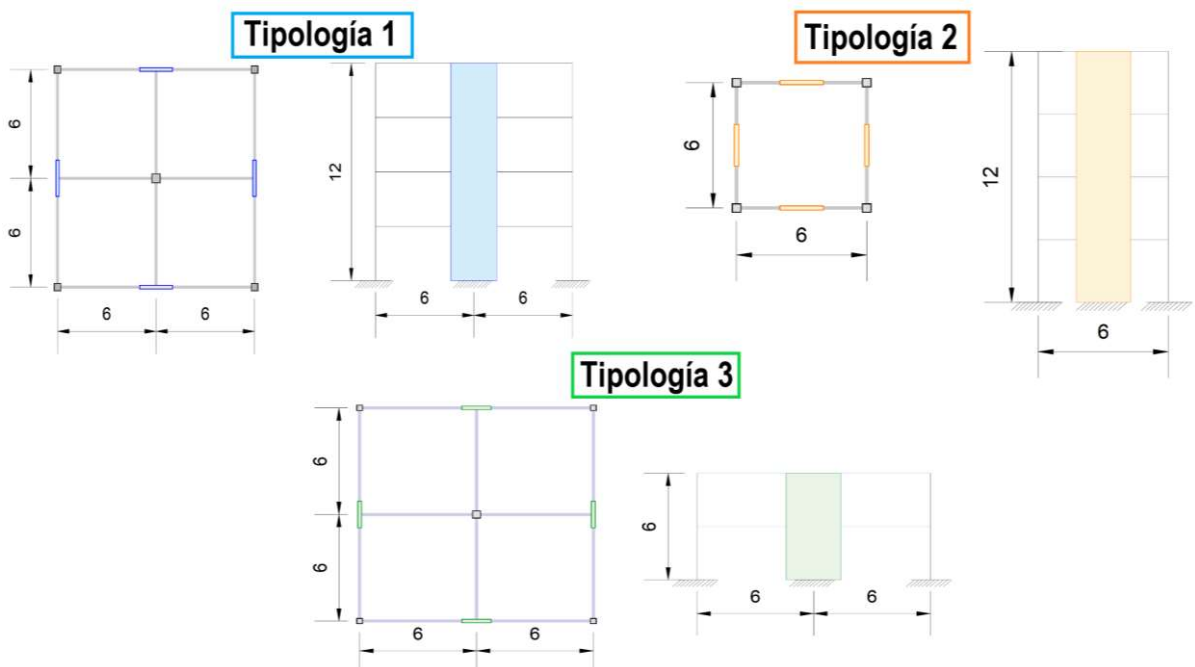


Figura 2.1.1: Detalle de tipologías, Ordóñez Vanesa

Recubrimiento de los elementos

Los elementos de concreto no pre-esforzados construidos en sitio deben tener un recubrimiento de concreto según lo especificado para el refuerzo al menos igual al indicado en la Tabla 20.5.1.3.1. de la ACI 318-19, por lo que se estableció un recubrimiento de 4 cm para todos los elementos estructurales de este proyecto, es decir, para vigas, columnas y muros.

Tabla 2: Recubrimiento para elementos de concreto ACI 318-19

Tabla 20.5.1.3.1 — Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no preesforzados

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

Predimensionamiento de elementos

Muros

La ACI 318. 19 R18.10.1 muestra una tabla con los requisitos que supeditan en el diseño de segmentos verticales de muro, mientras que en la tabla 11.3.1.1, se da las condiciones para la determinación del espesor mínimo del muro. Para el presente

proyecto, se diseñará muros de carga, por lo que, el espesor mínimo será el mayor entre las condiciones presentadas a continuación.

$$b_w = \max\left(\frac{1}{25} * \min(l_w, h_w), 100\text{mm}\right)$$

Ecuación 25. Ancho mínimo del muro, ACI 318-19

Tabla 3: Espesor mínimo del muro, *h* ACI 318-19

Tabla 11.3.1.1 — Espesor mínimo del muro, *h*

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, <i>h</i>		
De carga ^[1]	El mayor de:	100 mm	(a)
		1/25 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(b)
No portante	El mayor de:	100 mm	(c)
		1/30 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones ^[1]	190 mm		(e)

^[1] Sólo se aplica a muros diseñados de acuerdo con el método de diseño simplificado de 11.5.3.

Tabla 4: Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro ACI 318-19

Tabla R18.10.1 — Requisitos que dominan en el diseño de segmentos verticales de muro^[1]

Altura libre del segmento vertical de muro / longitud del segmento vertical de muro, (h_w/ℓ_w)	Longitud del segmento vertical de muro / espesor del muro (ℓ_w/b_w)		
	$\ell_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 < \ell_w/b_w \leq 6$	$\ell_w/b_w > 6$
$h_w/\ell_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/\ell_w \geq 2$	El machón de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El machón de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

^[1] h_w es la altura libre, ℓ_w es la longitud horizontal, y b_w es el espesor del alma del segmento de muro.

Las dimensiones de muro encontradas a partir de lo establecido anteriormente se muestran en la tabla 5.

Tabla 5: Predimensionamiento de muros

PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS	
#Tipología	Sección de Muro [largo x ancho]
1	2.2m x 10cm
2	1.7m x 10cm
3	1.9m x 10cm

Vigas

La tabla 9.3.1.1 de la ACI 318.19 ofrece las condiciones para el prediseño de la altura de las vigas en base a la condición de apoyo de las mismas, siempre y cuando, se trate de elementos de concreto de peso normal.

Tabla 6: Altura mínima de vigas ACI 318-19

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

^[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

En cuanto a la base se debe cumplir con la condición presentada a continuación.

$$bw = \max (0.3 * h, 25cm)$$

Ecuación 26. Ancho mínimo para vigas, ACI 318-19

De igual manera en el apartado 18.6.2.1 de la ACI 318-19 y 4.2.1 de la NEC 15-SE-HM también se menciona que la luz libre (ln) no debe ser menor que 4 veces el peralte efectivo de la viga.

$$ln \geq 4d$$

Las dimensiones obtenidas después de aplicar el proceso de predimensionamiento son las presentadas en la tabla 6.

Tabla 7: Predimensionamiento de vigas

PREDIMENSIONAMIENTO	
#Tipología	Secciones de Viga
1	25x30
2	25x25
3	25x35

Columnas

Para el prediseño de columnas, se debe tomar en cuenta el área cooperante respectiva al elemento a analizar, así como la carga muerta y viva que se atribuye a la estructura en dicha sección. De este modo, se realiza una sumatoria de la carga que llega hasta la base de la columna y se encuentra las dimensiones que sean capaces de soportar tales cargas.

$$W = \sum A_c * w$$

Ecuación 27. Carga soportada por una columna

Donde, W es la carga axial que deberá soportar el elemento, Ac es el área cooperante correspondiente a cada columnas de estudio y “w” es la carga distribuida en la respectiva área cooperante.

Es importante mencionar que las cargas serán mayoradas, al utilizar solamente cargas verticales (carga muerta y viva) se usa la combinación 2 presentada en la norma ecuatoriana de la construcción ($C_2=1.2W_D+1.6W_L$)

Tabla 8: Ejemplo de predimensionamiento columna interna Tipología 1

COLUMNA INTERNA														
Área cooperante (m2)		36		Longitud de vigas (m)				12		4		Verificación aplica %		
Descripción		Columnas interiores						K _{LL}						
Nivel	CM (t)	Cmvigas (t)	Entrepiso (m)	Carga columna superior (t)	qcm Acumulada (t)	CV (t)	CV acumulada (t)	%reducción	CV acum. Reducida	Combinación: 1.2CM+1.6CV		Tamaño de diseño (cm)		
4	27.00	5.62	0.00	0	32.62	9.0000	9.0000	100%	9.00	53.54		55	x	55
3	27.00	5.62	3.00	2.178	67.41	9.0000	18.0000	63%	11.36	99.06		55	x	55
2	27.00	5.62	3.00	2.178	102.20	9.0000	27.0000	63%	17.03	149.90		55	x	55
1	27.00	5.62	3.00	2.178	137.00	9.0000	36.0000	63%	22.71	200.73		55	x	55
0	0.00	0.00	3.00	2.178	139.18	0	36.0000	63%	22.71	203.35		55	x	55

Reducción de carga viva

En la sección 3.2.2 de la NEC15-SE-CG se presentan las condiciones que deben cumplir los elementos para que se pueda aplicar un factor de reducción. Para el caso general, se presenta la ecuación 28.

$$L = L_o * \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

Ecuación 28. Factor de reducción, (NEC 15)

Siempre y cuando se cumpla la condición $K_{LL}A_T \geq 35m^2$. Donde K_{LL} es el factor de sobrecarga según en el elemento de soporte, que puede ser encontrado en la Tabla 2 de la NEC 15-SE-CG, A_T es el área tributaria en m^2 y L_o concierne a la sobrecarga distribuida sin ningún tipo de reducción destinada en al área tributaria. (MIDUVI, Cargas (No Sísmicas), 2014)

Tabla 9: Factor de sobrecarga K_{LL} NEC-SE-CG

Elemento	K_{LL}^a
Columnas	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2
Vigas de borde sin losas en volado	2
Vigas interiores	2
Todos los demás elementos no identificados incluyendo:	
Vigas de borde con losas en volado	1
Vigas en volado	
Losas en una dirección	
Losas en dos direcciones	
Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	

Tabla 2: Factor de sobrecarga del elemento de soporte K_{LL}

Las dimensiones obtenidas después del predimensionamiento son las presentadas en la tabla 10.

Tabla 10: Predimensionamiento de Columnas

PREDIMENSIONAMIENTO	
#Tipología	Sección de Columna
1	55x55
2	35x35
3	35x35

Fuerza Sísmica, Período de Vibración y Cortante Basal

Sabiendo que la estructura se encuentra dentro de una zona con tipo de suelo roca y un PGA (Peak Ground Acceleration) de 0.4g, se utiliza la NEC-SE-DS Peligro Sísmico para determinar el resto de las variables a necesitar. Con ayuda de la Figura 1 y la Tabla 1 de la norma anteriormente mencionada, se puede determinar que las estructuras pertenecen a la Zona Sísmica V. (MIDUVI, Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente, 2014).

En el *Anexo VII* se detalla la manera en la que se obtuvo el espectro elástico de aceleraciones.

Período de Vibración T

En el inciso 6.3.3 de la NEC-SE-DS se presentan dos métodos para el cálculo del período de vibración en la dirección principal. En este caso, se hará uso del método 1, el cual se realiza como se muestra en la ecuación 29.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Ecuación 29. Período de la estructura Método 1, (NEC 15)

Donde los coeficientes C_t y α dependen del tipo de edificio, que, en el caso particular, pertenece a “pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural”.

Tabla 11: Coeficientes para período por método 1, NEC 15

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Cortante Basal de diseño

En el inciso 6.3.2 de la NEC-SE-DS se presenta la expresión mostrada en la ecuación 30, la cual, contiene diferentes coeficientes, factores de reducción, período de vibración, espectro de diseño de aceleración, entre otras.

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \Phi_p * \Phi_E} * W$$

Ecuación 30. Cortante basal, (NEC 15)

En el inciso 6.1.7 se define W como la carga reactiva por sismo, la cual es equivalente a la carga muerta total de la estructura. En la sección 6.3.4 se menciona que el factor R es utilizado para realizar una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, siempre y cuando se asegure un mecanismo de falla previsible y con una ductilidad adecuada. Este factor está sujeto a factores como el tipo de estructura, el tipo de suelo, el período de vibración y algunos otros agentes, como son el de ductilidad, sobre resistencia, amortiguamiento y redundancia.

Tabla 12: Factor de reducción de fuerzas sísmicas, R, NEC 15

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Debido a que las diferentes tipologías estructurales planteadas son regulares en elevación y en planta, los factores Φ_p y Φ_E son considerados con el valor 1.

Tabla 13: Cortante basal de diseño

CORTANTE BASAL DEL DISEÑO		
R	8	NEC-SE-DS-6.3.4.d
I	1	NEC-SE-DS-4.1
Φ_e	1	NEC-SE-DS-5.2.1.b
Φ_p	1	
Sa	0.99	NEC-SE-DS-3.3.1
V %	12.40%	NEC-SE-DS-6.3.2

Como en todas las tipologías, la aceleración era un valor dentro de la meseta del espectro, todos los cortantes calculados son los mismo, con un 12.4% del peso de la estructura.

Modelación en ETABS

La modelación en ETABS debe considerar el comportamiento que debe tener la estructura, en este caso, deben ser edificaciones duales, por lo tanto, las vigas y columnas deben soportar cierto porcentaje de la carga, para esto es necesario tener condición de empotramiento en todos los elementos.

De cierta forma, se debe buscar de manera iterativa las dimensiones finales de los elementos de manera que se cumpla con la condición de que al menos el 75% del cortante basal sea absorbido por los muros.

Reducción de Inercia

En la NEC-SE-DS 6.1.6.b. se habla acerca de la inercia de las secciones agrietadas, donde se menciona que para estructuras de hormigón armado es recomendable utilizar $0.5 I_g$ para vigas, $0.8 I_g$ para las columnas y $0.6 I_g$ para los muros estructurales, donde I_g corresponde a la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento en cuestión. Es importante considerar este parámetro en caso de que se vaya a analizar derivas máximas.

Elementos tipo Frame

Los elementos tipo Frame son utilizados para la modelación de vigas y columnas. Hay que tomar en cuenta que estos elementos deben ser los primeros en ser modelados, debido a que sobre estos irá la losa y el programa toma en cuenta el orden de colocación al momento de transmitir las cargas.

Elementos tipo Shell

Para el caso de las losas, solo es necesario que estas transmitan la carga hacia las vigas, por lo cual es posible utilizar un elemento de tipo membrana con un espesor mínimo, de manera que casi no intervenga en el cálculo del peso de la estructura. Las cargas asignadas son las siguientes:

$$\text{Carga Muerta} = 750 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva= 250 kg/m²

Elementos tipo Wall

Utilizados para la modelación de los muros. Para estos elementos es recomendable la utilización de la opción de “Auto Mesh” debido a que ayuda a que el análisis del elemento sea más preciso. Adicionalmente, es preferible que a cada muro se le asigne un “Pier”, de forma que actúen como un solo elemento.

Definición de Cargas

Es importante saber las cargas que van a actuar en la estructura, para este caso, la carga muerta incluirá el peso propio de los elementos, mientras que las cargas sísmicas no se aplicarán con excentricidad y tendrán un coeficiente de 0.124, calculado anteriormente.



Figura 2.1.2: Definición de Carga Sísmica en X, ETABS

Elaborado: Ordóñez, Vanesa (2022)

Definición de secciones

Dentro de ETABS es fundamental tener en consideración el tipo de material, la reducción de inercia según lo recomendado por la normativa NEC y las unidades en las cuales se ingresan las dimensiones de los elementos. En el Anexo VIII se muestra a detalle las características de los elementos creados.

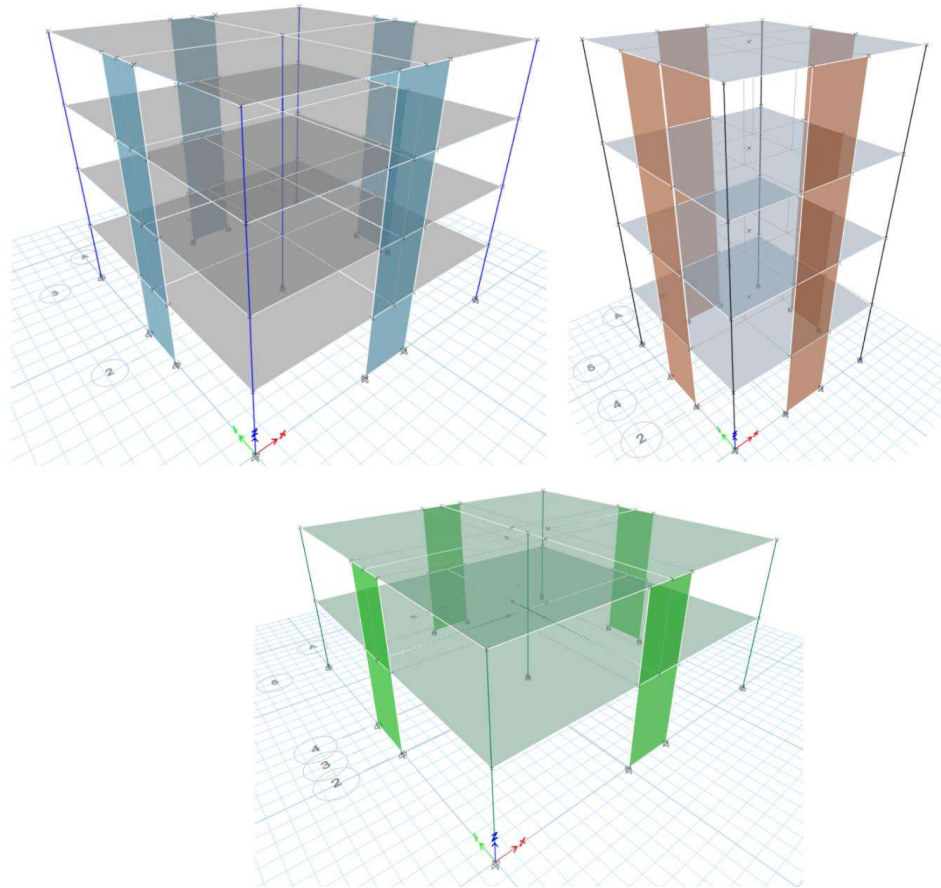


Figura 2.1.3: Vista 3D de los tres modelos estructurales, ETABS

Elaborado: Ordóñez, Vanesa (2022)

Diseño de elementos por método FBD

Diseño de Vigas

Diseño a flexión

Todas las vigas deben cumplir una condición de resistencia especificada en la ACI 318-19 Sección 9.5.1.1 donde se indica que, para cada una de las combinaciones de mayoración de carga aplicadas, la resistencia de diseño en cada sección debe ser mayor o igual a la resistencia de diseño, es decir:

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$\phi Vn \geq Vu$$

$$\phi Tn \geq Tu$$

$$\phi Pn \geq Pu$$

Donde, ϕ es el factor de reducción de resistencia y M_n , V_n , T_n , P_n corresponden a la resistencia nominal en cuanto a carga axial, corte, momento y torsión.

Factor de reducción de resistencia

Con el fin tomar en cuenta las inexactitudes en las ecuaciones de diseño, reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida, además de tener en cuenta la probabilidad de existencia de miembros con baja resistencia se debe aplicar un factor de reducción de resistencia que debe cumplir con la Tabla 21.2.1 de la ACI 318 2019, en la cual se observa que para este caso se utiliza un factor de 0.9.

Tabla 14: Factores de reducción de resistencia-ACI 318-19 21.2

Tabla 21.2.1 — Factores de reducción de resistencia, ϕ

Acción o Elemento Estructural	ϕ	Excepciones
(a) Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b) Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c) Torsión	0.75	—
(d) Aplastamiento	0.65	—
(e) Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f) Cartelas y ménsulas	0.75	—
(g) Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—
(h) Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.90	—
(i) Elementos de concreto simple	0.60	—
(j) Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

Resistencia nominal

Es la resistencia de un miembro o de una sección transversal calculada con los requisitos o hipótesis del método de diseño por resistencia LRFD. Esta resistencia se calcula en base a la sección 22.2 de la ACI 318 19, con la ecuación 31.

$$M_n = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

Ecuación 31. Momento nominal

Donde, A_s es el área de acero colocado, “ d ” corresponde al peralte efectivo de la sección transversal de la viga y “ b ” es el ancho de la viga.

Según la sección R21.2.2 esta resistencia se alcanza cuando la deformación unitaria en la fibra extrema en compresión es igual al límite de deformación unitaria supuesto de 0.003. Es decir, en condición balanceada.

Límites de refuerzo longitudinal

Refuerzo mínimo

Con la intención de que la resistencia a flexión exceda la resistencia de fisuración con un margen apropiado para lograr que la viga sea capaz de sostener carga, se debe colocar un refuerzo mínimo, conocido como $A_{s\text{mín}}$, de acuerdo con ACI 318 19 en la sección 9.6.1.2 donde indica que debe ser el mayor entre las ecuaciones 32 y 33.

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d$$

Ecuación 32. Acero mínimo en vigas, fórmula 1, ACI 318-19

$$A_{s\text{mín}} = \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

Ecuación 33. Acero mínimo en vigas, fórmula 2, ACI 318-19

Donde, “ f'_c ” es la resistencia del hormigón y “ f_y ” es el esfuerzo de fluencia del acero. También es necesario realizar una revisión del acero mínimo por agrietamiento, para la cual se necesita calcular el momento de agrietamiento según la ecuación 34 y posteriormente el acero por medio de la expresión simplificada presentada en la ecuación 35.

$$M_{ag} = fr \cdot \frac{I}{y}$$

Ecuación 34. Momento de agrietamiento, ACI 318-19

Donde,

$$fr = 3.5 * \sqrt{f'c}$$

$$A_{agrietamiento} = 30 * \frac{M_{ag}}{d}$$

Ecuación 35. Acero mínimo por agrietamiento

Condición balanceada

Cuando el refuerzo a tracción alcanza la deformación unitaria propia del límite de fluencia, que en base con la ACI 318-19 debe tomarse como 0.002 y en el mismo momento, el hormigón a compresión llega a la deformación unitaria última correspondiente a 0.003, se dice que la sección transversal está en su condición balanceada.

En la sección 22.2.1 de la ACI 318-19 se indica que, debe cumplirse con la condición de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, donde las deformaciones unitarias en el concreto y el refuerzo no pre-esforzado deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Además, se debe suponer un esfuerzo de $0.85 f'c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente según la sección 22.2.2.4.1 de la ACI318-19.

Todo lo anterior mencionado se explica en el siguiente esquema:

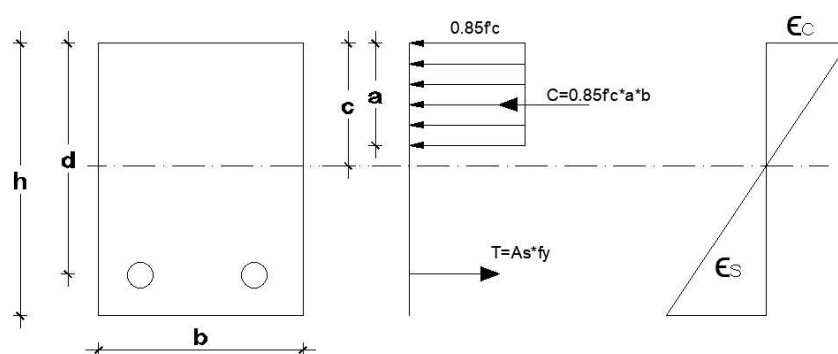


Figura 2.1.4: Esquema de bloque de compresión equivalente

Elaborado: Ordóñez, Vanesa (2022)

Donde, “c” es la distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro y “a” corresponde a la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

$$a = \beta_1 \cdot c$$

β_1 se define como el factor que vincula la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro, este valor se calcula de acuerdo con la Tabla 22.2.2.4.3 que se encuentra en el Capítulo 22 de la ACI 318-19. A partir de los conceptos de equilibrio de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas internas, se consigue una expresión para el cálculo de la cuantía de acero (ρ).

$$\rho = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\beta_1 \cdot c}{d}$$

Ecuación 36. Cuantía de acero, ACI 318-19

Acero máximo

La norma ecuatoriana de la construcción, NEC-SE-HM, establece en su apartado 4.2.4 que el acero máximo no puede exceder a la cuantía en condición balanceada en un 50%.

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.5 \cdot \rho_b \cdot d \cdot b$$

Ecuación 37. Acero máximo, ACI 318-19

Revisiones de diseño sismo-resistente

En la ACI 318-19 18.6.3 se habla sobre el refuerzo longitudinal en vigas y se mencionan las siguientes revisiones. (ACI, 2019)

- a) Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como en la inferior, así como la cantidad de refuerzo no debe exceder el $A_{sm\acute{a}x}$ ni sea menor al $A_{sm\acute{m}n}$
- b) La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo
- c) La resistencia a momento positivo o negativo en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro deber ser mayor o igual a $\frac{1}{4}$ de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos

Diseño a corte

Para el diseño a corte es necesaria la obtención de los cortantes por carga vertical, es decir, aquellos valores que se producen de la aplicación de carga muerta y viva sobre la estructura, aplicando las combinaciones correspondientes.

Momento probable

Momento probable es aquel que se produce cuando hay resistencia a flexión, basándose en la suposición de que existirá momentos de signos opuestos en los extremos de la viga. La ecuación 38 muestra la expresión de cálculo.

$$M_{pr} = A_s * 1.4 * f_y * \left(d - \frac{A_s * 1.4 * f_y}{1.7 * c * b} \right)$$

Ecuación 38. Momento probable, ACI 318-19

Una vez calculados los momentos probables en la viga, se procede al cálculo del cortante hiperestático con la ecuación presentada en la sección 18.6.5 de la ACI 318-19.

$$V_{HIP} = \frac{M_{pr}^- - M_{pr}^+}{l}$$

Ecuación 39. Cortante hiperestático, ACI 318-19

Resistencia nominal a cortante

La resistencia nominal a cortante se calcula de acuerdo con la sección 22.5.1.1 de ACI 318 19 con la siguiente fórmula

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 40. Resistencia nominal a cortante, ACI 318-19

Donde, V_c es la resistencia nominal a cortante aportada por el hormigón y V_s es la resistencia nominal a cortante contribuida por el esfuerzo transversal.

Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón, V_c

La ACI 318-19 en la sección 22.5.5.1 menciona que V_c debe ser calculado como lo muestra la ecuación 41, sin embargo, en caso de que $V_{HIP} > 0.5 * V_u$, V_c tomará el valor de cero.

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

Ecuación 41. Cálculo de V_c en sistema mks, ACI 318-19

Donde, λ es 1 para hormigón de peso normal.

Resistencia nominal a cortante del acero, V_s

La ACI 318-19 en su sección 22.5.10.1 establece que en cada sección donde $V_u \geq \phi V_c$, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla con la ecuación siguiente:

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

Ecuación 42. Resistencia nominal a cortante del acero, ACI 318-19

Donde, ϕ es el factor de reducción de resistencia por corte, de un valor de 0.75 según lo establecido en el ACI 318-19 12.5.3.2. De igual manera, debe cumplirse la expresión mostrada a continuación:

$$V_s < 4V_c$$

Por otro lado, en la sección 22.5.10.3 el V_s para refuerzo a cortante se debe calcular como:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Ecuación 43. V_s , ACI 318-19

Donde, A_v corresponde al área de refuerzo transversal y “s” pertenece al espaciamiento en la zona de confinamiento de la viga.

Espaciamiento refuerzo transversal

En el capítulo 18 de la ACI 318 2019 se establece que en ambos extremos de la viga deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en una longitud L_o igual a $2h$ medida desde la cara del miembro de apoyo hacia el centro de la luz. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- a. $d/4$
- b. 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal
- c. 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

d. 150 mm

La NEC 2015 por su parte establece en la sección 4.2.8 que el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de:

- a. $d/4$
- b. 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal
- c. 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- d. 200 mm

En el *Anexo IX* se puede apreciar un ejemplo de cálculo del diseño de vigas.

Diseño de columnas

Una vez que se ha realizado la combinación de momentos y cortantes, mediante las combinaciones presentadas en la NEC-SE-CG, se procede a determinar la envolvente de diseño, es decir, los valores máximos de carga en el elemento provenientes de las diferentes combinaciones de carga presentadas en la normativa.

Obtenidos los momentos, cortantes y fuerzas axiales con la cuales se va a diseñar, se procede a realizar una recopilación de todos los datos de materiales y dimensiones del elemento. A partir del dato de 1% de cuantía de acero, se debe calcular el área de acero que se debe colocar en la columna. Es así como:

$$A_g = b * t$$

Ecuación 44. Área total transversal de la columna

$$A_s = 1\% * A_g$$

Ecuación 45. Acero requerido con el 1% de cuantía

A partir de la cantidad de acero calculada, se procede a realizar una estimación de la cantidad de varillas y su diámetro. Para determinar si la sección necesita un refuerzo mínimo por cortante, se debe seguir la normativa ACI 318-19.10.6.2.1, en donde se menciona que en todas las regiones del elemento en donde se cumpla la siguiente ecuación, deberán tener un área mínima por cortante. El área mínima de cortante es presentada en el ACI 318-19.10.6.2.2.

$$V_u > 0.5 \phi V_c$$

REGLAMENTO

10.6.2.2 Cuando se requiere refuerzo para cortante, $A_{v,min}$ debe ser el mayor entre (a) y (b).

(a) $0.062 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$

(b) $0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

Figura 2.1.5 Área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, ACI 318-19

Antes de realizar el diseño de la configuración del armado de la columna con el fin de asegurar un adecuado confinamiento, se debe comprobar que la columna este dentro de sus límites de trabajo mediante la utilización de los diagramas de interacción.

Un diagrama de interacción es aquel que sirve para poder evaluar el diseño a flexo-compresión de una columna. Se realiza por medio de la evaluación de la aplicación simultánea de una carga puntual o fuerza axial y un momento flector mayorados. La ACI 318-19 en el inciso 10.4.2.1 indica que, para cada combinación de mayoración de carga aplicable, se debe considerar que P_u y M_u ocurren de manera simultánea. El diagrama estará compuesto por tres curvas, las cuales son: la curva de capacidad probable, la curva de capacidad nominal y la curva de capacidad reducida. Además, el diagrama puede presentar una línea donde se marque la carga axial máxima a la que puede estar sometido el elemento.

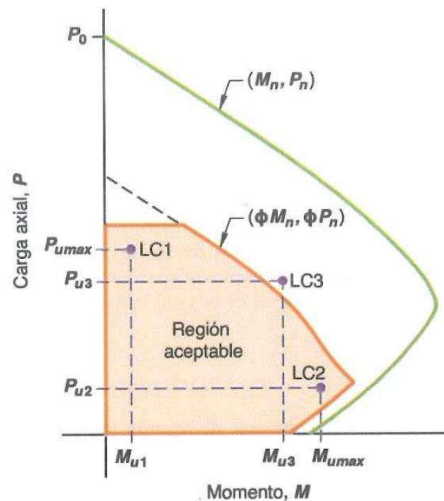


Fig. R10.4.2.1 — Combinación de carga crítica en columnas.

Figura 2.1.6 Combinación de carga crítica en columnas, ACI 318-19

En la ACI 318.19 R10.4.2.1 se establece que el análisis de la combinación con la carga axial máxima o el momento de flexión máximo no garantiza que el diseño cumpla para todas las combinaciones de carga, por lo cual, todos necesitan ser evaluados. A continuación, se presenta un diagrama de interacción donde se pueden identificar los puntos característicos del mismo.

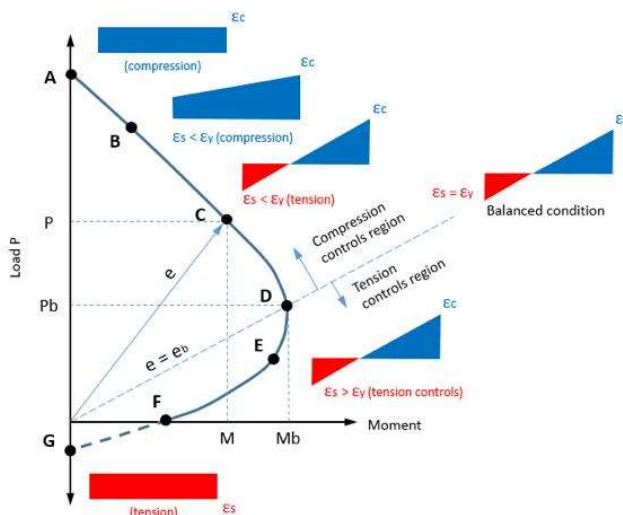


Figura 2.1.7 Diagrama de interacción de columnas

El punto A es aquel en donde se presentan las deformaciones por flexión pura; el punto G representa las deformaciones a partir de un estado de tensión pura; el punto D es aquel en el cual las deformaciones del acero y el hormigón son máximas, es decir, que el acero ha alcanzado su deformación de fluencia, mientras que el hormigón a llegado a su deformación máxima a compresión. El punto D también es conocido como el punto balanceado.

Para la determinación de un modelo de interacción ha sido necesario el uso de modelos, tales como el del Bloque de compresión planteada por Whitney, en el cual se desprecia cualquier capacidad del hormigón ante efectos de tracción. Cabe mencionar que siempre va a ser preferible que el elemento estructural a analizar se encuentre por debajo del punto del punto D, debido a que en esta zona el acero puede aportar mayor capacidad y tener una ductilidad más alta, de forma que se evita fallas frágiles a compresión.

Factores de reducción de Resistencia

Los factores de reducción de resistencia se deben obtener a partir de la tabla 21.2.2 de la ACI 318-14 presentada a continuación.

Tabla 15 Factor de reducción de resistencia para momento, axial, o combinación de momento y fuerza axial, ACI 318-19

Tabla 21.2.2 — Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, ϵ_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		TM	Otro
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transición ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

^[1]Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

Para el diseño por confinamiento se requiere de hacer un diseño en ambas direcciones, y para ellos se hace uso de las siguientes expresiones:

$$h'' = h - 2rec$$

Ecuación 46. Cálculo de h''

$$Ac = (b - 2rec)(h - 2rec)$$

Ecuación 47. Área confinada

Para el espaciamiento en la zona de confinamiento, se ha tomado las reglas establecidas en la ACI318-19.18.7.5.3, presentada a continuación.

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - l_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Figura 2.1.8 Separación de refuerzo transversal en zona de confinamiento de columnas, ACI 318-19

Posteriormente, se ha utilizado las ecuaciones presentadas en la NEC 15-SE-HM. 4.3.4 Refuerzo transversal y confinamiento, donde los valores de área de refuerzo en forma de estribos de confinamiento rectangulares no pueden ser menor que ninguna de las dos opciones.

$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$ $A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f_c}{f_{yt}}$ <p>Dónde:</p> <p>A_{sh} Área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación s y perpendicular a la dimensión b_c, mm².</p> <p>s Separación, centro a centro, entre estribos, mm.</p> <p>b_c Distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo, en mm.</p>

Figura 2.1.9 Área de refuerzo de confinamiento mínima, NEC 15

$$Ash1 = 0.3 * (s * h" * f'c) / fy \cdot ((Ag / Ac) - 1)$$

Ecuación 48. Ash1, ACI 318-19

$$Ash2 = 0.09 * (s * h" * f'c) / fy$$

Ecuación 49. Ash2, ACI 318-19

Con los máximos se debe determinar la cantidad de acero que se debe colocar. En el Anexo X se exhibe un ejemplo del diseño de columnas, mientras que en el Anexo XI se explica con detalle la conexión viga columna, requerimiento para sistemas sismo-resistentes.

Diseño de Muros

El capítulo 11 del código ACI 318-19 trata acerca del diseño de muros y establece que es aplicable a muros que funcionan como elementos resistentes a fuerzas verticales y laterales. Los términos muro estructural y muro de corte son usados como sinónimos y según la norma ASCE/SEI7 hace referencia a muros que soporten fuerzas laterales que actúen en el mismo plano en el cual trabaja el muro. (ACI, 2019)

Para la comprobación de la resistencia de este tipo de elementos es necesaria la utilización de diagramas de interacción, es decir, se sigue el mismo criterio que en el diseño de columnas.

Refuerzo longitudinal

En la sección 18.10.2.4 de la ACI 318-19 se menciona que los muros que cumplan con la condición $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ y además, tenga continuidad en altura, deben cumplir con una cuantía de acero mínima en base a la ecuación 50. La cantidad de acero calculada debe encontrarse dentro del 15% de la longitud total del muro, es decir, $0.15l_w$.

$$A_{smin} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

Ecuación 50. Acero mínimo longitudinal en muros, ACI 318-19

Para el acero longitudinal del alma del muro se debe tener en cuenta una cuantía mínima de 0.0025, para lo cual, el procedimiento consta de la elección de un espaciamiento “s” y la elección de un armado, con el cual se procederá al cálculo de la cuantía colocada; si esta es mayor a la mínima, el diseño es correcto.

Solicitaciones de carga

Se debe obtener los momentos, cortantes y axiales debido a carga muerta, carga viva y carga de sismo. Con los valores mencionado se aplica las combinaciones C3 (1.2D+L+S) y C6 (0.9D-S), las cuales por lo general generan las solicitaciones más críticas en los muros. Estas solicitaciones se llamarán P_u y M_u y deberán ser analizadas utilizando el diagrama de interacción, con el armado longitudinal establecido con anterioridad.

En los resultados del diagrama se debe identificar el valor de ΦP_n inmediatamente menor a la solicitación P_u y encontrar el valor de ΦM_n correspondiente, al igual que el valor de “c”, que corresponde a la profundidad del eje neutro. Si se cumple con la condición de que $\Phi M_n > M_u$, se acepta dicho armado.

Refuerzo a corte

La fuerza de diseño a corte V_e se calcula según lo establecido en la sección 18.10.3.1 de la normativa ACI 318-19, como se muestra en la ecuación 51.

$$V_{uDIS} = V_e = \Omega_v * \omega_v * V_u \leq 3V_u$$

Ecuación 51. Fuerza cortante de diseño, ACI 318-19

Donde, V_u es la fuerza cortante que se obtiene del análisis de fuerza lateral en el apartado de las combinaciones de carga, Ω_v es el factor de sobrerresistencia en la sección crítica y ω_v , factor que amplifica debido al cizallamiento dinámico.

Factor de sobrerresistencia en la sección crítica, Ω_v

En la sección 18.10.3.1.2 de la ACI 318-19 se especifica que para muros que cumplan con $\frac{h_w}{l_w} > 1.5$, el factor se calcula como lo mostrado en la ecuación 52.

$$\Omega_v = \max\left(1.5, \frac{M_{pr}}{M_u}\right)$$

Ecuación 52. Factor de sobrerresistencia en la sección crítica, ACI 318-19

Donde, M_{pr} corresponde al momento probable y M_u es el momento último.

Tabla 16: Factor de sobrerresistencia en la sección crítica, ACI 318-19

Tabla 18.10.3.1.2 — Factor de sobrerresistencia Ω_v en la sección crítica

Condición	Ω_v	
$h_{wcs}/l_w > 1.5$	El mayor entre	M_{pr}/M_u ^[1]
		1.5 ^[2]
$h_{wcs}/l_w \leq 1.5$	1.0	

^[1] Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v .

^[2] A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

Factor de amplificación debido a cizallamiento dinámico

La sección 18.10.3.1.3 de la ACI 318-19 establece que para muros donde no se cumpla con $\frac{h_w}{l_w} > 2$, el factor será tomado con el valor de 1; caso contrario se calculará mediante las siguientes ecuaciones.

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6$$

Figura 2.1.10: Factor de amplificación debido a cizallamiento dinámico, ACI 318-19

Donde n_s es calculado como:

$$n_s = 0.007h_{wcs}$$

Se sabe que se debe cumplir la siguiente condición de diseño

$$Vu_{dis} \leq \Phi Vn$$

Donde ΦVn se calcula con la ecuación 53.

$$\Phi Vn = 0.75 * Acv * (0.53 * \sqrt{f'c} + \rho_s * fy)$$

Ecuación 53. Cálculo de ΦVn , ACI 318-19

Si de la ecuación anterior se despeja la cuantía de acero, se obtiene lo expuesto en la ecuación 54.

$$\rho_s = \frac{Vu_{dis} - \Phi * bw * 0.53 * \sqrt{f'c} * lw}{lw * \Phi * bw * fy}$$

Ecuación 54. Cuantía de acero de corte

Diseño de cabezales especiales

Un muro debe poseer elementos de borde conocidos como cabezales siempre y cuando se vea que el esfuerzo debido a las sollicitaciones incluyendo carga sísmica sea mayor que $0.2f'c$; así lo indica la norma ACI 318-19 en la sección 18.10.6.3

$$\sigma \geq 0.2 * f'c$$

Donde el esfuerzo se calcula como lo indicado en la ecuación 55.

$$\sigma = \frac{Pu}{A} + \frac{6Mu}{b * lw^2}$$

Ecuación 55. Esfuerzo en el muro, ACI 318-19

Propiedades de los cabezales

En la sección 18.10.6.4 de la ACI 318-19 se enlistan las condiciones que deben cumplir los elementos especiales de borde, entre las cuales se encuentran las siguientes:

- El elemento de borde de forma horizontal debe extenderse desde la fibra extrema en compresión hasta el mayor dado por la ecuación 56.

$$L_{confinamiento} = \max\left(c - 0.1lw, \frac{c}{2}\right)$$

Ecuación 56. Longitud por confinar, ACI 318-19

- El ancho del cabezal debe ser mayor o igual a $\frac{hu}{16}$, donde hu es la altura no apoyada lateralmente, es decir, el ancho del alma.
- Los elementos de borde deben extenderse al menos 300mm dentro del alma.

Refuerzo transversal de los cabezales

El espaciamiento vertical para el refuerzo transversal en el borde de los muros es especificado en la tabla 18.10.6.5 (b) de la ACI 318-19.

Tabla 17: Espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal en el borde del muro, ACI 318-19

Tabla 18.10.6.5(b) — Espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal en el borde del muro

Grado de resistencia de las barras de refuerzo principal a flexión (MPa)	Refuerzo transversal requerido	Espaciamiento vertical del refuerzo transversal ^[1]	
420	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ^[2]	Menor de	$6d_b$
			150 mm
420	Otras localizaciones	Menor de	$8d_b$
			200 mm
550	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ^[2]	Menor de	$5d_b$
			150 mm
550	Otras localizaciones	Menor de	$6d_b$
			150 mm
690	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ^[2]	Menor de	$4d_b$
			150 mm
690	Otras localizaciones	Menor de	$6d_b$
			150 mm

^[1] En esta tabla, d_b corresponde al diámetro de la menor barra del refuerzo principal para flexión.

^[2] Las secciones críticas se definen como lugares donde puede ocurrir fluencia del refuerzo longitudinal como consecuencia de los desplazamientos laterales.

En cuanto a la cantidad de acero transversal, se debe utilizar las mismas expresiones de las ecuaciones 48 y 49 de la sección del diseño de columnas. En el Anexo XII se presenta un ejemplo de cálculo del diseño de muro.

Diseño de elementos por método DDBD

El comportamiento de los sistemas duales tiene similitudes al de los muros acoplados, sin embargo, en este caso la variación de rigidez entre los pórticos y los muros provoca que los muros alcancen la fluencia en un nivel mucho menor en cuanto a desplazamiento lateral en comparación que los pórticos. Por lo general, el diseñador es el que debe elegir la proporción en que van a absorber el cortante basal los pórticos y los muros. Típicamente, el porcentaje para los pórticos se encuentra en un rango entre el 15% y 50%. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Procedimiento de diseño

1. Decisiones de diseño

Una vez analizada la configuración en planta de la estructura y tomando en cuenta que se desea realizar una comparación con el método FDB, se ha decidido que los pórticos soporten el 25% del cortante basal de la estructura, es decir que $\beta f = 0.25$.

2. Altura de contraflexura, Hcf

La altura de contraflexura se encuentra a partir de la distribución vertical de momentos en el muro, siendo Hcf el punto en el cual ocurre un cambio de signo en los momentos. Sin embargo, se ha notado que para edificios de baja altura no existe tal cambio, por lo cual, se toma la altura total como la altura de contraflexura.

Tabla 18: Cálculos preliminares a la determinación de Hcf, Elaborado por: Ordóñez Vanesa

Nivel	Altura, Hi	Masa, mi	miHi	Fuerzas Relativas, Fi	Fuerza Cortante, Vti	Motm,i	Vf,l frame	Vw,l wall	Mw,l wall
-	[m]	[t*s ² /m]	[m.t]	miHi/ΣmiHi	[rel]	[rel]	[rel]		
4	12.0	14.68	176.22	0.389	0.389	0.000	0.25	0.139	0.000
3	9.0	15.35	138.11	0.305	0.695	1.168	0.25	0.445	0.418
2	6.0	15.35	92.07	0.204	0.898	3.253	0.25	0.648	1.753
1	3.0	15.35	46.04	0.102	1.000	5.947	0.25	0.750	3.697
0	0.0	0	0	0.000	1.000	8.947	0.25	0.750	5.947
Sumatorio		60.72	452.43	1.000					
ALTURA DE CONTRAFLEXURA, H _{cf} [m]								12.000	

Las expresiones de cálculo para obtener los datos en la tabla 18 son las siguientes:

$$F_i = \frac{m_i * H_i}{\sum m_i * H_i}$$

Ecuación 57. Cálculo de Fi, (Priestley et al., 2007)

$$Motm,i = Motm_{i-1} - Vt_{i-1} * Hs$$

Ecuación 58. Momento de volteo relativo, (Priestley et al., 2007)

$$Vw = Vti - Vf$$

Ecuación 59. Cortante en el muro relativo, (Priestley et al., 2007)

$$Mw,i = Mw_{i-1} - Vw_{i-1} * Hs$$

Ecuación 60. Momento en el muro relativo, (Priestley et al., 2007)

En la tabla 18, se puede apreciar que en la última columna correspondiente al momento del muro relativo no hay la presencia de un punto de cambio de signo, esto se debe a la poca altura de la edificación (12 metros), por lo que la altura de contraflexura será tomada como la altura total.

3. Desplazamiento de fluencia del muro

La resistencia esperada del acero es de $1.1f_y$, por lo cual, se puede calcular la deformación de fluencia mediante la ecuación 61.

$$\varepsilon_y = \frac{f_{ye}}{E_s}$$

Ecuación 61. Deformación de fluencia, (Priestley et al., 2007)

Para muros de concreto rectangulares se utiliza la ecuación 11 del presente documento.

Tabla 19: Desplazamiento de fluencia del muro, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Rectangular concrete walls	
$\phi_y = \frac{2.0 * \varepsilon_y}{l_w}$	ϕ_y
	0.002100

4. Perfil de desplazamiento de diseño

4.1 Deformación del material en los muros

Debido a la falta de información, la deformación de máximo esfuerzo tomará un valor conservativo de 0.1. Se procede a calcular la curvatura de control de daño en función de la ecuación 62.

$$\phi_{dc} = 0.072/l_w$$

Ecuación 63. Curvatura de control de daño, (Priestley et al., 2007)

$$L_{sp} = \varepsilon_y * f_{ye} * db [MPa]$$

Ecuación 64. Longitud de deformación por penetración, (Priestley et al., 2007)

$$L_p = k * H_{CF} + 0.1l_w + L_{sp}$$

Ecuación 65. Longitud de rotula plástica, (Priestley et al., 2007)

Donde,

$$k = 0.2 * \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

Por tanto, la deriva máxima en la altura de contraflexura se calcula mediante la ecuación 66.

$$\theta_{CF} = \phi_{yW} * \frac{H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yW}) * L_p$$

Ecuación 66. Deriva máxima en Hcf, (Priestley et al., 2007)

Tabla 20: Deformación del material en los muros, Elaborado por: Ordóñez Vanesa

Deformacion del material en los MUROS		
Deformacion en el maximo Esfuerzo, ε_{su}	0.1	
Curvatura de control de daño, Φ_{dc}	0.0327	/m
f_u/f_y	1.35	
k	0.07	
Longitud de deformacion por penetracion, L_{sp}	128.1	[mm]
Longitud de rotula plastica, L_p	1.19	[m]
Deriva maxima en Hcf, θ_{CF}	0.0490	
Gobierna deriva del codigo		
θ_{CF}	0.0200	

De la tabla 20 se observa que la deriva máxima en la altura de contraflexura es de 0.049, mientras que la máxima establecida por el código es de 0.02, por lo tanto, la deriva del código va a gobernar el diseño.

4.2 Límites de deriva

Cuando un edificio es alto, es necesario aplicar un factor de amplificación de deriva, el cual es calculado mediante la ecuación 67. Un edificio es considerado alto a partir de los 10 pisos, por tanto, si no cumple con dicha condición, el factor será tomado como 1.

$$\omega_{\theta} = \left(1 - \left(\frac{n-5}{100} \right) * \left(\frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0.25 \right) \right)$$

Ecuación 67. Factor de amplificación de deriva, (Priestley et al., 2007)

Tabla 21: Información de desplazamientos de diseño, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Nivel	Altura, Hi [m]	Masa, mi [t*s ² /m]	Δy_i [m]	ΔD_i [m]	$mi * \Delta D_i^2$	$mi * \Delta d_i$ [t*s ²]	$mi * \Delta d_i * Hi$
4	12.0	14.68	0.101	0.190	0.53	2.78	33.41
3	9.0	15.35	0.064	0.130	0.26	2.00	18.01
2	6.0	15.35	0.032	0.076	0.09	1.16	6.99
1	3.0	15.35	0.009	0.031	0.01	0.47	1.42
0	0.0	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
Sumatorio		60.72			0.89	6.42	59.83

El perfil de desplazamiento de fluencia se obtiene a partir de un análisis de área-momento, en donde se tiene las siguientes ecuaciones:

$$H_i \leq H_{CF} \quad \Delta y_i = \phi_{yW} * \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right)$$

Ecuación 68. Desplazamiento de fluencia condición 1, (Priestley et al., 2007)

$$H_i > H_{CF} \quad \Delta y_i = \phi_{yW} * \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right)$$

Ecuación 69. Desplazamiento de fluencia condición 2, (Priestley et al., 2007)

Debido a que en el ejemplo que se analiza la altura de contraflexura es igual a la altura total del edificio, se utiliza la ecuación 68 para el cálculo de la cuarta columna de la tabla 21.

Cuando la deriva del código gobierna en el diseño, el perfil de desplazamientos estará dado por la ecuación 70.

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \phi_{yw} * \frac{H_{CF}}{2} \right) * H_i$$

Ecuación 70. Perfil de desplazamiento de diseño, (Priestley et al., 2007)

5. Desplazamiento de diseño del sistema de un grado de libertad SDOF

Mediante la ecuación 71 se podrá calcular el desplazamiento para un sistema de un grado de libertad. La fórmula utilizará los sumatorios de las columnas 6 y 7 de la tabla 21.

$$\Delta_D = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_{Di}^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

Ecuación 71. Desplazamiento de diseño para SDOF, (Priestley et al., 2007)

6. Altura efectiva

La altura efectiva de la edificación se calculará mediante la siguiente expresión.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i * H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

Ecuación 72. Altura efectiva, H_e , (Priestley et al., 2007)

7. Amortiguamiento equivalente

Para poder calcular el amortiguamiento equivalente es necesario desglosar en el amortiguamiento del muro y de los pórticos, para después proceder a calcular un amortiguamiento correspondiente a la de todo el sistema.

Para la ductilidad de desplazamiento del muro se hace uso de la ecuación 5, mientras que para el amortiguamiento del muro se usará la ecuación 23.

$$u_{\Delta w} = \frac{\Delta_D}{\Delta_{yw}}$$

En cuanto a los pórticos, es necesario calcular la deriva, para lo cual se utiliza la ecuación 5.19 del capítulo 5 del libro de Priestley.

$$\theta_{yf} = 0.5 * \varepsilon_y * \frac{L_b}{h_b}$$

$$u_F = \frac{\Delta_D}{\theta_{yf} * H_e}$$

La ecuación para el cálculo de un amortiguamiento equivalente en edificios de pórticos es la expresada por la ecuación 22 del presente documento. Finalmente, el amortiguamiento equivalente del sistema de 1GDL es expresado por la ecuación 73.

$$\xi_{sis} = \frac{\xi_w * M_{OTM,W} + \xi_F * M_{OTM,F}}{M_{OTM}}$$

Ecuación 73. Amortiguamiento equivalente del sistema de 1GDL, (Priestley et al., 2007)

Tabla 22: Amortiguamiento equivalente del sistema de 1GDL, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Amortiguamiento equivalente			
Muros	Desplazamiento de fluencia del SDOF, Δ_{ly}	0.0675	[m]
	μ_w	2.06	-
	ξ_w	0.123	
Porticos	θ_{yF}	0.0087	
	μ_F	1.71	
	ξ_F	0.125	
Amortiguamiento equivalente del sistema, ξ_{sis}		0.1233	

8. Fuerza cortante en la base

- El factor de reducción del desplazamiento espectral se calcula mediante la ecuación 74.

$$R_\xi = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{sis}} \right)^{0.5}$$

Ecuación 74. R_ξ , (Priestley et al., 2007)

- El período efectivo se calcula mediante la ecuación 75.

$$T_e = \frac{T_c * \Delta_D}{S_d * R_\xi}$$

Ecuación 75. T_e , (Priestley et al., 2007)

- La masa efectiva se calcula por medio de la ecuación 76.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_D}$$

Ecuación 76. Masa efectiva, m_e , (Priestley et al., 2007)

- La rigidez efectiva se obtiene gracias a la ecuación 77.

$$K_e = \frac{4 * \pi^2 * m_e}{T_e^2}$$

Ecuación 77. Rigidez efectiva, (Priestley et al., 2007)

- Para el cortante en la base se utiliza la ecuación 78.

$$V_{Base} = K_e * \Delta_D$$

Ecuación 78. Cortante basal, (Priestley et al., 2007)

Tabla 23 Cortante basal método DDBD, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Factor de reducción del desplazamiento espectral, R_ξ	0.699	[-]
Desplazamiento de la esquina para amortiguamiento de 0.1233	0.171	[m]
Periodo Efectivo, Te	1.954	[sec]
Masa efectiva, me	46.3	[t*s2/m]
Rigidez Efectiva, Ke	478.48	[Ton/m]
Cortante en la Base, V_{base}	66.43	[Ton]

Comprobación

Existirán algunas ocasiones, en especial en edificios altos y flexibles, en donde la capacidad de diseño de desplazamiento excede al máximo posible según el espectro de desplazamiento en base al amortiguamiento calculado. Para esto existen los casos:

- a) Desplazamiento de fluencia excede al periodo de la esquina con un valor del 5% de amortiguamiento.

b) Desplazamiento de fluencia es menor que el periodo de la esquina para un valor del 5% de amortiguamiento.

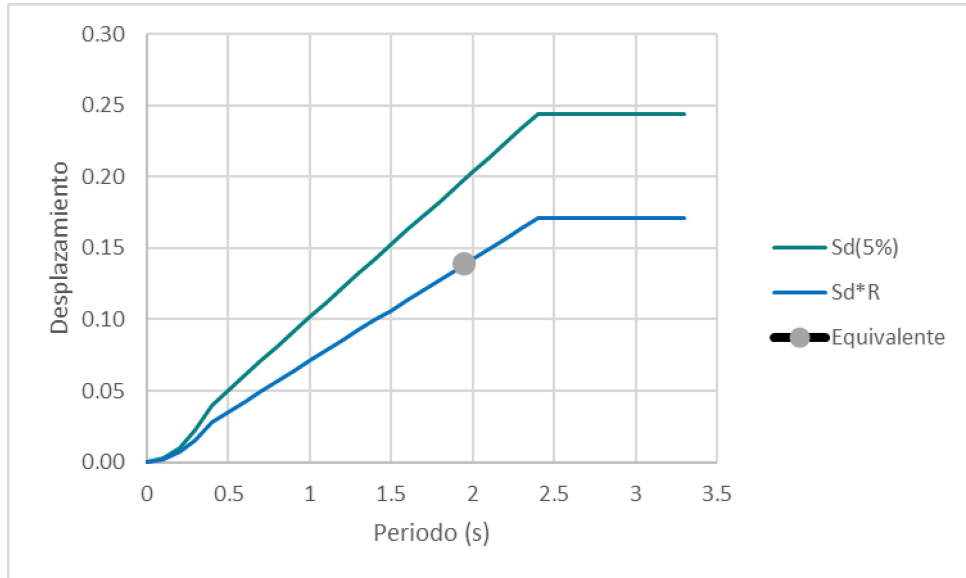


Figura 2.1.11: Verificación

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa (2023)

Como se puede observar, los valores calculados se encuentran dentro de la curva de desplazamiento con el amortiguamiento calculado, por lo cual, no es necesario aplicar ninguno de los métodos anteriormente mencionados.

Efectos P- Δ

Como las estructuras se desplazan lateralmente, las cargas gravitacionales inducen momentos adicionales a los resultantes por las fuerzas laterales. De esta manera es que los efectos P- Δ no afectan solamente reduciendo la fuerza lateral, sino que modifica completamente las características de la fuerza lateral de desplazamiento. De esta manera la rigidez efectiva inicial se ve reducida y la rigidez después de la fluencia puede volverse negativa. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

Índice de estabilidad

Es la forma de cuantificar los efectos P- Δ , y se calcula con la ecuación 79.

$$\theta_{\Delta} = \frac{P\Delta_{max}}{M_D}$$

Ecuación 79. Índice de estabilidad, (Priestley et al., 2007)

Donde, MD es la capacidad a momento en la base calculada mediante la ecuación 80.

$$M_D = V_{base} * H_e$$

Ecuación 80. Momento en la base del sistema, (Priestley et al., 2007)

Se dice que cuando el índice de estabilidad es menor a 0.085, los efectos P-Δ pueden ser ignorados.

Tabla 24: Efectos P-Δ, Elaborado por: Ordóñez Vanesa

Momento en la Base del sistema	618.732	
Masa efectiva del sistema	46.266	[t*s2/m]
Índice de estabilidad, Θ_s	0.0104	
No necesita amplificación por efectos P-Δ		

Momentos y Cortantes en Pórticos y Muro

Una vez que se ha encontrado el cortante basal, se procede a calcular los verdaderos valores de momento y cortante en los pórticos y muros. Este proceso es sencillo debido a que solo se debe multiplicar los valores obtenidos en la tabla 18 por el cortante basal encontrado.

Tabla 25: Momentos y cortantes en pórticos y Muros, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

MOMENTOS Y CORTANTES EN PÓRTICOS Y MURO								
Nivel	Altura, Hi	Fuerzas, Fi	Fuerza Cortante, Vti	Vf, I frame	Vw, I wall	Motm, i	MF portico	Mw, I wall
-	[m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton.m]	[Ton.m]	[Ton.m]
4	12.0	25.874	25.874	16.61	9.266	0.000	0.000	0.00
3	9.0	20.278	46.152	16.61	29.544	77.621	49.823	27.80
2	6.0	13.519	59.671	16.61	43.063	216.077	99.645	116.43
1	3.0	6.759	66.430	16.61	49.823	395.090	149.468	245.62
0	0.0	0.000	66.430	16.61	49.823	594.380	199.291	395.09
Sumatorio		66.430						

Diseño a flexión de las vigas de Pórtico

El primer paso es numerar los nodos en la estructura, esto se hace identificando las esquinas en donde no tenga influencia o conexión directa con un muro que trabaje en la dirección de estudio.

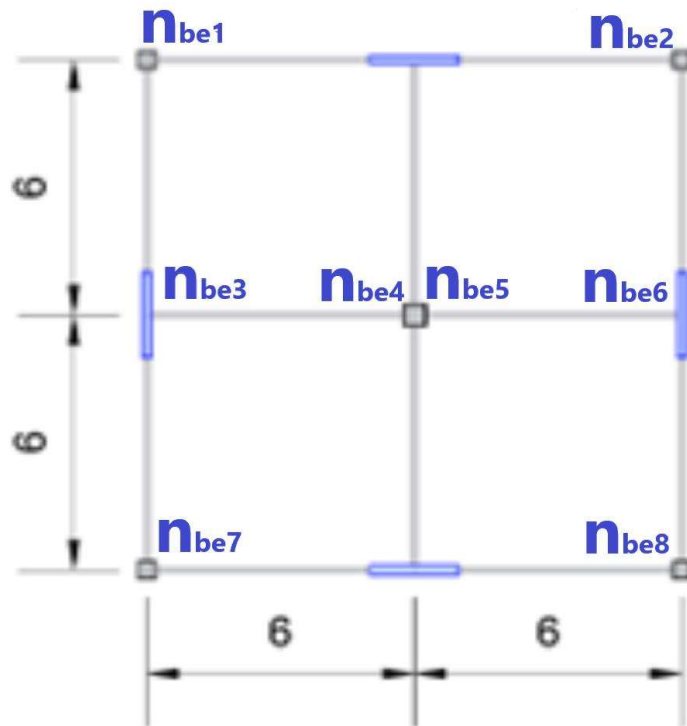


Figura 2.1.12: n_b

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa (2023)

Refuerzo longitudinal en extremos de viga

Se calcula el momento de la viga en la cara de la columna mediante la ecuación presentada a continuación.

$$M_{bi} = \frac{M_b}{H_s} * \frac{L_n}{2}$$

Ecuación 81. M_{bi} , (Priestley et al., 2007)

Y se obtiene la cantidad de acero mediante las ecuaciones simplificadas 82 y 83. (Ordóñez Fernández, 2015)

$$K = \frac{M_{bi}}{0.9 * f'_{ce} * ancho\ viga * d^2}$$

Ecuación 82. Término K, (Ordóñez, 2015)

$$\rho = \frac{f'ce}{fye} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

Ecuación 83. Cuantía de acero, (Ordóñez, 2015)

$$As = b * d * \rho$$

Ecuación 84. Acero longitudinal calculado

Para el cálculo de acero de refuerzo por el Segundo método y debido al agrietamiento se puede utilizar la ecuación 35 presentada en el documento con anterioridad. En la table 26, se puede evidenciar todos los cálculos realizados, con el acero longitudinal que se va a colocar de acuerdo a los requerimientos mínimos establecidos.

Tabla 26: Refuerzo longitudinal en extremos de Viga, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

REFUERZO LONGITUDINAL EN EXTREMOS DE VIGA							
Nivel	Altura, Hi	Vigas bxh	Columna Cuadrada	$M_{bi} = \frac{Mb}{H_s} * \frac{Ln}{2}$ Mbi (Cara Columna)	1	2	3
-	[m]	[cm]	[m]	[Ton.m]	K	p	Acero de Refuerzo calculado
-					[-]	[%]	[cm2]
4	12.0	30x65	0.6	5.6	0.017	0.13%	2.35
3	9.0	30x65	0.6	5.6	0.017	0.13%	2.35
2	6.0	30x65	0.6	5.6	0.017	0.13%	2.35
1	3.0	30x65	0.6	5.6	0.017	0.13%	2.35
0	0.0	30x65	0.6	5.6	0.017	0.13%	2.35

4	$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$				
Acero de Refuerzo (Segundo método)	Acero Mínimo ACI	Acero de Agrietamiento	As Refuerzo Longitudinal	As Refuerzo Longitudinal	As Colocado
[cm2]	[cm2]	[cm2]	[varillas]	[varillas]	[cm2]
2.90	5.80	6.93	3 Ø 16 mm	1 Ø 12 mm	7.16
2.90	5.80	6.93	3 Ø 16 mm	1 Ø 12 mm	7.16
2.90	5.80	6.93	3 Ø 16 mm	1 Ø 12 mm	7.16
2.90	5.80	6.93	3 Ø 16 mm	1 Ø 12 mm	7.16

Momentos y cortantes de tramo y cortantes de borde en vigas

Se debe calcular el cortante en la viga, de la siguiente manera:

$$V_{bi} = \frac{V_{Fi}}{n_b}$$

Ecuación 85. Vbi, (Priestley et al., 2007)

El momento en la viga ahora será calculado en el eje de la columna con la ecuación 86.

$$M_{bi} = V_{bi} * H_s$$

Ecuación 86. Mbi en el eje de la columna, (Priestley et al., 2007)

Y en la cara de la columna mediante la ecuación 87.

$$M_{bi} = V_{bi} * \frac{Ln}{2}$$

Ecuación 87. Mbi en la cara de la columna, (Priestley et al., 2007)

Con fines comparativos y por conocer qué tipo de cargas son más críticas, se encuentra los momentos en las vigas por cargas gravitacionales. El Mbi definitivo será el mayor que este aplicado en el eje de la columna.

Tabla 27: Mbi en vigas, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Nivel	Altura, Hi [m]	Columna Cuadrada [m]	b [cm]	h [cm]	$V_{bi} = \frac{V_{Fi}}{n_b}$	$M_{bi} = V_{bi} * H_s$	$M_{bi} = V_{bi} * \frac{Ln}{2}$	Obtenido de la pestaña Q,M Y V	
					Vbi en L=6m [Ton]	Mbi (Eje Colum.) [Ton.m]	Mbi (Cara de la Columna) [Ton.m]	Mbi (Eje Colum.) CARGAS GRAVITACIONALES [Ton.m]	Mbi (Cara de la Columna) CARGAS GRAVITACIONALES [Ton.m]
4	12.0	0.6	30.0	65.0	2.1	6.2	5.9	19.1	13.79
3	9.0	0.6	30.0	65.0	2.1	6.2	5.9	19.1	13.79
2	6.0	0.6	30.0	65.0	2.1	6.2	5.9	19.1	13.79
1	3.0	0.6	30.0	65.0	2.1	6.2	5.9	19.1	13.79
0	0.0	0.6	30.0	65.0	2.1	6.2	5.9	19.1	13.79
Sumatorio									

Con las ecuaciones 88,89 y 90 se podrá determinar momentos de tramo y cortantes de tramo y de borde en las vigas.

$$M_x = \phi_v * M_{bi} - 2 * \phi_v * M_{bi} * \frac{Lv}{2 * Lv} + \frac{W_G * Lv * \frac{Lv}{2}}{2} - \frac{W_G}{2} \left(\frac{Lv}{2} \right)^2$$

Ecuación 88. Momento de tramo en vigas, (Priestley et al., 2007)

$$V_x = 2 * \phi_v * \frac{M_{bi}}{Ln} + W_G * \frac{Ln}{2} - W_G * \left(\frac{Lv}{2} - \frac{h_{col}}{2} \right)$$

Ecuación 89. Cortante en tramo de viga, (Priestley et al., 2007)

$$V_{cc} = 2 * \phi_v * \frac{M_{bi}}{Ln} + W_G * \frac{Ln}{2}$$

Ecuación 90. Cortante en el borde de la viga, (Priestley et al., 2007)

Tabla 28: Resultados de Momento de tramo y Cortante de tramo y de borde en vigas, Elaborado por: Ordóñez Vanesa

Mx, Tramo x=3m	Vx, Tramo x=3m	Vcc, Borde (Cara de la Columna)
[Ton.m]	[Ton]	[Ton]
32.55	5.62	25.15
32.55	5.62	25.15
32.55	5.62	25.15
32.55	5.62	25.15
32.55	5.62	25.15

Diseño a corte de vigas

El cortante último será el mayor entre los términos V_{bi} y V_{cc} , de la siguiente manera:

$$V_u = \max(V_{bi}, V_{cc})$$

Ecuación 91. Cortante ultimo en vigas, (Priestley et al., 2007)

$$V_s = \frac{(V_u - 0.75 * V_c)}{0.75}$$

Ecuación 92. V_s , (Priestley et al., 2007)

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

Ecuación 93. V_c , (Priestley et al., 2007)

Se debe verificar que $V_s < 4V_c$ y posteriormente se procede a determinar los espaciamientos y la cantidad de acero requerida para soportar el corte.

Tabla 29: Acero de corte en vigas, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Nivel	Vu	Vs	Revision	Av/s	S en Lo	S fuera de Lo
-	[Ton]	[Ton]		[cm2/cm]	[cm]	[cm]
4	25.1	15.93	OK	0.064	9.0	18.0
3	25.1	15.93	OK	0.064	9.0	18.0
2	25.1	15.93	OK	0.064	9.0	18.0
1	25.1	15.93	OK	0.064	9.0	18.0
0	25.1	15.93	OK	0.064	9.0	18.0

Acero en Lo	Ramales con Estribos 10mm	Acero de corte en Lo	Acero fuera de Lo	Ramales con Estribos 10mm	Acero de corte fuera de Lo
[cm2]	[-]		[cm2]	[-]	
0.58	1.00	1 ESTRIBO	1.16	1.00	1 ESTRIBO
0.58	1.00	1 ESTRIBO	1.16	1.00	1 ESTRIBO
0.58	1.00	1 ESTRIBO	1.16	1.00	1 ESTRIBO
0.58	1.00	1 ESTRIBO	1.16	1.00	1 ESTRIBO
0.58	1.00	1 ESTRIBO	1.16	1.00	1 ESTRIBO

Diseño de columnas

Tabla 30: Diseño de columnas, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Cortante para Columnas Exteriores, Vce	2.08	[Ton]
Cortante para Columnas Interiores, Vci	4.15	[Ton]
Demanda de Momento columnas Exteriores, Mce	3.11	[Ton.m]
Demanda de Momento columnas Interiores, Mci	6.23	[Ton.m]
Factor de sobrerresistencia, Φ	1.2	[-]
Factor de amplificacion, fa	1.3	[-]

$$V_{ce} = \frac{V_F}{n_b}$$

Ecuación 94. Cortante para columnas exteriores, (Priestley et al., 2007)

$$V_{ci} = 2 * V_{ce}$$

Ecuación 95. Cortante para columnas interiores, (Priestley et al., 2007)

$$M_{ce} = 0.5 * V_{ce} * H_s$$

Ecuación 96. Demanda de momento en columnas exteriores, (Priestley et al., 2007)

$$M_{ci} = 0.5 * V_{ci} * H_s$$

Ecuación 97. Demanda de momento en columnas interiores, (Priestley et al., 2007)

Amplificación dinámica de cortante en columnas

Tabla 31: Amplificación dinámica de cortante de columnas, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

AMPLIFICACION DINAMICA DE CORTANTE DE COLUMNAS							
				$V_{Ee,1} = \frac{1}{6} * \sqrt{2} * V_{si}$	$V_{Ei,1} = \frac{1}{3} * \sqrt{2} * V_{si}$	$V_{Ue,1} = V_{Ee,1} * \phi * fa$	$V_{Ue,2} = 2 * V_{Ue,1}$
Nivel	Altura, Hi	Columnas cuadradas	Vsi	VEe1 (Columna Ext.)	VEi1 (Columna Interna)	Vue,1 (Columna Ext.)	Vui,2 (Columna Int)
	[m]	[cm]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]
-	12.0	60	16.61	3.91	7.83	6.11	12.21
4	9.0	60	16.61	3.91	7.83	6.11	12.21
3	6.0	60	16.61	3.91	7.83	6.11	12.21
2	3.0	60	16.61	3.91	7.83	6.11	12.21
1	0.0						
0							

$$V_{Ee,1} = \frac{1}{6} * \sqrt{2} * V_{si}$$

Ecuación 98. Cortante en columna externa, (Priestley et al., 2007)

$$V_{Ee,1} = \frac{1}{3} * \sqrt{2} * V_{si}$$

Ecuación 99. Cortante en columna interna, (Priestley et al., 2007)

$$V_{Ue,1} = V_{Ee,1} * \phi * fa$$

Ecuación 100. Cortante último en columna externa, (Priestley et al., 2007)

$$V_{Ue,2} = 2 * V_{Ue,1}$$

Ecuación 101. Cortante último en columna interna, (Priestley et al., 2007)

Amplificación dinámica de momentos de columnas

Tabla 32: Amplificación dinámica de momentos de columnas, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Nivel	Altura, Hi	Mbi (Eje Column.)	MC1,f (Colum. Int)	MC1,f (Columna Ext)	MAC, int (Eje Viga)
[-]	[m]	[Ton.m]	[Ton.m]	[Ton.m]	[Ton.m]
4	12	19.1	54.03	27.02	84.29
3	9	19.1	27.02	13.51	42.14
3			27.02	13.51	42.14
2	6	19.1	27.02	13.51	42.14
2			27.02	13.51	42.14
1	3	19.1	27.02	13.51	42.14
1			27.02	13.51	42.14
0	0				

MAC, ext (Eje Viga)	Muc, int (Cara Viga)	MUC, ext (Cara Viga)
[Ton.m]	[Ton.m]	[Ton.m]
42.14	80.32	38.17
21.07	38.17	17.10
21.07	38.17	17.10
21.07	38.17	17.10
21.07	38.17	17.10
21.07	38.17	17.10
21.07	38.17	17.10

$$M_{C1,int} = \frac{\sqrt{8}}{2} * M_{bi}$$

Ecuación 102. Momento columna interna, (Priestley et al., 2007)

$$M_{C1,ext} = \frac{\sqrt{2}}{2} * M_{bi}$$

Ecuación 103. Momento columna externa, (Priestley et al., 2007)

$$M_{CA,int} = \emptyset. fa. M_{C1,int}$$

Ecuación 104. Momento columna interna en eje de la viga, (Priestley et al., 2007)

$$M_{CA,ext} = \emptyset. fa. M_{C1,ext}$$

Ecuación 105. Momento columna externa en eje de la viga, (Priestley et al., 2007)

$$M_{UC,int} = M_{AC,int} - 0.5 \cdot h \cdot V_{Ui,2}$$

Ecuación 106. Momento último columna interna en cara de la viga, (Priestley et al., 2007)

$$M_{UC,ext} = M_{AC,ext} - h \cdot V_{Ui,1}$$

Ecuación 107. Momento último columna externa en cara de la viga, (Priestley et al., 2007)

Cargas axiales de columna esquinera

Para el cálculo de las cargas axiales en la columna es necesario saber el área cooperante de la misma, es decir, la porción de losa que va a transmitir la carga a la columna de estudio. El proceso consta de una acumulación de las cargas viva y muerta. Para el cálculo de carga sísmica por piso se hace uso de la ecuación 108.

$$Carga\ sismica\ x\ piso = factor * 2 * \frac{2}{L_b} * M_{bi}$$

Ecuación 108. Carga sísmica por piso, (Priestley et al., 2007)

A la carga sísmica se le debe aplicar un factor de reducción, los cuales se aplican en base al tipo de análisis que se realice, ya sea en una o en dos direcciones. Posteriormente, se busca en la tabla del factor de reducción R_v y en caso de que no exista la cantidad de pisos a necesitar, se propone la utilización del método de interpolación para encontrar un valor aceptable con el método.

Tabla 33: Factor de magnificación dinámica de momento, (Paulay & Priestley, 1992)

TABLE 4.3 Dynamic Moment Magnification Factor ω

Type of Frame	Period of Structure, T_1 (s)									
	< 0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	> 1.6
One-way	1.30	1.33	1.39	1.45	1.51	1.57	1.63	1.69	1.75	1.80
Two-way	1.50	1.50	1.55	1.60	1.65	1.70	1.75	1.80	1.85	1.90

Tabla 34: Factor de reducción de carga axial, (Paulay & Priestley, 1992)

TABLE 4.5 Axial Load Reduction Factor R_v

Number of Floors Above the Level Considered	Dynamic Magnification Factor, ω^a					
	1.3 or less	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
2	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
4	0.94	0.94	0.93	0.92	0.91	0.91
6	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86
8	0.88	0.87	0.86	0.84	0.83	0.81
10	0.85	0.84	0.82	0.80	0.79	0.77
12	0.82	0.81	0.78	0.76	0.74	0.72
14	0.79	0.77	0.75	0.72	0.70	0.67
16	0.76	0.74	0.71	0.68	0.66	0.63
18	0.73	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58
20	0.70	0.68	0.64	0.61	0.57	0.54
or more						

^a ω is given by Eqs. (4.25) and (4.26).

Tabla 35: Cargas axiales de columna esquinera, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Nivel	Altura, Hi [m]	Axial por CM, i [Ton]	Axial por CM, Acum [Ton]	Axial por CV [Ton]	Axial por CV Acumulada [Ton]
-					
4	12.0	9.00	9.00	2.25	2.25
3	9.0	9.41	18.41	2.25	4.50
2	6.0	9.41	27.82	2.25	6.75
1	3.0	9.41	37.23	2.25	9.00
0	0.0	0.00	37.23	2.25	11.25
		37.23			

Mbi (Eje Colum.) [Ton.m]	Carga Sísmica Piso, i [Ton]	Carga Sísmica Acumulada [Ton]	Factor de Reducción C.S.A [Ton]	Carga Sísmica Diseño [Ton]
19.10	17.19	17.19	1.00	17.19
19.10	17.19	34.39	0.99	33.87
19.10	17.19	51.58	0.97	50.03
19.10	17.19	68.77	0.96	65.68
0.00	0.00	68.77	0.94	64.64

Se realiza una combinación de cargas

Tabla 36: Combinación de cargas en columna esquinera, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Nivel [-]	Combo U1 (CM+CV) [Ton]	Combo U2 (CM+CV+CS) [Ton]	Combo U3 (CM+CV-CS) [Ton]
4	11.25	28.45	-5.94
3	22.91	56.78	-10.96
2	34.57	84.60	-15.46
1	46.23	111.90	-19.45

Cuando se habla de cargas axiales en el caso de columnas interiores, no intervienen las cargas por sismo, debido a que en estos elementos las acciones de este tipo son despreciables.

Tabla 37: Cargas axiales de columna interior, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

CARGAS AXIALES DE COLUMNA INTERIOR						
Nivel	Altura, Hi	Axial por CM, i	Axial por CM, Acum	Axial por CV	Axial por CV Acumulada	Combo U1 (CM+CV)
-	[m]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	[Ton]
4	12.0	36.01	36.01	9	9.00	45.01
3	9.0	37.63	73.65	9	18.00	91.65
2	6.0	37.63	111.28	9	27.00	138.28
1	3.0	37.63	148.92	9	36.00	184.92
0	0.0	0.00	148.92	9	45.00	193.92
		148.92				

Una vez identificadas los momentos y fuerzas axiales que se aplican en las columnas, se sigue un proceso similar al realizado en FBD, es decir, se propone un armado longitudinal y se aplican las fórmulas de confinamiento para identificar la cantidad de refuerzo a corte que necesita la sección. No se debe omitir la elección de un espaciamiento adecuado del refuerzo transversal.

Tabla 38: Refuerzo columna interna, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Nivel	Altura, Hi	Columnas Cuadradas	MU, c-INT (Cara viga)	Pu, c-INT Combo U1 (CM+CV)	As	p	As Refuerzo Longitudinal	
-	[m]	[cm]	[Ton.m]	[Ton]	[cm2]	[-]	[varillas]	
4	12.0	60	80.32	45.01	37.70	1.05%	12 Ø	20 mm
3	9.0	60	38.17	91.65	37.70	1.05%	12 Ø	20 mm
2	6.0	60	38.17	138.28	37.70	1.05%	12 Ø	20 mm
1	3.0	60	38.17	184.92	37.70	1.05%	12 Ø	20 mm
0	0.0	0		193.92				
Vui,2 (Columna Int)		Vs	Ash1	Ash2	Av	As Refuerzo Transversal		As Colocado
[Ton]		[Ton]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[varillas]		[cm2]
12.21		-12.45	3.45	3.12	0	4 Ø	12 mm	4.52
12.21		-12.45	3.45	3.12	0	4 Ø	12 mm	4.52
12.21		-12.45	3.45	3.12	0	4 Ø	12 mm	4.52
12.21		-12.45	3.45	3.12	0	4 Ø	12 mm	4.52
		CUMPLE						

Tabla 39: Espaciamiento, S, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Vc	28.73	[Ton]
4Vc	114.94	[Ton]
Espaciamiento	120	[mm]
Espaciamiento Elegido	10	[cm]

Tabla 40: Refuerzo columna externa, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Nivel	Altura, Hi	Columnas Cuadradas	MU, c-EXT (Cara viga)	Pu, c-EXT Combo U1 (CM+CV)	As	p	As Refuerzo Longitudinal	
-	[m]	[cm]	[Ton.m]	[Ton]	[cm2]	[-]	[varillas]	
4	12.0	60	38.17	11.25	37.70	1.05%	12 Ø	20 mm
3	9.0	60	17.10	22.91	37.70	1.05%	12 Ø	20 mm
2	6.0	60	17.10	34.57	37.70	1.05%	12 Ø	20 mm
1	3.0	60	17.10	46.23	37.70	1.05%	12 Ø	20 mm
0	0.0	0						
Vui,2 (Columna Ext)		Vs	Ash1	Ash2	Av	As Refuerzo Transversal		As Colocado
[Ton]		[Ton]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[varillas]		[cm2]
6.11		-20.59	3.45	3.12	0	4 Ø	12 mm	4.52
6.11		-20.59	3.45	3.12	0	4 Ø	12 mm	4.52
6.11		-20.59	3.45	3.12	0	4 Ø	12 mm	4.52
6.11		-20.59	3.45	3.12	0	4 Ø	12 mm	4.52
		CUMPLE						

Diseño de Muros

Se calcula siguiendo los siguientes pasos:

- Ductilidad de desplazamiento del sistema

$$\mu_s = \frac{\mu_w \cdot V_{w,B} + \mu_F \cdot V_{F,B}}{V_B}$$

Ecuación 109. Ductilidad de desplazamiento del sistema, (Priestley et al., 2007)

- Período elástico

$$T_i \approx \frac{T_e}{\sqrt{\mu}}$$

Ecuación 110. Período elástico, (Priestley et al., 2007)

- Para considerar el endurecimiento en el refuerzo a flexión se utiliza el término $\phi^o = 1$

- Coeficiente C1, T

$$C_{1,t} = 0.4 + 0.075 * T_i * \left(\frac{\mu_s}{\phi^o} - 1 \right)$$

Ecuación 111. Coeficiente C1,T, (Priestley et al., 2007)

- Momento a mediana altura

$$M_{0.5}^o = C_{1,t} * \phi^o * M_B$$

Ecuación 112. Momento a mediana altura, (Priestley et al., 2007)

- Coeficiente C2,T

$$C_{2,T} = 0.4 + 0.2 * (T_i - 0.5)$$

Ecuación 113. Coeficiente C2,T, (Priestley et al., 2007)

- Para considerar el endurecimiento en el refuerzo a corte se utiliza el término $\phi^o = 1.2$

- Coeficiente de amplificación

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu_S}{\phi^0} * C_{2T}$$

Ecuación 114. Coeficiente de amplificación, (Priestley et al., 2007)

- Fuerza cortante en el muro

$$V_B^o = \omega_V * \phi^0 * V_{w,B}$$

Ecuación 115. Fuerza cortante en el muro, (Priestley et al., 2007)

- Fuerza de corte en el tope del muro

$$V_n^o = 0.4 * V_B^o$$

Ecuación 116. Fuerza cortante en el tope del muro, (Priestley et al., 2007)

- Momento en vigas correspondiente al cortante basal unitario

$$Mb = V_F H_S / n_b$$

Ecuación 117. Momento en vigas correspondiente al cortante basal unitario, (Priestley et al., 2007)

- Momento Unitario a la Derecha

$$M_{b,w-D} = Mb + (Mb - Mb) * \frac{l_{wc}}{L_b}$$

Ecuación 118. Momento Unitario a la Derecha, (Priestley et al., 2007)

- Momento Unitario a la Izquierda

$$M_{b,w-I} = Mb + (Mb - Mb) * \frac{l_{wc}}{L_b}$$

Ecuación 118. Momento Unitario a la Izquierda, (Priestley et al., 2007)

- Momento unitario en la base de muros aplicando reducción de momentos

$$M_{w,i=0} = M_{Wb} - M_{bw_I} * 2 * npisos$$

Ecuación 119. Momento unitario en la base de muros aplicando reducción de momentos, (Priestley et al., 2007)

- Momento en la base de muros aplicando reducción de momentos

$$M_{w,,B} = M_{w,i=0} * V_B$$

Ecuación 120. Momento en la base de muros aplicando reducción de momentos, (Priestley et al., 2007)

- Momento en la base de un Muro

$$M_{w,,B} = \frac{M_{w,B}}{\#muros}$$

Ecuación 121. Momento en la base de un solo muro, (Priestley et al., 2007)

Tabla 41: Diseño de muros DDBD parte 1, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Ductilidad de desplazamiento del sistema		
μ_s	1.97	[Ton]
Período elástico, Ti		
Ti	1.39	[seg]
Considerar endurecimiento, refuerzo a FLEXIÓN		
ϕ°	1.00	[-]
Coeficiente C1,T		
C1,T	0.50	[-]
Momento a media Altura		
$M_{0,5}^o$	99.03	[Ton.m]
Coeficiente C2,T		
C2,T	0.58	[-]
CUMPLE		

Tabla 42: Diseño de muros DDBD parte 2, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Considerar endurecimiento, refuerzo a CORTE		
ϕ°	1.20	[-]

Coeficiente de amplificación		
ω_v	1.95	[-]

Fuerza de Cortante en el Muro		
V_B^o	58.28	[Ton]

Fuerza de Cortante en el tope Muro		
V_n^o	23.31	[Ton]

Momento en vigas correspondiente al cortante basal unitario		
M_b	0.09	[u]

Momento Unitario a la Derecha		
$M_{b,w-D}$	-0.16	[u]

Tabla 43: Diseño de muro DDBD parte 3, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Momento Unitario a la Izquierda		
$M_{b,w-I}$	0.16	[u]

Momento unitario en la base de muros aplicando reducción de momentos		
$M_{w,i=0}$	4.65	[u]

Momento en la base de muros aplicando reducción de momentos		
$M_{w,B}$	308.73	[Ton.m]

Momento en la base de UN Muro		
$M_{w,B}$	154.37	[Ton.m]

Una vez realizado el proceso se pueden identificar las solicitaciones por el método DDBD y el siguiente paso corresponde a ingresar dichas solicitaciones en el mismo proceso de diseño que se especificó en el método FBD.

3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1 Resultados

A continuación, se presentarán una serie de tablas y gráficos comparativos con los resultados obtenidos a partir del diseño con el método de las fuerzas y el método de los desplazamientos en las tres tipologías planteadas.

Cortante basal, Momento y Corte en la base del muro

Tabla 44: Comparación de cortante basal, momentos y cortantes en la base del muro, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

RESULTADOS DE CORTANTE BASAL Y CORTANTES Y MOMENTOS EN LA BASE DEL MURO						
	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
	FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD
Cortante basal [ton]	78.52	66.43	25.03	20.27	36.89	50.44
Cortante en la base del Muro [ton]	23.05	58.28	9.13	16.06	14.3	51.31
Momento en la base del muro [Ton.m]	83.66	154.37	34.62	20.21	48.04	72.2

En la tabla 44 se puede apreciar con detalle los valores obtenidos por medio de ambos métodos de diseño en cuanto al cortante basal y los momentos y cortantes en la base de los muros pertenecientes al sistema dual. Se ha decidido realizar gráficos de barras que muestren de una forma más visual las diferencias entre ambos métodos.

Cabe recalcar que las tipologías 1 y 3 tienen la misma configuración en planta, es decir, de dos vanos, con la diferencia de que la primera posee una altura total de 12 metros, mientras que la segunda una de 6 metros. Por otro lado, la segunda tipología comparte la misma altura que la tipología 1, sin embargo, su configuración en planta presenta solamente un vano.

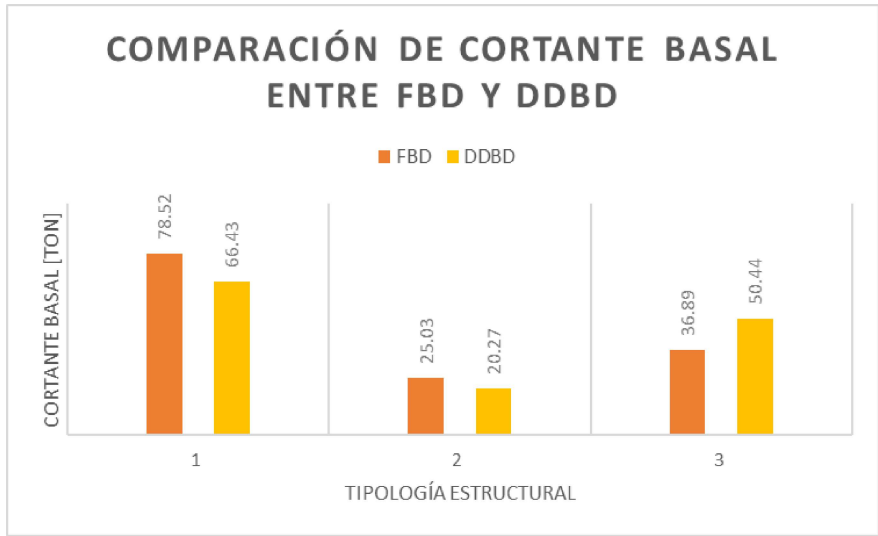


Figura 3.1.1: Gráfico de barras con comparación de cortante basal

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Se puede notar que, para edificaciones de misma altura, la tendencia es que el método de los desplazamientos calcule un cortante basal menor al obtenido por el método de las fuerzas, sin embargo, para estructuras de poca altura, la relación se invierte y por tanto, el cortante basal calculado mediante DDBD es mayor al de FBD.

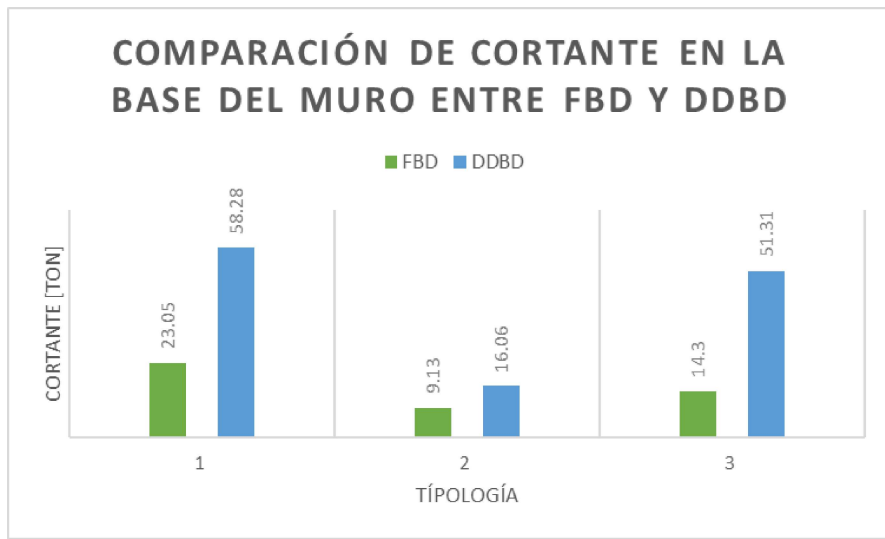


Figura 3.1.2: Gráfico de barras con comparación de cortante en la base del muro

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Si se analiza a simple vista, se puede mencionar que el cortante que llega a la base de los muros es considerablemente mayor mediante el cálculo con el método DDBD en las

tres distintas tipologías; con un mayor incremento en la tipología 3, la cual por su altura es la más rígida.

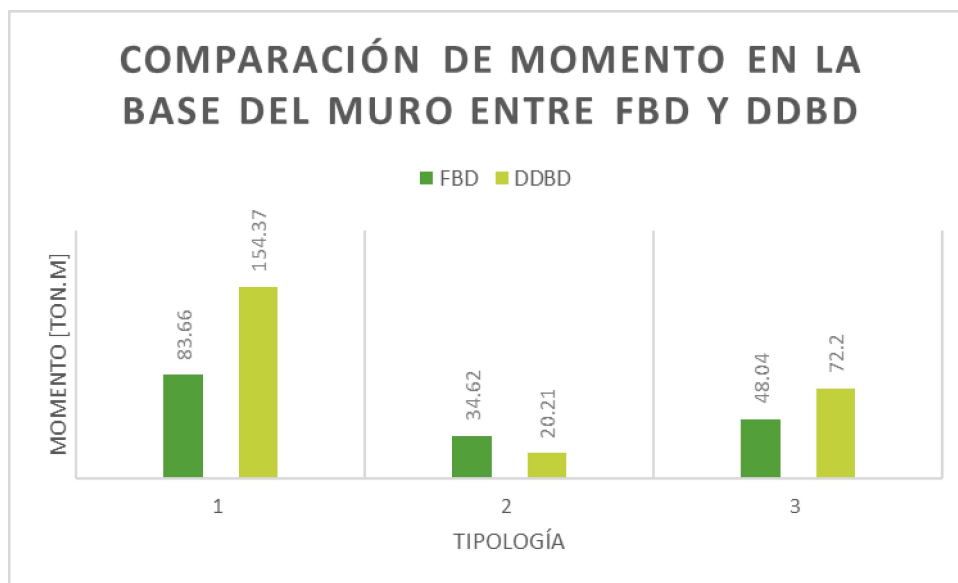


Figura 3.1.3: Gráfico de barras con comparación de momento en la base del muro

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

En este caso, para las tipologías de igual configuración en planta (1 y 3) con diferente altura, se puede notar que los momentos en la base del muro son más grandes respecto al calculado mediante FBD, sin embargo, para la tipología de un solo vano y 4 pisos, el momento por DDBD es menor que el obtenido por FBD.

Resultados de vigas

Tabla 45: Resultados en vigas, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

RESULTADOS DE VIGAS						
	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
	FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD
Dimensiones [cm]	30x65	30x65	30x40	30x40	30x65	30x65
Acero Longitudinal [cm ²]	7.16	7.16	3.39	3.39	7.16	7.16
Acero Longitudinal [varillas]	3Φ16mm+1Φ12mm	3Φ16mm+1Φ12mm	3Φ12mm	3Φ12mm	3Φ16mm+1Φ12mm	3Φ16mm+1Φ12mm
Acero de corte en Lo	1EΦ10mm @7cm	1EΦ10mm @9cm	1EΦ10mm @7cm	1EΦ10mm @60cm	1EΦ10mm @7cm	1EΦ10mm @9cm
Acero de corte fuera Lo	1EΦ10mm @14cm	1EΦ10mm @18cm	1EΦ10mm @14cm	1EΦ10mm @60cm	1EΦ10mm @14cm	1EΦ10mm @18cm

Según lo expuesto en la tabla 45, las dimensiones de las vigas para ambos métodos se conservaron al igual que el refuerzo longitudinal utilizado. Los ligeros cambios que se pueden apreciar están al momento de comparar el refuerzo transversal, debido a que es notorio que el método DDBD exige una menor cantidad de acero para poder resistir

las solicitaciones. A continuación, se presentan esquemas de vigas diseñadas a partir de ambos métodos.

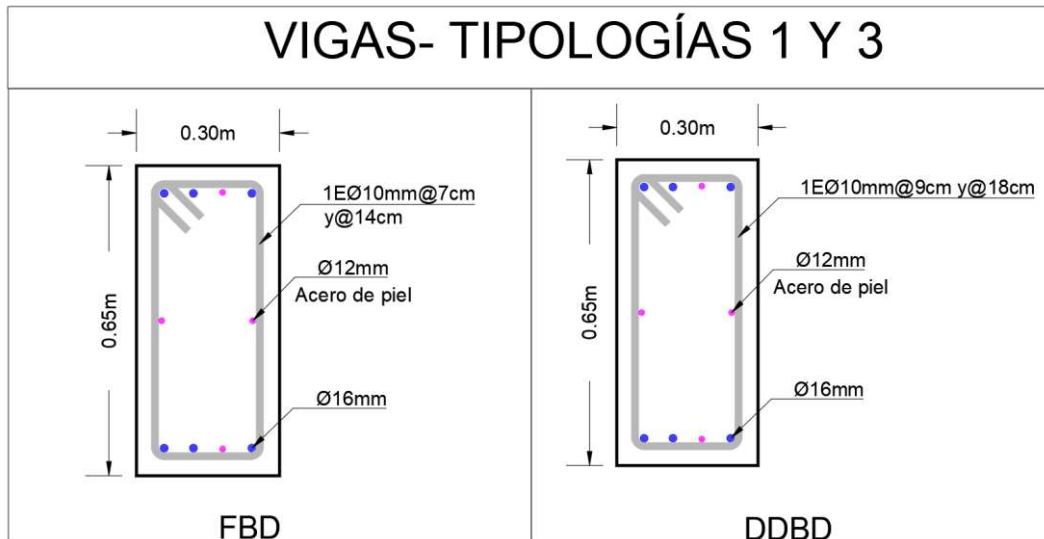


Figura 3.1.4: Esquema de vigas tipologías 1 y 3

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

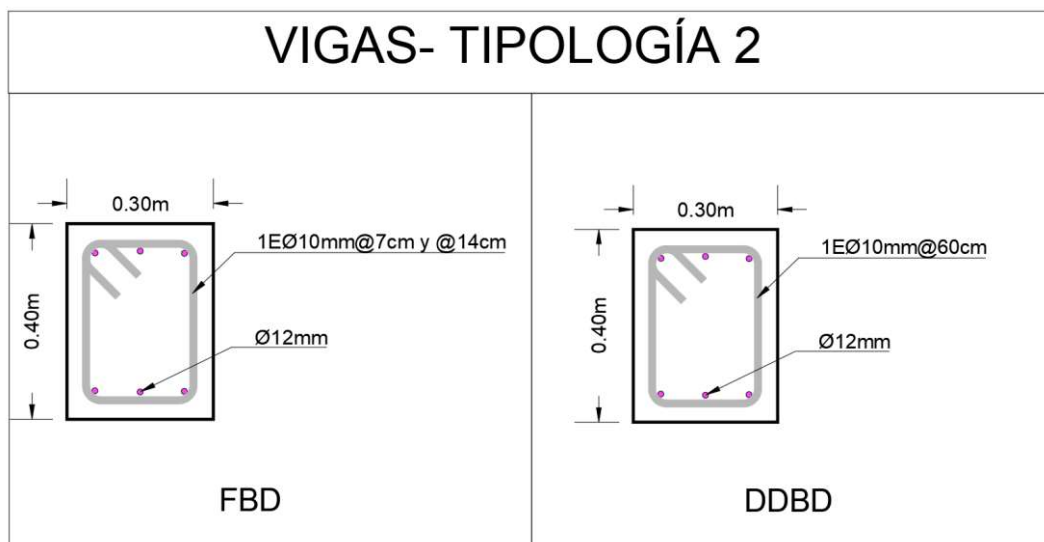


Figura 3.1.5: Esquema de vigas de la tipología 2

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Resultados de columnas

Tabla 46: Resultados de columnas, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

RESULTADOS DE COLUMNAS						
	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
	FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD
Dimensiones	60x60	60x60	55x55	55x55	55x55	55x55
Acero Longitudinal [varillas]	12 Φ 20mm	12 Φ 20mm	12 Φ 20mm	12 Φ 20mm	12 Φ 20mm	12 Φ 20mm
Cuantía [%]	1.05	1.05	1.25	1.25	1.25	1.25
Acero Transversal [varillas]	4Ram Φ 12mm @10cm	4Ram Φ 12mm @12cm	4Ram Φ 12mm @10cm	4Ram Φ 12mm @12cm	4Ram Φ 12mm @10cm	4Ram Φ 12mm @12cm

El diseño de columnas es prácticamente el mismo en ambos métodos, con la mínima diferencia de que por DDBD el acero transversal admite un ligero aumento en el espaciamiento de los estribos, lo que indica que las acciones de corte según el método de los desplazamientos son menos demandantes. A continuación, se presentan esquemas de columnas por ambos métodos de diseño.

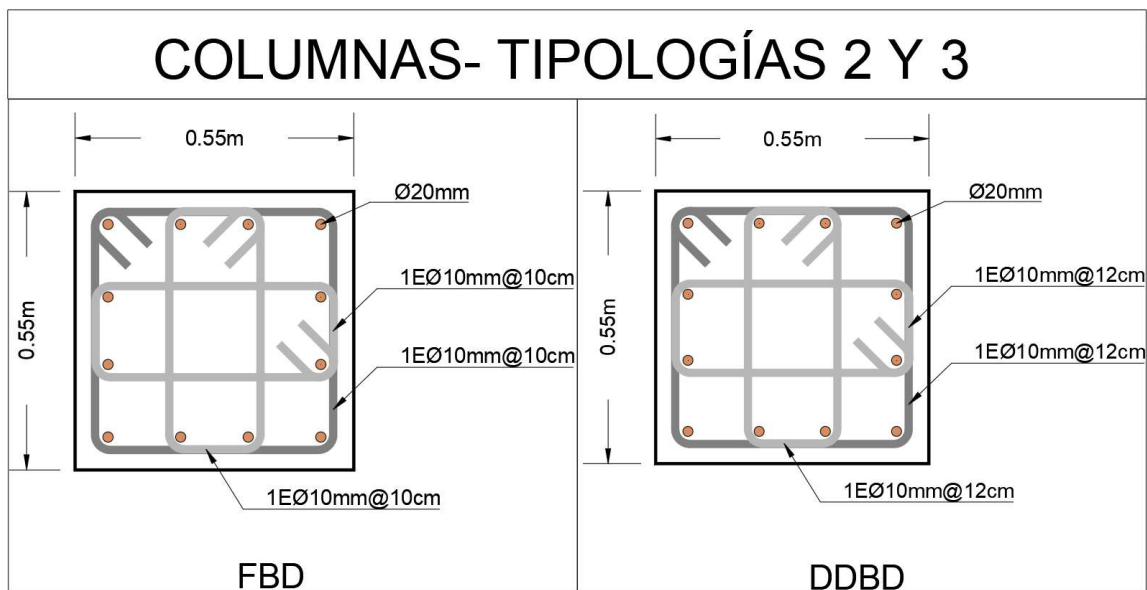


Figura 3.1.6: Esquema de columnas tipologías 2 y 3

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

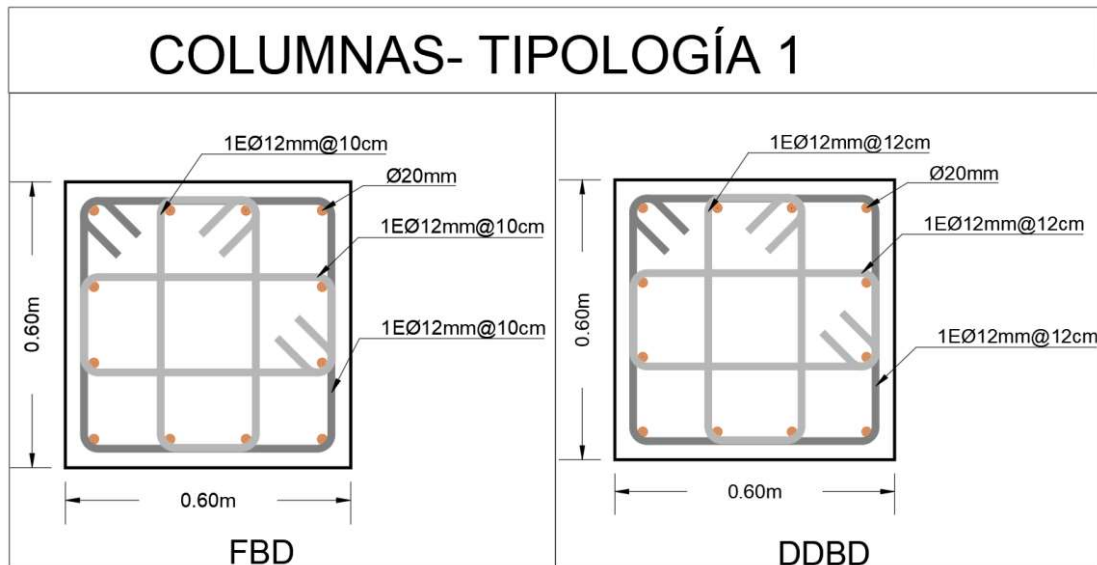


Figura 3.1.7: Esquema de columnas tipología 1

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Resultados de Muros

Tabla 47: Resultados de muros, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

	RESULTADOS DE MUROS					
	Geometría 1		Geometría 2		Geometría 3	
	FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD
Lw [m]	2.2	2.2	1.7	1.7	1.9	1.9
bw [cm]	30	30	20	20	20	20
b1 y b2 [cm]	30	30	20	20	20	20
Acero Longitudinal	En cabezal	4Ø12mm	8Ø10mm	4Ø10mm	4Ø10mm	8Ø8mm
	En alma	2Ø12mm @30cm	2Ø10mm @20cm	2Ø8mm @20cm	2Ø8mm @20cm	2Ø8mm @20cm
Cuántía de acero longitudinal, ρ [%]	0.34%	0.41%	0.39%	0.39%	0.38%	0.42%
Variación acero longitudinal [%]	18.85%		0.00%		11.73%	
Acero de corte	2Ø12mm @25cm	2Ø18mm @25cm	2Ø8mm @25cm	2Ø12mm @25cm	2Ø10mm @25cm	2Ø8mm @25cm
Estribos en cabezal	1EØ12mm @6cm	1EØ12mm @6cm	1EØ8mm @6cm	1EØ8mm @6cm	1EØ8mm @6cm	1EØ12mm @6cm+1GØ12mm @6cm

En los elementos tipo muro es en donde más diferencia se puede notar en el diseño, debido a que por el método DDBD en cuestión de acero longitudinal para las tipologías 1 y 3 se puede apreciar una variación de la cuántía de acero longitudinal en un 18,85% y un 11.73% respectivamente. De igual manera, en las estructuras de 4 pisos, el diámetro para satisfacer las necesidades de corte aumenta considerablemente. A continuación, se presentan los esquemas de muro por ambos métodos de diseño.

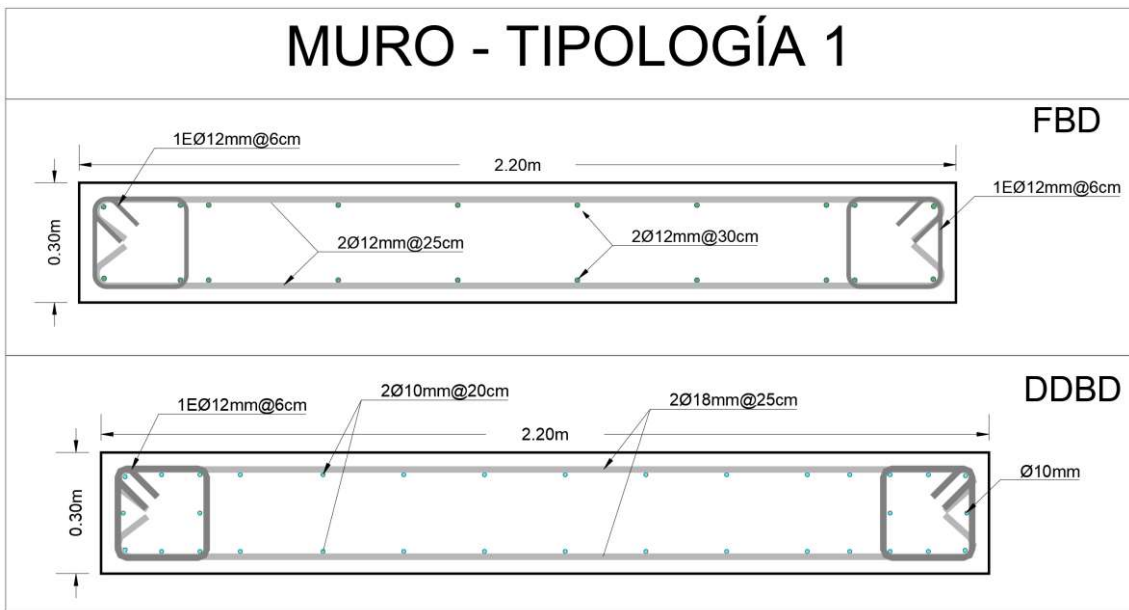


Figura 3.1.8 : Esquema de muro tipología 1

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

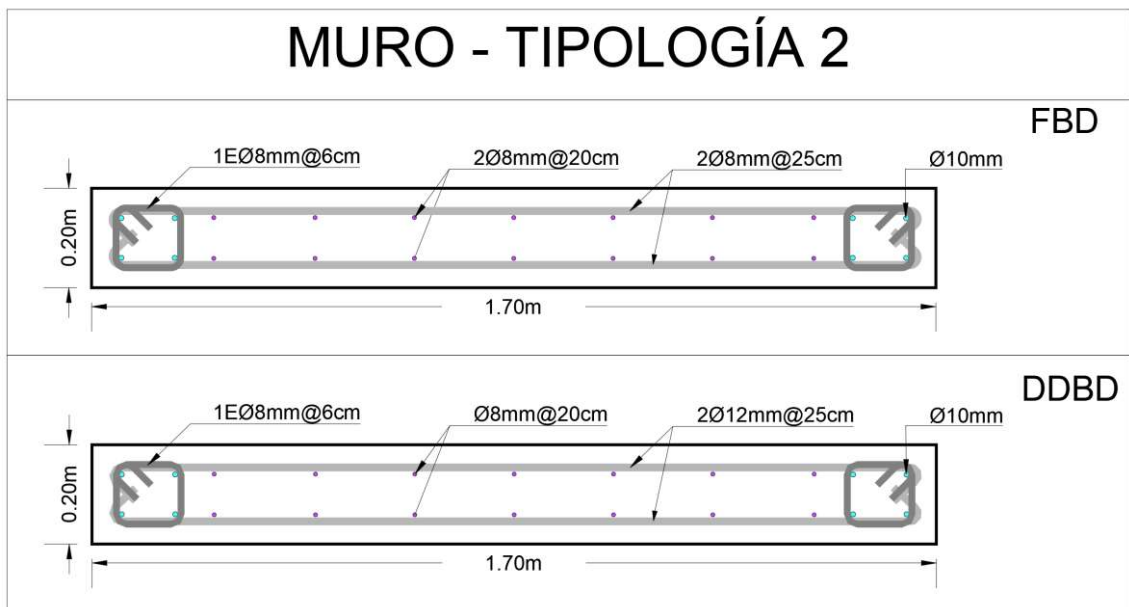


Figura 3.1.9: Esquema de muro tipología 2

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

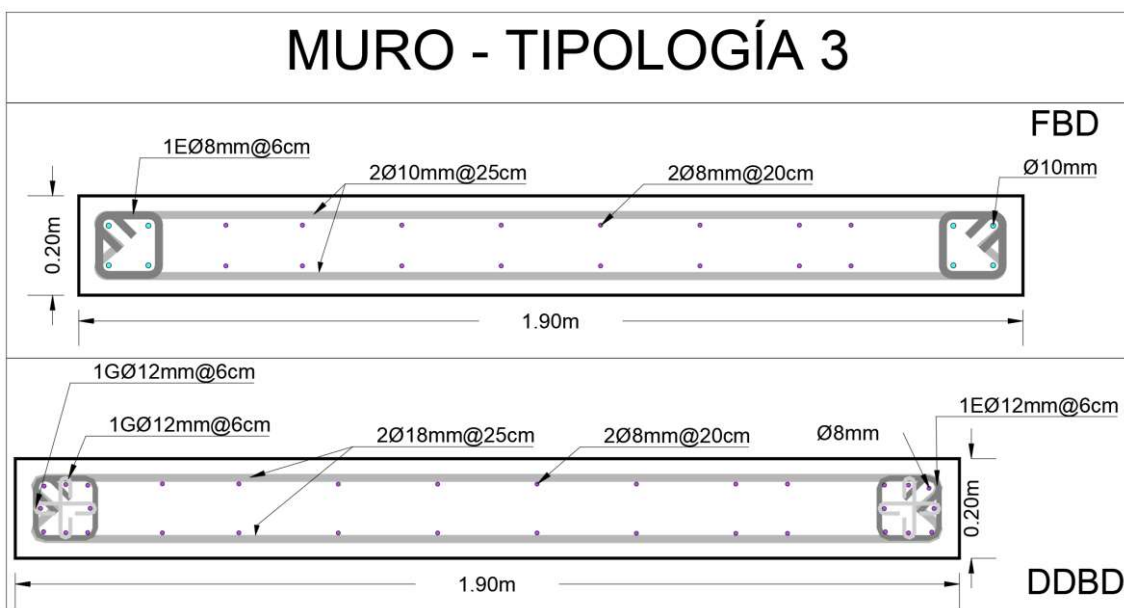


Figura 3.1.10: Esquema de muro tipología 3

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Derivas Inelásticas

A continuación, se presentan los gráficos de las derivas inelásticas tanto para el método de las fuerzas como para el método de los desplazamientos.

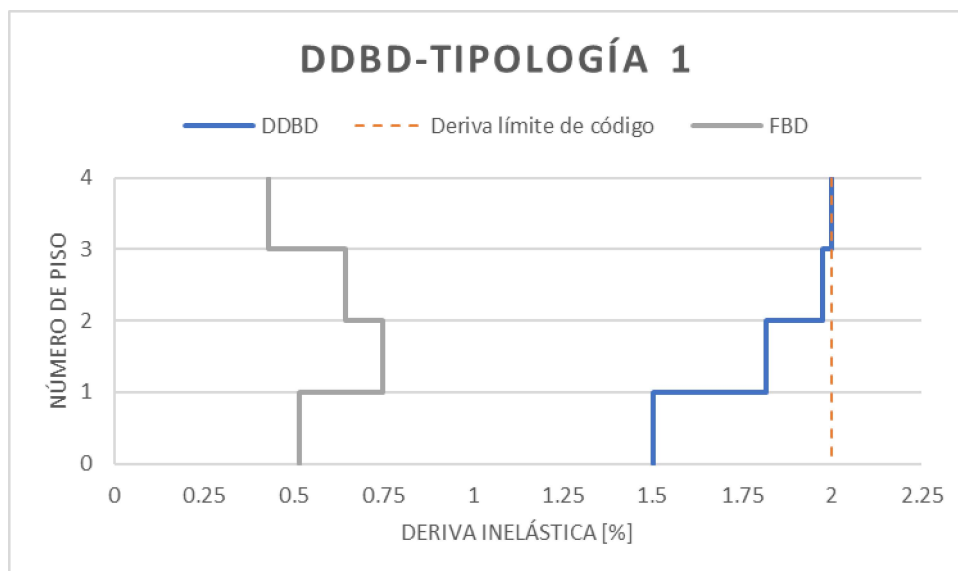


Figura 3.1.11: Derivas inelásticas tipología 1

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

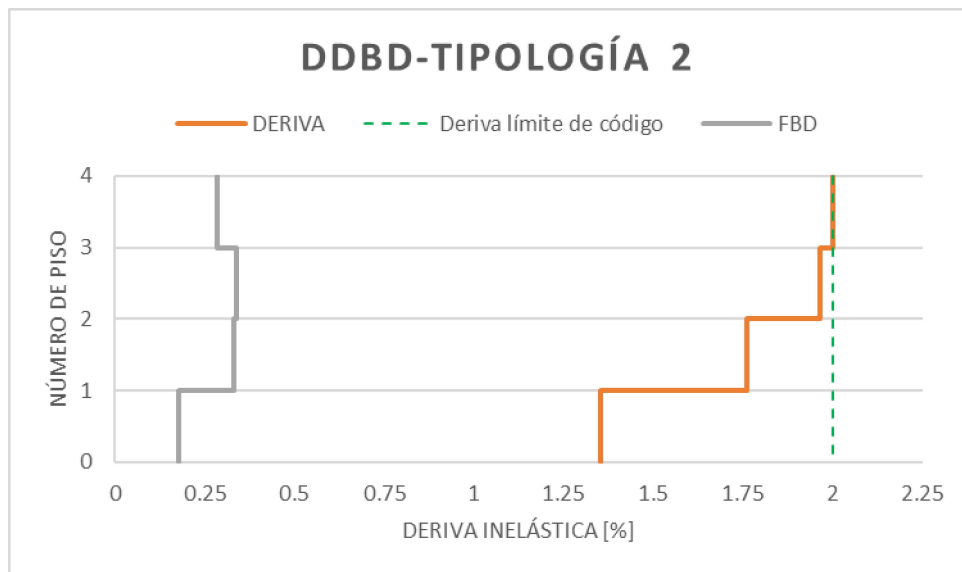


Figura 3.1.12: Derivas inelásticas, tipología 2

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

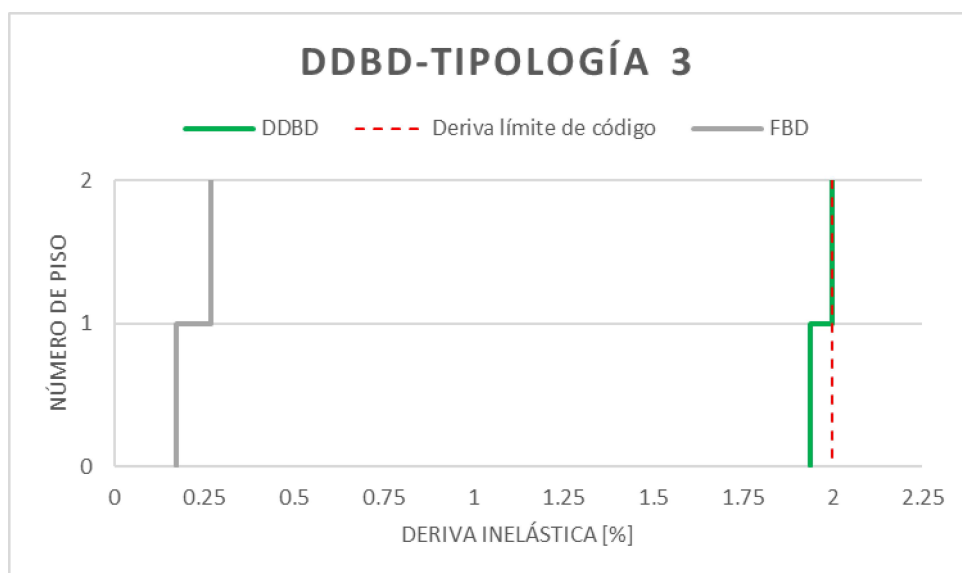


Figura 3.1.13: Derivas inelásticas, tipología 3

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Se puede notar que la forma de trabajo del método de los desplazamientos es establecer una deriva máxima, la cual gobierna el diseño, de manera que no se sobrepase dicho valor y se cumpla con la normativa vigente. También se puede observar que el porcentaje de la deriva es mucho más grande en el método DDBD, lo que nos indica que permite un mayor desplazamiento de las edificaciones y por tanto, es un método de diseño menos conservador.

Perfil de desplazamientos

Los datos para el perfil de desplazamientos del método FBD fueron obtenidos gracias a la modelación en ETABS y en la siguiente tabla se aprecian los valores de ambos métodos de diseño.

Tabla 48: Desplazamientos tipología 1, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

DESPLAZAMIENTOS TIPOLOGÍA 1 [mm]		
#PISO	FBD	DDBD
4	7.118	189.6
3	5.423	130.4
2	3.284	75.9
1	1.109	30.9
0	0	0.0

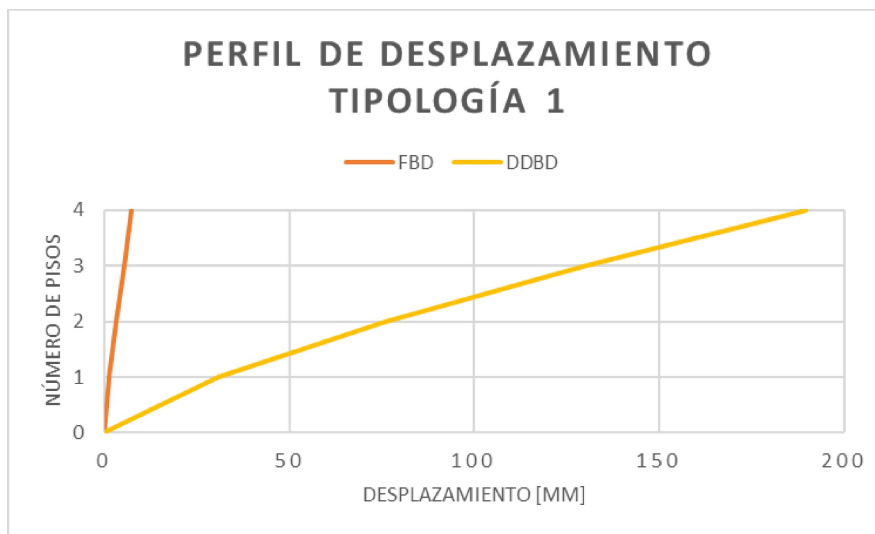


Figura 3.1.14: perfil de desplazamiento, tipología 1

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Tabla 49: Desplazamientos, tipología 2, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

DESPLAZAMIENTOS TIPOLOGÍA 2 [mm]		
#PISO	FBD	DDBD
4	5.668	174.8
3	4.244	115.8
2	2.545	62.9
1	0.89	22.3
0	0	0.0

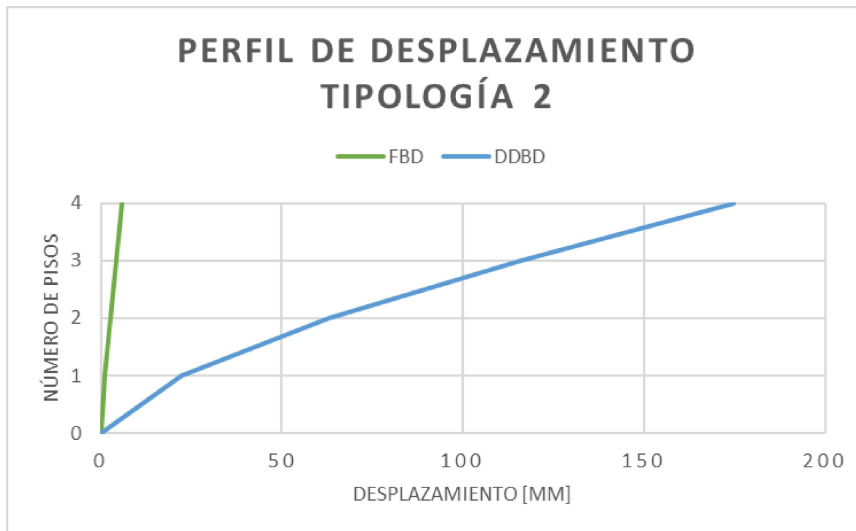


Figura 3.1.15: Perfil de desplazamientos, tipología 2

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Tabla 50: Desplazamientos, tipología 3, Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

DESPLAZAMIENTOS TIPOLOGÍA 3 [mm]		
#PISO	FBD	DDBD
2	2.209	105.4
1	0.868	47.2
0	0	0.0

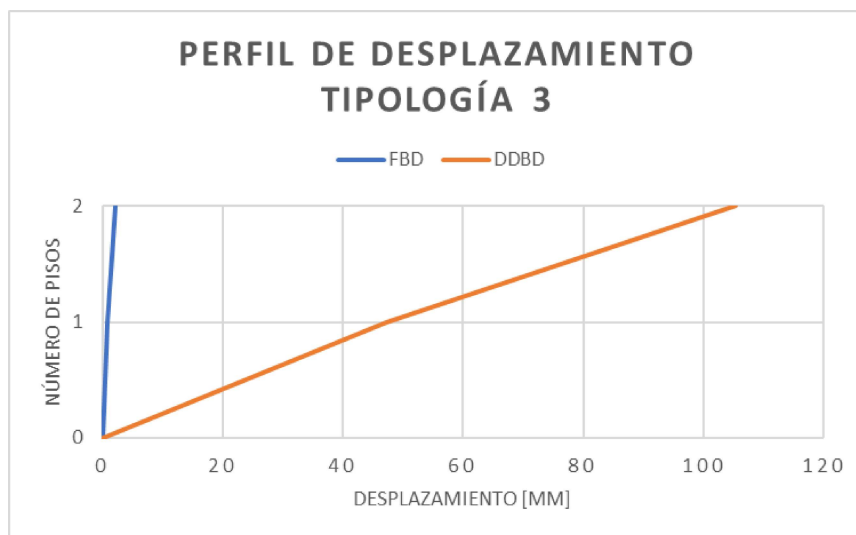


Figura 3.1.16: Perfil de desplazamientos, tipología 3

Elaborado por: Ordóñez, Vanesa

Es notorio que los desplazamientos obtenidos mediante el método DDBD son mucho más grandes que los obtenidos mediante el diseño por fuerzas, lo que evidencia que el método FBD es mucho más conservador.

3.2 Conclusiones

Una vez realizado el diseño de los elementos de las tres distintas tipologías por el método de las fuerzas y el método de los desplazamientos se ha observado una serie de diferenciadores. Si se habla de las dimensiones de los elementos, no se ve cambios, debido a que el propósito no era encontrar secciones óptimas para cada uno de los métodos, sino poder evidenciar diferencias en cuanto a las cantidades de acero.

Para vigas y columnas es evidente que el método de los desplazamientos ofrece una mayor holgura en cuanto a los requerimientos por cortante debido a que permite un mayor espaciamiento entre el armado transversal, lo que implica una menor cantidad de acero; incluso, en realidad en varios elementos no era necesario acero transversal, pero se lo coloca por requerimientos de confinamiento o acero mínimo de corte. Esto sucede debido a que en el método de los desplazamientos se obtienen las acciones que realmente actúan en la estructura con un cierto grado de amplificación; caso contrario, para el método de las fuerzas se obtienen las acciones probables a desarrollar, las cuales tiene magnitudes mayores. Sin embargo, en el caso de los muros, al absorber la mayor cantidad de corte de la estructura, el diseño por corte es más demandante y requiere de una mayor área de acero para cumplir con los requerimientos de la sección. De la misma manera, el acero longitudinal se incrementa en los muros gracias al que las sollicitaciones de sismo obtenidas del DDBD son mayores a las del FBD.

En el caso del cortante basal, se puede inducir que para edificaciones de igual altura, el cortante basal irá en dependencia proporcional a la cantidad de masa de la edificación en ambos métodos, siendo el método de las fuerzas aquel que obtiene porcentajes de cortante basal mayores; sin embargo, en estructuras de poca altura, las fuerzas de corte son más significativas y el cortante basal por el método DDBD aumenta con respecto al obtenido por el FBD.

Contrario a lo sucedido con el cortante basal, el cortante en la base de los muros es mayor a lo obtenido por FBD y de forma similar se dan los resultados de momentos en la base de muro, con excepción de la tipología 2, que, al tener una configuración en

planta diferente, difiere de la tendencia. La razón por la cual los muros en su base por el método DDBD presentan un mayor valor es debido a la amplificación que se realiza en el proceso de cálculo, esta amplificación se da debido a efectos de flexión y corte y la influencia de las vigas adyacentes al muro que también llegan a modificar en cierto grado el comportamiento estructural del mismo.

En los perfiles de desplazamiento generados a partir de ambos métodos se observa de las más grandes diferencias, por lo que se puede concluir que el método de las fuerzas es mucho más conservador, debido a las estructuras tienden a ser más rígidas, lo que limita en gran cantidad el desplazamiento de las estructuras. Por otro lado, las derivas obtenidas por FBD son considerablemente menores a las del DDBD, lo que indica que si bien es cierto que una edificación diseñada por el método de los desplazamientos ante una acción sísmica va a sufrir más daños en elementos no estructurales como lo es la mampostería, también posee como ventaja la optimización de las secciones de los elementos que la confirman, es decir, se puede obtener secciones transversales menores.

Si bien es cierto que el método de los desplazamientos ayuda a resolver algunas inconsistencias del método de las fuerzas, es importante mencionar que el DDBD es un procedimiento que no es muy implementado en el campo laboral ecuatoriano y que a su vez, tiene un proceso un tanto más meticuloso que el establecido por el FBD, por lo cual, para su implementación se requiere de una correcta comprensión de términos aplicados dentro de la metodología y una buena capacidad de análisis de resultados para poder discernir la congruencia en los datos obtenidos.

Finalmente, es importante mencionar que la implementación de sistemas duales para edificios con una cantidad menor a 4 pisos no es la opción más conveniente, debido a que se pudo evidenciar que, a pesar de poseer una altura más pequeña, las secciones de los elementos son iguales o incluso más grandes que las de edificios más altos, por lo cual, no ofrece beneficios ni en aspectos económicos ni en comportamiento estructural.

3.3 Recomendaciones

La implementación de sistemas duales se recomienda en estructuras de 4 pisos en adelante, debido a que caso contrario hay desventajas en cuanto al comportamiento estructural y aspectos económicos.

Se recomienda utilizar las recomendaciones dadas por las normas y códigos vigentes en la zona de trabajo, de tal manera que se cumplan los requisitos mínimos para el correcto desempeño de las estructuras en base a la importancia de la ocupación de la misma. De igual manera, al ser estructuras duales se recomienda mantener el porcentaje de absorción de carga del muro entre 75% al 80%, caso contrario, el espesor de los muros tienden a incrementar y las estructuras se vuelven muy rígidas.

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI, I. A. (2019). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 310-19).
- Carvajal, L. (2006). *Metodología de la Investigación Científica. Curso general y aplicado* (28 ed.). Santiago de Cali: U.S.C.
- Cayancela, D., & Reyes, A. (2022). Análisis comparativo económico estructural de un edificio de 15 pisos en la ciudad de Quito, diseñado con acero de refuerzo grado 60-acero de refuerzo grado 80-hormigón normal f'c 28 MPa y Hormigón liviano f'c 28 MPa. Quito, Ecuador.
- López, S., & Ayala, G. (2013). MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA MARCOS DE CONCRETO REFORZADO. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 88 91-111*. Obtenido de <https://bit.ly/3ExNaDf>
- MIDUVI. (2014). Cargas (No Sísmicas). En *Norma ecuatoriana de la construcción NEC*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- MIDUVI. (2014). *Norma ecuatoriana de la construcción. Peligro sísmico: Diseño Sismo Resistente*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- MIDUVI. (2014). Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente. En *Norma ecuatoriana de la construcción-NEC*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- MIDUVI. (2015). Estructuras de Hormigón Armado NEC-SE-HM. En MIDUVI, *Norma ecuatoriana de la Construcción-NEC*.
- Moreno, R., Bairán, J., & Huaman, V. (Enero de 2011). Estudio comparativo de los métodos de diseño sísmico basado en fuerzas y desplazamientos aplicados a un edificio de hormigón armado de mediana altura. *V Congreso de ACHE*, 2-11. Cataluña. Obtenido de <https://bit.ly/3keoXes>
- Náutica. (2015). El Hormigón. Obtenido de <https://bit.ly/3lrvKJA>
- Ordóñez Fernández, J. L. (2015). *Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aperticadas y estructuras con muros de corte*. Quito.

- Pineda, S., & Villafuerte, S. (2022). Estudio de la influencia en el diseño de acero de refuerzo grado 80 y hormigón de alta resistencia (55MPa) frente al acero de refuerzo convencional grado 60 y hormigón $f'c$ 28MPa en un edificio de hormigón armado de 18 pisos. Quito, Ecuador.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based Seismic Design of Structures*. Pavia: IUSS Press.
- Romea, C. (2018). Ductilidad de Secciones de Concreto (Hormigon) Armado. Zigurat. Obtenido de <http://bit.ly/3lpS4mV>

5 ANEXOS

ANEXO I. Diagrama Momento Curvatura en Cumbia

Cumbia es un conjunto de códigos de Matlab propuesto por Mr. Luis Montejo y el Dr. Mervyn Kowalsky, el cual sirve para realizar un análisis de la gráfica momento-curvatura y de la respuesta fuerza-desplazamiento de elementos de hormigón reforzado, ya sea de sección rectangular o circular. Los modelos constitutivos para el acero y el concreto pueden ser especificados por el usuario, sin embargo, el programa viene con modelos predeterminados como es el modelo de Mander, Priestly y Park (1988), utilizado para zonas confinadas (núcleo) y no confinadas (recubrimiento) del hormigón. En el caso del acero se hace uso de los modelos usados en el programa King o los propuestos por Raynor, que consideran el rango elástico, plástico y de sobre resistencia. De esta manera, también es posible realizar un análisis de elementos sujetos a una carga axial y a pandeo simple o doble.

Funcionamiento del programa

Lo principal es saber ingresar los datos según el problema que se vaya a analizar. A continuación, se presentan algunas consideraciones a tener:

- “ncx” y “ncy” se refieren a la cantidad de ramales horizontales y verticales respectivamente de la sección transversal.
- “clb” es el recubrimiento libre del elemento
- El pandeo simple o doble depende de la condición de apoyo del elemento. Un empotramiento es pandeo simple y dos empotramientos es pandeo doble.
- En la matriz MLR se debe ingresar la distancia desde la parte superior de la sección al centro de la barra, la cantidad de barras y el diámetro de las mismas.
- El vector con las distancias entre varillas longitudinales periféricas (w_i) puede ser asumido como cero para un cálculo automático, con la condición que se use el modelo de Mander.
- Por efectos de comparación con cálculos a mano, es preferible que el esfuerzo último del acero (f_{su}) sea igual al esfuerzo de fluencia (f_y), por lo cual, se lo multiplica con un coeficiente de 1. En casos normales los coeficientes van de 1.2 a 1.5 dependiendo del acero.

Análisis de los resultados

En el diagrama momento curvatura se presentan dos líneas; la de color rojo representa el modelo bilineal simplificado, que en el caso del programa Cumbia tiene dos pendientes distintas (las cuales pueden ser modificadas según la necesidad del usuario) y la azul es el momento curvatura exacto.

Adicionalmente, el programa genera una hoja de Excel en donde muestra los valores obtenidos con más detalle. En cuanto a las deformaciones, presenta valores en la zona del recubrimiento y del núcleo, por lo cual, para efectos de comparación se tomará los valores más grandes, es decir, los correspondientes al recubrimiento. Para cada valor de deformación del hormigón se puede encontrar la posición del eje neutro, así como la deformación del acero, el momento en la sección y la curvatura. En el anexo 1 se podrá observar una comparación entre los resultados obtenidos mediante un cálculo a mano y mediante el programa Cumbia

ANEXO II. Teorema de Área Momento

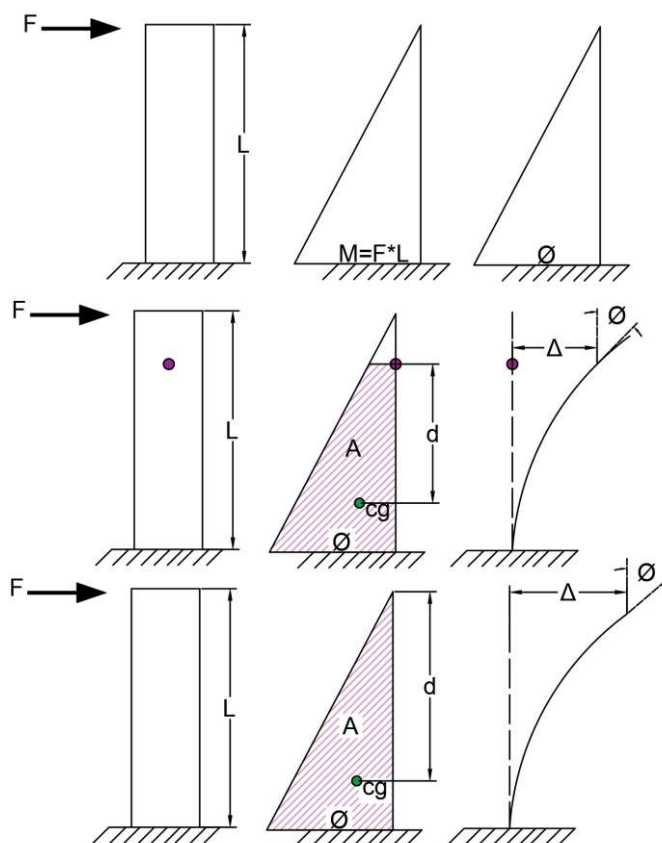


Ilustración 1: Teorema Área Momento

El teorema de Área Momento plantea que se puede obtener la curvatura (Φ) dividiendo el momento para el término EI , como se expresa en la siguiente ecuación:

$$\Phi = \frac{M}{EI}$$

La rotación en un punto será igual al área bajo el mismo en la gráfica de la curvatura, mientras que el desplazamiento en el mismo punto es el área multiplicada por la distancia entre el punto escogido y el centro de gravedad de la gráfica de curvatura. Si se quiere calcular en el punto más alto del elemento se obtiene lo siguiente:

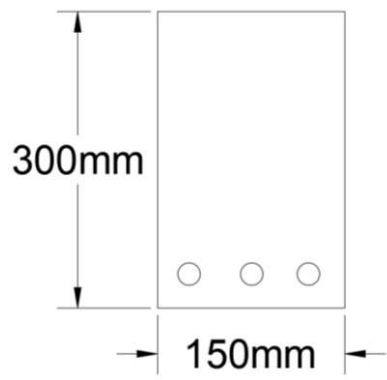
$$\theta = A$$

$$\theta = \Phi * \frac{L}{2}$$

$$\Delta = A * d = \Phi * \frac{L}{2} * \left(\frac{2}{3}L\right) = \Phi * \frac{L^2}{3}$$

ANEXO III. Ejemplo de cálculo de Curva de capacidad

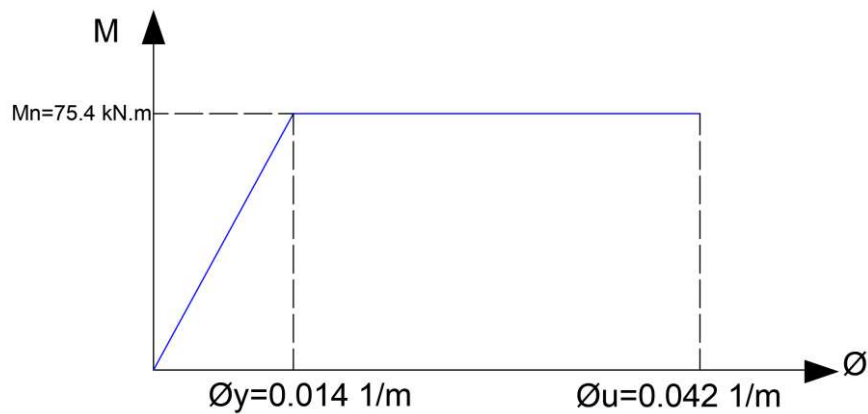
Calcule el diagrama bi-lineal F- Δ (Curva de capacidad). Asuma que el estado límite se alcanza para $\epsilon_{cu}=0.004$. Calcule también $U\Delta$.



Datos:

- $f'_c=35$ MPa
- $f_y=400$ Mpa
- $A_s=900$ mm²
- $L=2.5$ m
- $E_c=30\ 000$ Mpa
- $E_s= 200\ 000$ Mpa
- $f_u=600$ Mpa
- $F_{ye}=400$ Mpa
- $d_b=30$ mm

De cálculos previos



- **Cálculo de L_{sp} o Longitud de deformación por penetración**

$$L_{sp} = 0.002 * f_{ye} * db \text{ [MPa]}$$

$$L_{sp} = 0.002 * 400 \text{ MPa} * 30\text{mm} \text{ [MPa]}$$

$$L_{sp} = 264 \text{ mm}$$

- **Cálculo de L_p o Longitud de rótula plástica**

$$L_p = K * L + L_{sp}$$

$$K = 0.2 * \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

$$K = 0.2 * \left(\frac{600 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} - 1 \right) \leq 0.08$$

$$K = 0.1$$

Se toma $K=0.08$

$$L_p = 0.08 * (2.5\text{m}) + 0.264\text{m} = 0.464 \text{ m}$$

Se debe cumplir la siguiente condición:

$$L_p \geq 2L_{sp}$$

$$2L_{sp} = 2 * 0.264 \text{ m} = 0.528 \text{ m}$$

Como $L_p < 2L_{sp}$, se toma 0.528 m como la longitud de rótula plástica.

- **Cálculo de L_{eff} o Longitud efectiva**

$$L_{eff} = L + L_{sp}$$

$$L_{eff} = 2.5\text{m} + 0.264 \text{ m} = 2.764 \text{ m}$$

- **Cálculo de desplazamientos**

Donde el desplazamiento elástico se calcula como:

$$\Delta y = \phi y * \frac{L_{eff}^2}{3}$$

$$\Delta y = 0.014 \frac{1}{m} * \frac{2.764 m^2}{3}$$

$$\Delta y = 0.036 m$$

Posteriormente,

$$\Delta u = \Delta e + \Delta p$$

$$\Delta u = \Delta y + \Delta p$$

$$\Delta u = 0.036 + Lp * \phi p * L$$

$$\Delta u = 0.036 + 0.528 * (0.042 - 0.014) * 2.5 m$$

$$\Delta u = 0.036 m + 0.037 m$$

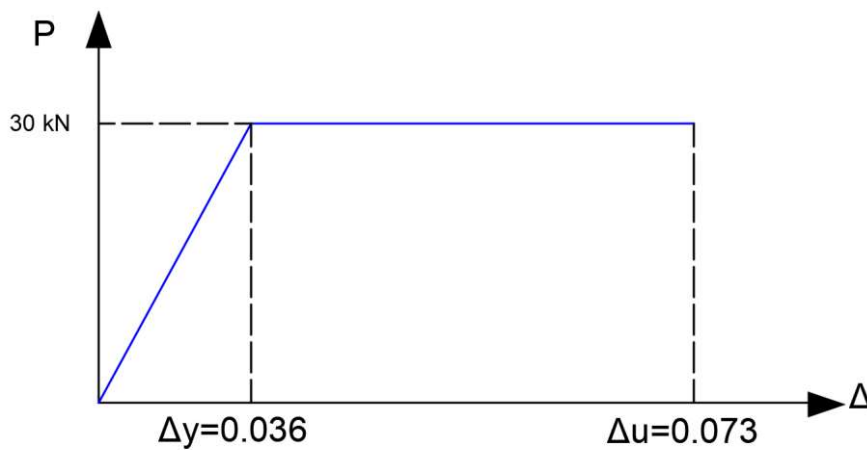
$$\Delta u = 0.073 m$$

- **Cálculo de P_N o Fuerza horizontal resistente**

$$P_N = \frac{M_N}{L}$$

$$P_N = \frac{75.4 \text{ kN.m}}{2.5 \text{ m}}$$

$$P_N = 30 \text{ kN}$$



$$U_{\Delta} = \frac{0.073}{0.036} \approx 2$$

ANEXO IV. Deducción de curva de capacidad para doble curvatura

El elemento a estudiar puede ser una columna de un piso intermedio, donde se considera que el armado superior y el inferior van a ser los mismos. Adicionalmente, se debe tener clara la teoría de la curva de capacidad para simple curvatura, debido a que el método se basa en su aplicación hasta el punto en donde exista un cambio de curvatura como se muestra en la siguiente figura.

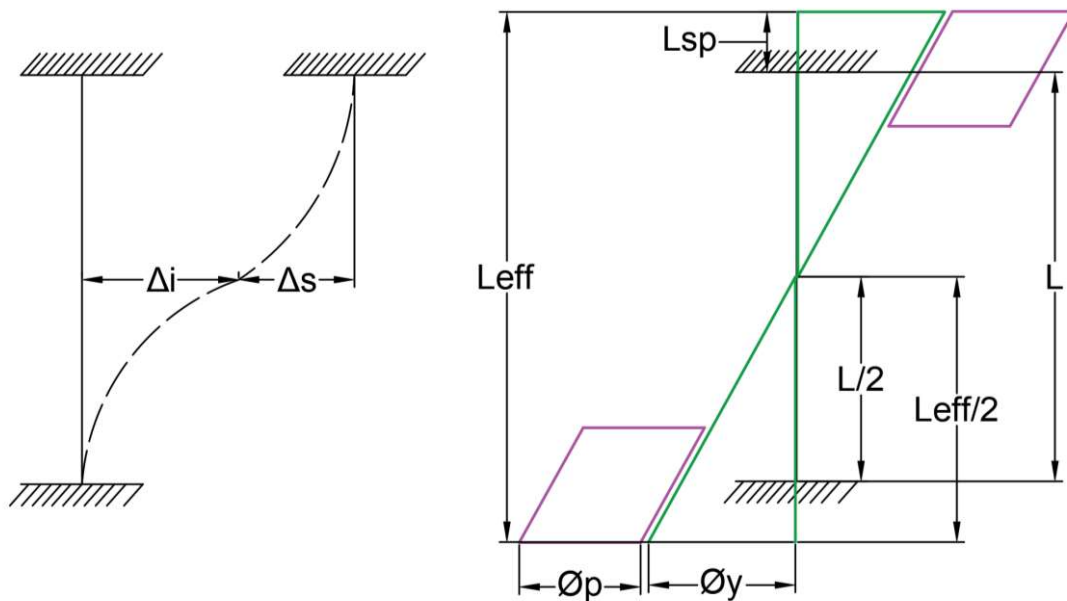


Ilustración 2 Deducción de curva de capacidad para doble curvatura

$$\Delta i = \Delta s$$

$$L_{eff} = L + 2L_{sp}$$

Por tanto, el desplazamiento se podrá calcular de la siguiente manera

$$\Delta = \left[\left(\frac{L_{eff}}{2} \right) * \phi_y * \frac{1}{2} \right] * 2 + L_p * \phi_p * \frac{L}{2} * 2$$

$$\Delta = \phi_y * \frac{L_{eff}^2}{6} + L_p * \phi_p * L$$

En caso de que tengamos columnas unidas por un elemento rígido, la fuerza se aplicaría para todos los elementos en función de la cantidad de estos, generando un mismo desplazamiento en los elementos, como se ejemplifica en la siguiente figura.

ANEXO V. Generación del espectro de diseño de la IBC (ASCE 7-02)

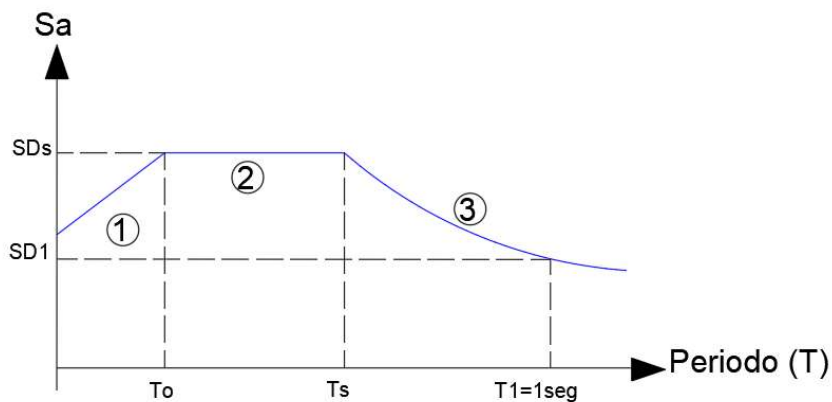


Ilustración 3: Espectro de diseño de la IBC

El espectro de diseño también presenta sus distintas zonas, para lo cual, se utilizarán las expresiones de la norma.

$$1) Sa = 0.6 * \frac{SDs}{T_o} T + 0.4 SDs$$

$$2) Sa = SDs$$

$$3) Sa = \frac{SD1}{T}$$

Se sigue los siguientes pasos:

1. Identificar la zona sísmica

2. Obtener

- Ss: Aceleración de periodo corto
- S1: Aceleración de Periodo 1 seg

3. Obtener las aceleraciones mapeadas

$$S_{Ms} = Fa * Ss$$

$$S_{M1} = Fv * S1$$

4. Obtener las aceleraciones de diseño

$$SD_s = \frac{2}{3} S_{Ms}$$

$$SD_1 = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$T_o = 0.2 * \frac{SD_1}{SD_s}$$

$$T_s = \frac{SD_1}{SD_s}$$

5. Generación del espectro de diseño

ANEXO VI. Aplicación del amortiguamiento viscoso equivalente (Método de la estructura Substituta)

Se tiene una masa con su respectiva curva de capacidad

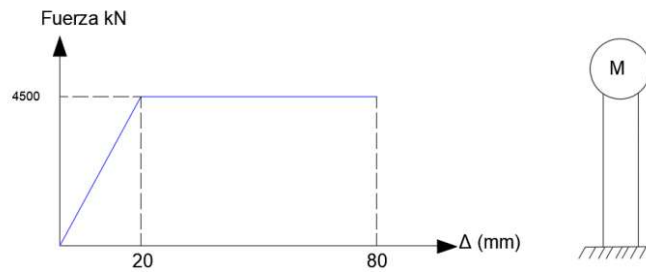


Ilustración 4: Curva de capacidad, ejercicio

$$M = \frac{7200 \text{ kN}}{g}$$

Y se presenta una amenaza sísmica, la cual va a estar caracterizada por los siguientes puntos:

- $SD_s = 0.927g$
- $SD_1 = 0.427g$
- $T_0 = 0.092 \text{ seg}$
- $T_s = 0.460 \text{ seg}$
- $T_c = 8 \text{ seg}$

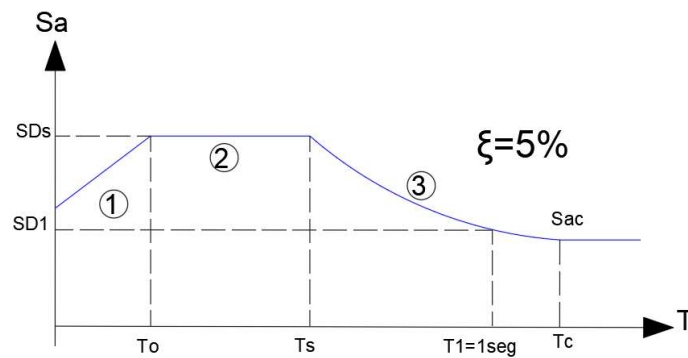


Ilustración 5: Espectro de aceleración, ejercicio

Utilizando las expresiones

Para la zona 1

$$S_a = \frac{0.6 * SD_s}{T_o} + 0.4 SD_s$$

Para la zona 2

$$S_a = SD_s$$

Para la zona 3

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

Ahora, se transforma el espectro de aceleración a uno de desplazamiento, en función del periodo de la esquina T_c .

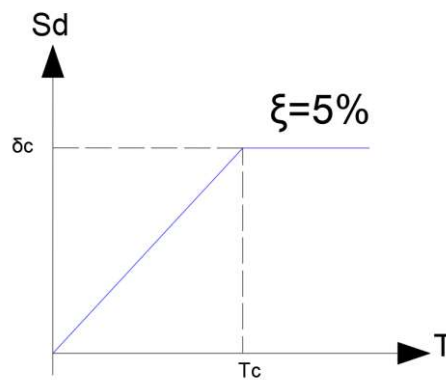


Ilustración 6: Transformación a espectro de desplazamiento, ejercicio

$$S_d = \frac{S_a}{w^2}$$

$$w = \frac{2\pi}{T}$$

- Cálculo de δ_c

Se va a evaluar dentro de la zona de interés, es decir, la zona 3.

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

$$S_{ac} = \frac{0.427g}{8 \text{ seg}} = 0.0534 g$$

$$w = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{8 \text{ seg}} = 0.785 \frac{1}{\text{seg}}$$

$$S_d = \frac{S_a}{w^2}$$

$$\delta_c = \frac{S_{ac}}{w^2} = \frac{0.0534g}{\left(0.785 \frac{1}{\text{seg}}\right)^2}$$

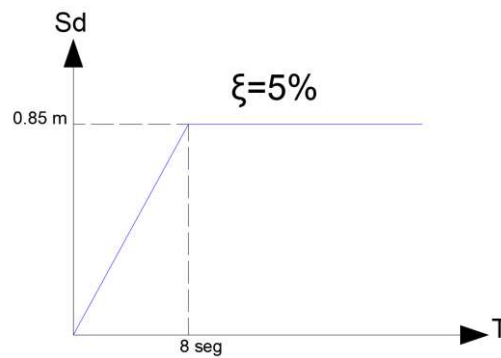
$$\delta_c = 0.85 \text{ m}$$

Para la estructura substituta definimos las siguientes variables:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{M}{k}}$$

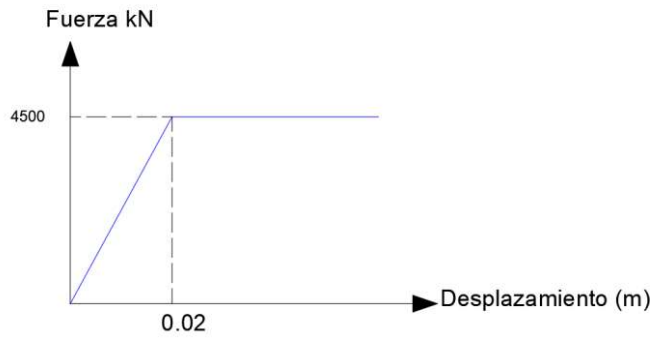
$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{734 \text{ kN} * \text{s}^2}{m}} * \sqrt{\frac{1}{k}}$$

$$T = 170.23 \sqrt{\frac{1}{k}}$$



$$\Delta_{\xi=5\%} = \frac{0.85m}{8 \text{ seg}} * T$$

$$\Delta_{\xi=5\%} = 0.106T$$



$$\mu = \frac{\Delta \xi = x\%}{\Delta y}$$

$$\Delta \xi = x\% = DSF * \Delta_{\xi=5\%}$$

$$\mu = \frac{DSF * \Delta_{\xi=5\%}}{0.02m}$$

Primera Iteración

- Paso 1

Asumimos K inicial

$$K = \frac{4500}{0.02} = 225000$$

- Paso 2

$$T = 170.23 * \frac{1}{\sqrt{k}}$$

$$T = 170.23 * \frac{1}{\sqrt{225000}} = 0.36 \text{ s}$$

- Paso 3

$$\Delta_{\xi=5\%} = 0.106T = 0.106 * 0.36 = 0.038m$$

- Paso 4

Asumo $\xi=5\%$ inicial

$$DSF = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

$$DSF = 1$$

- Paso 5

$$\Delta_{\xi=x\%} = DSSF * \Delta_{\xi=5\%} = 0.038$$

- Paso 6

$$\mu = \frac{DSF * \Delta_{\xi=5\%}}{0.02m} = \frac{0.038}{0.02} = 1.9$$

- Paso 7

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 * \left(\frac{u-1}{u\pi} \right)$$

$$\xi_{eq} = 11.7\%$$

ANEXO VII. Espectro Elástico de Aceleraciones (Sa)

Según los datos del proyecto se determina que la zona correspondiente es la de color naranja que corresponde a 0.4g. En la siguiente ilustración se puede apreciar lo mencionado.

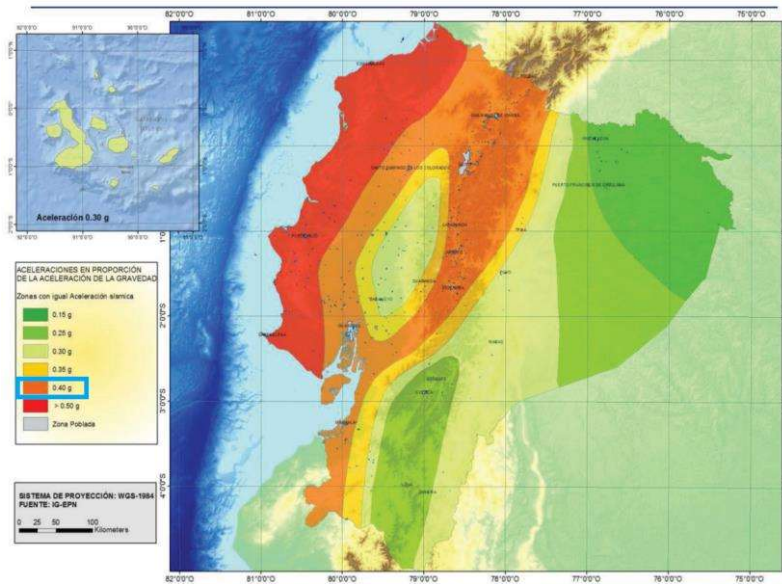


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Ilustración 7: Zonas sísmicas, NEC-SE-DS

Una vez identificada la zona, en la tabla 11 se puede apreciar el número de zona sísmica a la que corresponde, el valor del factor Z y la caracterización del peligro sísmico.

Tabla 51: Valores de Z, NEC-SE-DS

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Conociendo que el tipo de suelo en el que esta implantado las tipologías estructurales es roca, se le asigna un tipo de suelo B.

Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

En la norma NEC-SE-DS inciso 3.2.2 se presenta una serie de tablas que ayudan a determinar los coeficientes de perfil de suelo.

- **Fa:** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

Tabla 52: Coeficiente Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

- **Fd:** amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Tabla 53: Coeficiente Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

- **F_s**: comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 54: Coeficiente F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Se determina la relación de amplificación espectral, η , dependiendo de la región del país en la que se encuentra la estructura. Como se puede apreciar en la ilustración 7, corresponde a provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos, por lo cual, se utilizará el valor de 2.48. El factor “r” usado en el espectro de diseño elástico es tomado como 1 debido a que el suelo que se utiliza no es el “E”.

También es necesario encontrar los límites de período de vibración T_c y T_L para poder definir el espectro de respuesta de aceleraciones.

$$T_C = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_L = 2.4 * F_d$$

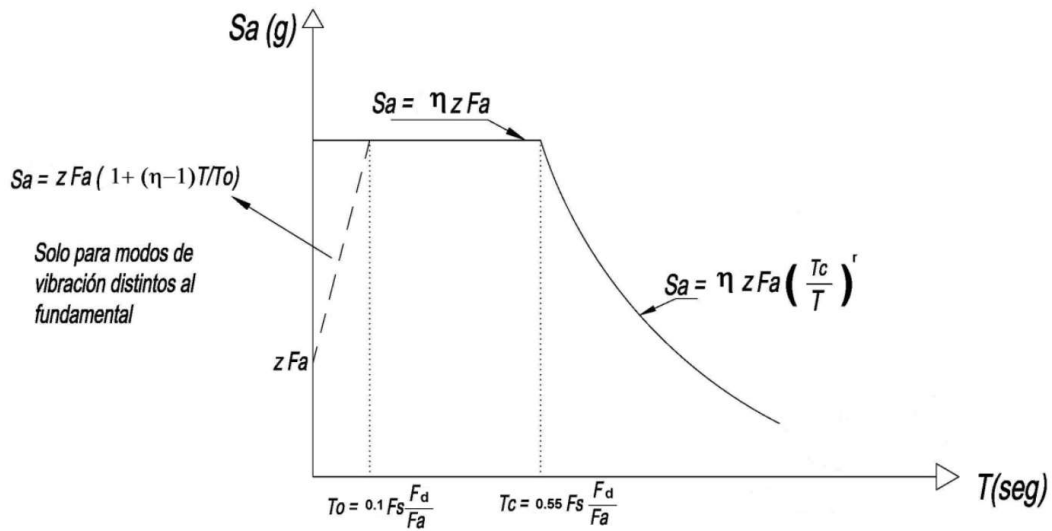


Ilustración 8: Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones

A continuación, se presenta un resumen de todos los datos calculados y mencionados anteriormente.

Tabla 55: Datos para espectro elástico de aceleraciones

z	0.4	NEC-SE-DS-3.1.1
Fa	1	NEC-SE-DS-3.2.2
Fd	1	
Fs	0.75	
η	2.48	NEC-SE-DS-3.3.1
r	1	
To	0.08	
Tc	0.41	

ANEXO VIII. Definición de secciones en ETABS

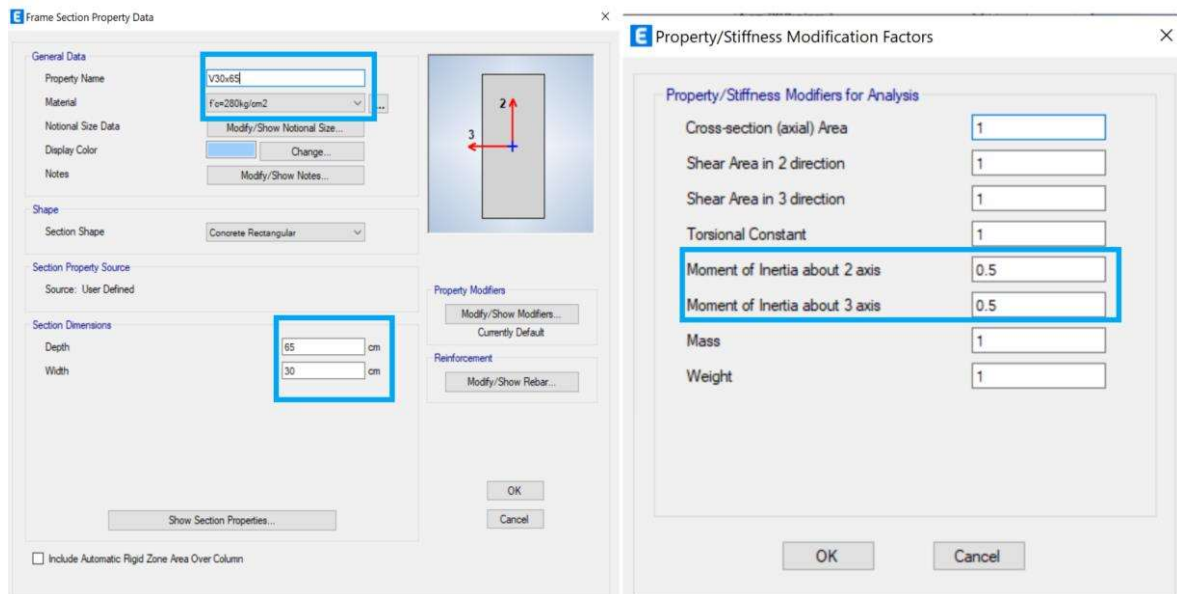


Ilustración 9: Definición de Vigas en ETABS

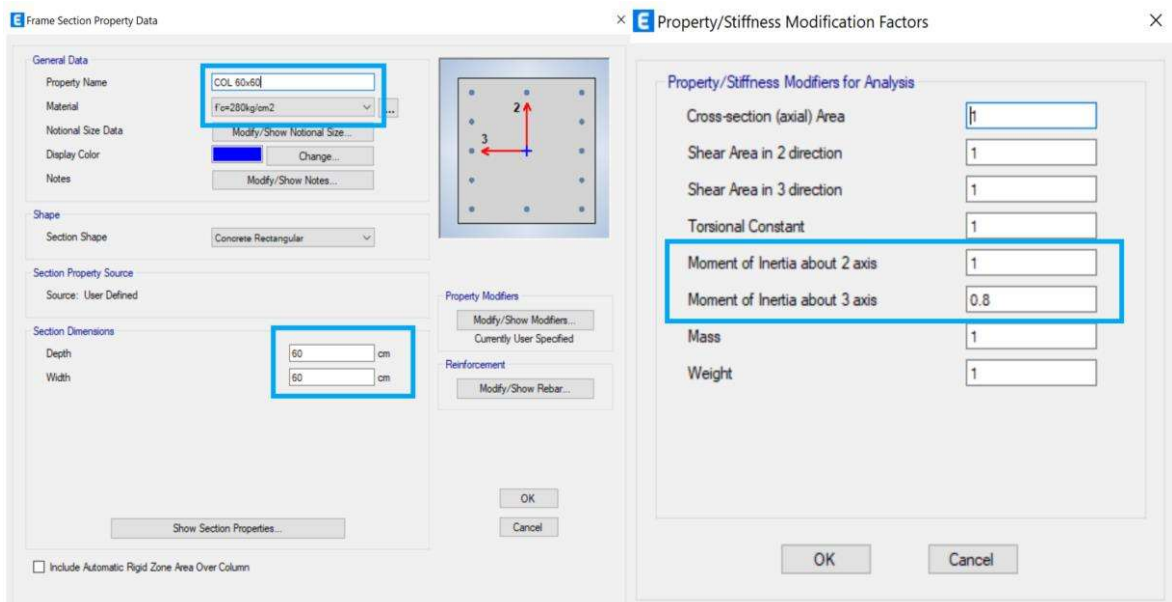


Ilustración 10: Definición de columnas en ETABS

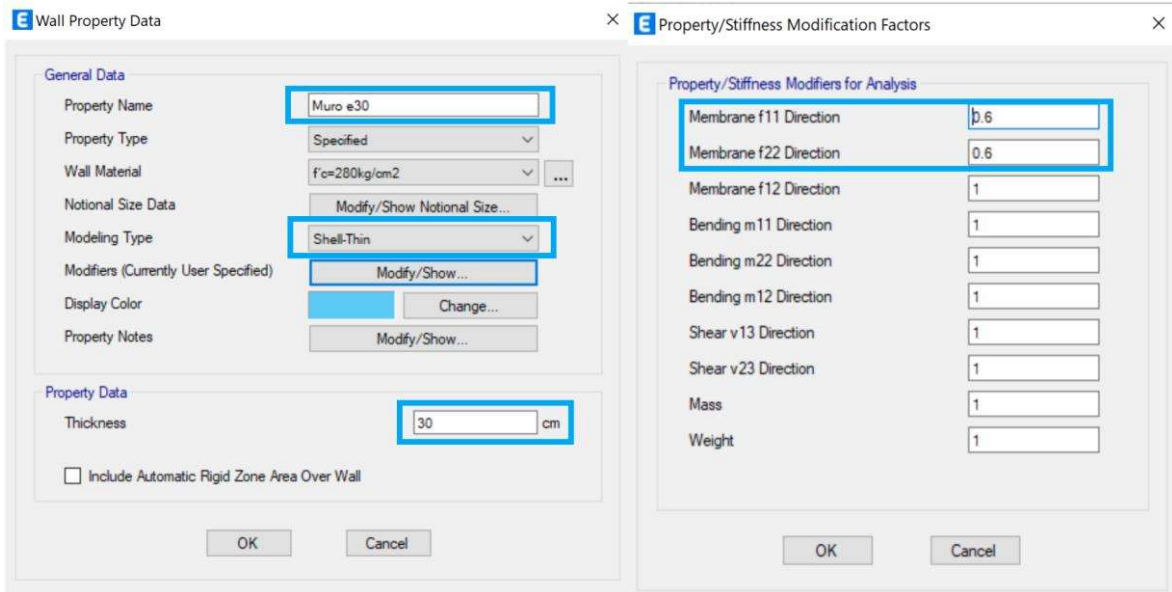


Ilustración 11: Definición de muros en ETABS

ANEXO IX. Ejemplo de diseño de vigas Tipología 1

X[m]	0	2.45	4.90
MD[T.m]	-2.24	2.56	-3.56
ML[T.m]	-0.57	0.66	-0.93
Ex[T.m]	4.95	0.00	-6.67
Ey[T.m]	-0.06	0.00	0.10
C1=1.4D	-3.136	3.584	-4.98
C2=1.2D+1.6L	-3.6	4.128	-5.76
C3=1.2D+L+Ex	1.692	3.732	-11.87
C3.1=1.2D+L-Ex	-8.208	3.732	1.47
C3.2=1.2D+L+Ey	-3.318	3.732	-5.10
C3.3=1.2D+L-Ey	-3.198	3.732	-5.30
C3=0.9D+Ex	2.934	2.304	-9.87
C3.1=0.9D-Ex	-6.966	2.304	3.47
C3.2=0.9D+Ey	-2.076	2.304	-3.10
C3.3=0.9D-Ey	-1.956	2.304	-3.30
Mmáx(+)	2.934	4.128	3.47
Mmín(-)	-8.208	0	-11.87

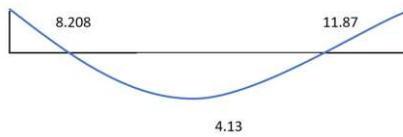


Ilustración 12: Combinación de cargas para diseño de vigas

DISEÑO A FLEXIÓN:			
DATOS			
f'c=	280	h[cm]	30
fy=	4200	b[cm]	30
β1=	0.85	r[cm]	4
		d[cm]	23

REVISIÓN POR CAPACIDAD	
Asmáx[cm ²]	9.97
Mnmáx[T.m]	8.40
ØMnmáx[T.m]	7.56
Mu[T.m]	11.87
REDISEÑAR	

REDISEÑO			
DATOS			
f'c=	280	h[cm]	65
fy=	4200	b[cm]	30
β1=	0.85	r[cm]	4
		d[cm]	58

REVISIÓN POR CAPACIDAD	
Asmáx[cm ²]	25.14
Mnmáx[T.m]	53.44
ØMnmáx[T.m]	48.10
Mu[T.m]	11.87
OK	

Ilustración 13: Revisión por capacidad

Mu [T.m]	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;">8.208</td><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;"></td><td style="width: 33%; padding: 2px;">11.87</td></tr> <tr><td colspan="3" style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; text-align: center; padding: 2px;">4.13</td></tr> </table>	8.208		11.87	4.13		
8.208		11.87					
4.13							
Mn [T.m]	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;">9.12</td><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;"></td><td style="width: 33%; padding: 2px;">13.19</td></tr> <tr><td colspan="3" style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; text-align: center; padding: 2px;">4.59</td></tr> </table>	9.12		13.19	4.59		
9.12		13.19					
4.59							
Mn [T.m]	9.12 4.59 13.19						
As1 [cm ²]	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;">193.38</td><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;">195.30</td><td style="width: 33%; padding: 2px;">191.63</td></tr> </table>	193.38	195.30	191.63			
193.38	195.30	191.63					
As2 [cm ²]	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;">3.82</td><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;">1.90</td><td style="width: 33%; padding: 2px;">5.57</td></tr> </table>	3.82	1.90	5.57			
3.82	1.90	5.57					
As req [cm ²]	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;">3.82</td><td style="width: 33%; border-right: 1px solid black; padding: 2px;"></td><td style="width: 33%; padding: 2px;">5.57</td></tr> <tr><td colspan="3" style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; text-align: center; padding: 2px;">1.90</td></tr> </table>	3.82		5.57	1.90		
3.82		5.57					
1.90							

Ilustración 14: Acero requerido en vigas

Revisiones

1. $As \geq As_{min}$
2. NUDO $As(+)\geq 1/2 As(-)$
3. $As \geq 1/4 As_{zona+armada}$
4. $As > As_{min ACI}$
5. $As > As_{min Mag}$

Asmin [cm2]	1.90
1/4 Zona+As	1.39
As min ACI	5.74
fr	58.57
Mag	13.40
As Mag	6.93

As corregido [cm2]	6.93	6.93	6.93
	6.93	6.93	6.93

Refuerzo	Cantidad	1	1	1
	Φ [mm]	12	12	12
Base	Cantidad	3	3	3
	Φ [mm]	16	16	16
Base	Cantidad	3	3	3
	Φ [mm]	16	16	16
Refuerzo	Cantidad	1	1	1
	Φ [mm]	12	12	12

As colocado [cm2]	7.16	7.16	7.16
	7.16	7.16	7.16

Ilustración 15: Revisiones y colocación de acero

DISEÑO A CORTE:

VD[T]	-3.58	4.84
-------	-------	------

VL[T]	-0.85	1.23
-------	-------	------

L[m]	4.9
------	-----

X[m]	0	2.45	4.9
VD[T]	-3.58	0	4.84
VL[T]	-0.85	0	1.23

1,4VD	-5.012	0	6.776
1,2VD+1,6VL	-5.656	0	7.776
Vcv[T]		7.776	

Ilustración 16: Cortante por carga vertical

As colocado [cm2]	13.16	7.16	13.16
	7.16	7.16	7.16

MPr [T.m]	40.70	0.00	40.70
	23.19	0.00	23.19

Vsismo [T]	14.86
------------	-------

Vsismo [T]	14.86
------------	-------

Vcv [T]	7.78
---------	------

Vu [T]	22.63
--------	-------

Ilustración 17: Vhip, Vs, Vu

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

REVISIONES Si $V_{hip} > 0.5 * V_u \rightarrow V_c = 0$



REVISIONES

$$V_s \leq 4V_c$$

$$V_s \leq 2.2 * \sqrt{f'c} * b * d * \lambda$$

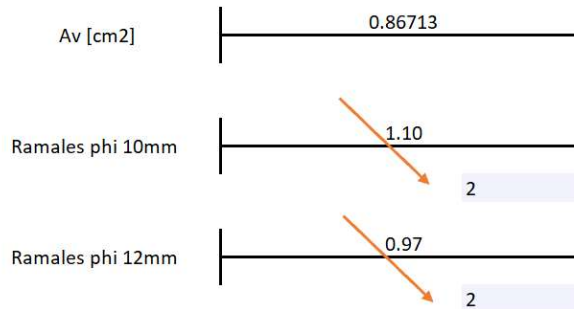


Ilustración 18: Revisiones a corte

ESPACIAMIENTO PARA LA ZONA DE CONFINAMIENTO			
ESPACIAMIENTO DE CORTE			
d/4	6Φvlp	24ΦE	15 cm
14.5	7.2	24	15
Slo			7.2
Slo			7

Estribos 10
12

Lo [cm]	130
---------	-----



ESPACIAMIENTO PARA LA ZONA CENTRAL		
ESPACIAMIENTO DE CORTE		
d/2	2SLo	30 cm
29	14	30
S		14
S [cm]		14

Ilustración 19: Espaciamento en Lo y fuera de Lo

ANEXO X. Ejemplo de diseño de columnas

	Axial	Momento x	Momento y
D	-142.77	0.00	-0.01
L	-37.03	0.00	0.00
SX	-0.03	15.62	-0.01
SY	0.03	0.00	17.90
1.4D	-199.88	0.00	-0.01
1.2D+1.6L	-230.57	0.00	-0.02
1.2D+L+Ex	-208.39	15.62	-0.02
1.2D+L+Ey	-208.33	0.00	17.89
1.2D+L-Ex	-208.32	-15.62	-0.01
1.2D+L-Ey	-208.38	-0.002	-17.92
0.9D+Ex	-128.52	15.62	-0.02
0.9D+Ey	-128.46	0.00	17.89
0.9D-Ex	-128.46	-15.62	0.00
0.9D-Ey	-128.52	0.00	-17.91

Ilustración 20: Combinación de cargas para columnas

ACERO LONGITUDINAL

P_{NEC}	1.00%	NEC 4.3.3
A_{st} requerido	36	cm ²
Armado	12	φ 20
A_{st} colocado	37.70	cm ²
P_{colocado}	1.05%	OK

Ilustración 21: Acero longitudinal colocado

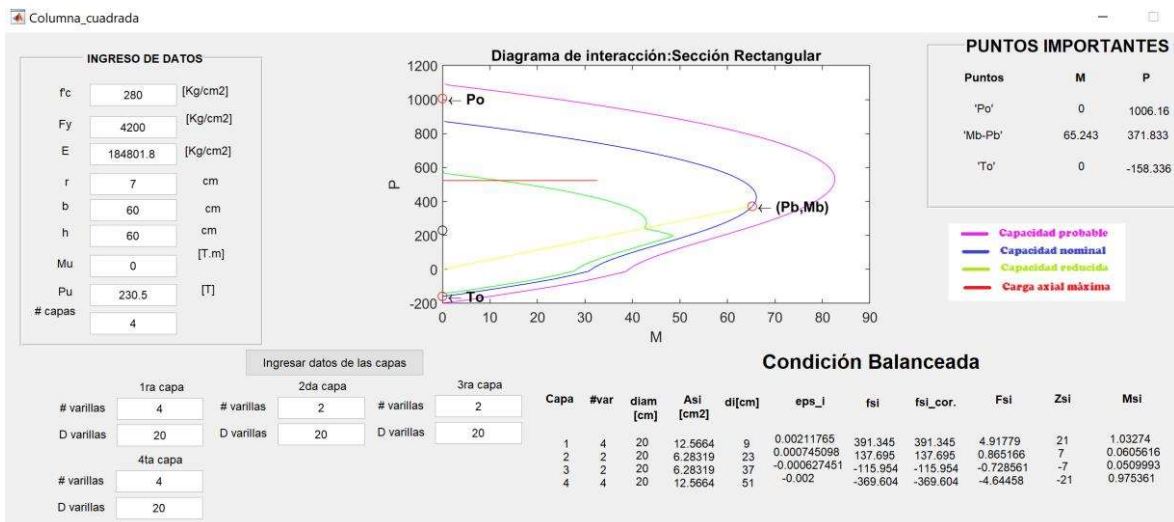


Ilustración 22: Diagrama de interacción de la columna

INGRESO DE DATOS

Columna	B2
Nivel	Calle
Hc [m]	3

Datos de la Sección

Ancho [cm]	60
Alto [cm]	60
r [cm]	4
Φ corte	0.75

Propiedades de los materiales

$f'c$ [kg/cm ²]	280
f_y [kg/cm ²]	4200
E_c [kg/cm ²]	184801.8

Datos de la sollicitación

	Eje x	Eje y
M Inf [Tm]	-0.002	-17.9
M sup [Tm]	0.015	2.08
Pu [T]	230.57	

Datos Curva de Interacción

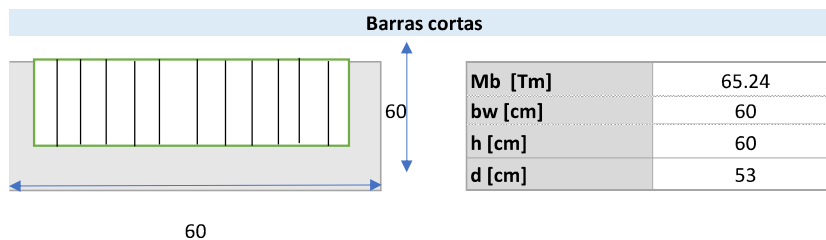
Po [T]	1006.2
--------	--------

Revisiones

Po/3 [T]	335.4
	OK

Ilustración 23: Datos y revisiones

Diseño a corte y confinamiento



Corte	
s [cm]	10
Corte por capacidad	
Vu [T]	43.49
Capacidad del hormigón	
Vc [T]	28.202
Evaluar corte en el refuerzo	
Vs [T]	29.79
Condición 4 Vc > Vs	
112.81	OK
Acero por corte	
Av [cm ²]	1.34
Requiere acero para corte	

Confinamiento	
Estribos por confinamiento	
h'' [cm]	52
s [cm]	10
Ag [cm ²]	3600
Ac [cm ²]	2704
0.3*Ag*f'c [T]	302.4
k _r	1
K _n	1.20
A _{sh1} [cm ²]	3.45
A _{sh2} [cm ²]	3.12
A _{sh3} [cm ²]	No requiere Ash3
Acero por confinamiento	
A _{sh} [cm ²]	3.45

Acero de Refuerzo Transversal [cm ²]	3.45	@ 10 cm
Armado	4	ϕ 12
Acero Transversal colocado [cm ²]	4.52	OK

Ilustración 24: Barras cortas

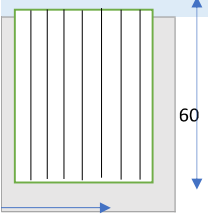
Barras largas									
	<table border="1"> <tr> <td>Mb [Tm]</td> <td>65.24</td> </tr> <tr> <td>bw [cm]</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>h [cm]</td> <td>60</td> </tr> <tr> <td>d [cm]</td> <td>53</td> </tr> </table>	Mb [Tm]	65.24	bw [cm]	60	h [cm]	60	d [cm]	53
Mb [Tm]	65.24								
bw [cm]	60								
h [cm]	60								
d [cm]	53								
60									
Corte	Confinamiento								
s [cm]	10								
Corte por capacidad									
Vu [T]	43.49								
Capacidad del hormión									
Vc [T]	28.202								
Evaluar corte en el refuerzo									
Vs [T]	29.79								
Condición 4 Vc>Vs									
112.81	OK								
Acero por corte									
Av [cm ²]	1.34								
Requiere acero para corte									
Estribos por confinamiento									
h' [cm]	52								
s [cm]	10								
Ag [cm ²]	3600								
Ac [cm ²]	2704								
0.3*Ag*f'c	302.4								
kf	1								
Kn	1.20								
A _{sh1} [cm ²]	3.45								
A _{sh2} [cm ²]	3.12								
A _{sh3} [cm ²]	No requiere Ash3								
Acero por confinamiento									
A _{sh} [cm ²]	3.45								
Acero de Refuerzo Transversal [cm ²]	3.45	@ 10 cm							
Armado	4	φ 12							
Acero Transversal colocado [cm ²]	4.52	OK							

Ilustración 25: Barras largas

ESPACIAMIENTO PARA REFUERZO TRANSVERSAL	
Lo	So estribos
h [m]	0.60
1*6 *Hc [m]	0.44
450 mm	0.45
Lo [m]	0.60
b/4 [m]	0.15
6db [m]	0.12
So [m]	0.10
S escogido [m]	0.10

Ilustración 26: Espaciamento para refuerzo transversal

ANEXO XI. Conexión Viga-Columna

La revisión de la conexión viga – columna no se la puede realizar al principio del diseño, pues se parte de los planos de las vigas y columnas de toda la estructura analizada, es decir se realiza la revisión con los aceros colocados. Es por eso que es necesario haber realizado el diseño de las vigas y columnas de manera correcta.

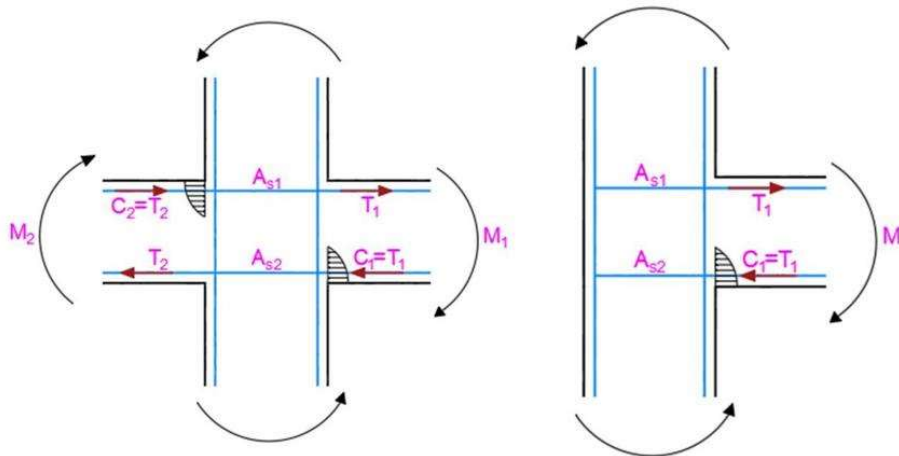


Ilustración 27: Esquema de acciones en conexión viga-columna

Para la revisión de la conexión no se utiliza la capacidad de las columnas, únicamente se utiliza la capacidad de la viga, pues, los hierros de las vigas son los que se agotarán y, por lo tanto, son los que van a marcar las solicitaciones. Además, esta revisión se lo realiza para sismo, pues para carga vertical el hierro no fluye.

La tensión 1 (T_1), corresponde a una tensión probable que llegarán a tener los hierros, producidos por una gran fuerza y deformación, lo que provocará fisuras internas por corte en la conexión.

El diseño de la conexión es de suma importancia puesto que en el nudo se presentan cortantes muy altos, puesto que es la suma de todas las fuerzas que llegan: tensión superior e inferior de la viga y cortante de la columna.

Nudo fuerte - Viga débil

Se busca que el nudo sea fuerte en comparación con la viga, por lo tanto, se requiere que el nudo tenga las siguientes características:

- Resistencia a corte suficiente para soportar las fuerzas

- Confinamiento necesario y adecuado
- Buen anclaje en los nudos externos y que se cumpla con el deterioro de la adherencia en los nudos internos.

Resistencia a corte

Para poder revisar la conexión se debe hallar un corte actuante (V_j) y un corte resistente (ϕV_n), y verificar que se cumpla la siguiente condición:

$$V_j \leq \phi V_n$$

Corte actuante

El corte actuante corresponde a la sumatoria de todas las fuerzas que llegan al nudo, como se muestra en la siguiente expresión:

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$$

Donde, T_1 es la tensión superior de la viga, T_2 es la tensión inferior de la viga y V_{col} corresponde al cortante de la columna. A continuación, se detallará el cálculo de cada uno de estos términos.

Tensión superior de la viga

Es una tensión muy alta debido a que se considera la tensión probable que tendrán los hierros. En añadidura, se debe tomar en cuenta el acero que aporta la losa, valor que puede estar alrededor de los 8cm^2 .

$$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y$$

Donde, A_{s1} es el acero longitudinal negativo de la viga sumado el acero que aporta la losa, α es un factor con un valor de 1.4 y " f_y " es el esfuerzo de fluencia del acero.

Tensión inferior de la viga

Es la tensión producida por el acero positivo en la viga. En este caso ya no se debe añadir el acero de la losa. Se calcula con la siguiente expresión:

$$T_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$$

Cortante de la columna

Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$$

Donde, M1 es el momento probable superior (en donde si se toma en cuenta el acero que aporta la losa), M2 es el momento probable inferior, Hcol es la distancia entre los puntos de inflexión de la columna, el cual puede considerarse como la altura de la columna. Para el cálculo de los momentos probables se utiliza la siguiente ecuación.

$$M_i = A_{s_i} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s_i} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Corte resistente

Corresponde únicamente a la resistencia a corte que aporta el hormigón debido a que en el nudo no se cumple la analogía de la celosía para el acero.

$$\phi V_c = \phi * \gamma * \sqrt{f'_c} * b_j * h_{col}$$

Tabla 56: Factor γ

Columna	γ	Condición	
Interior	5.3	4 vigas	$b_v \geq 0.75 * b_c$
	4		$b_v < 0.75 * b_c$
Exterior	4	3 vigas	$b_v \geq 0.75 * b_c$
	3.2		$b_v < 0.75 * b_c$
Esquinera	3.2	2 vigas	

La resistencia al corte del nudo varía con el confinamiento. A mejor es el confinamiento, mayor es la resistencia de la conexión. Las vigas confinan al nudo, y le proporcionan un mejor confinamiento cuando son anchas, al menos un 75% del ancho de la columna en cada dirección. Cuando existe un cambio de sección de la columna, se debe tomar en cuenta las dimensiones de la columna inferior.

$$b_j \leq \left\{ \begin{array}{l} b_v + h \\ b_v + 2 * x \end{array} \right\}$$

Se considera que b_j es la dimensión de la columna perpendicular a la dirección de análisis. Y x es la menor distancia entre la cara de la viga a la esquina de la columna, esta distancia depende de la configuración arquitectónica

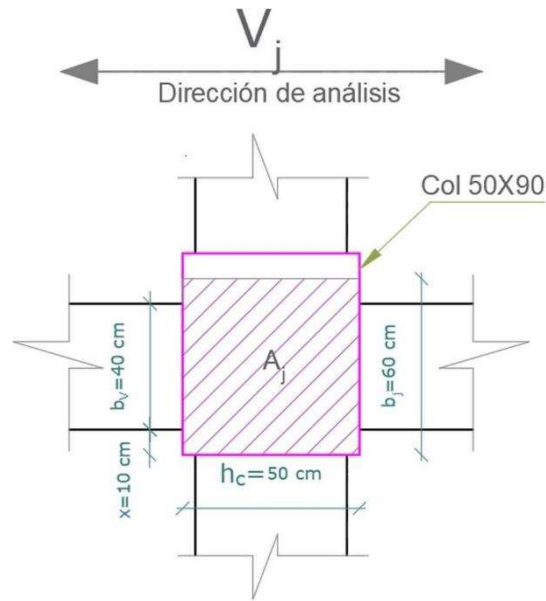


Ilustración 28: Esquema conexión viga-columna

Confinamiento

El confinamiento se revisa con los mismos criterios con los que se realiza en columnas, por lo que se tiene las siguientes ecuaciones.

$$Ash_1 = 0.3 * s * h'' * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

$$Ash_2 = 0.09 * s * h'' * \frac{f'c}{fy}$$

$$Ash_3 = 0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u * s * h''}{fy * Ac}$$

En caso de que la fuerza axial actuante sea menor a $0.3 * Ag * f'c$, el acero de refuerzo lateral por confinamiento debe ser el siguiente:

$$P_u \leq 0.3 * Ag * f'c \rightarrow As|h = \max(Ash_1, Ash_2)$$

Caso contrario:

$$P_u > 0.3 * Ag * f'c \rightarrow As|h = \max(Ash_1, Ash_2, Ash_3)$$

Deterioro de la adherencia y anclaje

La adherencia se revisa para nudos que tienen refuerzo longitudinal a la derecha y a la izquierda, es decir para nudos interiores y exteriores paralelos al borde de la losa. Se debe cumplir las siguientes condiciones para contrarrestar el deterioro de la adherencia:

$$h_v \geq 20 \phi_{columna}$$

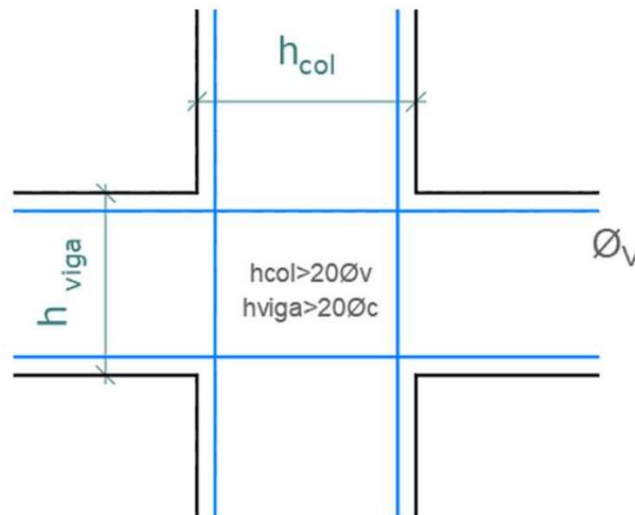


Ilustración 29: Revisión de deterioro de adherencia

El anclaje se revisa para los nudos esquineros y exteriores perpendiculares al borde de la losa. Se debe verificar que se cumplan con las longitudes de anclaje l_{dh} , el cual empieza en la cara exterior de la rama del estribo de la columna, hasta la cara interior.

$$l_{dh} = \frac{\phi_v * f_y}{16 * \sqrt{f'_c}}$$

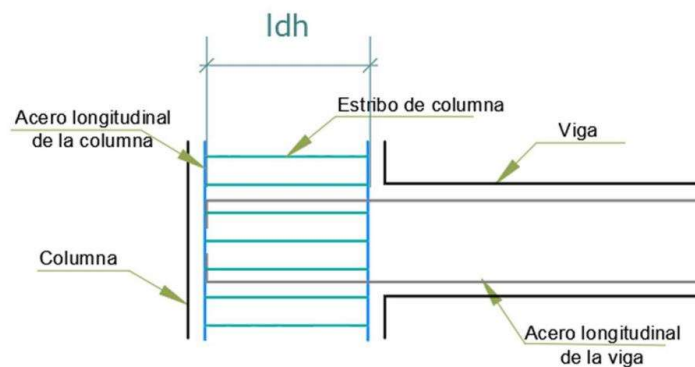


Ilustración 30: l_{dh}

Columna fuerte-Viga débil

Con esta revisión se verifica que las rótulas plásticas se generarán las vigas. Para esto se debe cumplir que la suma de las capacidades de las vigas sea menor que la suma de las capacidades de las columnas:

En donde, según la ACI 318 19 sección 18.7.3.2:

“ $\sum M_N$ columna corresponden a la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.”

Es decir, el momento nominal de las columnas corresponde al menor momento nominal de la curva de interacción que se obtiene a partir del P_u calculado con las combinaciones de carga. Generalmente la sexta combinación produce el menor momento nominal.

$$\sum M_N \text{ columna} = M_{NC\text{superior}} + M_{NC\text{inferior}}$$

$$\sum M_N \text{ columna} \geq 1.2 \sum M_N \text{ viga}$$

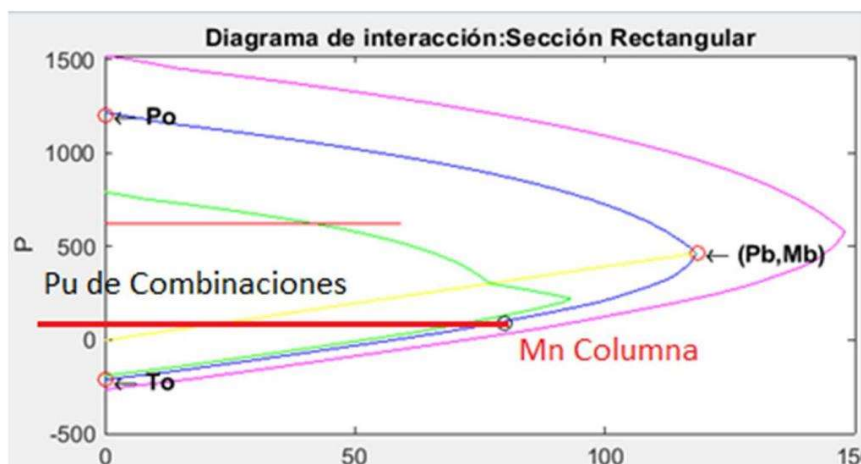


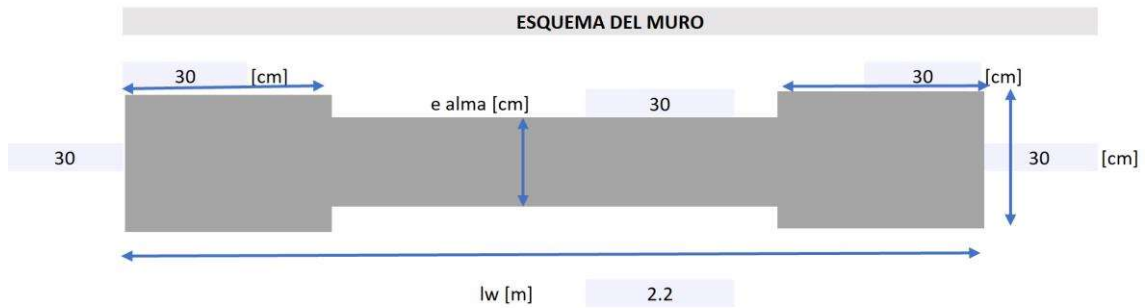
Ilustración 31 Momento nominal en columna

$\sum MN$ viga corresponde a la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo. El momento nominal de la viga se calcula con la siguiente expresión:

$$M_n = A s_i * f_y * \left(d - A s_i \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

$$\sum M_N Viga = M_{v,superior} + M_{v,inferior}$$

ANEXO XII. Diseño de muro



Resistencia a compresión del hormigón, f'c	280	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia del acero, fy	4200	[kg/cm ²]
Numero de Pisos	4	[-]
Recubrimiento, r	4	[cm]
Espesor del alma, bw	0.3	[m]
Ancho cabezal 1, b1	30	[cm]
Alto cabezal 1, h1	30	[cm]
Ancho cabezal 2, b2	30	[cm]
Alto cabezal 2, h2	30	[cm]

Ilustración 32: Esquema del muro y datos, ejemplo Tipología 1

1.- As min en 0.15lw

$$\rho_{min} = \frac{1.6\sqrt{f'c}}{fy} \text{ [kg,cm}^2\text{]}$$

0.15 lw	0.35	[m]
As min	6.69	[cm ²]

Armado Cabezal	4	Φ	12	=	4.52	[cm ²]
Armado en Alma	2	Φ	12	=	2.26	[cm ²]
TOTAL					6.78	[cm²]

Ilustración 33: As min en 0.15lw

2.- As min en el alma

$$\rho_{min} = 0.0025 \text{ [kg,cm}^2\text{]}$$

Espaciamiento del acero	30	[cm]
-------------------------	----	------

Armado en Alma	2	Φ	12	=	2.26	[cm ²]
-----------------------	---	---	----	---	------	--------------------

ρ en el alma	0.00251
OK	

Ilustración 34: As min en el alma

SOLICITACIONES

	AXIAL (P)	MOMENTO (M)	CORTANTE (V)
CARGA MUERTA	92.25	0.0109	0.0004
CARGA VIVA	19.67	0.003	0.0000315
CARGA DE SISMO	0.0067	83.64	23.05

NOTA: INGRESO DE DATOS MANUAL

	AXIAL (P)	MOMENTO (M)	CORTANTE (V)
C3=1.2D+L+S	130.38	83.66	23.051
C6=0.9D-S	83.02	-83.63	-23.050

Ilustración 35: Solicitaciones de carga

Para Combinacion C3

Pu	130.38	[ton]
Mu	83.66	[ton.m]
Φ Mn	175.1	[ton.m]
Revision ΦMn>Mu	OK	
Φ	0.90	
Mn	194.56	[ton.m]
Mpr	223.739	[ton.m]
c	29.00	[cm]

ANEXO DE MATLAB

	C [cm]	Mn [Tm]	Pn [T]	phi [-]	phi Mn [Tm]	phi Pn [T]
30	29	194.5559	140....	0.9000	175.1003	126.8770
31	30	198.9551	148....	0.9000	179.0596	133.7662

Para Combinacion C6

Pu	83.02	[ton]
Mu	-83.63	[ton.m]
Φ Mn	150.73	[ton.m]
Revision ΦMn>Mu	OK	
Φ	0.90	
Mn	167.48	[ton.m]
Mpr	192.60	[ton.m]
c	23.00	[cm]

ANEXO DE MATLAB

	C [cm]	Mn [Tm]	Pn [T]	phi [-]	phi Mn [Tm]	phi Pn [T]
23	22	162.3688	85.2...	0.900	146.1319	76.6969
24	23	167.4792	93.0...	0.900	150.7313	83.7786

Ilustración 36: Revisión para combinaciones C3 y C6

DISEÑO A CORTE

$$Vu_{DIS} = \Omega v * \omega v * Vu \leq 3Vu \quad \text{ACI 318.19 18.10.3.1}$$

$$\Omega_{1,2} = \frac{M_{pr1,2}}{Mu_{1,2}} \geq 1.5$$

Factor de Sobrerresistencia

Ω_1	2.67
Ω_2	2.30

ACI 318.19 18.3.1.2

$$\omega v = 1.3 + \frac{ns}{30}$$

ACI 318.19 18.3.3

$$ns \geq 0.007 * hw$$

Factor de Amplificación Dinámica

Condición ns	0.08
#pisos	4.00
ω_1	1.43
$\Omega_1 \omega_1$	3.83
$\Omega_1 \omega_1$	3.00
Vu Dis / Ve	99.12

$$bw \geq \frac{Vu_{dis}}{\phi * 2.65 * \sqrt{f'c} * lw}$$

bw min	13.55
OK	

$$Vu_{dis} \leq \phi Vn$$

$$\phi Vn = 0.75 * Acv * (0.53 * \sqrt{f'c} + \rho s * fy)$$

$$\rho s = \frac{Vu_{dis} - \phi * bw * 0.53 * \sqrt{f'c} * lw}{lw * \phi * bw * fy}$$

Ilustración 37: Diseño a corte

ρs	0.0027	-
Espaciamiento, S	25	[cm]
Av	1.99	[cm ²]

Armado en Alma	2	ϕ	12	=	2.26	[cm ²]
----------------	---	--------	----	---	------	--------------------

Ilustración 38: Armado de corte

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES

$$\sigma > 0.2 * f'c$$

$$\sigma = \frac{Pu}{A} + \frac{6Mu}{b * lw^2}$$

σ	54.32	[kg/cm ²]
0.2 f'c	56.00	[kg/cm ²]
Revision	NO Necesita Cabezales	

Ilustración 39: Comprobación de necesidad de cabezal

PROPIEDADES DE LOS CABEZALES

a) LONGITUD ACI 318.19 18.10.6.4

c	29.00	[cm]
c-0.1lw	7.00	[cm]
c/2	14.50	[cm]
Gobierna	14.50	[cm]

Longitud a confinar

b) ANCHO MINIMO ACI 318.19 18.10.6.4

$$b \geq \frac{h}{16}$$

h/16	18.75	[cm]
OK		

c) PARA MUROS LARGOS ACI 318.19 18.10.6.4

$$\frac{hw}{lw} > 2 \quad \vee \quad \frac{c}{lw} > \frac{3}{8}$$

hw/lw	5.45	[-]
c/lw	0.13	[-]
b [cm]	NO ES NECESARIO INCREMENTAR EL ANCHO	

d) En secciones T o con Cabezales, el ancho requerido se debe incluir ≥ 30 cm en el muro

Ilustración 40: Propiedades de los cabezales

REFUERZO TRANSVERSAL EN EL CABEZAL

1. En la columna

$$s \leq \left(\frac{b}{h}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10cm \right)$$

CABEZAL 1	b/3	10.00	[cm]
	h/3	10.00	[cm]
	6 ϕ	7.20	[cm]
	10	10.00	[cm]
Espaciamiento menor		7.2	[cm]
Espaciamiento Escogido		6	[cm]

Av min 1	0.04
Av min 2	0.02
Av min	0.04

CABEZAL 2	b/3	10.00	[cm]
	h/3	10.00	[cm]
	6 ϕ	7.20	[cm]
	10	10.00	[cm]
Espaciamiento menor		7.2	[cm]
Espaciamiento Escogido		6	[cm]

Ilustración 41: Refuerzo transversal en el cabezal

DISEÑO RAMAS CORTAS

CABEZAL 1	h" [cm]	22.00	CABEZAL 2	h" [cm]	22.00
	Ag [cm2]	900.00		Ag [cm2]	900.00
	Ac [cm2]	484.00		Ac [cm2]	484.00
	Ash1 [cm2]	2.27		Ash1 [cm2]	2.27
	Ash2 [cm2]	0.79		Ash2 [cm2]	0.79
	Av [cm2]	2.27		Av [cm2]	2.27

CABEZAL 1	2	Φ	12	=	2.26	[cm2]	@	6	[cm]
------------------	---	---	----	---	------	-------	---	---	------

CABEZAL 2	2	Φ	12	=	2.26	[cm2]	@	6	[cm]
------------------	---	---	----	---	------	-------	---	---	------

DISEÑO RAMAS LARGAS

CABEZAL 1	h" [cm]	22.00	CABEZAL 2	h" [cm]	22.00
	Ag [cm2]	900.00		Ag [cm2]	900.00
	Ac [cm2]	484.00		Ac [cm2]	484.00
	Ash1 [cm2]	2.27		Ash1 [cm2]	2.27
	Ash2 [cm2]	0.79		Ash2 [cm2]	0.79
	Av [cm2]	2.27		Av [cm2]	2.27

CABEZAL 1	2	Φ	12	=	2.26	[cm2]	@	6	[cm]
------------------	---	---	----	---	------	-------	---	---	------

CABEZAL 2	2	Φ	12	=	2.26	[cm2]	@	6	[cm]
------------------	---	---	----	---	------	-------	---	---	------

Ilustración 42 Diseño de ramas cortas y largas en el cabezal

2. En el alma

$$s \leq (12, 1.6\Phi)$$

ALMA	1.6Φ	19.20	[cm]
	12	12.00	[cm]
	Espaciamento menor	12	[cm]
	Espaciamento Escogido	6	[cm]

DISEÑO RAMAS CORTAS

ALMA 1	h" [cm]	22.00	ALMA 2	h" [cm]	22.00
	Ag [cm2]	150.00		Ag [cm2]	150.00
	Ac [cm2]	-66.00		Ac [cm2]	-66.00
	Ash1 [cm2]	-8.64		Ash1 [cm2]	-8.64
	Ash2 [cm2]	0.79		Ash2 [cm2]	0.79
	Av [cm2]	0.79		Av [cm2]	0.79

ALMA 1	1	Φ	10	=	0.79	[cm2]	@	6	[cm]
---------------	---	---	----	---	------	-------	---	---	------

ALMA 2	1	Φ	10	=	0.79	[cm2]	@	6	[cm]
---------------	---	---	----	---	------	-------	---	---	------

DISEÑO RAMAS LARGAS

CABEZAL 1	h" [cm]	0.00	CABEZAL 2	h" [cm]	0.00
	Ag [cm2]	150.00		Ag [cm2]	150.00
	Ac [cm2]	-66.00		Ac [cm2]	-66.00
	Ash1 [cm2]	0.00		Ash1 [cm2]	0.00
	Ash2 [cm2]	0.00		Ash2 [cm2]	0.00
	Av [cm2]	0.00		Av [cm2]	0.00

ALMA 1	0	Φ	10	=	0	[cm2]	@	6	[cm]
---------------	---	---	----	---	---	-------	---	---	------

ALMA 2	0	Φ	10	=	0	[cm2]	@	6	[cm]
---------------	---	---	----	---	---	-------	---	---	------

Ilustración 43: Diseño de ramas cortas y largas en el alma