



USMP | FACULTAD DE
UNIVERSIDAD DE SAN MARTÍN DE PORRES | INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE CONCRETO
ARMADO SISMO – RESISTENTE EN EDIFICACIONES:
MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR

**GUILLÉN JIMÉNEZ, MAYRA ALEJANDRA
JANQUI CAVERO, LEONIDAS**

LIMA – PERÚ

2016

Dedicatoria

A mi madre Juana, por su apoyo incondicional y en memoria de mi padre Juan Fernando, que sin su apoyo no hubiera podido realizarme como persona y profesionalmente.

Guillén Jiménez, Mayra Alejandra

Dedicatoria

A mi madre Gilda y mi padre Artemio, quienes me apoyaron siempre y nunca perdieron la fe en mí. A mis hermanos Iván y Miguel, por su compañía y consejos. A mis abuelos Artemio, Edmundo, Graciela y Mercedes por su gran ejemplo y enseñanzas. A mis tíos queridos Dina, Edith, Hermogenes, Lucio, Lucrecia y Vides por sus sabios consejos.

Janqui Caverro, Leonidas

Agradecimiento

Expresamos nuestro agradecimiento a la Universidad “San Martín de Porres” porque siguen apostando por la educación de nuestro país; a nuestro asesor y maestros por sus conocimientos.

A nuestros familiares ya que con su amor incondicional nos han apoyado a superarnos como profesional y a la vez ser mejores personas, capaces que mejorar esta sociedad.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	xv
ABSTRACT	xvi
INTRODUCCIÓN	xvii
CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO	22
1.1. Vigas	22
1.2. Columnas	24
1.3. Cimentaciones continuas	31
1.4. Muros de concreto	36
1.5. Muros de corte (Placas)	40
1.6. Efecto de las losas en la respuesta sísmica de edificios de gran altura	48
CAPÍTULO II: METODOLOGÍA	56
2.1. Hipótesis de diafragma rígido y la condensación de la matriz	56
2.2. Técnica subestructuración	57
2.3. Elementos finitos para muros de corte	59
2.4. El uso de la viga rígida ficticia	61
CAPÍTULO III: PRUEBAS Y RESULTADOS	64
3.1. Datos generales	64
3.2. Estructuración	64
3.3. Predimensionamiento	66
3.4. Metrado promedio	79
3.5. Análisis sísmico	82
3.6. Diseño de losa de cimentación	100
3.7. Muro de contención tipo pantalla	123
3.8. Placas	145

3.9. Diseño de columnas	156
3.10. Efecto de las losas en la respuesta sísmica de edificios de gran altura	159
CAPÍTULO IV: DISCUSIÓN Y APLICACIÓN	167
4.1. Discusión	167
4.2. Aplicación	167
CONCLUSIONES	172
RECOMENDACIONES	174
FUENTES DE INFORMACIÓN	176
ANEXOS	178

Lista de tablas

	Página
Tabla 1	Descripción de suelos. 35
Tabla 2	Límites para el desplazamiento lateral de entepiso. 42
Tabla 3	La base cálculo del espectro de respuesta (Ton-f). 54
Tabla 4	Resumen de predimensionamiento de vigas. 67
Tabla 5	Resumen de predimensionamiento de columnas esquinadas. 69
Tabla 6	Resumen de predimensionamiento de columnas excéntricas. 73
Tabla 7	Resumen de predimensionamiento de columnas centradas. 78
Tabla 8	Cargas muertas y vivas para aligerados. 79
Tabla 9	Cargas muertas y vivas para la azotea. 79
Tabla 10	Cargas muertas en vigas longitudinales x-x. 79
Tabla 11	Cargas muertas en vigas transversales y-y. 79
Tabla 12	Áreas tributarias por columnas y longitudes de vigas. 80
Tabla 13	Cálculo de cargas muertas PD y cargas vivas PL. 81
Tabla 14	Parámetros para la determinación del sismo de diseño en la dirección x-x. 89
Tabla 15	Parámetros para la determinación del sismo de diseño en la dirección y-y. 89
Tabla 16	Características del concreto. 91
Tabla 17	Asignación de material para elementos estructurales. 97
Tabla 18	Refuerzo tentativo para elementos estructurales. 97
Tabla 19	Verificación de desplazamientos sísmicos en la dirección x-x. 99
Tabla 20	Verificación de desplazamientos sísmicos en la dirección y-y. 99
Tabla 21	Cargas finales por columna. 100
Tabla 22	Áreas en planta y ubicación de su centroide para cálculo de excentricidad. 102
Tabla 23	Valores de X_c y Y_c para el cálculo del centro geométrico. 104

Tabla 24	Presiones en los bordes extremos de la losa.	107
Tabla 25	valores de presiones actuantes de contacto.	109
Tabla 26	Valores de momento de diseño por franja para el cálculo del refuerzo.	111
Tabla 27	Resumen de los valores del refuerzo de acero por franja de diseño.	122
Tabla 28	Resumen del refuerzo longitudinal de la pantalla.	139
Tabla 29	Valores para la elaboración del diagrama de interacción.	157
Tabla 30	Valores para la elaboración del diagrama de interacción.	166
Tabla 31	Valores para la elaboración del diagrama de interacción.	168
Tabla 32	Valores de los desplazamientos para estructura con muros estructurales.	168
Tabla 33	Valores de los desplazamientos para estructura con pórticos.	169
Tabla 34	Valores de los desplazamientos para estructura con muros estructurales aplicando elementos finitos.	169
Tabla 35	Valores de los desplazamientos para estructura con pórticos aplicando elementos finitos.	169
Tabla 36	Control de los desplazamientos para estructura con pórticos.	171
Tabla 37	Control de los desplazamientos para estructura con muros estructurales.	171
Tabla 38	Control de los desplazamientos para estructura de pórticos con elementos finitos.	171
Tabla 39	Control de los desplazamientos para estructura con muros estructurales aplicando elementos finitos.	171

Lista de figuras

		Página
Figura 1	Tipos de Columna	25
Figura 2	Condición de falla balanceada en columnas	27
Figura 3	Previsiones de seguridad del ACI para la resistencia de una columna con estribos superpuesta sobre el diagrama de interacción de resistencia de una columna	30
Figura 4	Tipología de losas	32
Figura 5	Asentamientos y distribución de las presiones de contacto	34
Figura 6	Coeficiente de balasto	35
Figura 7	Muro de gravedad	37
Figura 8	Tipos de falla en muros de contención	38
Figura 9	Estructuras de contención rígidas	38
Figura 10	Estructuras de contención flexibles	39
Figura 11	Tipos de muro de contención	39
Figura 12	Secuencia en la formación de rótulas	43
Figura 13	Vibración torsional causada por la falta de coincidencia entre el centro de masa y el centro de rigidez	44
Figura 14	Continuidad estructural de muros	45
Figura 15	Proporciones de los muros	46
Figura 16	Fuerzas coplanares	47
Figura 17	Tipos de falla en muros de cortante	48
Figura 18	Ejemplo estructuras con losas refinadas. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C	48
Figura 19	Estructuras ejemplo con un diafragma rígido. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.	49
Figura 20	La deformación de las losas de piso típico debido a cargas laterales. (a) Tipo plano A, (b) Tipo plano B, (c) Tipo plano C.	50
Figura 21	Deformación de la construcción de estructuras por las cargas laterales. (a) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B.	50
Figura 22	Los desplazamientos de las estructuras de 10 pisos. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.	52

Figura 23	Los desplazamientos de las estructuras de 20 pisos. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.	52
Figura 24	Períodos naturales de vibración de estructuras de 10 pisos. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.	53
Figura 25	Períodos naturales de vibración de estructuras de 20 pisos. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.	53
Figura 26	Diferencia de aceleración causada por el modelado plan C.	54
Figura 27	Modelo refinado del tipo de plano B	57
Figura 28	Reducción de DOFs por supuesto de diafragma rígido y condensación matriz	57
Figura 29	Aplicación de súper elemento y subestructura de losas de piso para el tipo de plano de C. (a) de un plano, (b) División de una losa de piso, (c) Tipos de elementos súper, (d) Subestructura para una losa de piso, losa de piso, (e) El montaje de subestructura.	58
Figura 30	Plano elemento de estrés para los muros de corte. (A) 8 DOFs estrés avión, (b) la tensión 12 DOFs plano.	60
Figura 31	Elemento de viga típica.	60
Figura 32	Función de forma desplazamiento a lo largo de los límites del elemento.	61
Figura 33	Modelo refinado para una estructura en el tipo de plano B. (a) deformación de una losa del suelo, (b) distribución de la tensión de Von Mises.	62
Figura 34	Modelo de elementos único para una estructura de tipo de plano B. (a) Deformación de una losa de piso, (b) la distribución de tensiones de Von Mises.	62
Figura 35	Utilice de la viga ficticia en el límite de la losa y la pared. (A) Área de Fronteras, (b) Añadir haz ficticio, (c) Condensar, (d) Eliminar haz ficticio	63
Figura 36	Modelo utilizando un haz plano ficticio de tipo B. (a)	63

deformación de una losa del suelo, (b) distribución de la tensión de Von Mises.

Figura 37	Irregularidad piso blando.	82
Figura 38	Irregularidad de masa	83
Figura 39	Irregularidad geométrica vertical.	84
Figura 40	Discontinuidad en los sistemas resistentes.	85
Figura 41	Irregularidad torsional	86
Figura 42	Esquinas entrantes	87
Figura 43	Discontinuidad del diafragma	88
Figura 44	Espectro de pseudo-aceleraciones x-x	89
Figura 45	Espectro de pseudo-aceleraciones y-y	90
Figura 46	Geometría del modelado en SAP2000 en los planos: xy, yz, xz y 3D.	91
Figura 47	Definición de columna de 25cm X 25cm en SAP2000.	92
Figura 48	Definición de columna de 25cm X 40cm en SAP2000.	92
Figura 49	Definición de columna de 25cm X 50cm en SAP2000.	93
Figura 50	Definición de columna de 25cm X 65cm en SAP2000.	93
Figura 51	Definición de columna de 35cm X 35cm en SAP2000	94
Figura 52	Definición de Viga de 15cm X 20cm en SAP2000.	94
Figura 53	Definición de viga de 30cm X 20cm en SAP2000.	95
Figura 54	Definición de viga de 25cm X 50cm en SAP2000.	95
Figura 55	Definición de viga de 30cm X 55cm en SAP2000.	96
Figura 56	Desplazamientos de la edificación.	98
Figura 57	Áreas en planta para el cálculo de excentricidad.	102
Figura 58	Ubicación de los bordes extremos para la aplicación de presiones	108
Figura 59	Franjas horizontales.	110
Figura 60	Franjas verticales.	110
Figura 61	Predimensionamiento de muro pantalla.	123
Figura 62	Predimensionamiento final de muro pantalla.	124
Figura 63	Empuje activo Ea1, Ea2 y Ea3 en el muro pantalla.	125
Figura 64	Ubicación de las cargas P1, P2, P3, P4 y P5.	126
Figura 65	Diseño de la pantalla	130

Figura 66	Calculo de q .	131
Figura 67	Cálculo de q_1 y q_2 .	132
Figura 68	Presiones actuantes en la pantalla.	133
Figura 69	Ubicación de las presiones Eau1, Eau2, Eau3 en la pantalla	133
Figura 70	Verificación de la dimensión de pantalla.	135
Figura 71	Diseño de zapata posterior.	139
Figura 72	Calculo del Mu en la zapata posterior.	140
Figura 73	Reforzamiento en la zapata posterior.	140
Figura 74	Diseño de zapata anterior.	142
Figura 75	Cálculo de Mu en la zapata anterior.	143
Figura 76	Reforzamiento en la zapata anterior.	143
Figura 77	Datos generales en elevación y planta para diseño de placa.	145
Figura 78	Refuerzo vertical y horizontal de la placa.	151
Figura 79	Momentos de primera combinación.	152
Figura 80	Momentos de la segunda combinación.	153
Figura 81	Diagrama de Interacción de la columna B3.	158
Figura 82	Refuerzo de acero requerido para la columna B3	158
Figura 83	Ejemplo Estructuras aporricada. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B.	159
Figura 84	Ejemplo estructuras con losas refinadas. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B.	160
Figura 85	Forma deformada de la construcción de estructuras por las cargas laterales. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B.	161
Figura 86	La deformación de las losas de piso típico debido a cargas laterales. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C	161
Figura 87	Los desplazamientos en X de la estructura de 5 pisos y semisótano.	163
Figura 88	Los desplazamientos en Y de las estructuras de 5 pisos y semisótano.	163
Figura 89	Los desplazamientos en X de las estructuras de 5 pisos y	164

	semisótano.	
Figura 90	Los desplazamientos en Y de las estructuras de 5 pisos y semisótano.	164
Figura 91	(a) Estructura 1, (b) Estructura 2.	167
Figura 92	(a) Estructura 3, (b) Estructura 4.	167
Figura 93	Desplazamientos de las estructuras (a) y (b) respectivamente.	168
Figura 94	Arriba periodos de vibración de la estructura (a) y abajo periodo de vibración de estructura (b).	170
Figura 95	Comportamiento de la estructura 1 con losa de rigidez y losa de elementos finitos.	170
Figura 96	Comportamiento de la estructura 2 con losa de rigidez y losa de elementos finitos	170

Lista de Anexos

		Página
Anexo 1	Plano A-01 Semisótano y primer nivel	179
Anexo 2	Plano A-02 Segundo, tercer, cuarto y quinto nivel	180
Anexo 3	Plano A-03 Azotea y fachada principal	181
Anexo 4	Plano E-01 Áreas tributarias y franjas de diseño	182
Anexo 5	Plano E-02 Cimentación	183
Anexo 6	Plano E-03 Losas	184
Anexo 7	Plano E-04 Losas	185
Anexo 8	Matriz de consistencia	186

RESUMEN

La tesis titulada “Análisis del sistema estructural de concreto armado sismo – resistente en edificaciones: Multifamiliar de cinco pisos”, se desarrolló con el objetivo de comprobar que si al considerar la rigidez a la flexión de las losas en el modelado se logra un análisis sísmico más eficiente en una edificación de concreto armado.

La presente tesis responde a un estudio del tipo según su enfoque cuantitativo y según su finalidad aplicativa; el nivel descriptivo-analítico y el diseño no experimental. Aplicando un método para el diseño de una edificación empleando el procedimiento de condensación Matriz, la técnica de subestructuración para el diseño sismo resistente de una edificación de concreto armado. El diseño en concreto armado de los elementos estructurales se realizó siguiendo las normas que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú.

Primero se predimensionan los elementos estructurales del edificio buscando que sean lo más simple posible para que su definición en el software SAP2000 se acerque más al comportamiento real de los mismos. Luego se realizó el modelado de la estructura para el análisis sísmico el cual cumple con los requisitos de la Norma E-030. Con los esfuerzos hallados del análisis por cargas verticales y de sismo se procedió a realizar el diseño final en concreto armado los elementos estructurales del edificio: losas, vigas, placas, muros de contención, etc.

Finalmente se realizó un modelado utilizando una malla de elementos finitos en las losas de entrepiso comparando su comportamiento con el método tradicional.

Palabras claves: Sistema estructural, concreto, armado sísmico, edificaciones.

ABSTRACT

The thesis is entitled “Analysis of the structural system of a reinforced concrete building: Multifamily building with 5 stories”. It was developed with the main objective of proving that if the use of the flexural stiffness of slabs in the modeling is necessary to obtain more accurate results in the seismic analysis of a reinforced concrete building.

This thesis responds to a quantitative study because of the approach and applicative according to its purpose; also to a descriptive - analytical level and a non-experimental design. Applying the matrix condensation procedure, the sub structuring technique for a seismic resistance design for a building of reinforced concrete. The reinforced concrete design for structural elements was done following the statements that are established on the National Building Regulations of Peru.

First a pre dimension was calculated of the structural elements of the building looking that they were as simple as possible in order to defining them in the software SAP2000 and obtaining results that were really close to the real behavior of the building. Then a complete model was done of the building and obtained the results from the seismic analysis making sure that these satisfy the requirements of the Standard E-030. With the efforts that were obtained in the previous step, both vertical and seismic loads, the final design was done of concrete elements of the building such as slabs, beams, concrete shells, retaining walls, etc.

Finally, it was used the refined mesh method to analyze the floor slabs and did a comparison with the traditional method.

Keywords: structural system, concrete, seismic, building

INTRODUCCIÓN

Recientemente, muchos edificios de gran altura se han construido utilizando el sistema de caja o concreto armado. El sistema de concreto armado, que se compone de paredes y losas de hormigón armado, es muy utilizado en el Perú, ya que permite un plan de diseño más flexible y sin columnas. Además, la construcción con las formas de túneles es muy rápida, y no hay necesidad de un acabado de mortero adicional en las paredes.

El objetivo principal es proponer un método para el diseño de una edificación empleando el procedimiento de condensación Matriz, la técnica de subestructuración para el diseño sismo resistente de una edificación de concreto armado. Con el fin de dar cuenta de la rigidez a la flexión de las losas, es necesario utilizar una malla de elementos finitos refinado en el análisis.

En las estructuras de sistema de concreto armado, las losas de piso pueden tener una influencia significativa en la respuesta lateral de las estructuras. Si la rigidez a la flexión de las losas en el sistema de caja es totalmente ignorada, la rigidez lateral de las estructuras puede ser subestimada significativamente. La subestimación de la rigidez dará lugar a períodos más largos naturales que pueden resultar en la subestimación de las cargas sísmicas. Con el fin de predecir la respuesta sísmica precisa de las estructuras del sistema, puede ser prudente incluir una cantidad adecuada de rigidez a la flexión de las losas. Bajo grandes movimientos laterales de un edificio, las grietas pueden ocurrir en losas a lo largo de la interfaz con muros de corte. Para obtener resultados precisos, deben incluirse las propiedades de la sección agrietadas apropiadas basado en el comportamiento real de un edificio.

El estudio a realizar estará enfocada en edificaciones de concreto armado, en el cual el método de diseño se podrá aplicar a edificaciones de gran altura; en este caso de estudio la edificación será de cinco pisos y se planteará su ubicación en la ciudad de Lima, lo que no se incluirá es un

trabajo de campo ya que el estudio será teórico y modelado en los software correspondientes.

La presente investigación está estructurada en 4 capítulos. En el primero se da a conocer el marco teórico en cual se dan las definiciones de los elementos estructurales que comprenden la edificación y las fórmulas con las que analizan. En el capítulo segundo se explica la metodología que se usará para el desarrollo de la evaluación estructural de la edificación. En el capítulo tercero se procederá a realizar el diseño de cada elemento de la edificación. En el capítulo cuarto se realizará las discusiones y comparaciones de los modelos estructurales para finalmente presentar las conclusiones y recomendaciones.

1. Formulación del problema

Dong-Guen Lee, Hyun-Su Kim, Min Ah Chun (2001) presentan “Análisis sísmico eficiente de estructuras de edificios de gran altura, con los efectos de las losas de piso”. Los Software de análisis como SAP2000, está adoptando el supuesto de diafragma rígido para la losa de una planta entera. En este caso, la rigidez a la flexión de las losas es generalmente ignorada en el análisis en el software.

En el procedimiento de diseño estructural en una edificación existe una falta de análisis en la aplicación de un sistema estructural adecuado y el comportamiento de las losas de entrepiso con respecto a los muros de corte. La subestimación de la rigidez dará lugar a períodos de vibración naturales más largos.

¿Cómo comprobar que si al considerar la rigidez a la flexión de las losas en el modelado se logra un análisis sísmico más eficiente en una edificación de concreto armado?

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

Comprobar que si al considerar la rigidez a la flexión de las losas en el modelado se logra un análisis sísmico más eficiente en una edificación de concreto armado.

2.2. Objetivos específicos

- a) Aplicar una malla de elementos finitos en el modelado de las losas de entrepiso para obtener un control de desplazamientos lateral más preciso.
- b) Aplicar vigas ficticias en el modelado de la losa que compatibilice la losa con los muros de corte para obtener periodos naturales de vibración más eficientes.

3. Justificación

En las estructuras de sistema de concreto armado, las losas de piso pueden tener una influencia significativa en la respuesta lateral de las estructuras. Si la rigidez a la flexión de las losas en el sistema de caja es totalmente ignorada, la rigidez lateral de las estructuras puede ser subestimada significativamente. La subestimación de la rigidez dará lugar a períodos más largos naturales que pueden resultar en la subestimación de las cargas sísmicas. Con el fin de predecir la respuesta sísmica precisa de las estructuras del sistema, puede ser prudente incluir una cantidad adecuada de rigidez a la flexión de las losas. Bajo grandes movimientos laterales de un edificio, las grietas pueden ocurrir en losas a lo largo de la interfaz con muros de corte. Las grietas causan una gran reducción en la rigidez a la flexión de las losas. Para obtener resultados precisos, deben incluirse las propiedades de la sección agrietadas apropiadas basado en el comportamiento real de un edificio.

4. Limitaciones

El estudio a realizar estará enfocado en edificaciones de concreto armado, en el cual el método de diseño se podrá aplicar a edificaciones de gran altura; en este caso de estudio la edificación será de cinco pisos y se planteará su ubicación en la ciudad de Lima, lo que no se incluirá es un trabajo de campo ya que el estudio será teórico y modelado en los software correspondientes.

5. Viabilidad

- a) Viabilidad técnica: Se cuenta con los recursos necesarios, tanto como la bibliografía y los softwares necesarios para el estudio.
- b) Viabilidad económica: Para este estudio se necesitara adquisición de libros, compra de estudios a fines vía internet de publicaciones (papers) y todo el material de escritorio que se llegue a necesitar.
- c) Viabilidad social: Al aplicar el estudio a las edificaciones de concreto armado se tendría más seguridad ante los sismos.
- d) Viabilidad operativa: No habrían restricciones ya que hecho el diseño y haber comprobado su viabilidad el proceso constructivo es el

convencional solo que se aplicara las nuevas condiciones de diseño y sus especificaciones técnicas.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1. Vigas

Las vigas son los elementos más comunes en el diseño en concreto reforzado. Los mismos principios que se aplican a las vigas se pueden extender y aplicar fácilmente al diseño de elementos más complejos como losas, zapatas y vigas de marcos continuos. Si el diseñador está completamente familiarizado con el comportamiento a la flexión de las vigas, los elementos estructurales más complejos no serán ningún problema. (Maguiña, 2013)

Como la resistencia a la flexión controla usualmente las dimensiones de las vigas, estas se diseñan inicialmente por momento, y solo más tarde se verifica por cortante y refuerzo adicional, si se requiere. La comprobación por cortante sucede en una etapa posterior y no depende del diseño por momento. Únicamente para claros cortos y cargas pesadas, las dimensiones de la viga están controladas por cortante. Antes de la selección final del acero, el proyectista deberá verificar la adherencia entre el refuerzo y el concreto para asegurar que no haya deslizamiento. (Maguiña, 2013)

Usualmente el proyectista quiere que las vigas sean poco profundas, tanto como sea posible, para maximizar la altura libre de los pisos, aun cuando las vigas peraltadas son más rígidas y eficientes estructuralmente. El ACI define como vigas de poco peralte a aquellas cuya relación peralte/claro es menor que $2/5$ para claros continuos, y menor a $4/5$ para claros simples. Con pocas excepciones, las vigas utilizadas en los edificios y puentes pertenecen a esta categoría.

Aunque las ecuaciones para el dimensionamiento de vigas se deducen para secciones rectas de cualquier forma, se pondrá énfasis especial sobre las vigas con zonas en compresión rectangulares, ya que la mayoría de las vigas construidas actualmente tienen dimensiones de esta forma. Se prestará una cuidadosa atención al área de acero requerido para producir elementos dúctiles a la flexión y estructuras con alto grado de flexibilidad.

Como el dimensionamiento por resistencia toma en cuenta sólo la capacidad de momento último de la sección y no el estado de esfuerzos en los materiales o el comportamiento bajo cargas de servicio, el ACI establece también el criterio para limitar el ancho de las grietas y controlar las deflexiones. Las vigas excesivamente flexibles (aun con resistencia adecuada) tienden a vibrar, presentan una apariencia no deseada de comba, y pueden dañar a los elementos no estructurales fijados o apoyados en ellas.

Modos de falla

Existen tres modos de falla y éstos están determinados por el porcentaje de acero ubicado en la zona en tensión de la viga. Dos de estos modos de falla son frágiles y el otro es dúctil. Las vigas se deben dimensionar de modo que sólo la falla dúctil sea posible.

Caso 1: La viga está sobre reforzada y el modo de falla es súbito y frágil. Se debe evitar este tipo de fallas en el diseño. Cuando la viga sobre reforzada está cargada para la falla, ésta se inicia por el aplastamiento del concreto seguido de una repentina desintegración de la zona en compresión, mientras que el esfuerzo en el acero no ha alcanzado aún su punto de fluencia. Para prevenir una falla frágil, el refuerzo debe alcanzar su punto de fluencia cuando la deformación en el concreto sea menor que la deformación de falla de 0,003.

Caso 2: La viga tiene un porcentaje moderado de refuerzo. El modo de falla se inicia por la fluencia del acero cuando aún las deformaciones en el concreto son, por lo general, bajas. Dichas vigas pueden seguir tomando más cargas y son capaces de sufrir una gran deformación antes de que ocurra el colapso final. Este modo de falla es dúctil y es el único modo de falla aceptable.

Caso 3: La viga está reforzada con un pequeño porcentaje de acero, y el modo de falla es, también, frágil. Cuando el esfuerzo de tensión en el concreto excede al módulo de rotura, el concreto se agrieta e inmediatamente desaparece la fuerza de tensión en él; la pequeña cantidad de acero debe, entonces, absorber este incremento de carga. Si el área de

acero proporcionado es muy poco para soportar esta fuerza añadida, el refuerzo se partirá y la rotura total de la sección ocurrirá repentinamente.

1.2. Columnas

1.2.1. Viga - columna

Un elemento sujeto a fuerza en compresión y momento, a la vez, se denomina viga–columna. Dependiendo de la magnitud relativa del momento y la carga axial, el comportamiento de una viga–columna variará desde una acción de viga pura en un extremo hasta una acción de columna pura en el otro. El término viga–columna, a pesar de ser más precisa, se reemplaza por el término columna, por simplicidad, y otras veces se le conoce, también, como elemento en compresión. (Maguiña, 2013)

Tipos de columnas

La mayoría de las columnas de concreto tienen secciones circulares o rectangulares y están reforzadas con varillas longitudinales. El refuerzo longitudinal se amarra al refuerzo lateral para asegurar que se encuentre correctamente colocado y no se desplace de su posición cuando el concreto sea vaciado y compactado, y así formar una jaula rígida. Si para ubicar el acero longitudinal se utilizan zunchos individuales de acero, llamados estribos, la columna se llama columna con estribos. Si el acero longitudinal está confinado mediante refuerzo en espiral, la columna se denomina columna con espiral (ver la Figura N°1).

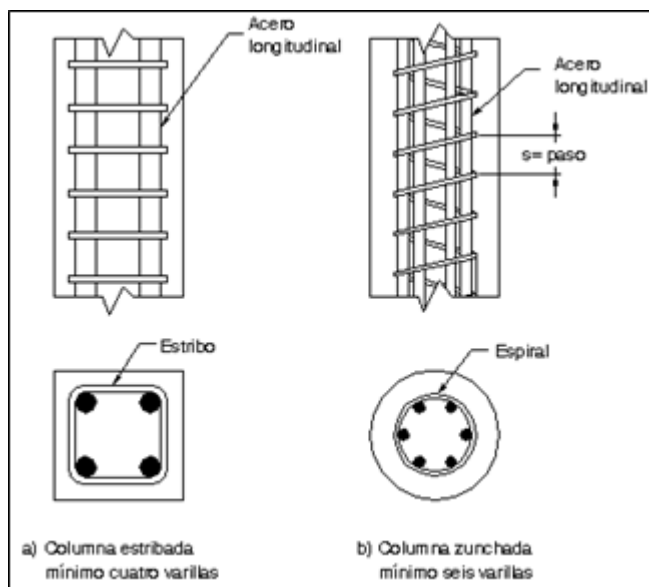


Figura N° 1: Tipos de Columna.

Fuente: Maguiña, E. (2013)

Aunque el Código ACI no especifica un área mínima de la sección transversal de una columna, los espacios libres requieren que el ancho o diámetro mínimo de una columna no sea menor que 200 o 250 mm.

Para proporcionar ductilidad, reducir el flujo plástico y el agrietamiento, y asegurar algo de resistencia por flexión, el Código ACI requiere un área mínima de acero longitudinal igual al 1% del área bruta de la columna. Se establece, asimismo, un límite superior del 8% del área total de la sección. Como un hecho práctico, es dificultoso colocar más de 5 o 6% del refuerzo de acero en el encofrado de una columna y todavía mantener suficiente espacio para que el concreto fluya entre las varillas. Por eso, los diseños más económicos se logran cuando la cuantía del acero varía entre el 1 y 3 %. A medida que la cantidad de refuerzo aumenta, se dispone de menor ancho para trabajar el concreto dentro de los espacios entre las varillas y los lados del encofrado, y existe la posibilidad de desarrollar vacíos y cangrejas. Utilice varillas de diámetros más grandes para reducir los costos de colocación y para evitar una congestión innecesaria.

Para que el concreto fluya libremente entre las varillas longitudinales, llenando todos los espacios del encofrado, y se reduzcan los vacíos, el Código ACI especifica que la distancia libre entre las varillas no debe ser menor que 1,5 veces el diámetro de la varilla o 40 mm, la que sea mayor.

Para concretos vaciados en sitio y no expuestos a la intemperie o sin contacto con el suelo, se requiere un recubrimiento mínimo de concreto de 40 mm, para proteger el acero longitudinal, los estribos o espirales, del fuego y la corrosión. Cuando el concreto moldeado está expuesto al suelo o a la intemperie, el recubrimiento mínimo debe aumentarse a 50 mm para varillas # 6 o mayores.

1.2.2. Modos de falla

Una sección de columna está sujeta a una de las siguientes condiciones de falla:

- Falla por compresión, debida al aplastamiento inicial del concreto en el lado en compresión.
- Falla por tracción, debida a la fluencia inicial del acero en el lado en tracción.
- Falla balanceada: se presenta cuando la falla es por compresión y tracción, simultáneamente.

Si P_n es la carga axial nominal y P_b , la carga axial nominal correspondiente a la condición balanceada, entonces:

$P_n > P_b$	O	$e < e_b (c > c_b)$	Falla de compresión
$P_n = P_b$	O	$e = e_b (c = c_b)$	Falla balanceada
$P_n < P_b$	O	$e > e_b (c < c_b)$	Falla de tensión

En todos los casos se mantiene la compatibilidad de las deformaciones.

1.2.2.1. Condición de falla balanceada

El modo de falla balanceada ocurre cuando la deformación en el concreto, en la fibra extrema en compresión, alcanza justamente la máxima deformación de 0.003 mm/mm, simultáneamente con la primera deformación de fluencia ($\epsilon = f_y/E_s$) en el acero de refuerzo en tensión. Existe una cuantía de refuerzo, dependiente de la sección recta y la ubicación del refuerzo, para la condición balanceada;

$$\bar{\rho}_b = \frac{A_{sb}}{b \times d} \dots (1)$$

Y

A_{sb} = Área del refuerzo de acero en tensión en la condición balanceada

b = Ancho de la sección transversal

d = Distancia desde la fibra en compresión extrema hasta el centroide del acero en tensión

La condición de falla balanceada es la condición de carga que produce, en resistencia última, una deformación de 0,003 en la fibra extrema del concreto en compresión justo en el instante en que el acero en tracción alcanza su deformación de fluencia e_y .

De la Figura N°2, por triángulos semejantes, se puede determinar una expresión para la profundidad del eje neutro c_b en la condición balanceada:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \dots (2)$$

Utilizando $E_s = 200\,000$ MPa,

$$c_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \times d \dots (3)$$

$$a_b = \beta_1 \times c_b \dots (4)$$

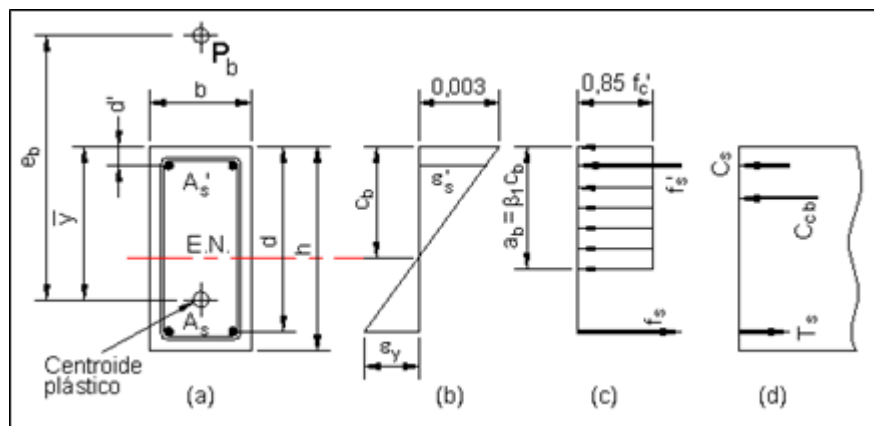


Figura N° 2: Condición de falla balanceada en columnas.

Fuente: Maguiña, E. (2013)

La carga axial P_b correspondiente a la condición balanceada será:

$$P_b = C_{cb} + C_s - T_s \dots (5)$$

Donde:

$$C_{cb} = 0.85 \times f'_c \times b \times a_b$$

$$C_s = A'_s \times f'_s$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

El esfuerzo en el acero en compresión se determina mediante la ecuación (5).

El momento balanceado será:

$$M_n = P_b \times e_b = C_{cb} \left(\bar{y} - \frac{a_b}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y}) \dots (6)$$

Donde \bar{y} es la distancia desde las fibras extremas a compresión, hasta el centroide plástico o geométrico.

1.2.2.2. Condición de falla por compresión

Si el concreto controla el mecanismo de falla, entonces se tiene un modo de falla frágil, mejor conocida como falla en compresión. Esto quiere decir que se ha excedido la deformación de compresión del concreto de 0,003 mm/mm y que este ha comenzado a triturarse antes que el refuerzo en tensión alcance su fluencia. Las fallas frágiles ocurren sin advertencia y se perciben como colapsos súbitos, los cuales pueden reclamar vidas; debido a esto, las fallas frágiles no son deseables.

Cuando la carga excéntrica última P_n exceda al valor balanceado P_b , o cuando la excentricidad e sea menor al balanceado e_b , la capacidad de la sección está controlada por el aplastamiento inicial del concreto. Como consecuencia de esto, el esfuerzo en el acero en tracción será menor que el de fluencia, es decir, $f_s < f_y$.

1.2.2.3. Condición de falla por tensión

El último modo de falla, la forma de controlar el diseño por flexión, es la falla de tensión. El refuerzo fluye antes que el concreto pueda triturarse. En el momento en el cual el concreto alcanza su máxima deformación de 0,003 mm/mm, el refuerzo ha excedido en demasía su deformación de fluencia. La fluencia del acero en tensión permite que los elementos en flexión experimenten deflexiones excesivas sin colapso repentino. Este comportamiento dúctil permite que los ocupantes abandonen el edificio antes de que fallen los elementos estructurales.

Cuando la capacidad última P_n es menor que el valor balanceado P_b o la excentricidad e es mayor que el valor balanceado e_b , la capacidad de la sección está controlada por la tensión inicial en el refuerzo de acero. En tal situación, la deformación última en el acero en tensión más distante del eje neutro será más grande que la deformación por fluencia ($\epsilon = f_y/E_s$). En tales condiciones, el esfuerzo f'_s en el acero en compresión puede o no ser el de la resistencia de fluencia. Utilice la ecuación (50) para calcular el esfuerzo real.

1.2.3. Diagramas de interacción de resistencia (P - M)

Una buena aproximación para proporcionar las bases de un diseño práctico es la construcción de un diagrama de interacción de resistencia que defina la carga y el momento de falla de una columna para todas las excentricidades, desde cero a infinito. Para cualquier excentricidad hay un único par de valores de P_n y M_n que producirá el estado de falla inicial. Ese par de valores se puede graficar como un punto sobre una curva relacionado con P_n y M_n . La serie de puntos correspondientes a diferentes excentricidades tendrá como resultado la curva que tiene la forma típica mostrada en la Figura N°14. Sobre este diagrama, una línea radial representa una excentricidad particular $e = M_n/P_n$. Para esa excentricidad, el incremento gradual de la carga definirá una trayectoria de la carga, y cuando esta trayectoria de la carga alcance la curva límite, se producirá la falla. Nótese que el eje vertical corresponde a $e = 0$; y P_0 es la capacidad de la columna

cuando está cargada concéntricamente. El eje horizontal corresponde a un valor infinito de e , es decir, flexión pura para una capacidad de momento M_0 . El diagrama de interacción representa, pues, la resistencia de una sección reforzada particular para todas las combinaciones posibles de la carga axial y el momento que producen la falla.

El ACI especifica que se debe aplicar un factor de reducción $\phi = 0.70$ a las columnas con estribos y $\phi = 0.75$ a las columnas con espiral, sobre las coordenadas del diagrama de interacción teórica para obtener el diagrama de interacción de diseño de la Figura N°3. El ACI permite, también, que el factor de reducción se incremente de 0,90 cuando ϕP_n disminuya desde $0.10(f'_c \times A_g)$ hasta cero. Este incremento se aplicará a los elementos donde $f_y \leq 420$ MPa y la distancia entre ejes de varillas extremas γ no sea menor del 70% del peralte total. Así:

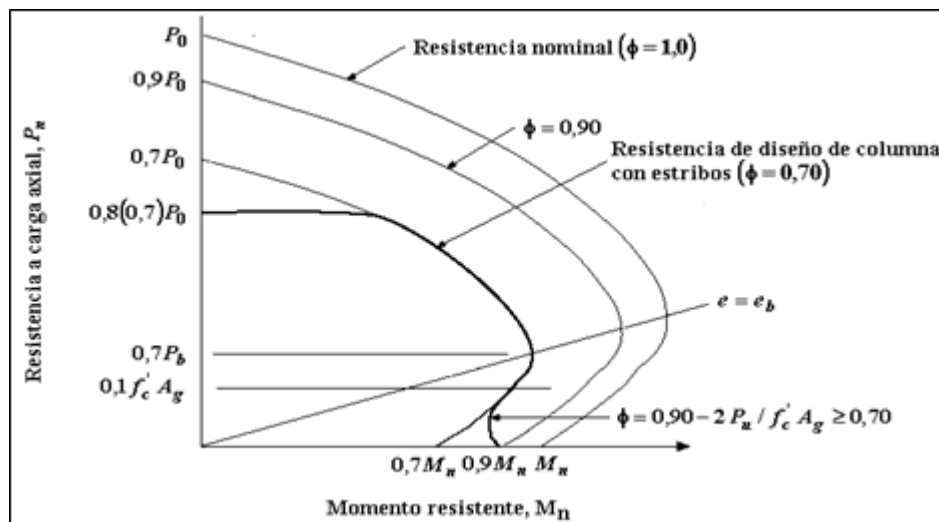


Figura N° 3: Previsiones de seguridad del ACI para la resistencia de una columna con estribos superpuesta sobre el diagrama de interacción de resistencia de una columna.

Fuente: Maguiña, E. (2013)

Columnas con estribos:

$$\phi P_{n,max} = 0.80\phi [0.85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + (A_{st} \times f_y)] \dots(7-a)$$

$$\text{Donde } \phi = 0.90 - 2\phi P_n / (f'_c \times A_g) \geq 0.70$$

Columnas con espiral:

$$\phi P_{n,max} = 0.85\phi [0.85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + (A_{st} \times f_y)] \dots(7-b)$$

Donde: $\phi = 0.90 - 1.5\phi P_n / (f'_c \times A_g) \geq 0.75$

Si ϕP_b es menor que $0.10(f'_c \times A_g)$, entonces se debe sustituir ϕP_b por $0.10(f'_c \times A_g)$ en el denominador, aplicando $0.70P_b$ para las columnas con estribos y $0.75P_b$, para las columnas con refuerzo en espiral.

1.3. Cimentaciones continuas

Cuando la capacidad de carga del sub-suelo es baja de modo que se hacen necesarias grandes áreas de contacto, deben utilizarse zapatas continuas. Estas pueden ser capaces de soportar todas las columnas de un alineamiento o más, frecuentemente dos grupos de zapatas continuas que se interceptan perpendicularmente y que forman la llamada cimentación reticular continua. Este tipo de cimentación puede proyectarse para que desarrolle un área de contacto mucho mayor que la estrictamente necesaria, las franjas continuas cuyos momentos son mucho menores que los momentos en los voladizos de las grandes zapatas individuales, dan como resultado una cimentación más económica. (Arango 2005)

Cuando la magnitud de las cargas o la calidad de los suelos son de capacidad muy baja, estas franjas continuas tienden a traslaparse por lo que, la zapata continua tiene que abarcar toda la superficie del edificio, en este caso se llama platea de cimentación.

La platea de cimentación desarrolla evidentemente la máxima área de contacto disponible bajo el edificio. Si aún esta área es insuficiente, debe utilizarse algún tipo de cimentación profunda.

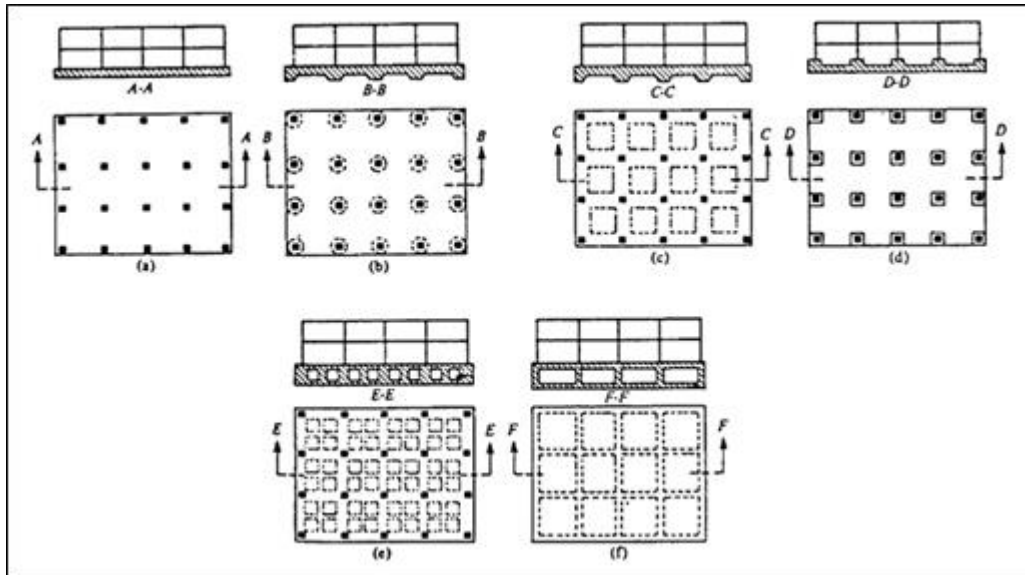


Figura N° 4: Tipología de losas.

Fuente: Arango, J. (2005)

Las cimentaciones continuas, reticulares o la platea de cimentación, tienen la virtud de que debido a su continuidad y rigidez reducen grandemente los asentamientos diferenciales.

Para el diseño de estas cimentaciones continuas resulta esencial establecer supuestos razonablemente realistas con respecto a la distribución de las presiones de contacto que actúan como cargas hacia arriba sobre la cimentación.

Para suelos compresibles puede suponerse como una primera aproximación que la deformación o asentamiento del suelo en determinado sitio y la presión de contacto en ese sitio son proporcionales entre sí.

Si las columnas se encuentran esparcidas a distancias moderadas y si la cimentación continua es muy rígida, los asentamientos en todos los sitios de la cimentación serán esencialmente los mismos. Esto significa que la presión de contacto (Reacción de la sub-rasante o reacción de balasto) será la misma siempre y cuando el centroide de la cimentación coincida con la resultante de las cargas. En caso no coincida tendrán una variación lineal.

De otra parte, si la cimentación es relativamente flexible y el espaciamiento entre columnas es considerable los asentamientos dejarán de ser uniformes o de variar linealmente. En las columnas más cargadas se producirán

asentamientos mayores y por consiguiente mayores reacciones de la subrasante que las columnas de poca carga. En este caso la reacción de la subrasante ya no puede suponerse uniforme.

En conclusión, la distribución de presiones en la zona de contacto de las zapatas, dependerá de si las zapatas son rígidas o flexibles.

1.3.1. Cimentaciones “infinitamente rígidas”

Si la cimentación continúa y/o platea de cimentación es muy rígida (no se deforma) y las columnas están cercanas, se puede considerar que los asentamientos en los diversos puntos serán esencialmente los mismos. Por otro lado, la presión de contacto (reacción de la subrasante o reacción de balasto) será la misma, cuando el centro de gravedad en la cimentación coincida con la resultante de las cargas o, tiene una variación final cuando éstos no coinciden. (Arango, 2005)

En estos casos, son conocidas todas las cargas, tanto las de las columnas (dirigidas hacia abajo) como las de las presiones (dirigidas hacia arriba); por lo tanto, los momentos y esfuerzos cortantes pueden determinarse por condiciones de estática, es decir, como las zapatas individuales o combinadas.

Una vez hallados los momentos y cortantes, el diseño de las zapatas continuas es similar a una viga continua y el de platea de cimentación al de una losa maciza.

1.3.2. Cimentaciones “flexibles”

Si la cimentación continúa y/o platea de cimentación es “relativamente flexible” y la separación entre columnas es grande se puede considerar que los asentamientos ya no son uniformes o de variación lineal, que las columnas más cargadas producirán mayores asentamientos y por lo tanto mayores presiones de reacción (reacción de balasto) que las columnas menos cargadas o los espacios entre columnas y las secciones de las zapatas continuas y/o plateas situadas a igual distancia de dos columnas inmediatas, se deformarán hacia arriba proporcionalmente a la carga de los

mismos, al asentamiento y por lo tanto la reacción de balasto será menor en estos puntos que debajo de la columna. Esto se presenta en forma esquemática en el gráfico siguiente:

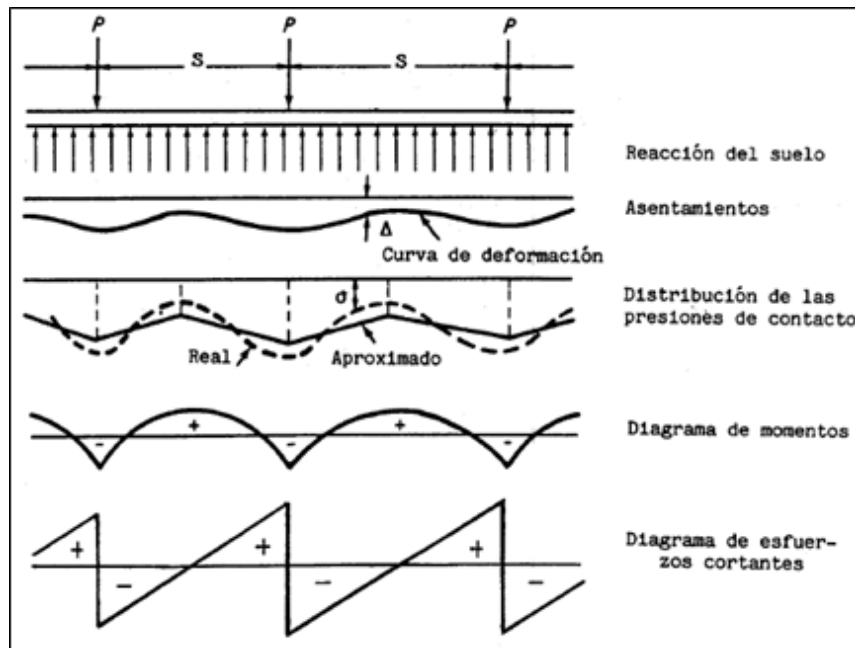


Figura N° 5: Asentamientos y distribución de las presiones de contacto.

Fuente: Arango, J. (2005)

En consecuencia, la reacción de la sub-rasante o reacción de balasto no puede suponerse uniforme. El cálculo exacto es bastante complejo, se puede usar la teoría de vigas en cimentaciones elásticas del profesor M. Hetenyi. Esta teoría toma en cuenta fundamentalmente la elasticidad de la cimentación, la elasticidad del suelo y el suelo se considera un medio elástico y la intensidad de su reacción se asume proporcional a la deformación (asentamiento) de la zapata bajo carga.

Reacción de balasto o coeficiente de balasto o coeficiente de reacción de sub-rasante.

Es la fuerza por unidad de superficie necesaria para producir un asentamiento unitario, ton/m³.

Se determina en base a una prueba de compresión simple sobre el terreno, considerando que la carga se aplica mediante una plancha circular de 30" de diámetro.

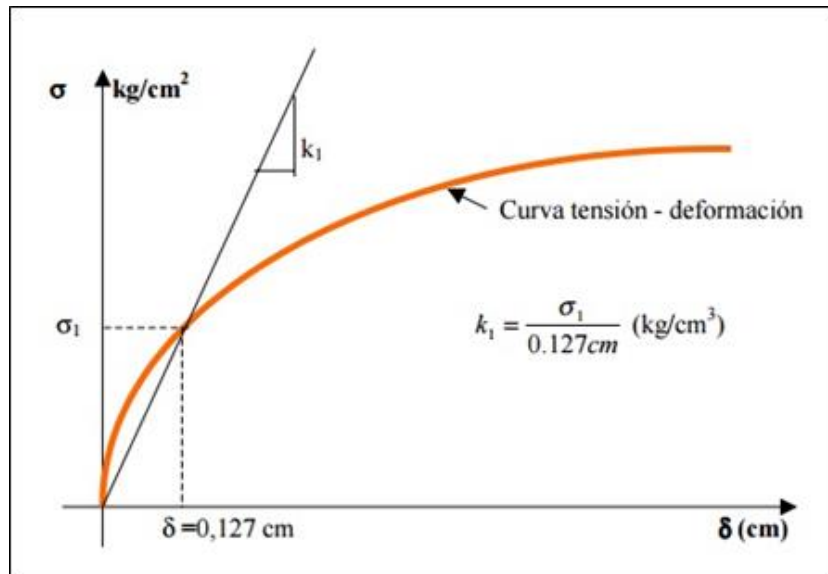


Figura N° 6: Coeficiente de balasto.

Fuente: Arango, J. (2005)

En la tabla siguiente se presentan algunos valores referenciales para diferentes tipos de suelo.

Tabla 1: Descripción de suelos.

DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS	SÍMBOLO	RANGO	PROM.
Gravas bien graduadas	GW	14-20	17
Gravas arcillosas	GC	11-19	15
Gravas mal graduadas	GP	8-14	11
Gravas limosas	GM	6-14	10
Arenas bien graduadas	SW	6-16	11
Arenas arcillosas	SC	6-16	11
Arenas mal graduadas	SP	5-9	7
Arenas limosas	SM	5-9	7
Limos orgánicos	ML	4-8	6
Arcillas con grava o arena	CL	4-6	5
Limos orgánicos y arcillas limosas	OL	3-5	4
Limos inorgánicos	MH	1-5	3
Arcillas inorgánicas	CH	1-5	3
Arcillas orgánicas	OH	1-4	2

Fuente: Arango, J. (2005)

1.4. Muros de concreto

La Norma Técnica de Edificación E-060 con mucho criterio clasifica a los muros de concreto, en tres grupos según la función estructural que se encuentren desempeñando:

- a) Muros de contención.- Son aquellos sometidos a cargas normales a su plano.
- b) Muros de carga.- Son aquellos sometidos a carga axial con o sin flexión transversal a su plano.
- c) Muros de corte o placas.- Son aquellos sometidos a cargas verticales y horizontales en su plano.

Para el diseño de estos muros se tendrá en cuenta las particularidades de cada caso; incluso, es posible que un muro este sometido a varias de las sollicitaciones indicadas, por ejemplo ser muro de carga y de cortante simultáneamente o alguna otra combinación, por lo que, el criterio del diseñador es importante.

1.4.1. Muros de contención

Son estructuras que proporcionan soporte lateral a una masa de material suelto, generalmente suelos, granos en el caso de silos, agua en el caso de cisternas o reservorios, etc., su estabilidad se logra fundamentalmente en base a su propio peso y la masa de material soportado que se apoya directamente en su base. (Arango, 2005)

Todos los muros de contención (excepto los empotrados y/o anclados) son muros de gravedad; sin embargo se conocen dos grandes tipos de muros:

- Muros de gravedad.- En estos muros, el peso requerido para darle estabilidad la proporciona su peso propio, por lo tanto, no requiere refuerzo.
- Muros de contención en voladizo.- En estos, se emplea refuerzo para reducir el espesor de los elementos, de manera que para su estabilidad requiere del suelo que soporta y cae directamente sobre su zapata. Para ambos

tipos de muros, son tres las fuerzas que tienen que ponerse en equilibrio:

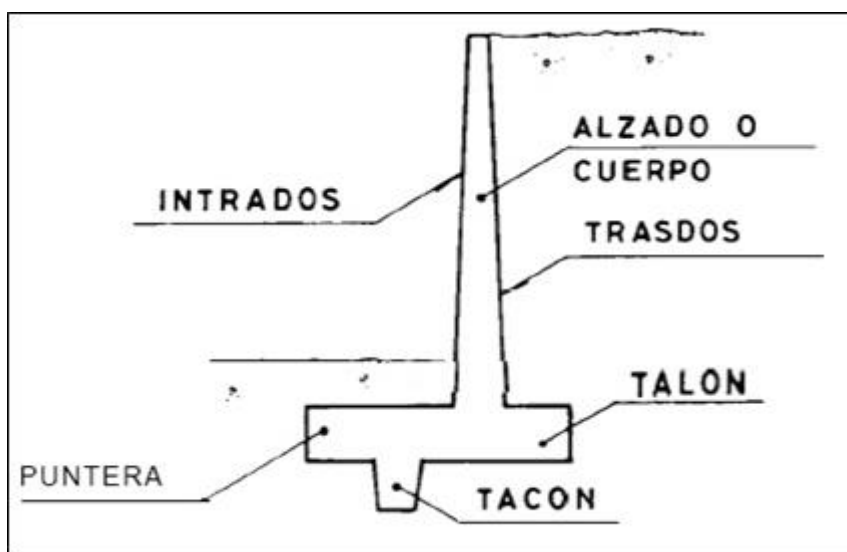


Figura N° 7: Muro de gravedad.

Fuente: Arango, J. (2005)

Para su correcto funcionamiento, adicionalmente al equilibrio de las tres fuerzas, los esfuerzos internos en la estructura y las presiones sobre el suelo deben estar dentro de los límites permitidos.

1.4.2. Tipos de falla en muros de contención

Las fallas más comunes se pueden agrupar de la siguiente forma:

- a) Deslizamiento horizontal del muro en el plano de contacto entre la base del muro y el suelo (falla por deslizamiento).
- b) Por volteo alrededor de la arista delantera de la base (momento de volteo mayor que momento estabilizante)
- c) Por presiones excesivas en el terreno (área de contacto).
- d) Por falla generalizada del suelo.

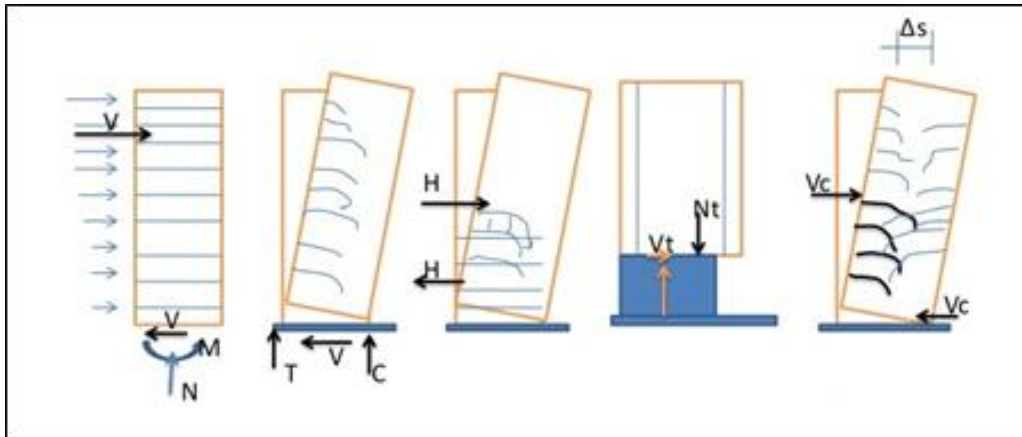


Figura N° 8: Tipos de falla en muros de contención.

Fuente: Arango, J. (2005)

1.4.3. Tipos de muros de contención

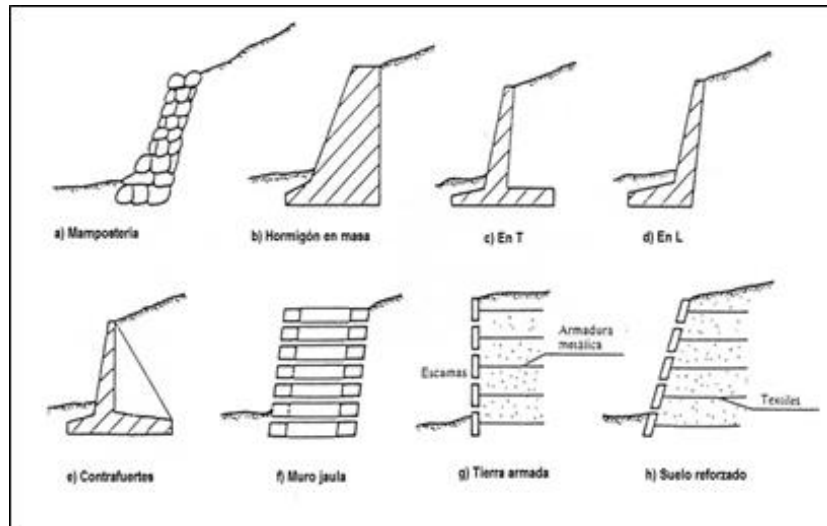


Figura N° 9: Estructuras de contención rígidas.

Fuente: Arango, J. (2005)

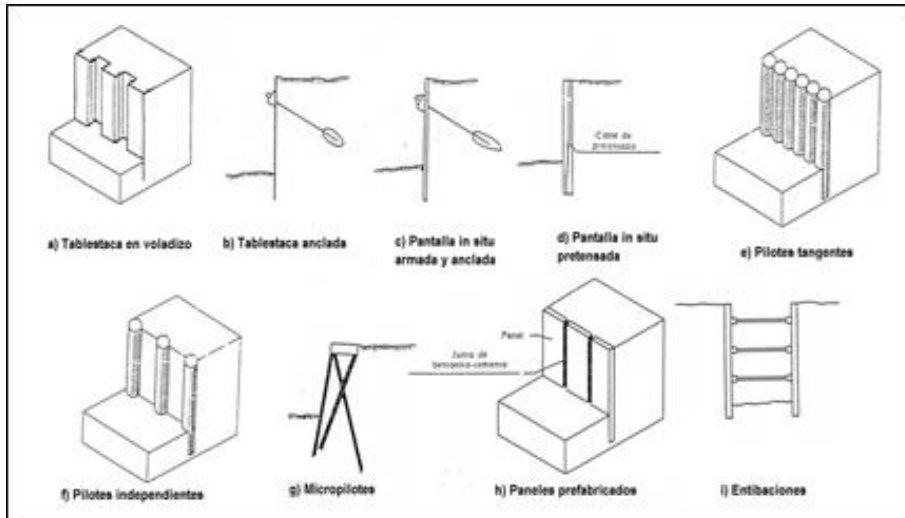


Figura N° 10: Estructuras de contención flexibles.

Fuente: Arango, J. (2005)

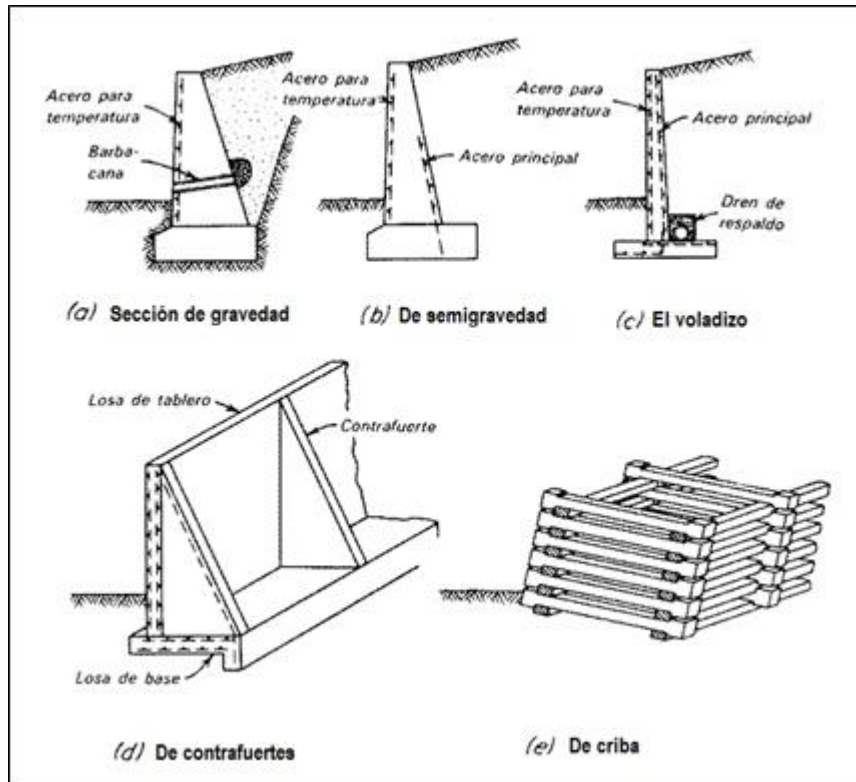


Figura N° 11: Tipos de muro de contención.

Fuente: Arango, J. (2005)

1.4.4. Otros tipos de muros de contención

- a) Muros ligados a edificaciones.- Se usa la edificación como apoyo del muro, con el fin de disminuir los momentos que resultan si se les considera apoyados solo en la base.
- b) Muros de Sótano.- Se utilizan para resistir el empuje del terreno correspondiente a la diferencia de nivel entre el terreno y el piso del sótano.

Su cálculo está correlacionada con el estudio integral de la cimentación de la estructura.

Pueden funcionar como elementos de la cimentación (vigas de cimentación).

1.5. Muros de corte (Placas)

Los muros de corte o placas son aquellos sometidos a cargas verticales y horizontales “en su plano”, dentro de la estructura del edificio, se usan para reducir las derivas laterales, es decir, tener edificios con deformaciones controladas. Su incorporación tiene mucho que ver con la estructuración sismo-resistente del edificio, por lo que primero se verá este tema. (Arango, 2005)

1.5.1. Estructuración

La premisa fundamental del diseño en ingeniería es el de lograr el balance entre seguridad y economía, luego, el primer propósito del diseño sismo resistente es el de evitar pérdidas de vida y luego el minimizar daños en la propiedad.

A través de un buen diseño sismo resistente debe proveerse a las estructuras de las cualidades estructurales y dinámicas de manera que tengan niveles de respuesta adecuados ante sismos de diversas intensidades y características. La experiencia ha demostrado que dichas cualidades tienen que ver con su configuración, su rigidez, su resistencia y con su ductilidad.

- a) Configuración.- comprende aspectos de forma y tamaño de la edificación, de estructuración, de tipo y ubicación de elementos no estructurales.
- b) Resistencia.- Debe buscarse una estructuración con más de una línea de resistencia y con capacidad para redistribuir las fuerzas de sismo en la eventualidad de falla de elementos importantes. Esto puede lograrse con sistema de pórticos hiper estáticos que incluyan muros de corte y que estén preparados para redistribuir las fuerzas horizontales después de la fluencia inicial.
- c) Rigidez.- Los desplazamientos laterales (de traslación y de rotación) dependen de la suma de rigideces de los elementos resistentes y también de la magnitud de las fuerzas laterales; los desplazamientos deben limitarse por razones estructurales, de confort y de protección de los elementos no estructurales. El incremento de rigidez de una edificación se logra de manera muy eficiente con la incorporación de muros de corte.
- d) Ductilidad.- La ductilidad se puede expresar como la relación de la deformación última a la deformación a la primera cedencia. La economía en el diseño se logra al permitir que algunos elementos estructurales incursionen en el rango inelástico, es decir, que sean capaces de disipar la energía del sismo por medio de fricción interna y deformación plástica.

Cuanto mayor sea la ductilidad que desarrolle la estructura, mayor será la energía disipada y mayor podrá ser la reducción de las fuerzas de diseño; esto nos indica que parecería lógico el tratar de reducir las fuerzas de sismo optando por estructuras muy flexibles; sin embargo, la incomodidad para las personas y los daños que dicha flexibilidad ocasiona (sobre todo en elementos no estructurales) hacen recomendable dar a las estructuras la suficiente rigidez para limitar los desplazamientos laterales, en particular los desplazamientos relativos piso a piso.

Los límites dados por la Norma Peruana son los siguientes:

Tabla 2: Límites para el desplazamiento lateral de entrepiso.

LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	(D_i / h_{e_i})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

Fuente: Arango, J. (2005)

La incursión de los elementos de una determinada estructura en el rango inelástico, debe ser selectiva y secuencial de manera de garantizar la resistencia de la estructura, minimizando la posibilidad de daños severos en elementos verticales y eliminando la posibilidad de colapso de la estructura.

El diseño debe orientar a que sean los elementos horizontales los que ingresen primero en el rango inelástico con la formación de rótulas plásticas en sus extremos, mientras los elementos verticales permanecen en el rango elástico.

Finalmente estas columnas o muros de corte podrán ingresar en el rango inelástico con la formación de rótulas en su base.

Los muros de corte reciben este nombre debido a que la carga lateral de un edificio, producida por viento o sismo se transfiere a estos elementos por cortante horizontal.

Sin embargo, en algunos casos el mecanismo de falla no está relacionado con la resistencia al corte, sobre todo en edificios altos y esbeltos, en los cuales la falla puede ser debido a la flexión.

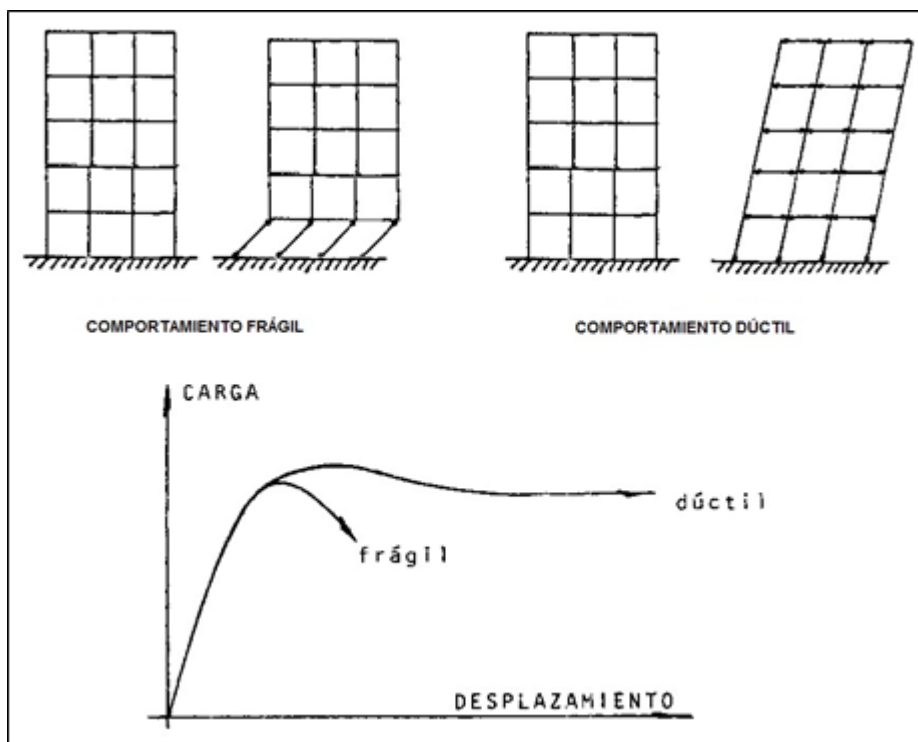


Figura N° 12: Secuencia en la formación de rótulas.

Fuente: Arango, J. (2005)

Tal como se mencionó anteriormente, el uso de muros de cortante se hace imperativo en edificios altos con el fin de poder controlar las deflexiones de entre piso provocadas por las fuerzas laterales, proporcionando seguridad estructural adecuada en caso de sismos severos y protección contra el daño de elementos no estructurales (que puede ser muy costoso) en caso de sismos moderados.

Dada la gran rigidez lateral de los muros de cortante en relación con la rigidez lateral de las columnas, estos elementos absorben grandes cortantes que a su vez producen grandes momentos, concentrándose los mayores valores en los pisos bajos, lo que puede generar problemas al resolver la cimentación.

Dependiendo de su configuración geométrica, orientación y ubicación en planta, un muro puede contribuir en la resistencia de momentos de volteo, fuerzas cortantes y de torsiones; puede también en una ubicación inconveniente, ser origen de torsiones en la edificación y de sobre-esfuerzos en otros elementos.

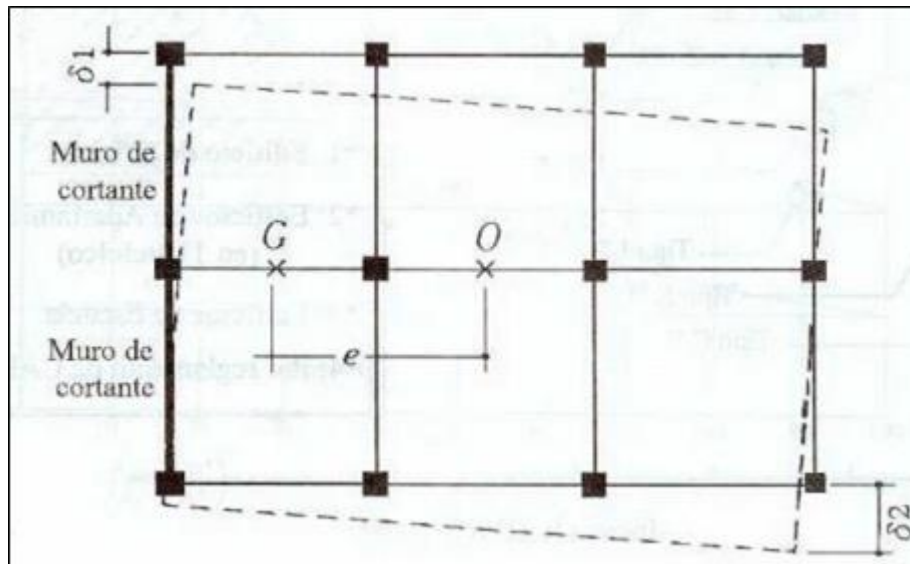


Figura N° 13: Vibración torsional causada por la falta de coincidencia entre el centro de masa y el centro de rigidez.

Fuente: Arango, J. (2005)

En la estructuración con muros de corte deben contemplarse los aspectos siguientes:

- a) Ubicación de muros.- Debe tratar de lograrse simetría de rigideces en planta, de manera de minimizar las excentricidades entre el centro de masas y el centro de rigideces.
- b) Los muros de corte en cada sentido deben tener dimensiones y capacidad resistente similar, de manera que, la distribución de deformaciones inelásticas sean uniformes cuando los muros sean requeridos y no se dé el caso de muros que entran en el rango elástico. No es conveniente la concentración de la resistencia a fuerzas laterales en pocos muros, sí es conveniente que los muros contribuyan a la resistencia de las cargas de gravedad, las cargas verticales contra restan los efectos de los momentos de volteo.
- c) Configuración de los muros tanto en planta como en elevación.- En planta puede ser de sección rectangular, L, T, etc., las alas tienen una contribución significativa en la rigidez y en la resistencia a flexo compresión. En elevación,

los muros pueden ser sólidos o tener aberturas, en este último caso, debe buscarse que se preserve la continuidad en la transmisión de las fuerzas a la cimentación y que se provea de posibilidad de comportamiento dúctil, esto es, darle a las bandas verticales mayor rigidez y fortaleza que a las horizontales (estructuración del tipo “columna fuerte-viga débil”) evitando la situación inversa.

d) Proporciones.- Las proporciones del muro en elevación definen el tipo de comportamiento que potencialmente tendrá el muro de corte:

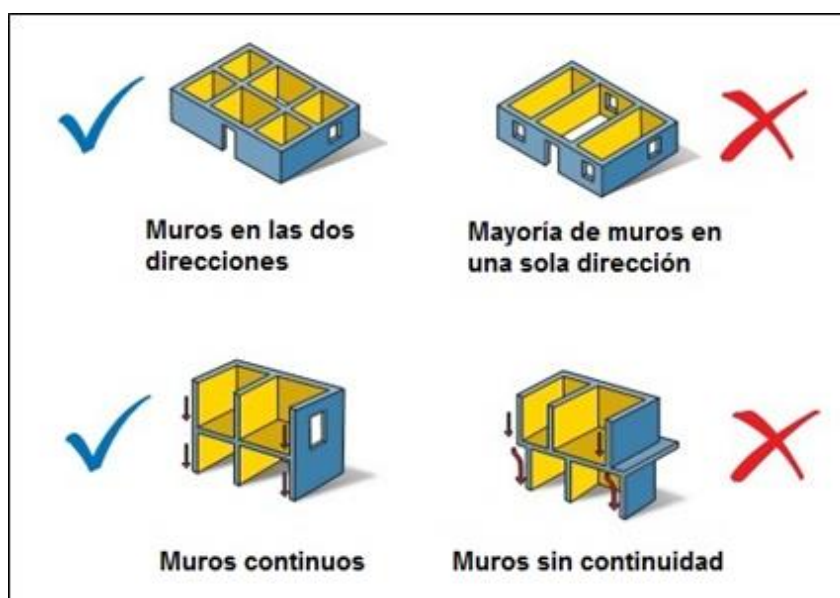


Figura N° 14: Continuidad estructural de muros.

Fuente: Arango, J. (2005)

- Muros con relación de esbeltez $H/L > 2$ se comportan dúctilmente.
- Muros con relación de esbeltez $H/L < 1$ tendrán un comportamiento marcadamente frágil.
- Muros con relación de esbeltez $1 < H/L < 2$, en estos casos es posible mediante el diseño orientar su comportamiento hacia una falla dúctil por fluencia del refuerzo por flexión.

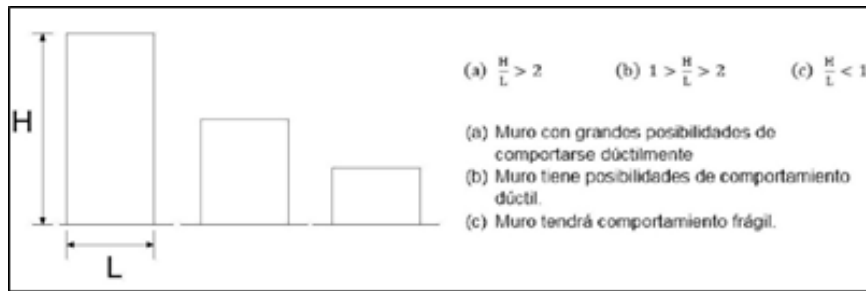


Figura N° 15: Proporciones de los muros.

Fuente: Arango, J. (2005)

Los muros altos $H/L > 2$ se comportan como elementos sometidos a flexo-compresión y cortante, se diseñan con las fórmulas básicas de flexión.

Los muros ($H/L < 1$) ya no se pueden realizar como elementos de flexo-compresión, ya que se parecen más a las “vigas pared” (ya no se cumple la distribución de deformaciones y esfuerzos de navier). En caso de muros bajos la falla por flexión es casi imposible pues siempre será crítico el cortante.

En el diseño de muros la condición crítica siempre será la combinación que incluye sismo, pues este hace que se tenga gran cortante y grandes momentos.

1.5.2. Comportamiento de muros de corte

Los muros de corte en una edificación están sujetos básicamente a fuerzas coplanares como cargas verticales de gravedad y horizontales de sismo.

Las fuerzas perpendiculares al plano del muro son por lo general de muy pequeña cuantía. Los momentos de flexión transversal cuando el muro forma pórtico en su dirección transversal, sin la presencia de muros de corte en esa dirección, pueden ser importantes y condicionar el diseño en esa zona.

Las fuerzas coplanares producen en el muro fuerzas internas como tracciones y compresiones en los extremos de la sección, que son producto del momento de volteo; las compresiones debidas a las cargas verticales y finalmente tracciones diagonales y cizallamiento debidas a la fuerza cortante.

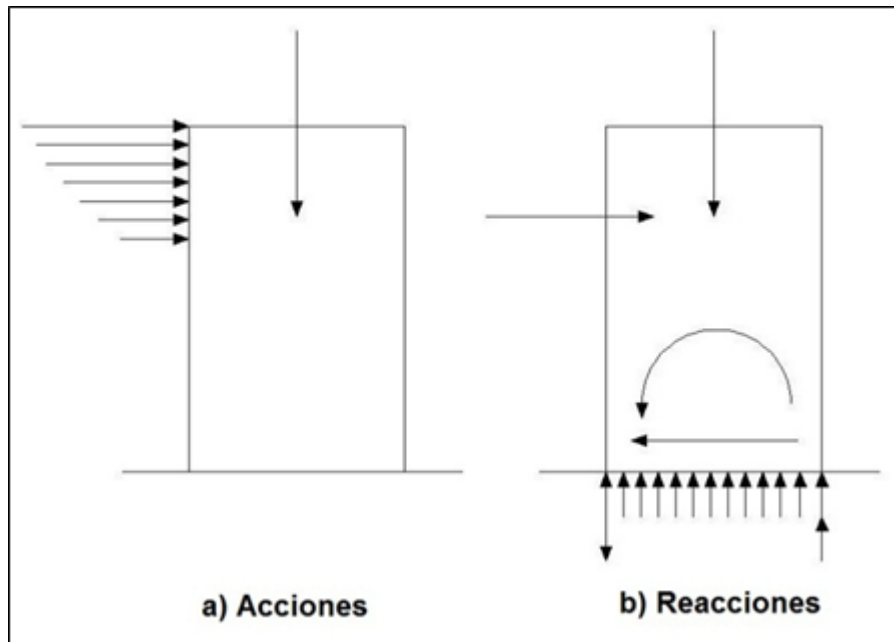


Figura N° 16: Fuerzas coplanares.

Fuente: Arango, J. (2005)

Para el diseño se tomarán en cuenta las siguientes condiciones de carga:

$$1.25 (CM + CV + CS)...(8)$$

$$0.90 CM \pm 1.25 CS...(9)$$

Adicionalmente debe verificarse el efecto local de cargas concentradas actuantes en alguna zona del muro.

Se debe considerar también el análisis sísmico en la dirección perpendicular al muro.

Es usual considerar en el diseño un acero principal concentrado en los extremos y un acero de menor área repartido a lo largo del alma.

Con el fin de proveer ductilidad en los núcleos comprimidos (o traccionados) de los extremos, es usual considerar el confinamiento de estos núcleos con refuerzo transversal (estribos) a manera de columnas.

1.5.3. Tipos de falla

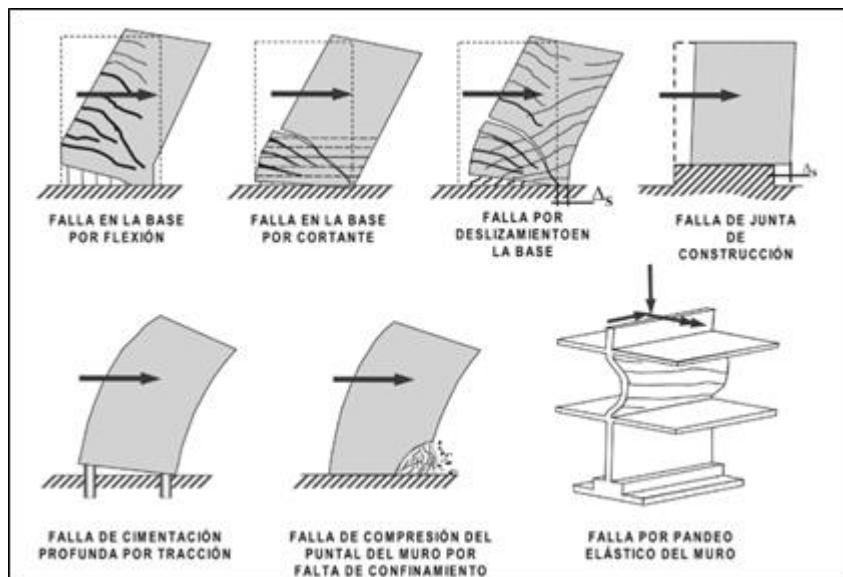


Figura N° 17: Tipos de falla en muros de cortante.

Fuente: Arango, J. (2005)

1.6. Efecto de las losas en la respuesta sísmica de edificios de gran altura

1.6.1. Estructuras ejemplo

Tres planos diferentes tal y como se muestran en la Fig. 18 y la Fig. 19 se utilizaron para investigar la influencia de la rigidez a la flexión de las losas. El plano tipo A es una estructura aporcionada típica. El plano tipo B es una estructura del sistema tipo caja con una disposición simplificada de muros de corte, y el plano tipo C es un plano de construcción típico de apartamentos.

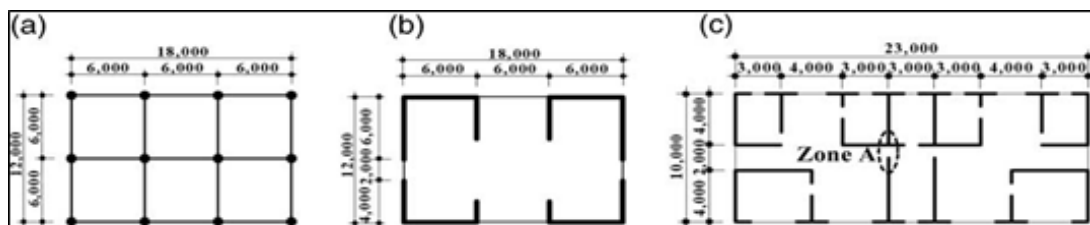


Figura N° 18: Ejemplo estructuras con losas refinadas. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

En los análisis convencionales con software comercial de uso común, tales como ETABS o MIDAS / SDE, la losa del suelo por lo general se modela con un diafragma rígido que representa cada piso con tres grados de libertad. Para incluir los efectos de las losas en el análisis, las losas deben modeladas como se ilustra en la Fig. 19 mediante la subdivisión de las losas en muchos elementos de placa. Para mostrar el efecto de la losa claramente, se utilizó la sección bruta para la rigidez de la losa. (Lee, Kim y Chun, 2001)

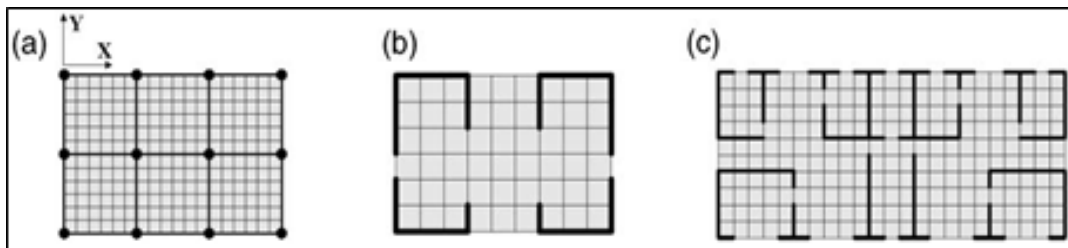


Figura N° 19: Estructuras ejemplo con un diafragma rígido. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

1.6.2. La deformación de las losas

La Fig. 20 muestra las figuras deformadas del ejemplo de los planos tipo A y B con 10 pisos, debido a cargas laterales. La figura deformada de la estructura aporricada, plano tipo A, muestra una deformación típica de corte. Las losas se deforman de manera similar a las vigas de los alrededores como se muestra en la Fig. 21 (a), por lo que la deformación casi no se ve en la Fig. 20 (a). La Fig. 20 (a) muestra también que la deformación por flexión de las vigas en los pisos inferiores es mayor que la de las vigas en los pisos más altos como se esperaba en estructuras aporricadas. Sin embargo, la deformación de la losa es notable en el plano tipo B. La deformación por flexión de la losa es mayor en los pisos superiores del edificio, porque los desplazamientos laterales en los niveles más altos aumentan debido al modo de deformación por flexión del sistema estructural tipo caja. (Lee, Kim y Chun, 2001)

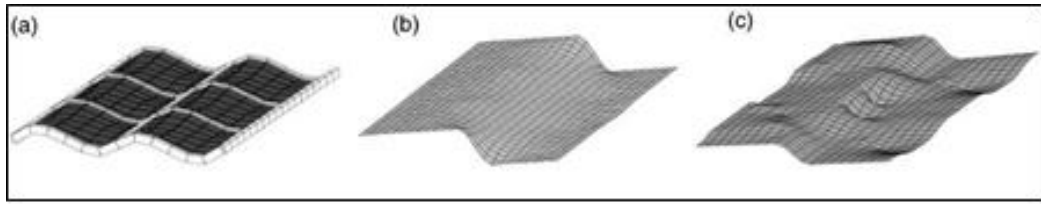


Figura N° 20: La deformación de las losas de piso típico debido a cargas laterales. (a) Tipo plano A, (b) Tipo plano B, (c) Tipo plano C.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

Las losas del plano tipo A se doblan principalmente en una dirección, mientras que en la otra dirección permanecen casi en línea recta como se muestra en la Fig. 21 (a). La energía de deformación se almacena principalmente en las vigas aunque se produzca deformación por flexión, lo que significa que el efecto de las losas sobre la respuesta lateral de la estructura aporticada puede no ser significativo. En las estructuras del sistema tipo caja, muros de corte se conectan a las losas sin vigas y la distancia entre los muros de corte suele ser más corto que un lapso de soporte típico en estructuras aporticadas. Por lo tanto, más energía de deformación se almacena en la losa. Las losas del plano tipo B se doblan sobre todo en una dirección debido a la disposición regular de los muros de corte. Las losas del plano tipo C, que se doblan en ambas direcciones como se muestra en la Fig. 21 (c), almacenan mucha más energía de deformación. Este fenómeno se traducirá en un gran efecto de rigidez a la flexión de las losas en la respuesta sísmica de las estructuras en el sistema tipo caja.

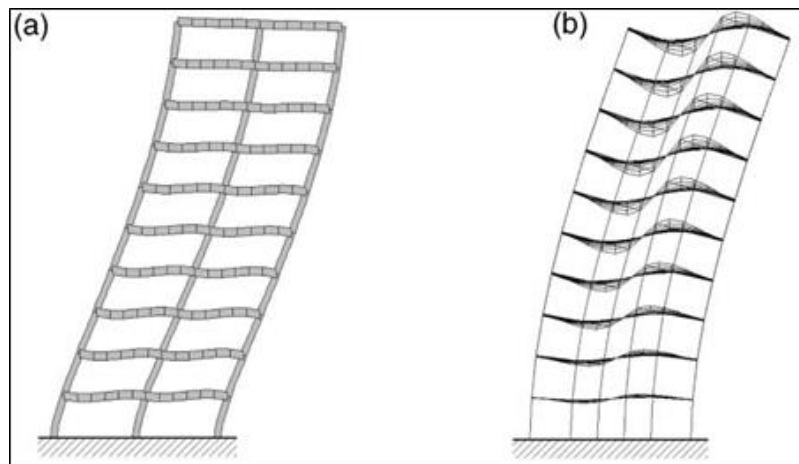


Figura N° 21: Deformación de la construcción de estructuras por las cargas laterales. (a) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

1.6.3. La respuesta sísmica de los diferentes sistemas de construcción

El análisis estático equivalente, el análisis de valores propios y de espectro de respuesta se realizaron tanto con las estructuras aporticadas como con las estructuras del sistema tipo caja para investigar el efecto de las losas en la respuesta sísmica. En estos análisis, se utilizaron dos modelos para cada tipo de plano. El modelo D utiliza diafragmas rígidos (procedimiento convencional) no incluyendo la rigidez a la flexión de las losas como se muestra en la Fig. 18, mientras que el modelo S está utilizando elementos de placa para introducir la rigidez a la flexión de las losas como se muestra en la Fig. 19. Se analizaron tres tipos de planos con las estructuras de 10 pisos y 20 pisos. Con el fin de destacar las diferencias, se utilizó la sección bruta de la losa para la rigidez de la misma en esta comparación.

1.6.4. Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales del análisis estático equivalente en la dirección transversal se representan en la Fig. 22 y Fig. 23 para estructuras de 10 pisos y 20 pisos respectivamente. En todos los casos, los desplazamientos laterales se reducen cuando la rigidez a la flexión de las losas está incluida en el análisis. En las estructuras aporticadas, los efectos de las losas son similares para las estructuras de 10 pisos y 20 pisos, como se ilustra en la Fig. 22 y Fig. 23. Los efectos son más significativos, sin embargo, en estructuras de 20 pisos para el sistema tipo caja. Los desplazamientos del plano tipo C muestran la influencia más significativa de las losas como se espera de la asunción de la energía de deformación almacenada en las losas. El desplazamiento del techo de la estructura aporticada de 20 pisos con el plano tipo A se redujo en un 14% cuando se considera la rigidez a la flexión de las losas. Los desplazamientos de techo de las estructuras del sistema tipo caja sin embargo, se redujeron, en un 85% y un 193% con los planos tipo B y C respectivamente.

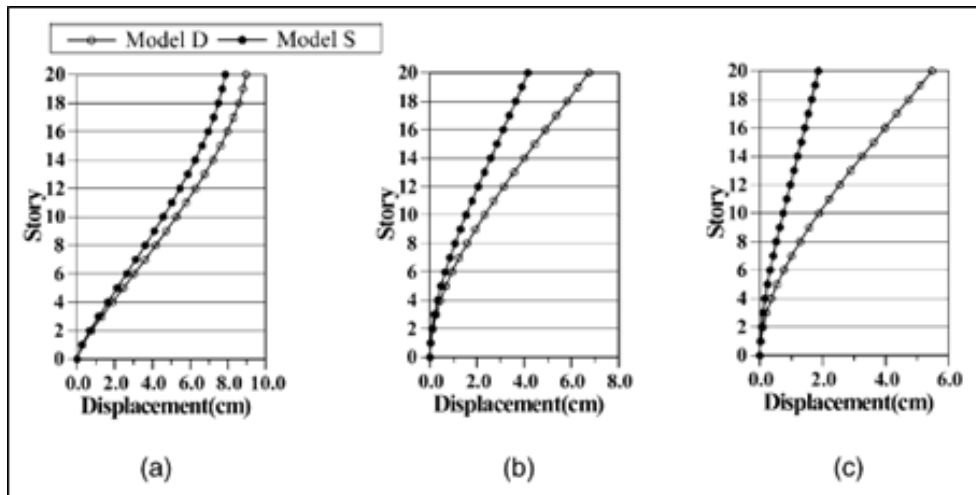


Figura N° 22: Los desplazamientos de las estructuras de 10 pisos. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

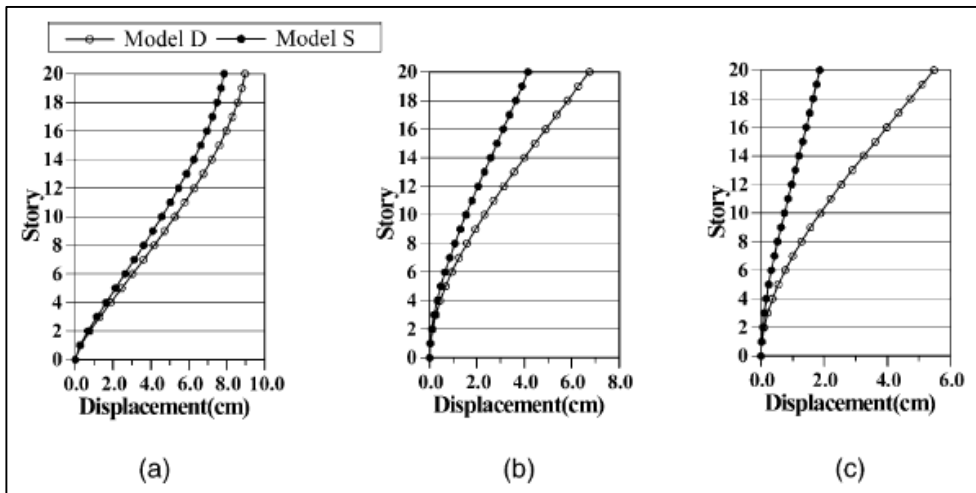


Figura N° 23: Los desplazamientos de las estructuras de 20 pisos. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

1.6.5. Períodos naturales de vibración

Períodos naturales de vibración para los ejemplos de estructuras se muestran en la Fig. 24 y Fig. 25 de 10 y 20 pisos respectivamente para demostrar la exactitud de los resultados del análisis por el método propuesto. Ellos muestran que en todos los casos el periodo natural es más corto cuando se incluye la rigidez a la flexión de la losa. Los efectos de la losa son más evidentes en estructuras de gran altura del sistema tipo caja. Las diferencias en los períodos naturales son más significativos en el primer modo que es el modo más importante para la respuesta sísmica de

una estructura. En la comparación entre los diferentes tipos de planos, observaciones similares se hacen como a los de los desplazamientos laterales.

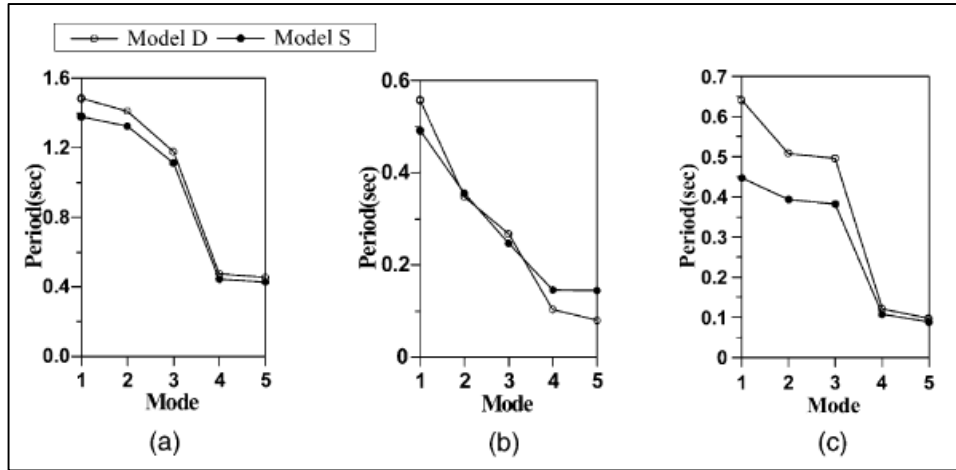


Figura N° 24: Períodos naturales de vibración de estructuras de 10 pisos. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

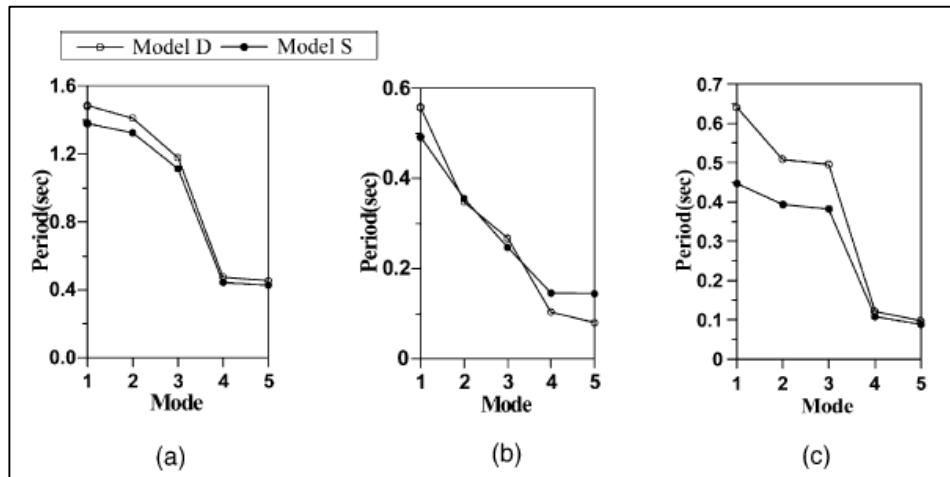


Figura N° 25: Períodos naturales de vibración de estructuras de 20 pisos. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

1.6.6. Los resultados del análisis del espectro de respuesta

Los diferentes períodos naturales dan como resultado diferentes respuestas sísmicas de las estructuras. El espectro de respuesta de diseño del Código Uniforme de Construcción 97 (UBC97) se utilizó en este estudio. En el diseño de las estructuras del ejemplo el factor tipo de suelo, zona sísmica,

factor de importancia y modificación de respuesta se supone que es S_a , 2B, 1,0 y 4,5 respectivamente.

El modelo D tiene períodos más naturales por consiguiente menos aceleraciones espectrales que las del modelo S, y puede ser utilizado como se muestra en la Fig. 26. Por lo tanto, si se ignora la rigidez a la flexión de la losa, las cargas sísmicas escaladas pueden ser subestimadas. A pesar de que la diferencia en los períodos es pequeña, la diferencia en el espectro de aceleración se hace grande en la región de período corto, debido a que la pendiente del espectro de respuesta es empinada en esa región. Tal como se recoge en la Tabla 1, la cortante basal del modelo D es menor que la del modelo S. Por lo tanto, con el fin de obtener resultados más precisos, es importante incluir la rigidez a la flexión de las losas adecuadamente basada en el comportamiento real de un edificio.

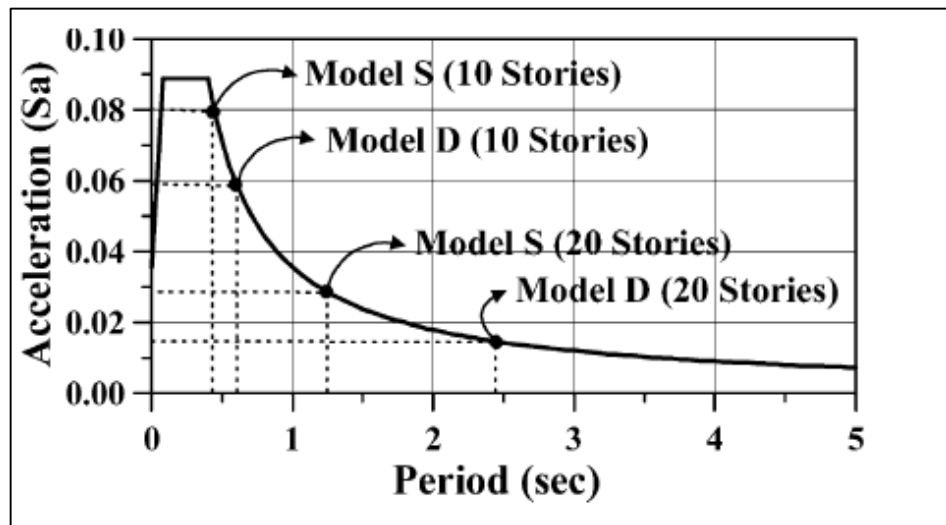


Figura N° 26: Diferencia de aceleración causada por el modelado plan C.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

Tabla 3: La base cálculo del espectro de respuesta (Ton-f).

Plan Type	A		B		C	
	D	S	D	S	D	S
10-Story	19.0	19.8	36.8	38.4	66.0	71.6
20-Story	25.8	26.8	42.0	47.8	78.8	90.0

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

1.6.7. Hipótesis

Si se considera la rigidez a la flexión de las losas en el modelado de una edificación de concreto armado entonces el análisis sísmico será más eficiente.

Si se considera el uso de malla de elementos finitos en las losas entonces el control de desplazamientos lateral será más eficiente.

Si se considera el uso de vigas ficticias para compatibilizar la losa y los muros de corte entonces obtendremos periodos naturales de vibración más reales.

CAPÍTULO II

METODOLOGÍA

2.1. Hipótesis de diafragma rígido y la condensación de la matriz

Es deseable subdividir el muro de corte y losa utilizando elementos de placa como se muestra en la Fig. 27, con el fin de obtener resultados más precisos en el análisis de la estructura del sistema tipo caja. Sin embargo, un muro de corte es generalmente modelado en un nivel con sólo un elemento para reducir el número de grados de libertad (GDL). Costaría una cantidad significativa de tiempo de cálculo y de memoria si la losa se subdividiera en mallas de elementos finitos en el análisis de edificios de gran altura, debido al aumento del número de grados de libertad.

Si se aplica la suposición de diafragma rígido, el número de grados de libertad en el plano de un piso puede ser reducido a tres, y fuera del plano los grados de libertad pueden ser eliminados por el procedimiento de matriz de condensación. Por lo tanto, el sistema estructural tipo caja, para el que la losa se subdivide en elementos de placa, se modeló como un palo que tiene 3 grados de libertad por piso. El procedimiento de condensación estática para el supuesto de diafragma rígido se ilustra en la Fig. 28. Antes de la condensación estática el modelo tiene 840 grados de libertad para dos losas como se muestra en la Fig. 28 (a) . Los grados de libertad pueden reducirse a 426 por el supuesto de diafragma rígido, y la matriz de condensación eliminará la mayoría de los grados de libertad, dejando sólo 3 por planta como se muestra en la Fig. 28 (c) . Este procedimiento de matriz de condensación también puede necesitar algunos cálculos. Sin embargo, se compensa por una reducción significativa en el tiempo y la memoria computacional requerida para toda la estructura. Incluso una reducción adicional de una estructura de gran tamaño puede ser posible mediante la técnica subestructuración y el elemento súper que se introducirá a continuación.

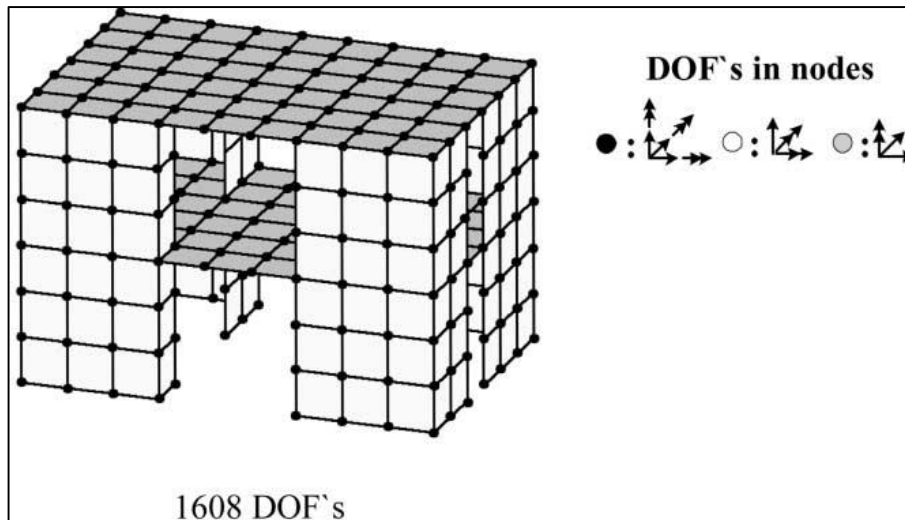


Figura N° 27: Modelo refinado del tipo de plano B.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

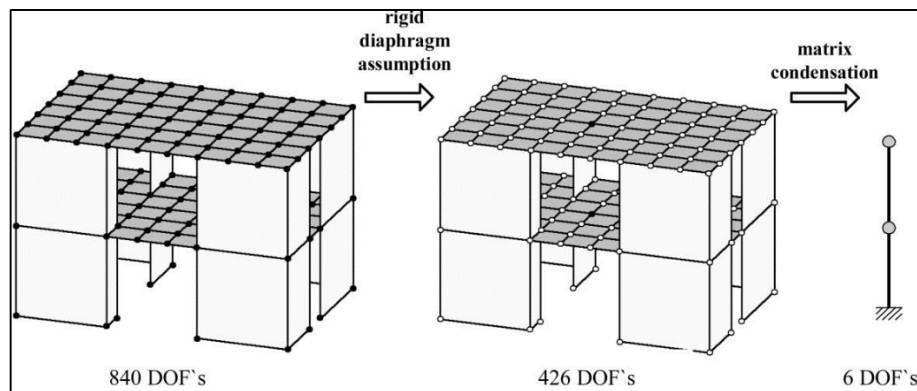


Figura N° 28: Reducción de DOFs por supuesto de diafragma rígido y condensación matriz.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

2.2. Técnica subestructuración

La mayoría de los edificios de apartamentos de gran altura de recientemente construidos tienen unidades residenciales idénticas que se repiten en la mayoría de los pisos. Por lo tanto, es muy eficiente aplicar la técnica de subestructuración en la preparación del modelo analítico. Un plan simplificado de un piso de apartamento se muestra en la figura 29 (a). La Fig. 29 (b) muestra que cada nivel del apartamento se divide en dos unidades residenciales y una sala para la escalera común.

Las unidades residenciales separadas y sala para la escalera común se sustituyen por tres elementos súper que se muestran en la Fig. 29 (c). El súper elemento SE-A 'se puede derivar fácilmente usando la imagen de

espejo del súper elemento SE-A. Una vez que las matrices de rigidez y de masas para el súper elemento SE-A se ensamblan, los de la súper elemento SE-A 'se pueden obtener fácilmente por la reordenación de los grados de libertad y cambiando el signo de algunos elementos en las matrices de rigidez y de masas.

Dado que los tipos de unidades residenciales de un edificio de apartamentos de gran altura por lo general se limitan a uno o dos tipos, un pequeño número de elementos súper se puede utilizar en varias ocasiones para todo el edificio. Una subestructura para una losa en un piso o nivel puede estar formado por el montaje de los elementos súper como se ilustra en la Fig. 29 (d). Un proceso de composición de la subestructura de cada piso para todo el edificio se muestra en la Fig. 29 (e). El esfuerzo para la preparación de todo el modelo de construcción se puede reducir drásticamente mediante el uso de los elementos súper y las subestructuras. La losa de un piso de apartamento se subdivide en muchos elementos de placa como se muestra en la Fig. 29 (a).

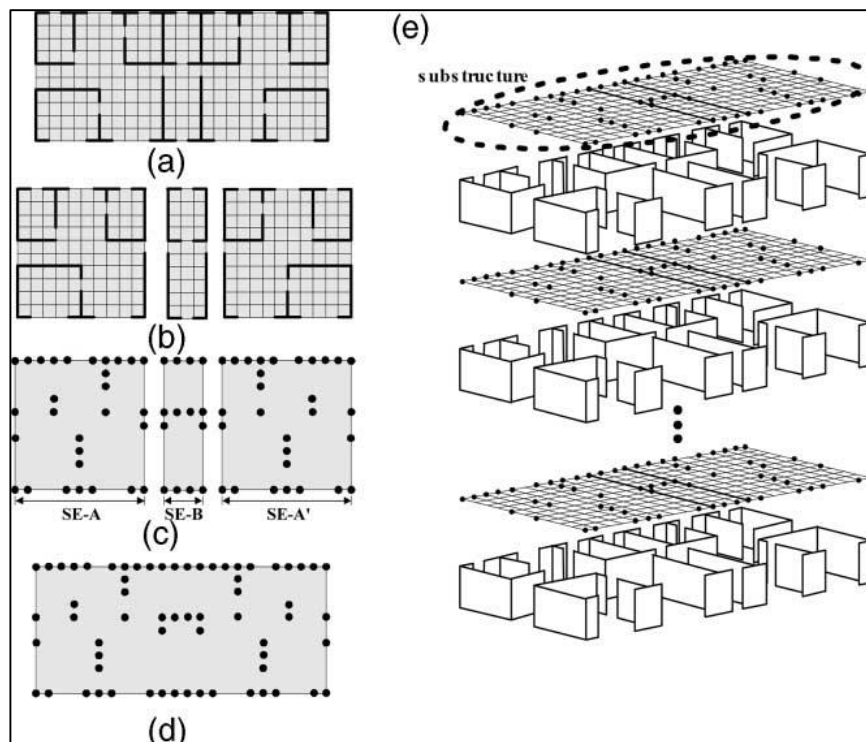


Figura N° 29: Aplicación de súper elemento y subestructura de losas de piso para el tipo de plano de C. (a) de un plano, (b) División de una losa de piso, (c) Tipos de elementos súper, (d) Subestructura para una losa de piso, losa de piso, (e) El montaje de subestructura.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

Estos elementos de placa se combinan entonces para constituir las ecuaciones de equilibrio. Las ecuaciones de equilibrio se pueden reorganizar como se muestra en la ecuación. (1) separados los grados de libertad en la zona interior de un elemento súper y en los límites en la que el elemento súper está conectado a los muros de corte:

$$\begin{bmatrix} S_{ii} & S_{ib} \\ S_{bi} & S_{bb} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_i \\ D_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_i \\ A_b \end{bmatrix} \quad (1)$$

Donde los subíndices i y b representan el área interior y el límite del elemento respectivamente. La eliminación de los grados de libertad para la zona interior por la matriz de condensación, la ecuación representa ahora solo los grados de libertad como sigue;

$$[S'_{bb}]\{D_b\} = \{A'_b\} \quad (2)$$

Donde:

$$[S'_{bb}] = [S_{bb}] - [S_{bi}][S_{ii}]^{-1}[S_{ib}]$$

Y

$$\{A'_b\} = \{A_b\} - [S_{bi}][S_{ii}]^{-1}\{A_i\}$$

La matriz S'_{bb} es la matriz de rigidez de los nodos de los elementos súper que se comparten con los muros de corte. La Eq. (2) representa la ecuación de equilibrio para el elemento súper que tiene grados de libertad solamente en los nodos conectados a los muros de corte.

2.3. Elementos finitos para muros de corte

Un elemento de tensión con doce grados de libertad fue propuesto por Lee, el cual fue modificado a partir del elemento con 10 grados de libertad desarrollado por Weaver et al. El elemento de Lee fue utilizado en este estudio para obtener una respuesta más precisa de la estructura del sistema tipo caja en lugar de un elemento de tensión más general con 8 grados de libertad, ya que tiene los grados de libertad de perforación. La Fig. 30

muestra estos dos elementos. Es fácil para conectar un elemento de viga típica (Fig. 31) a un elemento de Lee debido a la presencia de los grados de libertad de rotación. Además, el elemento de Lee puede representar con bastante precisión la distribución de la tensión del muro de corte dentro del elemento. Una función de forma de un borde del elemento de Lee es idéntica a la de un elemento de viga típico como se muestra en la Fig. 32. Esta es la base teórica para el uso de una viga ficticia que se explica en la siguiente sección.

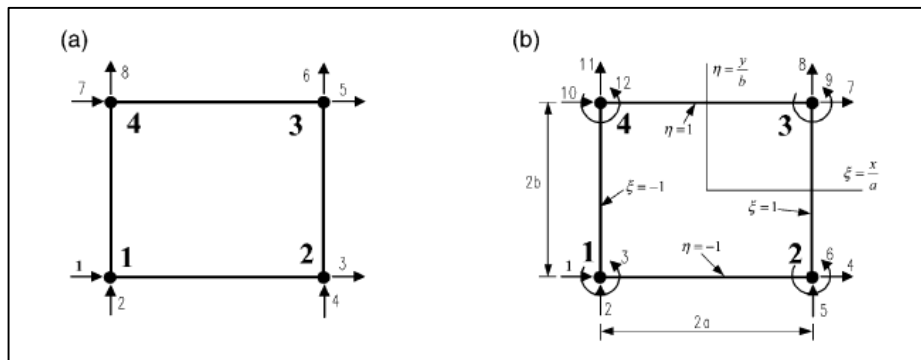


Figura N° 30: Plano elemento de estrés para los muros de corte. (A) 8 DOFs estrés avión, (b) la tensión 12 DOFs plano.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

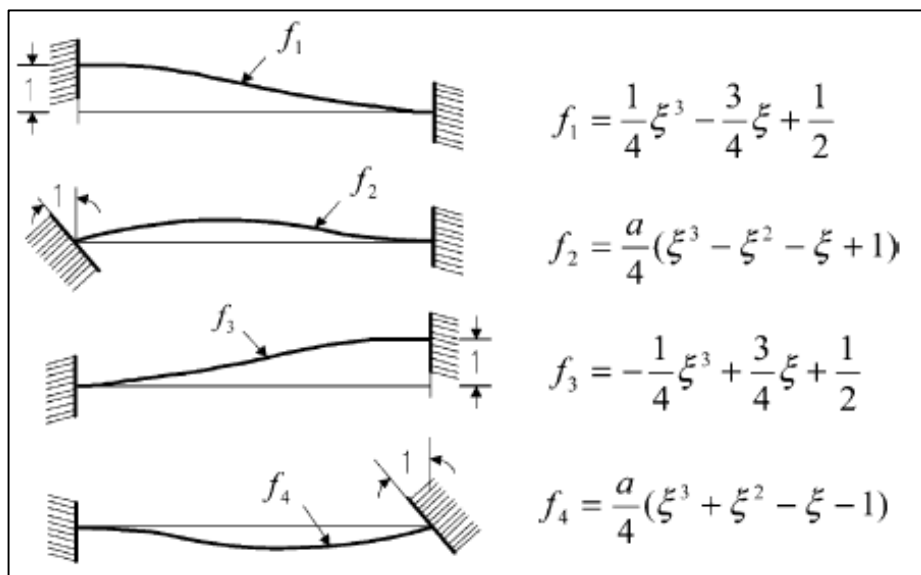


Figura N° 31: Elemento de viga típica.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

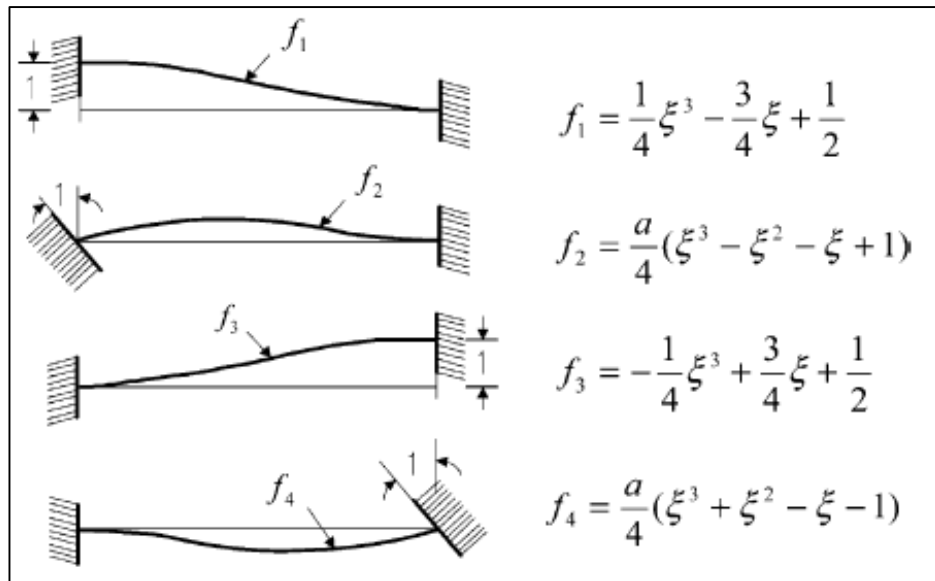


Figura N° 32: Función de forma desplazamiento a lo largo de los límites del elemento.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

2.4. El uso de la viga rígida ficticia

Con el fin de incluir la rigidez a la flexión de losas en el análisis de una estructura del sistema tipo caja, la losa debe ser subdividida en muchos elementos de placa. Para una conexión compatible entre las losas y los muros de corte, los muros de corte también deben subdividirse en muchos elementos de placa como se ilustra por el modelo refinado mostrado en la Fig. 33 (a). Sería, sin embargo, más eficiente para modelar cada muro de corte en un piso con un elemento para reducir al mínimo el número de nodos utilizados como en el modelo de elemento único, que se muestra en la Fig. 34 (a). En este caso, sin embargo, la condición de compatibilidad no se satisface en la interfase de las losas y los muros de corte, porque la mayoría de los nodos en el límite de las losas no se comparten con los de los muros de corte. La rigidez lateral del modelo de elemento único se hace más pequeño que el del modelo refinado. La distribución de tensiones en la losa para estos dos modelos es significativamente diferentes entre sí como se muestra en la Fig. 33 (b) y Fig. 34 (b).

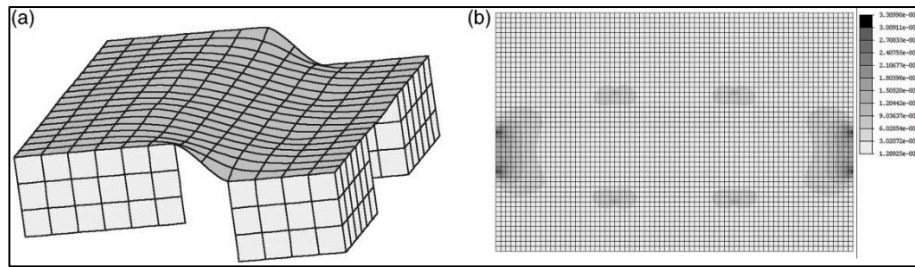


Figura N° 33: Modelo refinado para una estructura en el tipo de plano B. (a) deformación de una losa del suelo, (b) distribución de la tensión de Von Mises.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

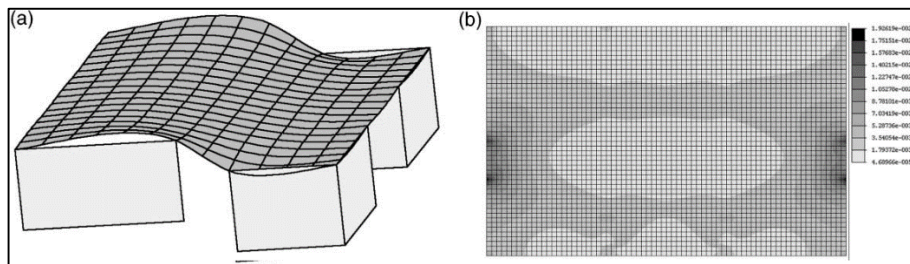


Figura N° 34: Modelo de elementos único para una estructura de tipo de plano B. (a) Deformación de una losa de piso, (b) la distribución de tensiones de Von Mises.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

Por lo tanto, una viga ficticia se introduce para hacer cumplir la condición de compatibilidad en la interfase de las losas y los muros de corte como se ilustra en la Fig. 35. Una viga virtual puede ser añadida a la frontera de la losa que está conectada al muro de corte como se muestra en la Fig. 35 (b) . Entonces los grados de libertad en la frontera que no se comparten con los muros de corte son eliminados por la matriz de condensación.

Debido a que el elemento de la viga se deforma en una curva cúbica como el borde del elemento de Lee, la deformación de la losa incluyendo vigas ficticias será casi coherente con la del borde del muro de corte. El excedente de rigidez introducido por la viga ficticia puede ser eliminado restando la rigidez de la viga ficticia con nodos solamente en ambos extremos de la rigidez del elemento súper tal y como se ilustra en la Fig. 35 (d).

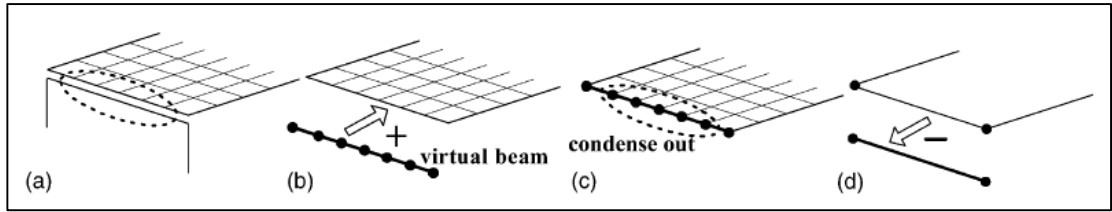


Figura N° 35: Utilice de la viga ficticia en el límite de la losa y la pared. (A) Área de Fronteras, (b) Añadir haz ficticio, (c) Condensar, (d) Eliminar haz ficticio.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

La Fig. 36 ilustra la eficiencia del modelo con vigas ficticias. El número de elementos utilizados en el modelo es idéntico al modelo en la fig. 34 (a), pero mucho menos que la del modelo en la fig. 33. La forma y el estrés distribución deformada del modelo con vigas ficticias (Fig.36) son, sin embargo, similares a los del modelo en la fig. 33, el cual es considerado como el más preciso.

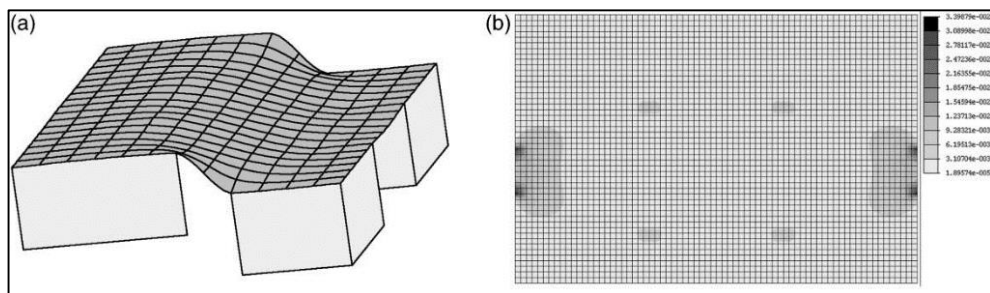


Figura N° 36: Modelo utilizando un haz plano ficticio de tipo B. (a) deformación de una losa del suelo, (b) distribución de la tensión de Von Mises.

Fuente: Lee DG., Kim HS., Chun MH. (2001)

CAPÍTULO III

PRUEBAS Y RESULTADOS

3.1. Datos generales

La edificación está ubicada en la ciudad de Lima. Consta de un semi-sótano para estacionamiento y cinco pisos para vivienda (dos departamentos por piso).

Tiene 16.00 mt. de frente; 20.26 mt. hacia la izquierda; 20.00 mt. a la derecha y 19.25 mt. de fondo.

El acceso a los niveles verticales se realizará por un ascensor y una escalera, además el almacenamiento de agua potable se hará mediante tanques elevados sobre la escalera y una cisterna ubicada en el área libre del terreno.

La caseta de máquinas se encuentra sobre la caja del ascensor.

Se han considerado las siguientes resistencias de materiales para el diseño:

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para columnas y muros de contención en el semisótano.
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para las placas y columnas del resto de los pisos.
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para los techos y vigas de todos los pisos

Donde $f'c =$ (resistencia a la compresión del concreto).

- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo de fluencia del acero).
- $q_u = 2 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia admisible del terreno).

3.2. Estructuración

Cada estructura está dimensionada, en lo que respecta a arquitectura e ingeniería, para servir a una función particular. La forma y la función van de la mano, y el mejor sistema estructural es aquel que cubre la mayoría de las necesidades del usuario, a la vez que es útil, agradable y, económicamente, de costo eficiente. Aun cuando la generalidad de las estructuras están diseñadas para una vida útil de 50 años, el registro de la aptitud para el

servicio indica que las estructuras de concreto, dimensionadas apropiadamente, han tenido, generalmente, una vida útil más larga.

3.2.1. Losas de piso

Las losas de piso son los principales elementos horizontales. Ellas son las que transmiten las cargas vivas en movimiento así como las cargas muertas estacionarias, a los apoyos verticales de una estructura. Pueden ser losas sobre vigas, losas compuestas sobre viguetas, o losas sin vigas apoyadas directamente sobre las columnas. Se pueden dimensionar como actuantes en una dirección o en dos direcciones perpendiculares.

3.2.2. Vigas

Las vigas son elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas de piso hacia las columnas. Las vigas se construyen, normalmente, monolíticas con las losas y se refuerzan estructuralmente en una cara, la cara más baja en tensión, o en ambas caras, superior e inferior. Como se construyen monolíticamente con las losas, forman una sección de viga T para vigas interiores o una de viga L, para las exteriores.

3.2.3. Columnas

Son los elementos verticales que soportan un sistema de piso estructural. Son elementos en compresión sujetos a momento flector y carga axial, en la mayoría de los casos, y son los elementos de mayor importancia en las consideraciones de seguridad de cualquier estructura. Los miembros horizontales en compresión de un sistema estructural se considerarán como vigas – columna.

3.2.4. Muros

Los muros son los elementos verticales de cierre de los marcos de un edificio. En general o necesariamente, no están hechos de concreto, pero sí de cualquier material que cumpla estéticamente con las necesidades de forma y funcionalidad del sistema estructural. Asimismo, los muros estructurales de concreto se requieren con frecuencia como muros de cimentación, muros de caja de escaleras (o ascensores), y muros de

cortante que resisten las cargas horizontales de viento y las cargas inducidas por sismo.

3.2.5. Cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos estructurales de concreto que transmiten el peso de la superestructura al terreno resistente. Pueden ser de muchas formas; la más simple es la zapata aislada. Se supone como losas invertidas que transmiten una carga distribuida del suelo a la columna. Otros tipos de cimentación son los pilotes, las zapatas combinadas que soportan más de una columna, y las losas de cimentación.

3.3. Predimensionamiento

El predimensionamiento de los elementos estructurales de la edificación se realizará utilizando como base las luces y las cargas por áreas distribuidas.

3.3.1. Losa de Piso

Para la edificación usaremos aligerado armando en la dirección más corta uniformizando el sentido de las viguetas.

$$h = \frac{L}{25}$$

Donde:

L = luz menor

h= Altura del aligerado

Reemplazando:

$$L = 2.47\text{m}$$

$$h = \frac{2.47}{25} = 0.10\text{m}$$

Entonces tomamos h=0.20m (mínima altura).

3.3.2. Vigas

Para la edificación predimensionaremos las vigas en la dirección x-x y la dirección y-y:

$$h = \frac{L}{12} ; b = \frac{h}{2}$$

Donde:

L= luz mayor en el eje

h= Altura de la viga

Reemplazando:

Dirección x-x:

$$L = 5.81\text{m}$$

$$h = \frac{5.81}{12} = 0.48\text{m}$$

Entonces tomamos h=0.50m

$$b = \frac{0.50}{2} = 0.25\text{m}$$

Dirección y-y:

$$L = 6.53\text{m}$$

$$h = \frac{6.53}{12} = 0.54\text{m}$$

Entonces tomamos h=0.55m

$$b = \frac{0.55}{2} = 0.28\text{m}$$

Tabla 4: Resumen de predimensionamiento de vigas.

	h (m)	b (m)
Dirección x-x	0.50	0.25
Dirección y-y	0.55	0.30

Fuente: Propia.

3.3.3. Columnas

El predimensionamiento para las columnas se realizará según la ubicación de las columnas:

3.3.3.1. Columnas esquinadas

Se utilizara la siguiente fórmula:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}} \times A_{\text{tributaria}} \times N^{\circ}_{\text{pisos}}}{0.35 \times f'c}$$

Datos:

Categoría C = Vivienda

P servicio = 1Ton/m²

Nº Pisos = 6

f'c = 2100 Ton/m²

Columna 5A:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{5A} = \frac{1 \times 6.91 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.056\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.056} = 0.24\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 5F:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{5F} = \frac{1 \times 3.88 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.032\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.032} = 0.18\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Tabla 5: Resumen de predimensionamiento de columnas esquinadas.

C	A. Tributaria	A. Columna	Tipo	b	t
5A	6.91	0.056	Cuadrada	0.25	0.25
5F	3.88	0.032	Cuadrada	0.25	0.25

Fuente: Propia.

3.3.3.2. Columnas excéntricas

Se utilizará la siguiente fórmula:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}} \times A_{\text{tributaria}} \times N^{\circ}_{\text{pisos}}}{0.35 \times f'c}$$

Datos:

Categoría C = Vivienda

P servicio = 1Ton/m²

Nº Pisos = 6

f'c = 2100 Ton/m²

Columna 2A:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{2A} = \frac{1 \times 6.40 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.052\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.052} = 0.23\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 2F:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{2F} = \frac{1 \times 6.06 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.049\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.049} = 0.22\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 3A:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{3A} = \frac{1 \times 12.60 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.103\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.103\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.50\text{m}$$

Columna 3F:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{3F} = \frac{1 \times 9.63 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.079\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.079\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.40\text{m}$$

Columna 4A:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{4A} = \frac{1 \times 14.42 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.118\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.118\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.50\text{m}$$

Columna 4F:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{4F} = \frac{1 \times 9.08 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.074\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.074\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.50\text{m}$$

Columna 5B:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{5B} = \frac{1 \times 5.65 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.046\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.046} = 0.21\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 5C:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{5C} = \frac{1 \times 7.55 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.062\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.062} = 0.25\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 5D:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{5D} = \frac{1 \times 5.94 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.048\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.048} = 0.22\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 5E:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{5E} = \frac{1 \times 4.14 \times 6}{0.35 \times 2100} = 0.034\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.034} = 0.18\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Tabla 6: Resumen de predimensionamiento de columnas excéntricas.

C	A. Tributaria	A. Columna	Tipo	b	t
2A	6.40	0.052	Cuadrada	0.25	0.25
2F	6.06	0.049	Cuadrada	0.25	0.25
3A	12.60	0.103	Rectangular	0.25	0.50
3F	9.63	0.079	Rectangular	0.25	0.40
4A	14.42	0.118	Rectangular	0.25	0.50
4F	9.08	0.074	Rectangular	0.25	0.50
5B	5.65	0.046	Cuadrada	0.25	0.25
5C	7.55	0.062	Cuadrada	0.25	0.25
5D	5.94	0.048	Cuadrada	0.25	0.25
5E	4.14	0.034	Cuadrada	0.25	0.25

Fuente: Propia.

3.3.3.3. Columnas centradas

Se utilizará la siguiente fórmula:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}} \times A_{\text{tributaria}} \times N^{\circ}_{\text{pisos}}}{0.45 \times f'c}$$

Datos:

Categoría C = Vivienda

$P_{\text{servicio}} = 1\text{Ton/m}^2$

N° de pisos = 6

$f'c = 2100\text{ Ton/m}^2$

Columna 1C:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{1C} = \frac{1 \times 1.94 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.012\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.012} = 0.11\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 1D:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{1D} = \frac{1 \times 1.94 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.012\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.012} = 0.11\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 2B:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{2B} = \frac{1 \times 12.00 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.076\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.076\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.40\text{m}$$

Columna 2C:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{2C} = \frac{1 \times 10.00 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.063\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.063} = 0.25\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 2D:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{2D} = \frac{1 \times 10.15 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.064\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.064} = 0.25\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.25\text{m}$$

Columna 2E:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{2E} = \frac{1 \times 12.00 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.076\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.076\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.40\text{m}$$

Columna 3B:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{3B} = \frac{1 \times 22.15 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.141\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.141\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.65\text{m}$$

Columna 3C:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{3C} = \frac{1 \times 14.70 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.093\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.093} = 0.30\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.30\text{m}$$

Columna 3D:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{3D} = \frac{1 \times 17.33 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.110\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.110} = 0.30\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.30\text{m}$$

Columna 3E:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{3E} = \frac{1 \times 19.83 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.126\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.126\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.65\text{m}$$

Columna 4B:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{4B} = \frac{1 \times 20.51 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.130\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.130\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.65\text{m}$$

Columna 4C:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{4C} = \frac{1 \times 14.44 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.091\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.091} = 0.30\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.30\text{m}$$

Columna 4D:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{4D} = \frac{1 \times 16.24 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.103\text{m}^2$$

Para columna cuadrada:

$$b = t = \sqrt{0.103} = 0.30\text{m}$$

Entonces tomamos:

$$b = t = 0.30\text{m}$$

Columna 4E:

Reemplazando:

$$\text{Área de columna}_{4E} = \frac{1 \times 16.40 \times 6}{0.45 \times 2100} = 0.104\text{m}^2$$

Para columna rectangular:

$$b \times t = 0.104\text{m}$$

Para:

$$b = 0.25\text{m}$$

Entonces:

$$t = 0.65\text{m}$$

Tabla 7: Resumen de predimensionamiento de columnas centradas.

C	A. Tributaria	A. Columna	Tipo	b	t
1C	1.94	0.012	Cuadrada	0.25	0.25
1D	1.94	0.012	Cuadrada	0.25	0.25
2B	12.00	0.076	Rectangular	0.25	0.40
2C	10.00	0.063	Cuadrada	0.25	0.25
2D	10.15	0.064	Cuadrada	0.25	0.25
2E	12.00	0.076	Rectangular	0.25	0.40
3B	22.15	0.141	Rectangular	0.25	0.65
3C	14.70	0.093	Cuadrada	0.30	0.30
3D	17.33	0.110	Cuadrada	0.30	0.30
3E	19.38	0.126	Rectangular	0.25	0.65
4B	20.51	0.130	Rectangular	0.25	0.65
4C	14.44	0.092	Cuadrada	0.30	0.30
4D	16.24	0.103	Cuadrada	0.30	0.30
4E	16.40	0.104	Rectangular	0.25	0.65

Fuente: Propia.

3.4. Metrado promedio

Para realizar el predimensionamiento se deberán hallar las cargas muertas y vivas de los elementos estructurales para posteriormente, por áreas tributarias, realizar el metrado de cargas en cada eje de columna.

Tabla 8: Cargas muertas y vivas para aligerados.

ALIGERADOS PISO 1,2,3,4,5			
Carga Muerta		Carga Viva	
<i>Peso propio</i>	300	Uso	
<i>Acabado piso</i>	100	<i>Vivienda</i>	200
<i>Tabiquería</i>	150		
TOTAL	550	TOTAL	200

Fuente: Propia.

Tabla 9: Cargas muertas y vivas para la azotea.

AZOTEA			
Carga Muerta		Carga Viva	
<i>Peso propio</i>	300	Uso	
<i>Acabado piso</i>	100	<i>Azotea</i>	100
<i>Tabiquería</i>	0		
TOTAL	400	TOTAL	100

Fuente: Propia.

Tabla 10: Cargas muertas en vigas longitudinales x-x.

VIGAS X-X	
<i>Base (b)</i>	0.25
<i>Altura (h)</i>	0.5
<i>Densidad</i>	2400
Carga Muerta Viga=	300

Fuente: Propia.

Tabla 11: Cargas muertas en vigas transversales y-y.

VIGAS Y-Y	
<i>Base (b)</i>	0.30
<i>Altura (h)</i>	0.55
<i>Densidad</i>	2400
Carga Muerta Viga=	396

Fuente: Propia.

Se miden las longitudes de las vigas en los ejes x e y que pertenecen a cada área tributaria y también el área tributaria correspondiente a cada eje de columna.

Tabla 12: Áreas tributarias por columnas y longitudes de vigas.

Columna	Área Tributaria m ²	Vigas	
		Vigas en X	Vigas en Y
		Longitud	Longitud
5A	6.91	3.04	2.38
5F	3.88	1.65	2.35
2A	6.40	1.7	3.72
2F	6.06	1.65	3.67
3A	12.60	2.14	5.91
3F	9.63	1.65	5.83
4A	14.42	2.66	5.57
4F	9.08	1.65	5.5
5B	5.65	4.68	2.45
5C	7.55	3.21	2.35
5D	5.94	3.25	2.35
5E	4.14	3.4	2.35
1C	1.94	1.58	1.33
1D	1.94	1.58	1.33
2B	12	3.35	3.15
2C	10	3.21	3.69
2D	10.15	3.27	3.69
2E	12	3.4	3.67
3B	22.15	3.78	5.83
3C	14.7	3.21	5.83
3D	17.33	3.27	5.83
3E	19.83	3.4	5.83
4B	20.51	4.3	5.5
4C	14.44	3.21	5.5
4D	16.24	3.27	5.5
4E	16.4	3.4	5.5

Fuente: Propia.

Con la información anterior se procederá a calcular la carga muerta PD y la carga viva PL para cada eje de columna.

Tabla 13: Cálculo de cargas muertas PD y cargas vivas PL.

Columna	METRADO EXACTO POR COLUMNA									
N°	N° pisos	CM aligerado	CM azotea	CM Viga X	CM Viga Y	PD	CV Alig.	CV Azo.	PL	PD+PL
5A	6	550	400	300	396	32.89	200	100	7.96	40.85
5F	6	550	400	300	396	20.78	200	100	4.27	25.05
2A	6	550	400	300	396	32.06	200	100	6.96	39.02
2F	6	550	400	300	396	30.78	200	100	6.66	37.44
3A	6	550	400	300	396	57.58	200	100	13.91	71.49
3F	6	550	400	300	396	47.16	200	100	10.58	57.74
4A	6	550	400	300	396	63.45	200	100	16.3	79.75
4F	6	550	400	300	396	44.64	200	100	9.98	54.62
5B	6	550	400	300	396	32.04	200	100	12.61	44.65
5C	6	550	400	300	396	35.14	200	100	8.3	43.44
5D	6	550	400	300	396	30.14	200	100	8.4	38.54
5E	6	550	400	300	396	24.74	200	100	8.79	33.53
1C	6	550	400	300	396	12.12	200	100	2.31	14.43
1D	6	550	400	300	396	12.12	200	100	2.31	14.43
2B	6	550	400	300	396	51.31	200	100	11.61	62.92
2C	6	550	400	300	396	46.05	200	100	13.03	59.08
2D	6	550	400	300	396	46.63	200	100	13.27	59.9
2E	6	550	400	300	396	52.64	200	100	13.73	66.37
3B	6	550	400	300	396	90.43	200	100	24.24	114.67
3C	6	550	400	300	396	65.94	200	100	20.59	86.53
3D	6	550	400	300	396	74.33	200	100	20.97	95.3
3E	6	550	400	300	396	82.44	200	100	21.8	104.24
4B	6	550	400	300	396	85.41	200	100	26.02	111.43
4C	6	550	400	300	396	64.33	200	100	19.42	83.75
4D	6	550	400	300	396	70.11	200	100	19.78	89.89
4E	6	550	400	300	396	70.85	200	100	20.57	91.42

Fuente: Propia.

3.5. Análisis sísmico

3.5.1. Irregularidades estructurales en altura

3.5.1.1. Irregularidades de rigidez-piso blando

En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menos que 90% del promedio para los 3 pisos superiores.

No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (H_i/H_d) donde H_d es altura diferente de piso y H_i es la altura típica de piso.

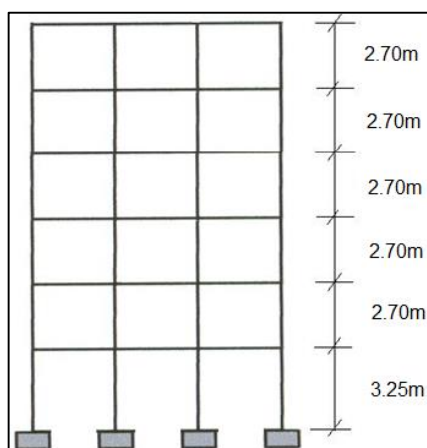


Figura N° 37: Irregularidad Piso blando.

Fuente: Propia.

A,B,C,D,Ey F = Pisos

K= Rigidez

$K_B < 0,85 K_C$

$K_B < 0,9(K_C + K_D + K_E)/3$

Para el caso de estudio el $K_B = K_C$ ya que al efectuar el corte la sumatoria de las áreas de las columnas en el piso B será igual a la sumatoria de las áreas de las columnas del piso C; por lo tanto no existen irregularidades de rigidez – piso blando.

3.5.1.2. Irregularidad de masa

Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es:

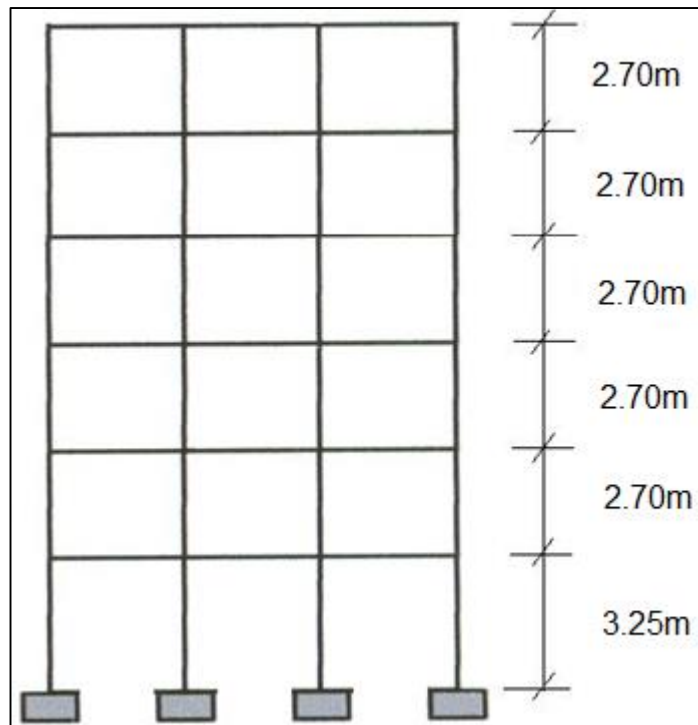


Figura N° 38: Irregularidad de Masa.

Fuente: Propia.

$M = \text{Masa}$

$MB > 1,5 MC$

$MB > 1,5 MA$

Para el caso de estudio la $MB = MC$ y $MB = MA$ ya que nuestros pisos son regulares; por lo tanto no existe irregularidad de masa.

3.5.1.3. Irregularidad Geométrica Vertical

La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas y sótanos.

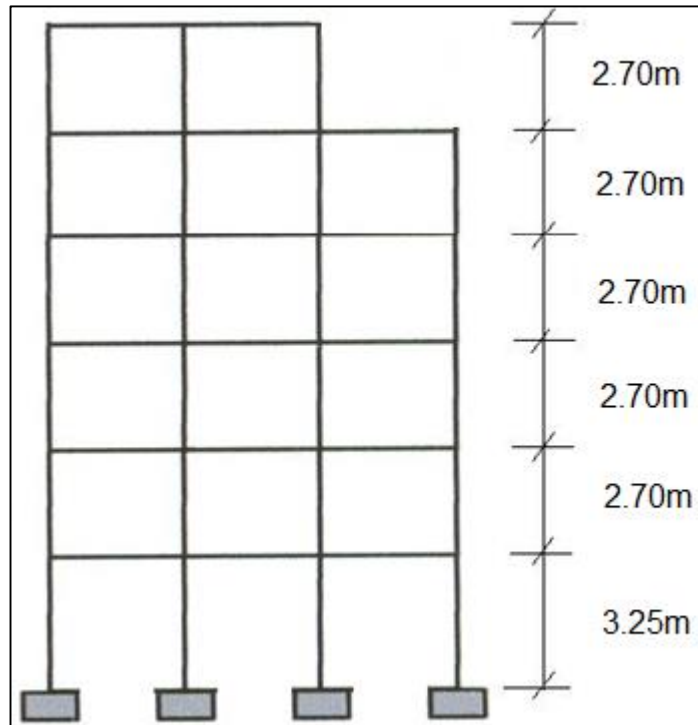


Figura N° 39: Irregularidad Geométrica Vertical.

Fuente: Propia.

$L = \text{Longitud}, LC > 1,3LD$

En el caso de estudio $LA = LB = LC = LD$ por lo tanto no existe irregularidad geométrica vertical

3.5.1.4. Discontinuidad en los sistemas resistentes

Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

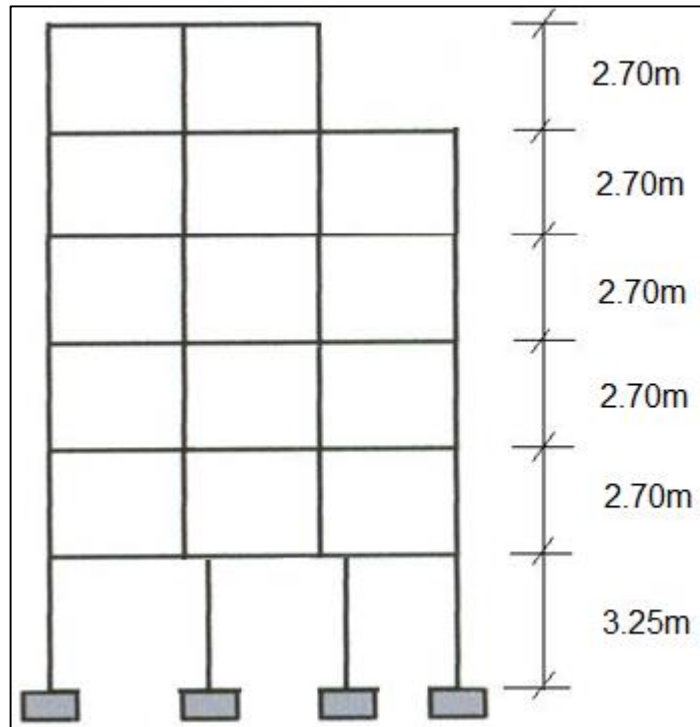


Figura N° 40: Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.

Fuente: Propia.

En el caso de estudio no existe discontinuidad en los sistemas resistentes.

3.5.2. Irregularidades estructurales en planta

3.5.2.1. Irregularidad torsional

Se considerará solo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible. En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto

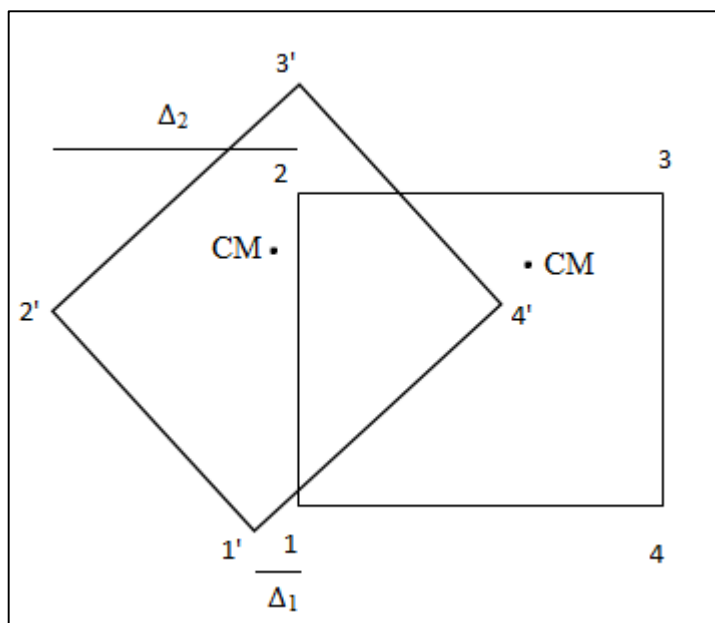


Figura N° 41: Irregularidad torsional.

Fuente: Propia.

Siendo en el caso de estudio desplazamientos menores al máximo permisible; por lo tanto no existe irregularidad torsional.

3.5.2.2. Esquinas entrantes

La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión en planta total.

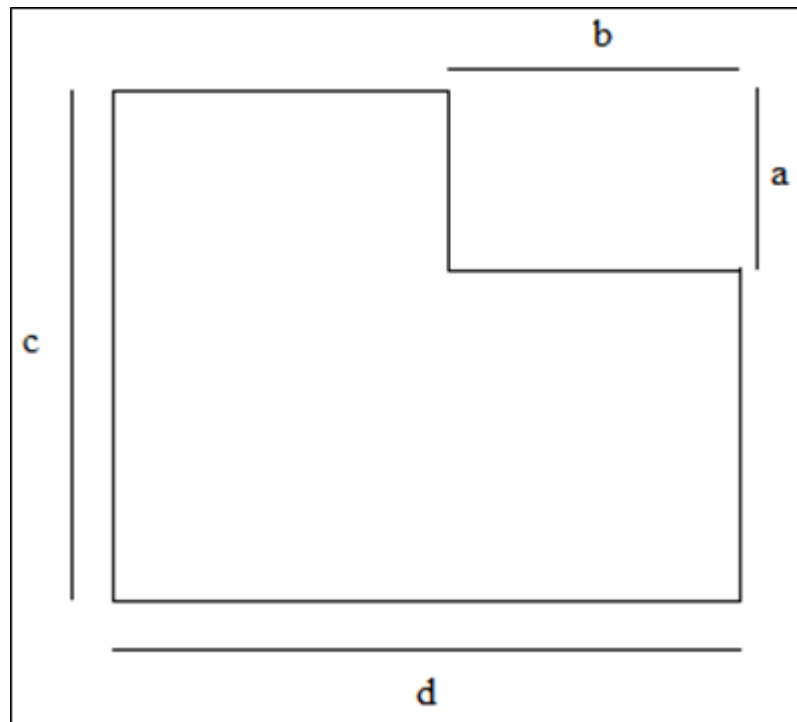


Figura N° 42: Esquinas entrantes.

Fuente: Propia.

$$a > 0.2c$$

$$b > 0.2d$$

En el caso de estudio la edificación no posee losas con esquinas entrantes; por lo tanto no existe Irregularidad de esquinas entrantes.

3.5.2.3. Discontinuidad del diafragma

Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

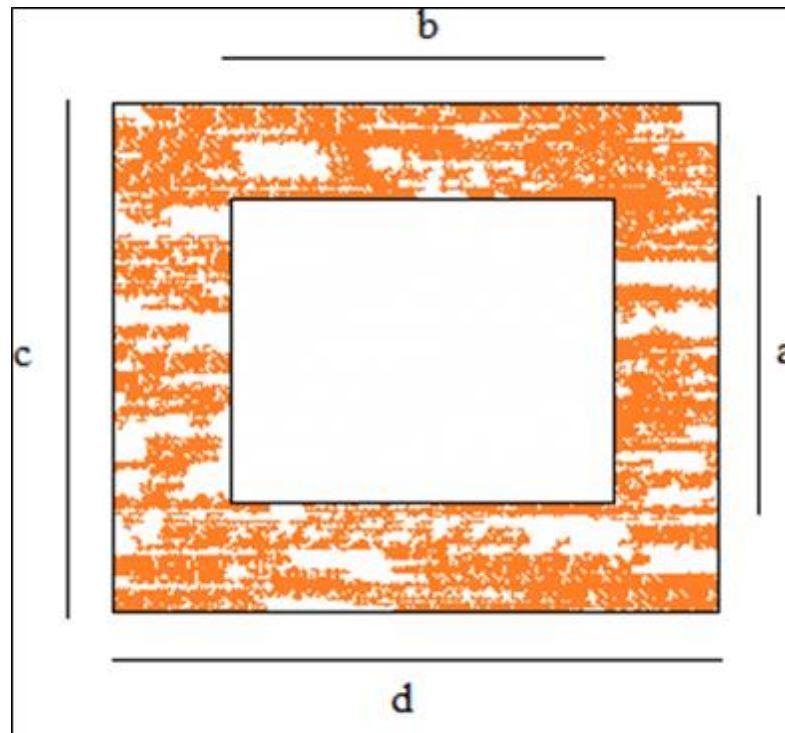


Figura N° 43: Discontinuidad del diafragma.

Fuente: Propia.

$$axb > 0,5 cxd$$

En el caso de estudio no existe diafragma con discontinuidades abruptas.

3.5.3. Determinación de la fuerza sísmica

Para esta estructura se ha determinado un sismo de diseño normativo para cada dirección principal de la estructura. La primera dirección llamada X-X y la segunda dirección llamada Y-Y. A continuación se muestran los parámetros y sus valores utilizados.

Tabla 14: Parámetros para la determinación del sismo de diseño en la dirección x-x.

Parámetro	Valor	Nota
Z	0,4	Zona 3. Art. 5 Zonificación
U	1	Edificación Común. Art. 10 Categoría de Edificaciones
C	2,5	Valor Máximo. Art. 7 Factor de Amplificación Sísmica
S	1,2	Suelos Intermedios. Art. 6 Condiciones Locales. $T_p = 0,6$
R	6	Muros estructurales. Art. 12 Sistemas Estructurales
G	9,8	Aceleración de la Gravedad

Fuente: Propia.

Tabla 15: Parámetros para la determinación del sismo de diseño en la dirección y-y.

Parámetro	Valor	Nota
Z	0,4	Zona 3. Art. 5 Zonificación
U	1	Edificación Común. Art. 10 Categoría de Edificaciones
C	2,5	Valor Máximo. Art. 7 Factor de Amplificación Sísmica
S	1,2	Suelos Intermedios. Art. 6 Condiciones Locales. $T_p = 0,6$
R	6	Muros estructurales. Art. 12 Sistemas Estructurales
G	9,8	Aceleración de la Gravedad

Fuente: Propia.

Con los parámetros presentados se procedió a la construcción de los siguientes espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones:

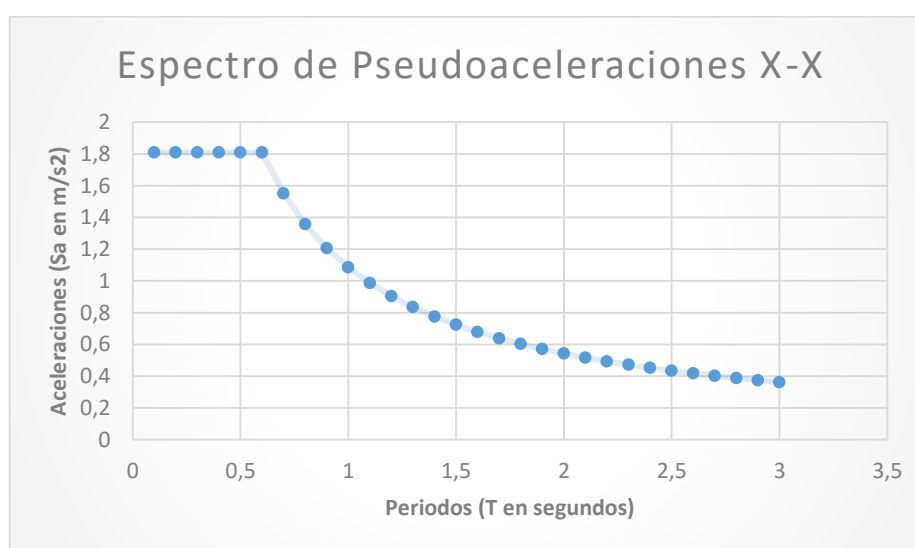


Figura N° 44: Espectro de pseudo-aceleraciones x-x.

Fuente: Propia.

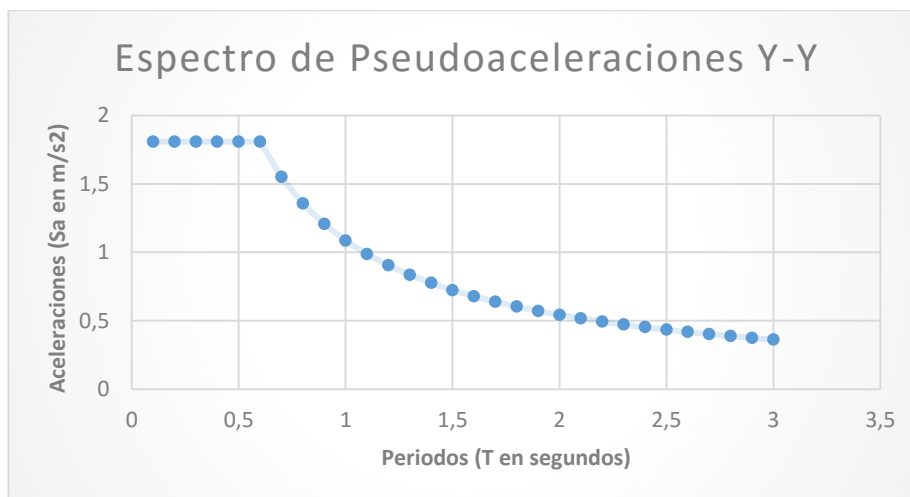


Figura N° 45: Espectro de pseudo-aceleraciones y-y.

Fuente: Propia.

3.5.4. Determinación de fuerzas y combinaciones

Las fuerzas a utilizar son las siguientes:

DEAD: Peso Propio, llamado también Carga Muerta (Dead Load)

LIVE: Carga Viva (Live Load)

QUAKE: Fuerza Sísmica

- Combinación 01: CONDICION DE SERVICIO
1.4 DEAD + 1.7 LIVE
- Combinación 02: EVALUACION SISMICA
1.25 DEAD + 1.25 LIVE ± QUAKE
0.9 DEAD ± QUAKE

Para el análisis sísmico dinámico utilizaremos el SAP2000 versión 17.3.

3.5.5. Definición geométrica

La geometría de la edificación contempla el modelamiento de cinco niveles habitables, un semisótano para estacionamiento y un nivel de azotea para la determinación del peso propio.

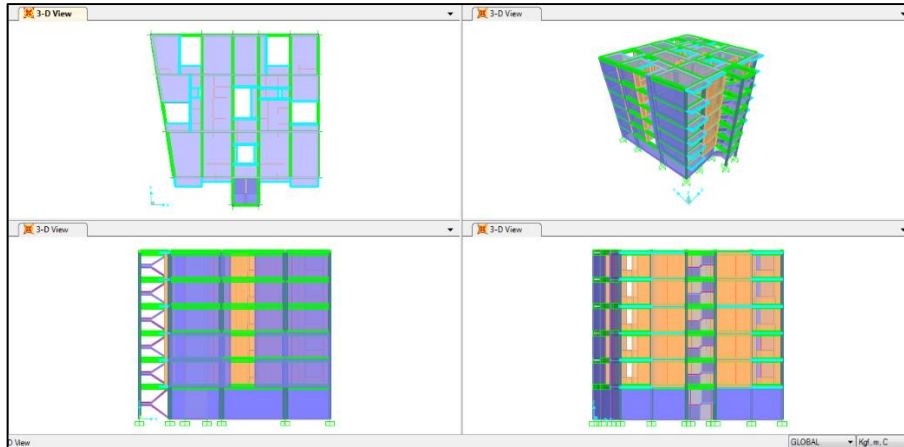


Figura N° 46: Geometría del modelado en SAP2000 en los planos: xy, yz, xz y 3D.

Fuente: Propia.

3.5.6. Definición de materiales

Los materiales a utilizar son el concreto $f'c$ 210kg/cm² y la albañilería. Las principales características de dichos materiales se citan a continuación:

Tabla 16: Características del concreto.

Material	Peso Especifico	Módulo de Elasticidad	Resistencia
Concreto	2400 kg/m ³	210,000 kg/cm ²	210 cm ²

Fuente: Propia.

3.5.7. Definición de elementos

Para la realización del análisis sísmico dinámico en el software SAP2000 se definirá las siguientes secciones:

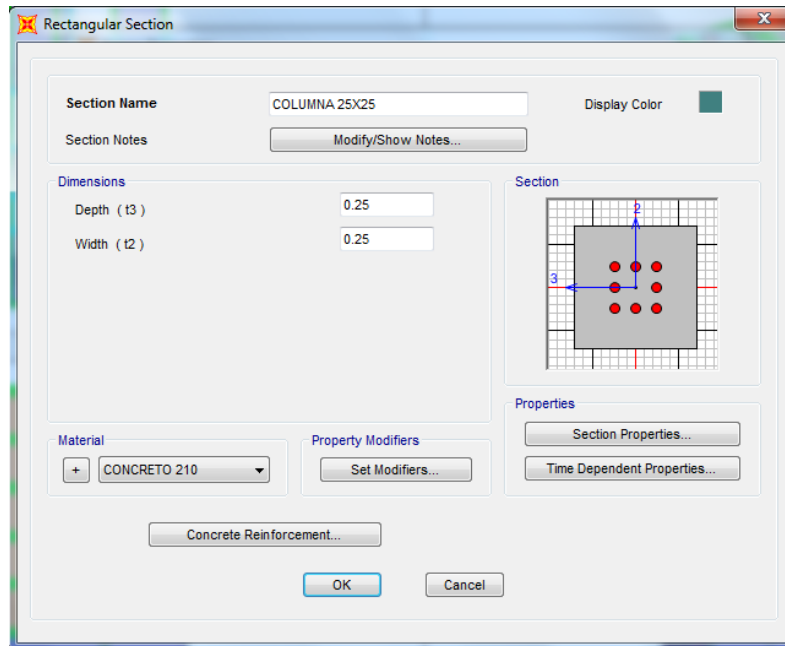


Figura N° 47: Definición de columna de 25cm X 25cm en SAP2000.

Fuente: Propia.

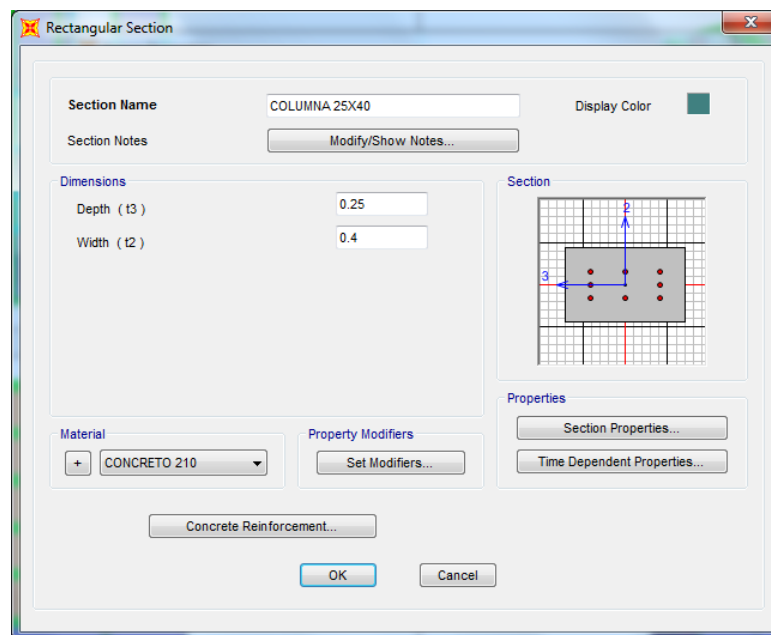


Figura N° 48: Definición de columna de 25cm X 40cm en SAP2000.

Fuente: Propia.

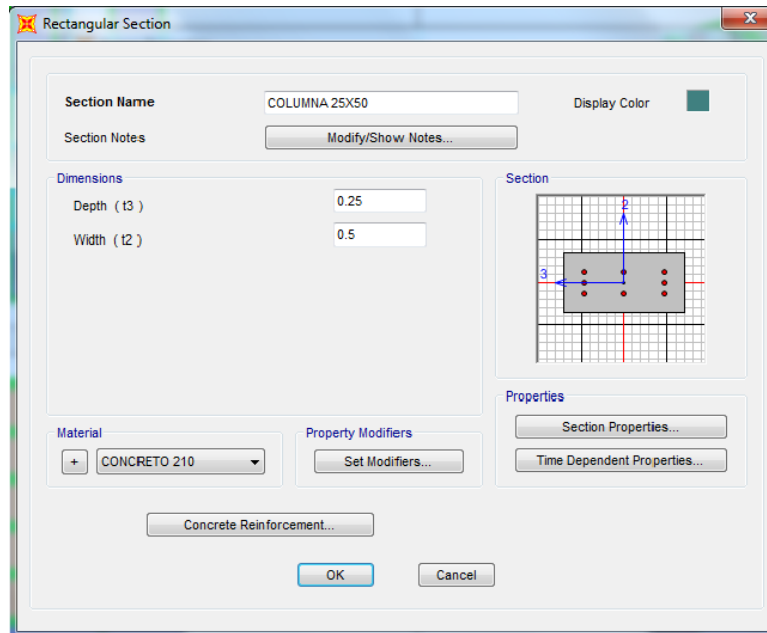


Figura N° 49: Definición de columna de 25cm X 50cm en SAP2000.

Fuente: Propia.

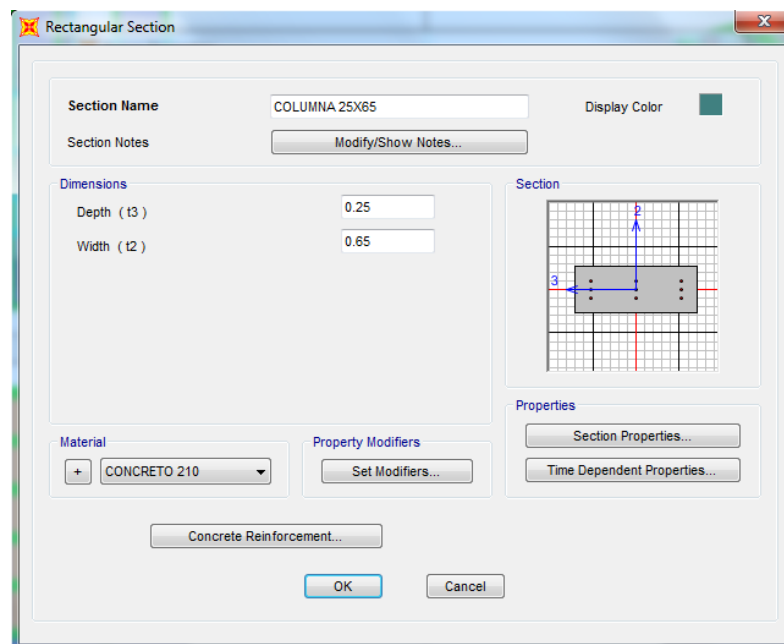


Figura N° 50: Definición de columna de 25cm X 65cm en SAP2000.

Fuente: Propia.

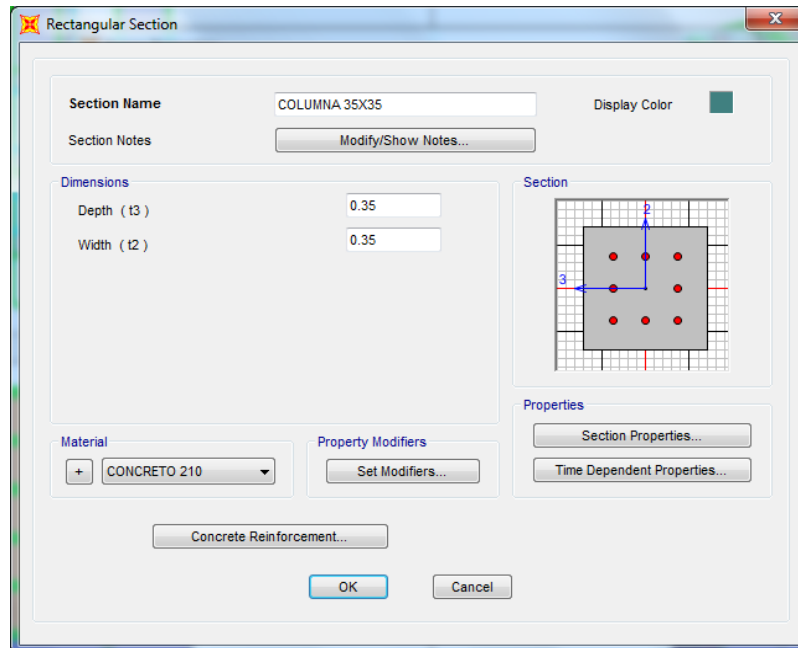


Figura N° 51: Definición de columna de 35cm X 35cm en SAP2000.

Fuente: Propia.

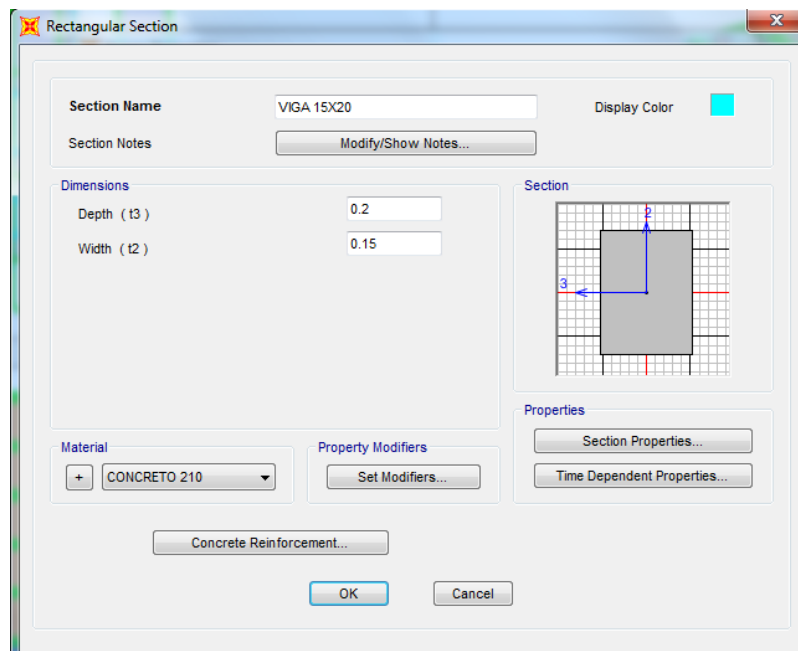


Figura N° 52: Definición de Viga de 15cm X 20cm en SAP2000.

Fuente: Propia.

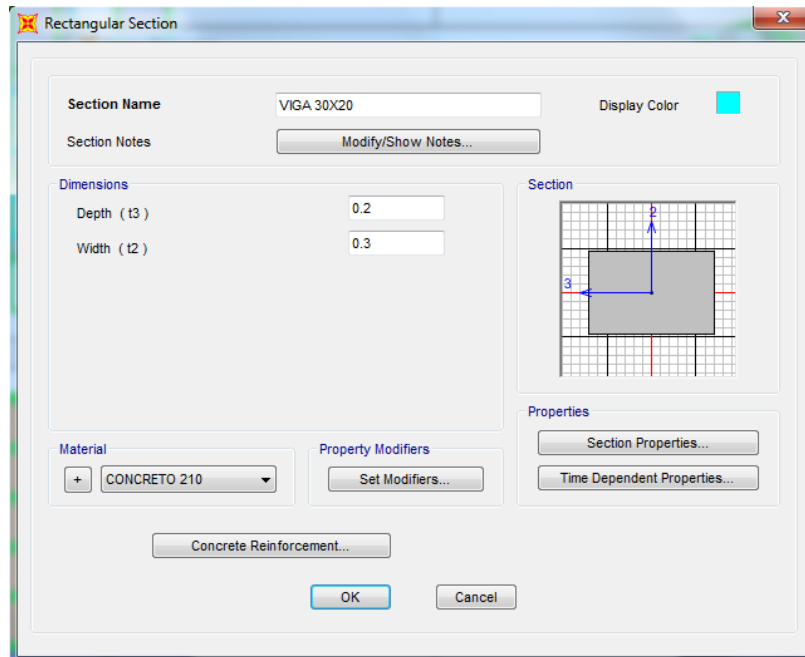


Figura N° 53: Definición de viga de 30cm X 20cm en SAP2000.

Fuente: Propia.

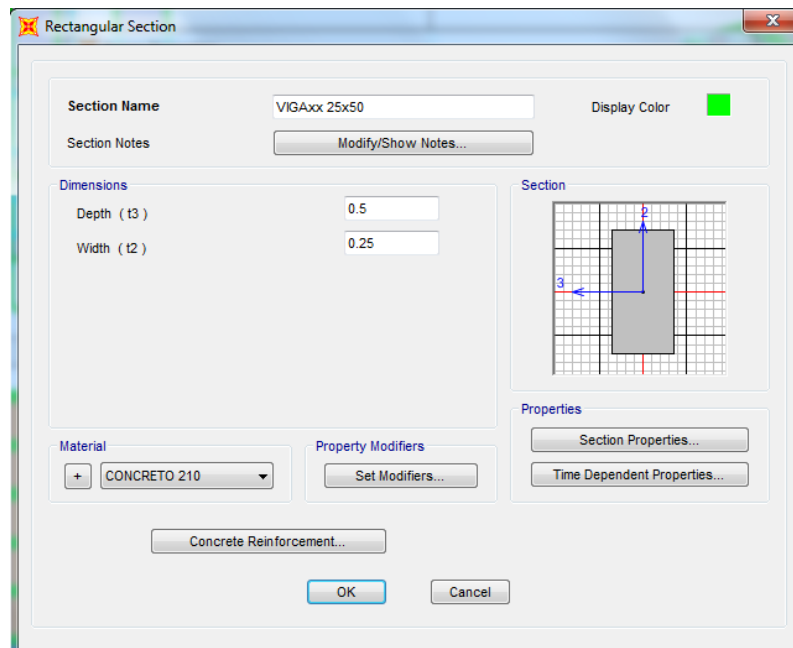


Figura N° 54: Definición de viga de 25cm X 50cm en SAP2000

Fuente: Propia.

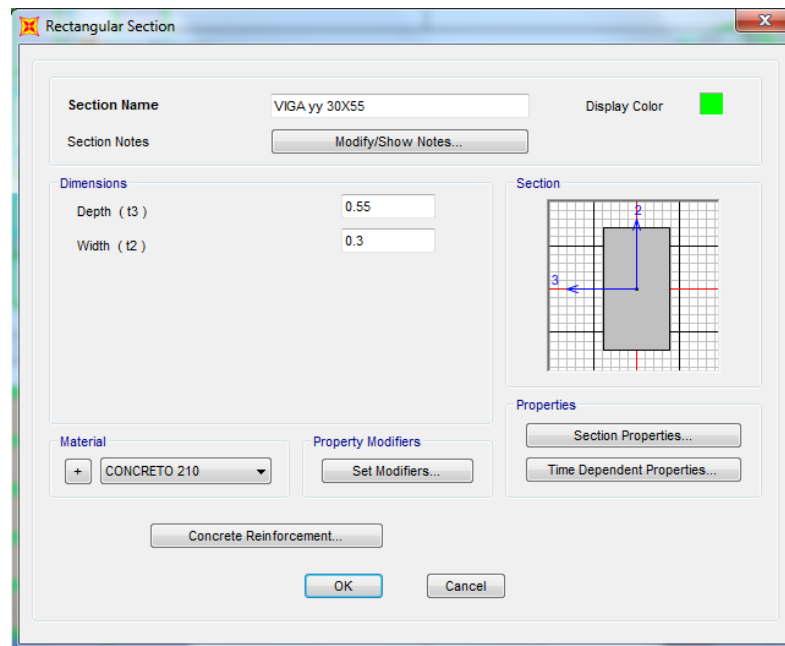


Figura N° 55: Definición de viga de 30cm X 55cm en SAP2000.

Fuente: Propia.

3.5.8. Asignaciones de carga

3.5.8.1. Carga muerta (DEAD)

Esta carga corresponde al peso propio de cada elemento. Es calculado automáticamente por el software SAP2000 y así mismo asignado a cada elemento como una fuerza gravimétrica. La magnitud de esta fuerza es la siguiente:

$$DL = V \times \rho$$

Donde:

V es el volumen geométrico del elemento

ρ es la densidad del material asignado al elemento.

3.5.8.2. Carga viva (LIVE)

Esta carga corresponde al peso de la carga de ocupación en cada ambiente. De acuerdo al Artículo 6 de la norma NTE E-020 las cargas se determinan:

Carga Viva en las Escaleras	200kg/m ²
Carga Viva en los Niveles Habitables	200kg/cm ²
Carga Viva en la Azotea	100kg/cm ²

3.5.8.3. Materiales

Tabla 17: Asignación de material para elementos estructurales.

Elemento	Material
Columna 25cm X 25cm	Concreto f'c 210kg/cm ²
Columna 25cm X 40cm	Concreto f'c 210kg/cm ²
Columna 25cm X 50cm	Concreto f'c 210kg/cm ²
Columna 25cm X 65cm	Concreto f'c 210kg/cm ²
Columna 35cm X 35cm	Concreto f'c 210kg/cm ²
Viga 15cm X 20cm	Concreto f'c 210kg/cm ²
Viga 30cm X 20cm	Concreto f'c 210kg/cm ²
Viga 25cm X 50cm	Concreto f'c 210kg/cm ²
Viga 30cm X 55cm	Concreto f'c 210kg/cm ²

Fuente: Propia.

Los elementos mostrados en la tabla 16 son de concreto reforzado con barras corrugadas grado 60 con $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$. El refuerzo de cada elemento se muestra a continuación:

Tabla 18: Refuerzo tentativo para elementos estructurales.

Elemento	Refuerzo Asumido
Columna 25cm X 25cm	6 Ø 3/4" □ 1/2" @ 0.20m
Columna 25cm X 40cm	6 Ø 3/4" □ 1/2" @ 0.20m
Columna 25cm X 50cm	6 Ø 3/4" □ 1/2" @ 0.20m
Columna 25cm X 65cm	6 Ø 3/4" □ 1/2" @ 0.20m
Columna 35cm X 35cm	6 Ø 3/4" □ 1/2" @ 0.20m
Viga 15cm X 20cm	4 Ø 1/2" + 2 Ø 3/8" □ 1/4" @ 0.20m
Viga 30cm X 20cm	4 Ø 1/2" + 2 Ø 3/8" □ 1/4" @ 0.20m
Viga 25cm X 50cm	4 Ø 1/2" + 2 Ø 3/8" □ 1/4" @ 0.20m
Viga 30cm X 55cm	4 Ø 1/2" + 2 Ø 3/8" □ 1/4" @ 0.20m

Fuente: Propia.

Este reforzamiento ha sido ingresado al software SAP2000 como dato de entrada y se usará para la evaluación automática del edificio.

3.5.9. Desplazamientos

Para la verificación por desplazamientos se va a utilizar la combinación 02 resumida como la envolvente de $(1.25 \text{ DEAD} + 1.25 \text{ LIVE} \pm \text{QUAKE})$ y $(0.9 \text{ DEAD} \pm \text{QUAKE})$

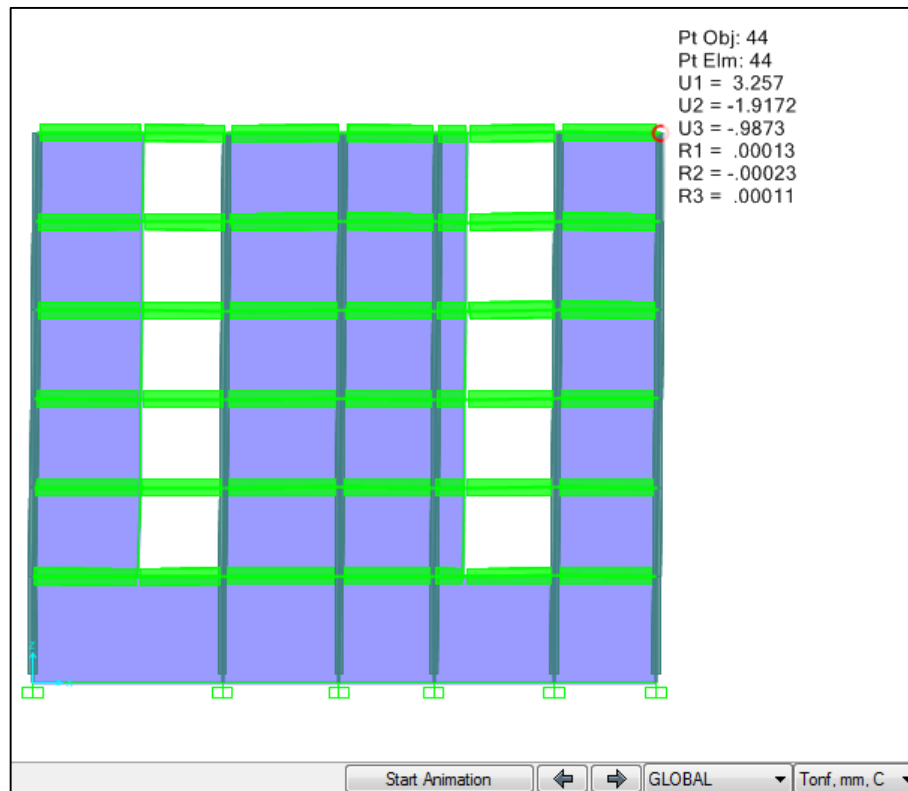


Figura N° 56: Desplazamientos de la edificación.

Fuente: Propia.

Tabla 19: Verificación de desplazamientos sísmicos en la dirección x-x.

Nivel	he (mm)	dx (mm)	Δx (mm)	$\Delta x/he$	$\Delta x*0.75*R/h$	<0.007
Techo 5	2700	3.26	0.46	1.70E-04	0.00102	Cumple
Techo 4	2700	2.8	0.55	2.04E-04	0.00122	Cumple
Techo 3	2700	2.25	0.63	2.33E-04	0.00140	Cumple
Techo 2	2700	1.62	0.65	2.41E-04	0.00144	Cumple
Techo 1	2700	0.97	0.57	2.11E-04	0.00127	Cumple
T. Semisótano	3250	0.4	0.4	1.23E-04	0.00074	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 20: Verificación de desplazamientos sísmicos en la dirección y-y.

Nivel	he (mm)	dy (mm)	Δy (mm)	$\Delta y/he$	$\Delta x*0.75*R/h$	<0.007
Techo 5	2700	1.91	0.31	1.15E-04	0.0007	Cumple
Techo 4	2700	1.6	0.3	1.11E-04	0.0007	Cumple
Techo 3	2700	1.3	0.38	1.41E-04	0.0008	Cumple
Techo 2	2700	0.92	0.38	1.41E-04	0.0008	Cumple
Techo 1	2700	0.54	0.25	9.26E-05	0.0006	Cumple
T. Semisotano	3250	0.29	0.29	8.92E-05	0.0005	Cumple

Fuente: Propia.

Los resultados obtenidos demuestran que la edificación tiene rigidez más que suficiente para mitigar los desplazamientos ocurridos por el evento sísmico.

3.6. Diseño de losa de cimentación

Cargas finales en las columnas.

Del metrado de cargas de la tabla 13 tendremos las cargas finales en cada columna.

Tabla 21: Cargas finales por columna.

Columna	P_T (ton)
5A	40.85
5F	25.05
2A	39.02
2F	37.44
3A	71.49
3F	57.74
4A	79.75
4F	54.62
5B	44.65
5C	43.44
5D	38.54
5E	33.53
1C	14.43
1D	14.43
2B	62.92
2C	59.08
2D	59.90
2E	66.37
3B	114.67
3C	86.53
3D	95.30
3E	104.24
4B	111.43
4C	83.75
4D	89.89
4E	91.42
Total	1620.48
Mayor	114.67

Fuente: Propia.

3.6.1. Espesor de la losa

3.6.1.1. Cortante actuante por punzonamiento

Para el diseño tomaremos la mayor carga que corresponde a la columna 3B.

$$V_U = 114.67 \text{Ton}$$

3.6.1.2. Cortante admisible del concreto

Utilizaremos la fórmula:

$$b_0 = (2 \times (b + d)) + (2 \times (b + d))$$

$$b_0 = (2 \times (25 + d)) + (2 \times (65 + d))$$

$$b_0 = 4d + 180$$

$$V_C = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d$$

Debe cumplir:

$$V_C = V_U$$

$$0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d = 114670$$

$$0.53 \times \sqrt{210} \times (4d + 180) \times d = 114670$$

$$d/2 = 19.03$$

Entonces:

$$d = 39 \text{cm}$$

3.6.1.3. Espesor de la losa

$$t = d + \text{recubrimiento} + \frac{\text{diam. Varilla}}{2}$$

$$t = 39 + 7.5 + \frac{2.5}{2}$$

$$t = 48 \text{ cm}$$

3.6.2. Cálculo de excentricidades

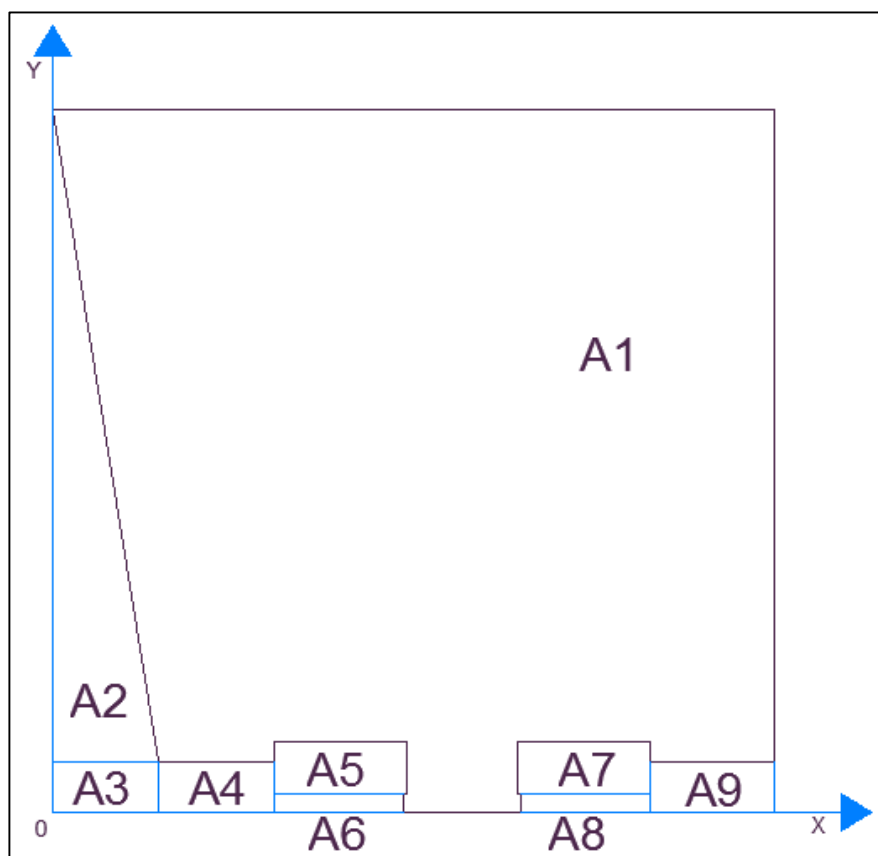


Figura N° 57: Áreas en planta para el cálculo de excentricidad.

Fuente: Propia.

Tabla 22: Áreas en planta y ubicación de su centroide para cálculo de excentricidad.

Área	B	L	m ²	X	y	A _x	A _y	I _{xx}	I _{yy}
A1	18.70	19.25	359.98	9.63	9.35	3466.56	3365.77	11286.50	10769.00
A2	17.35	2.82	24.46	0.94	7.13	23.00	174.42	4335.41	1697.66
A3	1.35	2.82	3.81	1.41	0.68	5.37	2.59	304.62	347.82
A4	1.35	3.08	4.16	4.36	0.68	18.13	2.83	150.89	379.88
A5	1.37	3.55	4.86	7.68	1.18	37.35	5.74	38.95	399.13
A6	0.50	3.45	1.73	7.63	0.25	13.16	0.43	14.17	171.86
A7	1.37	3.55	4.86	14.17	1.18	68.92	5.74	77.27	399.13
A8	0.50	3.45	1.73	14.22	0.25	24.53	0.43	27.98	171.86
A9	1.35	3.30	4.46	17.60	0.68	78.41	3.03	240.28	407.02

Fuente: Propia.

3.6.2.1. Área de cimentación

$$\text{Area de Cimentacion} = A1 - A2 - A3 - A4 - A5 - A6 - A7 - A8 - A9$$

Área de Cimentación

$$= 359.98 - 24.46 - 3.81 - 4.16 - 4.86 - 1.73 - 4.86 \\ - 1.73 - 4.46$$

$$\text{Área de Cimentacion} = 309.91 \text{ m}^2$$

3.6.2.2. Carga vertical total

$$\text{Carga Vertical Total} = \sum V = \text{Column Loads} + [(309.91) \times (2.4) \times (0.48)]$$

$$\text{Carga Vertical Total} = 1620.48 + 357.02$$

$$\text{Carga Vertical Total} = 1977.50 \text{ Ton}$$

3.6.2.3. Cálculo de centro de gravedad de la losa

Cálculo del X_G

$$X_G = \frac{3466.56 - 23 - 5.37 - 18.13 - 37.35 - 13.16 - 68.92 - 24.53 - 78.41}{309.91}$$

$$X_G = \frac{3197.69}{309.91}$$

$$X_G = 10.32 \text{ m}$$

Cálculo del Y_G

$$Y_G = \frac{3365.77 - 174.42 - 2.59 - 2.83 - 5.74 - 0.43 - 5.74 - 0.43 - 3.03}{309.91}$$

$$Y_G = \frac{3170.56}{309.91}$$

$$Y_G = 10.23 \text{ m}$$

3.6.2.4. Cálculo del centro geométrico de la resultante de las cargas

Tabla 23: Valores de X_c y Y_c para el cálculo del centro geométrico.

Columna	P_T (ton)	$X_{c(m)}$	P_T (ton)* X_c	Y_c (m)	P_T (ton)* Y_c
5A	40.85	0.17	6.94	18.57	758.58
5F	25.05	19.12	478.96	18.57	465.18
2A	39.02	2.79	108.87	2.42	94.43
2F	37.44	19.12	715.85	2.42	90.60
3A	71.49	1.97	140.84	7.63	545.47
3F	57.74	19.12	1103.99	7.63	440.56
4A	79.75	0.92	73.37	14.07	1122.08
4F	54.62	19.12	1044.33	14.07	768.50
5B	44.65	5.95	265.67	18.57	829.15
5C	43.44	9.47	411.38	18.57	806.68
5D	38.54	12.37	476.74	18.57	715.69
5E	33.53	16.02	537.15	18.57	622.65
1C	14.43	9.47	136.65	0.26	3.75
1D	14.43	12.37	178.50	0.26	3.75
2B	62.92	5.95	374.37	2.42	152.27
2C	59.08	9.47	559.49	2.42	142.97
2D	59.90	12.37	740.96	2.42	144.96
2E	66.37	16.02	1063.25	2.42	160.62
3B	114.67	5.95	682.29	7.63	874.93
3C	86.53	9.47	819.44	7.63	660.22
3D	95.30	12.37	1178.86	7.63	727.14
3E	104.24	16.02	1669.92	7.63	795.35
4B	111.43	5.95	663.01	14.07	1567.82
4C	83.75	9.47	793.11	14.07	1178.36
4D	89.89	12.37	1111.94	14.07	1264.75
4E	91.42	16.02	1464.55	14.07	1286.28
Total	1620.48		16800.43		16222.76

Fuente: Propia.

Cálculo de X_R

$$X_R = \frac{\sum P_T \times X_c}{CVT}$$

$$X_R = \frac{16800.43}{1977.50}$$

$$X_R = 8.50 \text{ m}$$

Cálculo de Y_R

$$Y_R = \frac{\sum P_T \times Y_C}{CVT}$$

$$Y_R = \frac{16222.76}{1977.50}$$

$$Y_R = 8.20 \text{ m}$$

Por lo tanto, las excentricidades serían las siguientes:

$$e_1 = X_R - X_G$$

$$e_1 = 8.50 - 10.32$$

$$e_1 = -1.82 \text{ m}$$

$$e_2 = Y_R - Y_G$$

$$e_2 = 8.20 - 10.23$$

$$e_2 = -2.03 \text{ m}$$

3.6.3. Cálculo de momentos

3.6.3.1. Cálculo de momentos flectores resultantes

M_1 alrededor del eje Y

$$M_1 = \sum Q \times e_1$$

$$M_1 = (1977.50) \times (-1.82)$$

$$M_1 = -3603.45 \text{ Ton} - \text{m}$$

M_2 alrededor del eje X

$$M_2 = \sum Q \times e_2$$

$$M_2 = (1977.50) \times (-2.03)$$

$$M_2 = -4007.92 \text{ Ton} - \text{m}$$

3.6.3.2. Cálculo de momentos de inercia

$$I_{1-1} = \left[\frac{B \times L^3}{12} + B \times L \times (D_1)^2 \right] - \left[\frac{b \times I^3}{12} + b \times I \times (d_i)^2 \right]$$

$$I_{1-1} = 11286.50 - 4335.41 - 304.62 - 150.86 - 38.95 - 14.17 - 77.27 \\ - 27.98 - 240.28$$

$$I_{1-1} = 6097 \text{ m}^4$$

$$I_{2-2} = \left[\frac{B \times L^3}{12} + B \times L \times (D_1)^2 \right] - \left[\frac{b \times I^3}{12} + b \times I \times (d_i)^2 \right]$$

$$I_{2-2} = 10769 - 1697.66 - 347.82 - 379.88 - 399.13 - 171.86 - 399.13 \\ - 171.86 - 407.02$$

$$I_{2-2} = 6795 \text{ m}^4$$

3.6.4. Cálculo de presiones

3.6.4.1. Fórmula para cálculo de presiones de contacto en la losa (q)

$$q = \frac{\sum Q}{\text{Area}} \pm \frac{M_1 \times y_1}{I_{1-1}} \pm \frac{M_2 \times y_2}{I_{2-2}}$$

$$q = 6.38 \pm 0.59 y_1 \pm 0.59 y_2$$

3.6.4.2. Presiones en los bordes extremos de la losa

(1)	$y_1 = -10.32$	$y_2 = 8.47$
(2)	$y_1 = 8.93$	$y_2 = 8.47$
(3)	$y_1 = 8.93$	$y_2 = -8.88$
(4)	$y_1 = 5.63$	$y_2 = -8.88$
(5)	$y_1 = 5.63$	$y_2 = -8.36$
(6)	$y_1 = 2.08$	$y_2 = -8.36$
(7)	$y_1 = 2.08$	$y_2 = -9.73$
(8)	$y_1 = 2.18$	$y_2 = -9.73$

- (9) $y_1 = 2.18$ $y_2 = -10.23$
- (10) $y_1 = -0.97$ $y_2 = -10.23$
- (11) $y_1 = -0.97$ $y_2 = -9.73$
- (12) $y_1 = -0.87$ $y_2 = -9.73$
- (13) $y_1 = -0.87$ $y_2 = -8.36$
- (14) $y_1 = -4.42$ $y_2 = -8.36$
- (15) $y_1 = -4.42$ $y_2 = -8.88$
- (16) $y_1 = -7.50$ $y_2 = -8.88$

Reemplazando:

$$q_i = 6.38 \pm 0.59y_1 \pm 0.59y_2$$

Tabla 24: Presiones en los bordes extremos de la losa.

Bordes extremos	q
1	7.48
2	-3.89
3	6.34
4	8.29
5	7.98
6	10.08
7	10.89
8	10.83
9	11.13
10	12.99
11	12.69
12	12.63
13	11.83
14	13.92
15	14.23
16	16.05

Fuente: Propia.

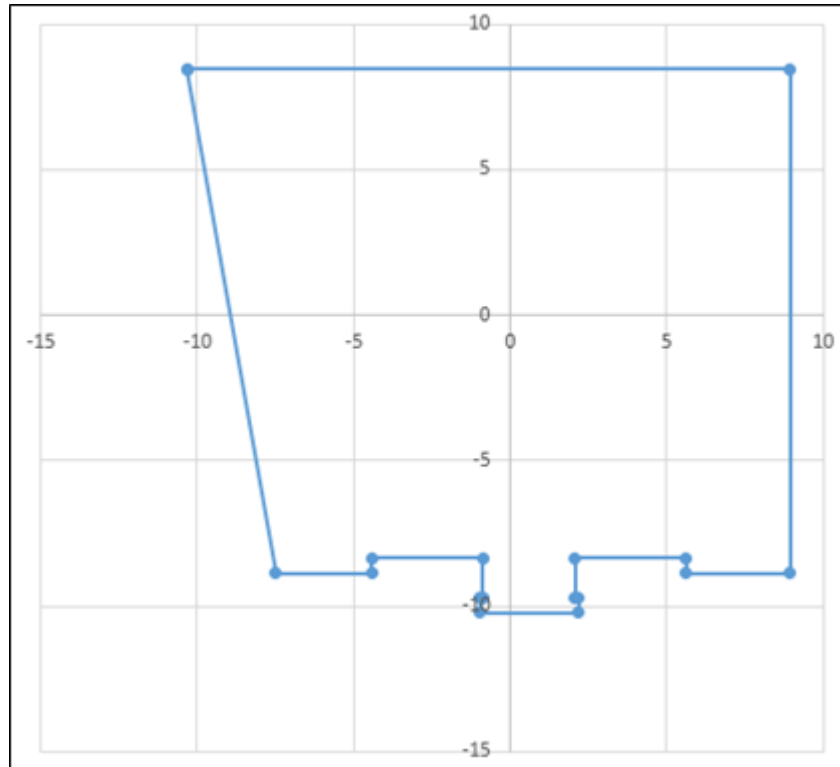


Figura N° 58: Ubicación de los bordes extremos para la aplicación de presiones.

Fuente: Propia.

3.6.4.3. Esfuerzos sobre el suelo

a) q_{\max} :

$$q_{\max} = 16.05 \text{ Ton/m}^2$$

b) **Peso Propio de la platea**

$$\text{Peso Propio de la Platea} = \frac{\text{Peso}}{\text{Area}}$$

$$\text{Peso Propio de la Platea} = \frac{309.91 \times 2.4 \times 0.48}{309.91}$$

$$\text{Peso Propio de la Platea} = 1.152 \text{ Ton/m}^2$$

c) **Primer piso s/c (carga viva)**

$$\text{Primer Piso (Carga Viva)} = 0.25 \text{ Ton/m}^2$$

d) **Primer piso tabiquería**

$$\text{Primer Piso Tabiquería} = 0.15 \text{ Ton/m}^2$$

Sumando los factores a), b), c) y d), se obtiene un total de:

$$a) + b) + c) + d) = 17.60 \text{ Ton/m}^2$$

Finalmente, se comprueba:

$$\sigma_{\text{SUELO}} = 20.00 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} > 17.60 \text{ T/m}^2, \text{ conforme}$$

3.6.4.4. Presiones actuantes de contacto

Tabla 25: valores de presiones actuantes de contacto.

Columna	x	q1*x	y	q2*y	q
5A	-10.15	6.00	8.34	-4.92	7.46
5F	8.81	-5.21	8.35	-4.93	-3.75
2A	-7.53	4.45	-7.81	4.61	15.44
2F	8.81	-5.21	-7.81	4.61	5.78
3A	-8.35	4.94	-2.61	1.54	12.86
3F	8.81	-5.21	-2.61	1.54	2.71
4A	-9.40	5.56	3.84	-2.26	9.67
4F	8.81	-5.21	3.84	-2.26	-1.09
5B	-4.37	2.58	8.35	-4.93	4.04
5C	-0.85	0.50	8.34	-4.92	1.96
5D	2.05	-1.21	8.34	-4.92	0.25
5E	5.70	-3.37	8.34	-4.92	-1.91
1C	-0.85	0.50	-9.98	5.89	12.77
1D	2.05	-1.21	-9.98	5.89	11.06
2B	-4.37	2.58	-7.81	4.61	13.57
2C	-0.85	0.50	-7.81	4.61	11.49
2D	2.05	-1.21	-7.81	4.61	9.78
2E	5.70	-3.37	-7.81	4.61	7.62
3B	-4.37	2.58	-2.61	1.54	10.50
3C	-0.84	0.50	-2.61	1.54	8.42
3D	2.05	-1.21	-2.61	1.54	6.71
3E	5.70	-3.37	-2.61	1.54	4.55
4B	-4.37	2.58	3.84	-2.26	6.70
4C	-0.84	0.50	3.84	-2.26	4.61
4D	2.05	-1.21	3.84	-2.26	2.90
4E	5.70	-3.37	3.84	-2.26	0.75

Fuente: Propia.

3.6.5. Franjas de diseño

3.6.5.1. Franjas horizontales

Franjas horizontales en el eje x

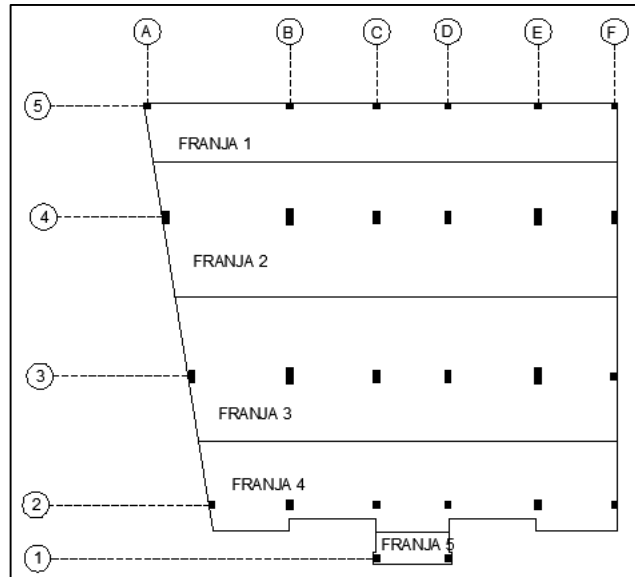


Figura N° 59: Franjas horizontales.

Fuente: Propia.

3.6.5.2. Franjas verticales

Franjas verticales en el eje y

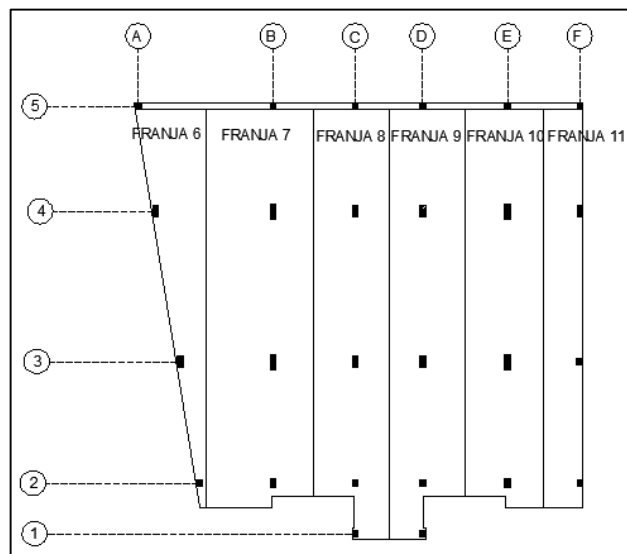


Figura N° 60: Franjas verticales.

Fuente: Propia.

3.6.6. Momento de diseño

Tabla 26: Valores de momento de diseño por franja para el cálculo del refuerzo.

Franjas	q(ton/m2)	L(m)	1/9qL2	1/10qL2
1	1.85	2.38	1.167259	1.05053
2	4.290189048	5.48	14.315121	12.8836
3	7.784326575	5.83	29.397855	26.4581
4	10.60914012	3.69	16.050568	14.4455
5	11.91271861	1.33	2.3413787	2.10724
6	11.44910873	3.02	11.602272	10.442
7	8.804299805	4.65	21.15233	19.0371
8	7.366827131	3.21	8.4342804	7.59085
9	5.652868898	3.27	6.7161735	6.04456
10	2.855676764	3.38	3.6249326	3.26244
11	1.01465515	1.68	0.3181959	0.28638

Fuente: Propia.

3.6.7. Refuerzo

3.6.7.1. Valores de 'd'

Recubrimiento Superior = 5 cm

Recubrimiento Inferior = 7.5 cm

3.6.7.2. Refuerzo superior

$$\text{Refuerzo superior}_x = t - 5 - \frac{2.54}{2}$$

$$\text{Refuerzo superior}_x = 41.73\text{cm}$$

$$\text{Refuerzo superior}_y = t - 5 - 2.54 - \frac{2.54}{2}$$

$$\text{Refuerzo superior}_y = 39.19\text{cm}$$

3.6.7.3. Refuerzo inferior

$$\text{Refuerzo inferior}_x = t - 7.5 - \frac{2.54}{2}$$

$$\text{Refuerzo inferior}_x = 39.23\text{cm}$$

$$\text{Refuerzo inferior}_y = t - 7.5 - 2.5 - \frac{2.54}{2}$$

$$\text{Refuerzo inferior}_y = 36.69\text{cm}$$

3.6.7.4. Cálculo de área de acero

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$p = 1,7 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b$$

$$p = 1,7 \times \frac{210}{4200} \times 100$$

$$p = 8,5 \text{ cm}$$

Se utilizará la fórmula:

$$A_s = \frac{1}{2} \times \left[p \times d - \sqrt{(p \times d)^2 - \frac{4 \times M \times p}{\phi f_y}} \right]$$

Franja 1

Reemplazando:

$$A_{s_{1/9(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 1.17 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{s_{1/9(-)}} = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min 1/9(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{s_{\min 1/9(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo mínimo $A_{s_{\min}} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{1/10(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 1.05 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{s_{1/10(-)}} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min 1/10(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{s_{\min 1/10(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo mínimo $A_{s \min} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{1/10(+)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 1.17 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{s_{1/10(+)}} = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min 1/10(+)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{s \min 1/10(+)} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo mínimo $A_{s \min} = 7.05 \text{ cm}^2$

Franja 2

Reemplazando:

$$A_{s_{1/9(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 14.31 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{s_{1/9(-)}} = 9.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min 1/9(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{s \min 1/9(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 9.32 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{1/10(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 12.88 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{s_{1/10(-)}} = 8.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min 1/10(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{s \min 1/10(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 8.36 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{1/10(+)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 12.88 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S\ 1/10(+)} = 8.93\text{ cm}^2$$

$$A_{S\ \min 1/10(+)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S\ \min 1/10(+)} = 7.05\text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 8.93\text{ cm}^2$

Franja 3

Reemplazando:

$$A_{S\ 1/9(-)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 29.40 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S\ 1/9(-)} = 19.74\text{ cm}^2$$

$$A_{S\ \min 1/9(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S\ \min 1/9(-)} = 7.51\text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 19.74\text{ cm}^2$

$$A_{S\ 1/10(-)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 26.46 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S\ 1/10(-)} = 17.65\text{ cm}^2$$

$$A_{S\ \min 1/10(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S\ \min 1/10(-)} = 7.51\text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 17.65\text{ cm}^2$

$$A_{S\ 1/10(+)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 26.46 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S\ 1/10(+)} = 18.94\text{ cm}^2$$

$$A_{S\ \min 1/10(+)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S\ \min 1/10(+)} = 7.05\text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 18.94 \text{ cm}^2$

Franja 4

Reemplazando:

$$A_{s_{1/9(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 16.05 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{s_{1/9(-)}} = 10.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min 1/9(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{s_{\min 1/9(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 10.49 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{1/10(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 14.45 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{s_{1/10(-)}} = 9.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min 1/10(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{s_{\min 1/10(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 9.41 \text{ cm}^2$

$$A_{s_{1/10(+)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 14.45 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{s_{1/10(+)}} = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min 1/10(+)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{s_{\min 1/10(+)}} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$

Franja 5

Reemplazando:

$$A_{S_{1/9(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 2.34 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/9(-)}} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 1/9(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S_{\min 1/9(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo mínimo $A_{S_{\min}} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S_{1/10(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 2.11 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/10(-)}} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 1/10(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S_{\min 1/10(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo mínimo $A_{S_{\min}} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S_{1/10(+)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 2.11 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/10(+)}} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 1/10(+)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S_{\min 1/10(+)}} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo mínimo $A_{S_{\min}} = 8.93 \text{ cm}^2$

Franja 6

Reemplazando:

$$A_{S_{1/9(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 11.60 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/9(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/9(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/9(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S 1/10(-)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 10.44 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S 1/10(-)} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/10(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/10(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{s \min} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S 1/10(+)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 10.44 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S 1/10(+)} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/10(+)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/10(+)} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 7.20 \text{ cm}^2$

Franja 7

Reemplazando:

$$A_{S 1/9(-)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 21.15 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S 1/9(-)} = 13.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/9(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/9(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 13.96 \text{ cm}^2$

$$A_{S_{1/10(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 19.04 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/10(-)}} = 12.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 1/10(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S_{\min 1/10(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 12.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S_{1/10(+)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 19.04 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/10(+)}} = 13.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 1/10(+)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S_{\min 1/10(+)}} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_s = 13.39 \text{ cm}^2$

Franja 8

Reemplazando:

$$A_{S_{1/9(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 8.43 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/9(-)}} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 1/9(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S_{\min 1/9(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{s_{\min}} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S_{1/10(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 7.59 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/10(-)}} = 4.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/10(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/10(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S \min} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S 1/10(+)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 7.59 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S 1/10(+)} = 5.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/10(+)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/10(+)} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S \min} = 7.05 \text{ cm}^2$

Franja 9

Reemplazando:

$$A_{S 1/9(-)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 6.72 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S 1/9(-)} = 4.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/9(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/9(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S \min} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S 1/10(-)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 6.04 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S 1/10(-)} = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/10(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/10(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S \min} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S_{1/10(+)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 6.04 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/10(+)}} = 4.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 1/10(+)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S_{\min 1/10(+)}} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S_{\min}} = 7.05 \text{ cm}^2$

Franja 10

Reemplazando:

$$A_{S_{1/9(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 3.62 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/9(-)}} = 2.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 1/9(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S_{\min 1/9(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S_{\min}} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S_{1/10(-)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 3.26 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/10(-)}} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 1/10(-)}} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S_{\min 1/10(-)}} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S_{\min}} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S_{1/10(+)}} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 3.26 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S_{1/10(+)}} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/10(+)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/10(+)} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S \min} = 7.05 \text{ cm}^2$

Franja 11

Reemplazando:

$$A_{S 1/9(-)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 0.32 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S 1/9(-)} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/9(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/9(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S \min} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S 1/10(-)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 41.73 - \sqrt{(8.5 \times 41.73)^2 - \frac{4 \times 0.29 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S 1/10(-)} = 0.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/10(-)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/10(-)} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S \min} = 7.51 \text{ cm}^2$

$$A_{S 1/10(+)} = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 39.19 - \sqrt{(8.5 \times 39.19)^2 - \frac{4 \times 0.29 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$A_{S 1/10(+)} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min 1/10(+)} = 0.0018 \times p \times d$$

$$A_{S \min 1/10(+)} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $A_{S \min} = 7.05 \text{ cm}^2$

Tabla 27: Resumen de los valores del refuerzo de acero por franja de diseño.

F	Coefficiente de Momento	d	M	As	As_{min}	As_{final}	S_{final} (cm)	Refuerzo
1	1/9(-)	41.73	1.17	0.74	7.51	7.51	17.50	1/2"
	1/10(-)	41.73	1.05	0.67	7.51	7.51	17.50	
	1/10(+)	39.19	1.05	0.71	7.05	7.05	17.50	
2	1/9(-)	41.73	14.32	9.32	7.51	9.32	22.50	5/8"
	1/10(-)	41.73	12.88	8.36	7.51	8.36	22.50	
	1/10(+)	39.19	12.88	8.94	7.05	8.94	22.50	
3	1/9(-)	41.73	29.40	19.73	7.51	19.73	17.50	3/4"
	1/10(-)	41.73	26.46	17.65	7.51	17.65	17.50	
	1/10(+)	39.19	26.46	18.94	7.05	18.94	17.50	
4	1/9(-)	41.73	16.05	10.49	7.51	10.49	17.50	1/2"
	1/10(-)	41.73	14.45	9.41	7.51	9.41	20.00	
	1/10(+)	39.19	14.45	10.05	7.05	10.05	20.00	
5	1/9(-)	41.73	2.34	1.49	7.51	7.51	17.50	1/2"
	1/10(-)	41.73	2.11	1.34	7.51	7.51	17.50	
	1/10(+)	39.19	2.11	1.43	7.05	7.05	17.50	
6	1/9(-)	41.73	11.60	7.51	7.51	7.51	17.50	1/2"
	1/10(-)	41.73	10.44	6.75	7.51	7.51	17.50	
	1/10(+)	39.19	10.44	7.20	7.05	7.20	17.50	
7	1/9(-)	41.73	21.15	13.96	7.51	13.96	20.00	3/4"
	1/10(-)	41.73	19.04	12.51	7.51	12.51	22.50	
	1/10(+)	39.19	19.04	13.39	7.05	13.39	22.50	
8	1/9(-)	41.73	8.43	5.43	7.51	7.51	17.50	1/2"
	1/10(-)	41.73	7.59	4.88	7.51	7.51	17.50	
	1/10(+)	39.19	7.59	5.21	7.05	7.05	17.50	
9	1/9(-)	41.73	6.72	4.31	7.51	7.51	17.50	1/2"
	1/10(-)	41.73	6.04	3.87	7.51	7.51	17.50	
	1/10(+)	39.19	6.04	4.13	7.05	7.05	17.50	
10	1/9(-)	39.23	3.62	2.46	7.06	7.06	17.50	1/2"
	1/10(-)	39.23	3.26	2.21	7.06	7.06	17.50	
	1/10(+)	36.69	3.26	2.37	6.60	6.60	17.50	
11	1/9(-)	39.23	0.32	0.21	7.06	7.06	17.50	1/2"
	1/10(-)	39.23	0.29	0.19	7.06	7.06	20.00	
	1/10(+)	36.69	0.29	0.21	6.60	6.60	17.50	

Fuente: Propia.

3.7. Muro de contención tipo pantalla

3.7.1. Diseño muro pantalla

Datos

Generales

$$\mu = 0.5$$

Específicos

Para 1:

$$\gamma_s = 1.6 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi = 25^\circ$$

Para 2:

$$\gamma_s = 2 \text{ T/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

3.7.1.1. Predimensionamiento

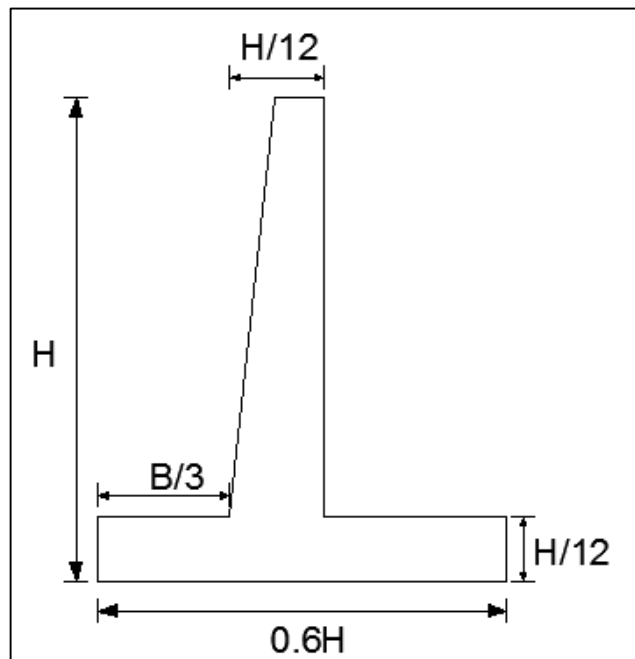


Figura N° 61: Predimensionamiento de muro pantalla.

Fuente: Propia.

Entonces, las medidas serían:

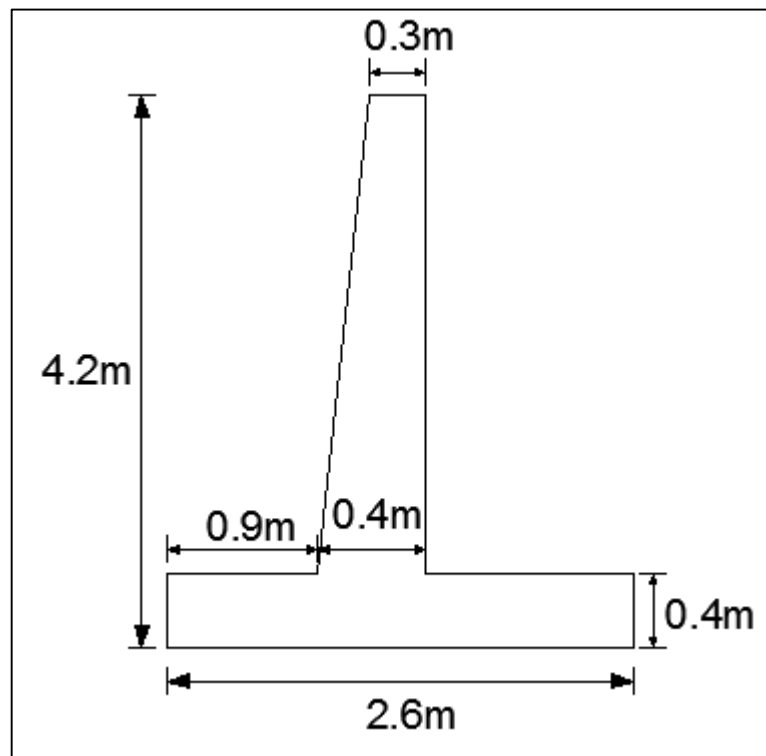


Figura N° 62: Predimensionamiento final de muro pantalla.

Fuente: Propia.

3.7.2. Verificar estabilidad

3.7.2.1. Cálculo K_a

$$K_{a1} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_{a1} = \tan^2 \left(45 - \frac{25}{2} \right)$$

$$K_{a1} = 0.4059$$

$$K_{a2} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_{a2} = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right)$$

$$K_{a2} = 0.3333$$

3.7.2.2. Cálculo ρ_{\max}

$$\rho_{\max 1} = \gamma_{s1} \times H \times K_{a1}$$

$$\rho_{\max 1} = (1.6 \text{ T/m}^3) \times (1.5 \text{ m}) \times (0.4059)$$

$$\rho_{\max 1} = 0.97 \text{ Ton/m}^2$$

$$\rho_{\max 2} = \gamma_{s2} \times H \times K_{a2}$$

$$\rho_{\max 2} = (2.0 \text{ T/m}^3) \times (2.7 \text{ m}) \times (0.3333) + 0.97$$

$$\rho_{\max 2} = 2.77 \text{ Ton/m}^2$$

3.7.2.3. Cálculo del empuje activo (E_a)

Para ancho unitario de muro ($B = 1,00 \text{ m}$)

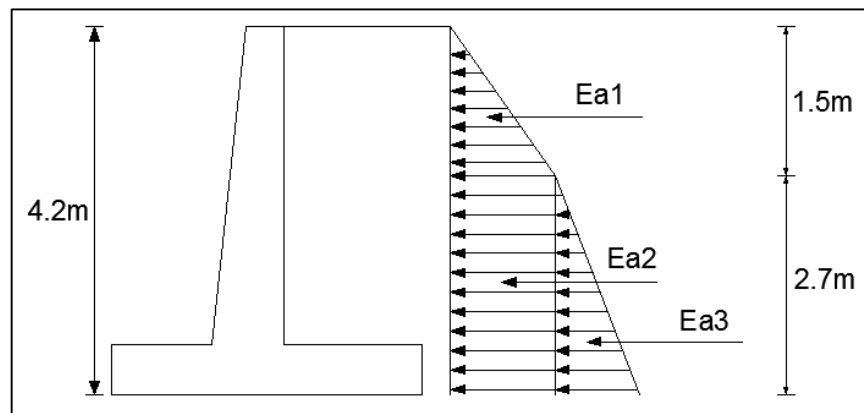


Figura N° 63: Empuje activo E_{a1} , E_{a2} y E_{a3} en el muro pantalla.

Fuente: Propia.

$$E_{a1} = \frac{\rho_{\max 1} \times H_1 \times B}{2}$$

$$E_{a1} = \frac{(0.97 \text{ T/m}^2) \times (1.5 \text{ m}) \times (1 \text{ m})}{2}$$

$$E_{a1} = 0.73 \text{ Ton}$$

$$E_{a2} = \frac{\rho_{\max 1} \times H_2 \times B}{2}$$

$$E_{a2} = (0.97 \text{ T/m}^2) \times (2.7 \text{ m}) \times (1 \text{ m})$$

$$E_{a2} = 2.63 \text{ Ton}$$

$$E_{a3} = \frac{(\rho_{\max 1} - \rho_{\max 1}) \times H_2 \times B}{2}$$

$$E_{a3} = \frac{(2.77 - 0.97T/m^2) \times (2.7 \text{ m}) \times (1 \text{ m})}{2}$$

$$E_{a3} = 2.43 \text{ Ton}$$

Finalmente:

$$E_{a \text{ Total}} = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3}$$

$$E_{a \text{ Total}} = 0.73 + 2.63 + 2.43$$

$$E_{a \text{ Total}} = 5.79 \text{ Ton}$$

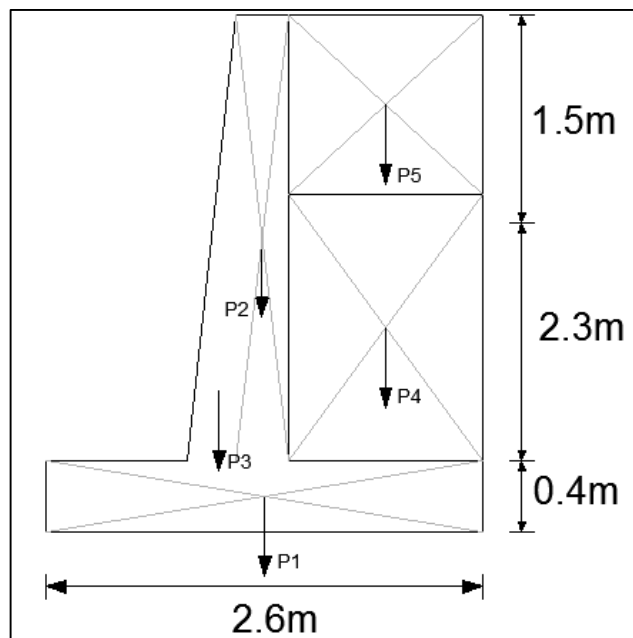


Figura N° 64: Ubicación de las cargas P1, P2, P3, P4 y P5.

Fuente: Propia.

$$\begin{array}{rcl}
P_i & & \\
(P_1) & 2.6 \times 0.4 \times 1 \times 2.4 = & 2.50 \text{ Ton} \\
(P_2) & 0.3 \times 3.8 \times 1 \times 2.4 = & 2.74 \text{ Ton} \\
(P_3) & 0.1 \times 3.8 \times 1 \times 2.4 = & 0.46 \text{ Ton} \\
(P_4) & 1.3 \times 2.3 \times 1 \times 2.4 = & 7.18 \text{ Ton} \\
(P_5) & 1.3 \times 1.5 \times 1 \times 2.4 = & 4.68 \text{ Ton} \\
& & \text{-----} \\
N = \sum P_i & = & 17.54 \text{ Ton}
\end{array}$$

3.7.2.4. Verificación por deslizamiento

$$F_r = N \times \mu$$

$$F_r = (17.54 \text{ T}) \times (0.5)$$

$$F_r = 8.77 \text{ Ton}$$

$$F_a = E_a$$

$$F_a = 5.79 \text{ Ton}$$

$$F_{SD} = \frac{\sum F_r}{\sum F_a}$$

$$F_{SD} = \frac{8.77}{5.79}$$

$$F_{SD} = 1.52 > 1.50 \text{ Si cumple.}$$

No se necesitará añadir CUÑA.

3.7.2.5. Verificación por volteo

	P_i	X_i	M_{ri}
(1)	2.50	1.30	3.24
(2)	2.74	1.45	3.97
(3)	0.46	1.48	0.68
(4)	7.18	0.65	4.66
(5)	4.68	0.65	3.04

$$N = \sum M_R = 15.59 \text{ T}$$

Se halla M_A :

$$M_{A1} = E_{A1} \times \left(H_2 + \frac{H_1}{3} \right)$$

$$M_{A1} = 0.73 \times \left(2.7 + \frac{1.5}{3} \right)$$

$$M_{A1} = 2.34 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{A2} = E_{A2} \times \left(\frac{H_2}{2} \right)$$

$$M_{A2} = 2.63 \times 2.7/2$$

$$M_{A2} = 3.55 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{A3} = E_{A3} \times \left(\frac{H_2}{3} \right)$$

$$M_{A3} = 2.43 \times 2.7/3$$

$$M_{A3} = 2.19 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se halla M_A total:

$$M_{A \text{ Total}} = M_{A1} + M_{A2} + M_{A3}$$

$$M_{A \text{ Total}} = 2.34 + 3.55 + 2.19$$

$$M_{A\text{ Total}} = 8.08 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se realiza la comprobación:

$$F_{SV} = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

$$F_{SV} = \frac{15.59}{8.08}$$

$$F_{SV} = 1.93 > 1.75 \text{ Si cumple}$$

3.7.2.6. Verificación por capacidad portante

$$N = 17.54 \text{ Ton}$$

Se halla M:

$$M = M_R - M_A$$

$$M = 15.59 - 8.08$$

$$M = 7.52 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se halla X:

$$X = \frac{M}{N}$$

$$X = \frac{7.52}{17.54}$$

$$X = 0.43 \text{ m}$$

Se halla la excentricidad:

$$e = \frac{A}{2} - X$$

$$e = \frac{2.6}{2} - 0.43$$

$$e = 0.87 \text{ m}$$

Se identifica el caso de excentricidad:

Caso III:

$$\frac{A}{6} > e$$

$$0.87 \text{ m} > 0.43 \text{ m}$$

Se hallan los respectivos q_{Max} y q_{Min} :

$$q_{\text{Max}} = \frac{2 \times N}{3 \times m \times B}$$

$$q_{\text{Max}} = \frac{2 \times 17.54}{3 \times 0.43 \times 2.6}$$

$$q_{\text{Max}} = 10.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \frac{20\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Si cumple}$$

3.7.3. Diseño de pantalla

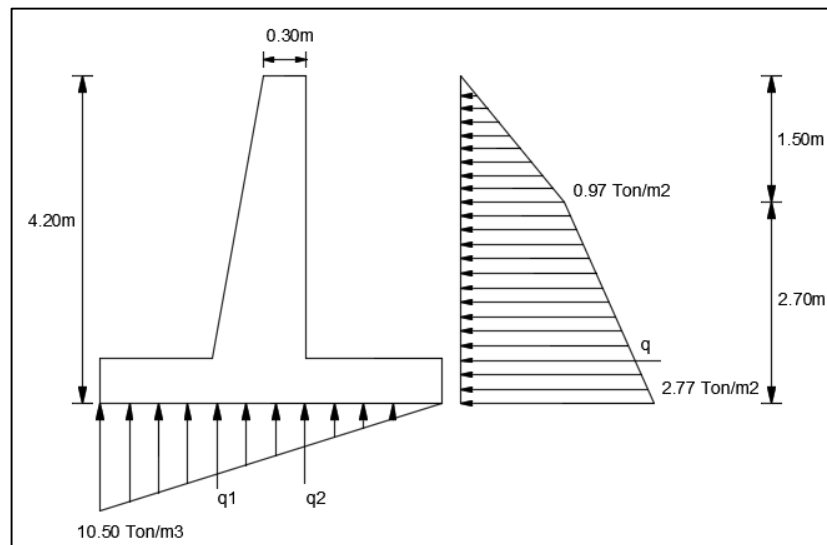


Figura N° 65: Diseño de la pantalla.

Fuente: Propia.

3.7.3.1. Cálculo de q

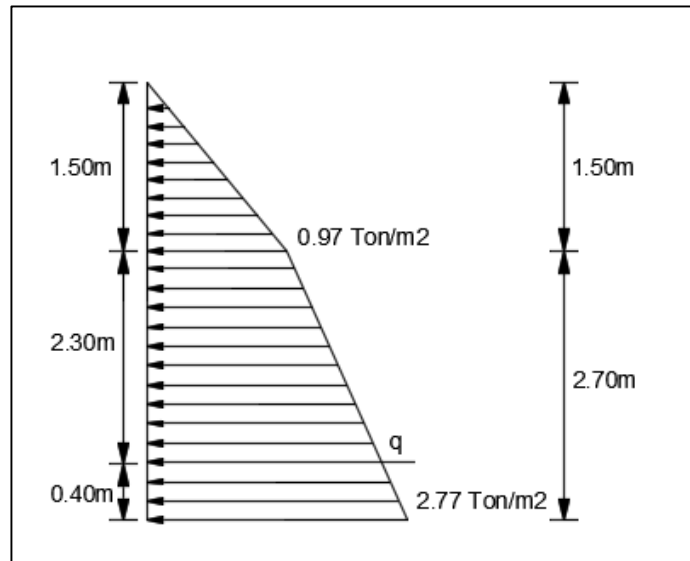


Figura N° 66: Calculo de q.

Fuente: Propia.

Se despeja H en la siguiente fórmula:

$$\frac{2.77}{0.97} = \frac{H}{(H - 2.70)}$$

$$2.77 H - 7.50 = 0.97 H$$

$$1.80 H = 7.50$$

$$H = 4.17 \text{ m}$$

Se reemplaza el valor de H para hallar q:

$$\frac{2.77}{q} = \frac{4.17}{(4.17 - 0.40)}$$

$$4.17 q = 10.44$$

$$q = 2.50 \text{ Ton/m}^2$$

3.7.3.2. Cálculo de q_1 y q_2

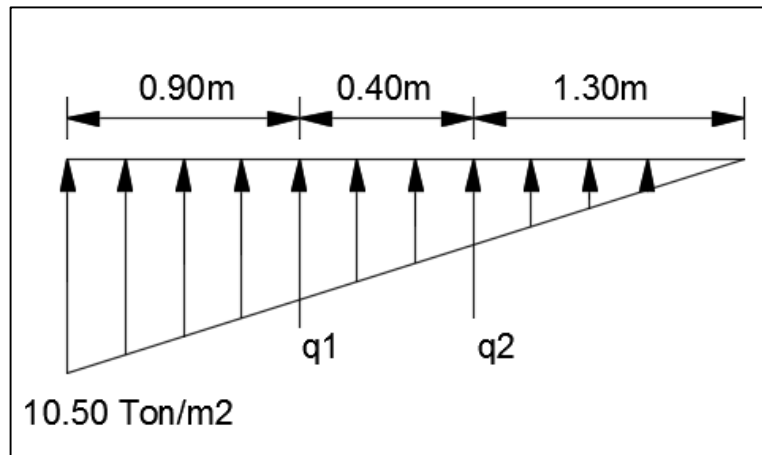


Figura N° 67: Cálculo de q_1 y q_2 .

Fuente: Propia.

$$L = 2.60 \text{ m}$$

Se reemplaza el valor de L en las siguientes ecuaciones:

$$\frac{10.50}{q_1} = \frac{2.60}{(2.60 - 0.90)}$$

$$2.60 q_1 = 17.85$$

$$q_1 = 6.87 \text{ Ton/m}^2$$

$$\frac{10.50}{q_2} = \frac{2.60}{(2.60 - 1.30)}$$

$$2.60 q_2 = 13.65$$

$$q_2 = 5.25 \text{ Ton/m}^2$$

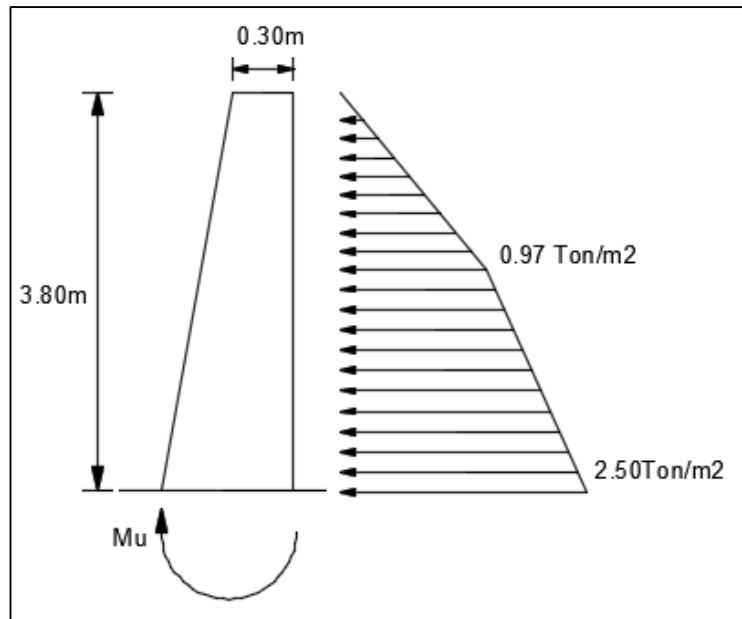


Figura N° 68: Presiones actuantes en la pantalla.

Fuente: Propia.

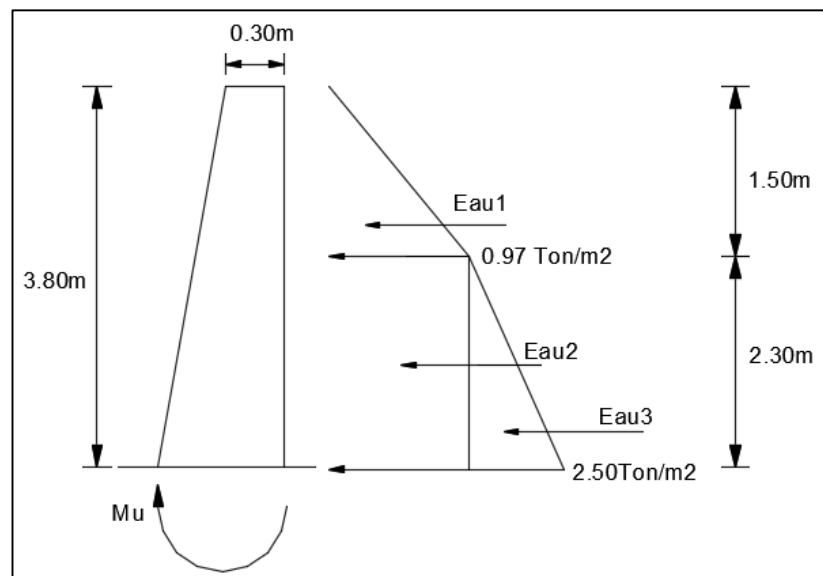


Figura N° 69: Ubicación de las presiones Eau1, Eau2, Eau3 en la pantalla.

Fuente: Propia.

3.7.3.3. Cálculo de $\rho_{MAX U}$

$$\rho_{Max U1} = 1.6 \times 0.97 \text{ Ton/m}^2$$

$$\rho_{Max U1} = 1.55 \text{ Ton/m}^2$$

$$\rho_{Max U2} = 2 \times 2.50 \text{ Ton/m}^2$$

$$\rho_{\text{Max U2}} = 5 \text{ Ton/m}^2$$

3.7.3.4. Cálculo de E_{AU}

$$E_{\text{AU1}} = \frac{\rho_{\text{MAX U1}} \times H_1 \times B}{2}$$

$$E_{\text{AU1}} = \frac{1.55 \times 1.5 \times 1}{2}$$

$$E_{\text{AU1}} = 1.16 \text{ Ton}$$

$$E_{\text{AU2}} = \frac{\rho_{\text{MAX U2}} \times H_2 \times B}{2}$$

$$E_{\text{AU2}} = \frac{1.55 \times 2.30 \times 1}{2}$$

$$E_{\text{AU2}} = 1.78 \text{ Ton}$$

$$E_{\text{AU3}} = \frac{(\rho_{\text{MAX U2}} - \rho_{\text{MAX U1}}) \times H_3 \times B}{2}$$

$$E_{\text{AU3}} = \frac{3.45 \times 2.30 \times 1}{2}$$

$$E_{\text{AU3}} = 3.97 \text{ Ton}$$

3.7.3.5. Cálculo de M_{AU}

$$M_{\text{AU1}} = E_{\text{AU1}} \times \left(H_2 + \frac{H_1}{3} \right)$$

$$M_{\text{AU1}} = 1.16 \times \left(2.30 + \frac{1.50}{3} \right)$$

$$M_{\text{AU1}} = 3.25 \text{ Ton - m}$$

$$M_{\text{AU2}} = E_{\text{AU2}} \times \left(\frac{H_2}{2} \right)$$

$$M_{\text{AU2}} = 1.78 \times \left(\frac{2.30}{2} \right)$$

$$M_{\text{AU2}} = 2.05 \text{ Ton - m}$$

$$M_{AU3} = E_{AU3} \times \left(\frac{H_2}{3}\right)$$

$$M_{AU3} = 3.97 \times \left(\frac{2.30}{3}\right)$$

$$M_{AU3} = 3.04 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se halla el $M_{AU \text{ Total}}$:

$$M_{AU \text{ Total}} = M_{AU1} + M_{AU2} + M_{AU3}$$

$$M_{AU \text{ Total}} = 3.25 + 2.05 + 3.04$$

$$M_{AU \text{ Total}} = 8.34 \text{ Ton} - \text{m}$$

Verificación de la dimensión de la pantalla

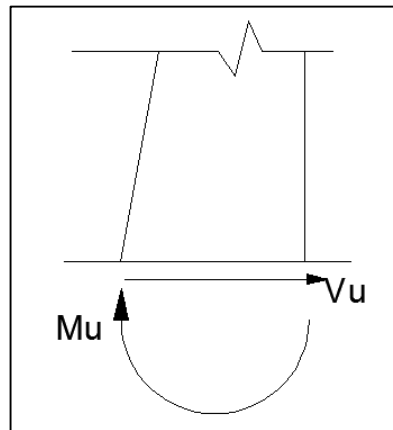


Figura N° 70: Verificación de la dimensión de pantalla.

Fuente: Propia.

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{K_U \times b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{8.34 \times 10^5 \text{ k} - \text{cm}}{(48.95 \text{ k/cm}^2) \times (100 \text{ cm})}}$$

$$d = 13.05 \text{ cm} < d = 40 \text{ cm}, \text{ Cumple}$$

No requiere acero en compresión.

Siendo:

$$V_U = 6.91 \text{ Ton}$$

Entonces:

$$V_U = \phi V_C$$

$$6.91 \times 10^3 = \phi 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$6.91 \times 10^3 = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times d$$

$$d = 10.58 \text{ cm} < d = 40 \text{ cm, Cumple}$$

No requiere estribos.

3.7.3.6. Refuerzo longitudinal

Datos:

$$M_U = 8.34 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 40 \text{ cm}$$

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

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

Se halla ρ y A_s :

$$\rho = \frac{1.7 \times f'_c \times b}{f_y}$$

$$\rho = \frac{1.7 \times 210 \times 100}{4200}$$

$$\rho = 8.50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1}{2} \times \left[(\rho \times d) - \sqrt{(\rho \times d)^2 - \frac{4 \times M_U \times \rho}{\phi f_y}} \right]$$

$$A_s = \frac{1}{2} \times \left[(8.5 \times 40) - \sqrt{(8.5 \times 40)^2 - \frac{4 \times 8.34 \times 10^5 \times 8.5}{0.90 \times 4200}} \right]$$

$$A_s = 5.61 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$5.61 \text{ cm}^2 \quad 100 \text{ cm}$$

$$\emptyset \frac{1}{2} " = 1.29 \text{ cm}^2 \quad s = 22 \text{ cm}$$

$$A_S = 5.61 \text{ cm}^2 (\emptyset \frac{1}{2} " @ 22 \text{ cm})$$

3.7.3.7. Momento resistente

$$A_S \quad 100 \text{ cm}$$

$$1.29 \text{ cm}^2 \quad 22 \text{ cm}$$

$$A_S = 5.86 \text{ cm}^2$$

Datos

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

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

$$\emptyset = 0.90$$

Para $d = 0.40 \text{ cm}^2$

Cuando $A_S = 5.86 \text{ cm}^2$

$$M_{UR} = \emptyset A_S \times f_y \times \left(d - \frac{A_S \times f_y}{1.7 \times f'c \times b} \right)$$

$$M_{UR} = 0.90 \times 5.86 \times 4200 \times \left(40 - \frac{5.86 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 100} \right)$$

$$M_{UR} = 8.71 \text{ Ton} - \text{m}$$

Cuando $A_S = \frac{2}{3} \times 5.86 = 3.91 \text{ cm}^2$

$$M_{UR} = \emptyset A_S \times f_y \times \left(d - \frac{A_S \times f_y}{1.7 \times f'c \times b} \right)$$

$$M_{UR} = 0.90 \times 3.91 \times 4200 \times \left(40 - \frac{3.91 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 100} \right)$$

$$M_{UR} = 5.84 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\text{Cuando } A_S = \frac{1}{3} \times 5.86 = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$M_{UR} = \phi A_S \times f_y \times \left(d - \frac{A_S \times f_y}{1.7 \times f'_c \times b} \right)$$

$$M_{UR} = 0.90 \times 1.95 \times 4200 \times \left(40 - \frac{1.95 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 100} \right)$$

$$M_{UR} = 2.93 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para d = 20 cm²

$$\text{Cuando } A_S = 5.86 \text{ cm}^2$$

$$M_{UR} = \phi A_S \times f_y \times \left(d - \frac{A_S \times f_y}{1.7 \times f'_c \times b} \right)$$

$$M_{UR} = 0.90 \times 5.86 \times 4200 \times \left(20 - \frac{5.86 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 100} \right)$$

$$M_{UR} = 4.28 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\text{Cuando } A_S = \frac{2}{3} \times 5.86 = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$M_{UR} = \phi A_S \times f_y \times \left(d - \frac{A_S \times f_y}{1.7 \times f'_c \times b} \right)$$

$$M_{UR} = 0.90 \times 3.91 \times 4200 \times \left(20 - \frac{3.91 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 100} \right)$$

$$M_{UR} = 2.89 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\text{Cuando } A_S = \frac{1}{3} \times 5.86 = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$M_{UR} = \phi A_S \times f_y \times \left(d - \frac{A_S \times f_y}{1.7 \times f'_c \times b} \right)$$

$$M_{UR} = 0.90 \times 1.95 \times 4200 \times \left(20 - \frac{1.95 \times 4200}{1.7 \times 210 \times 100} \right)$$

$$M_{UR} = 1.46 \text{ Ton} - \text{m}$$

Tabla 28: Resumen del refuerzo longitudinal de la pantalla.

As cm ²	d=40 cm	d=20 cm
5.86	8.71 Ton-m	4.28 Ton-m
3.91	5.84 Ton-m	2.89 Ton-m
1.95	2.93 Ton-m	1.46 Ton-m

Fuente: Propia.

3.7.4. Diseño zapata posterior

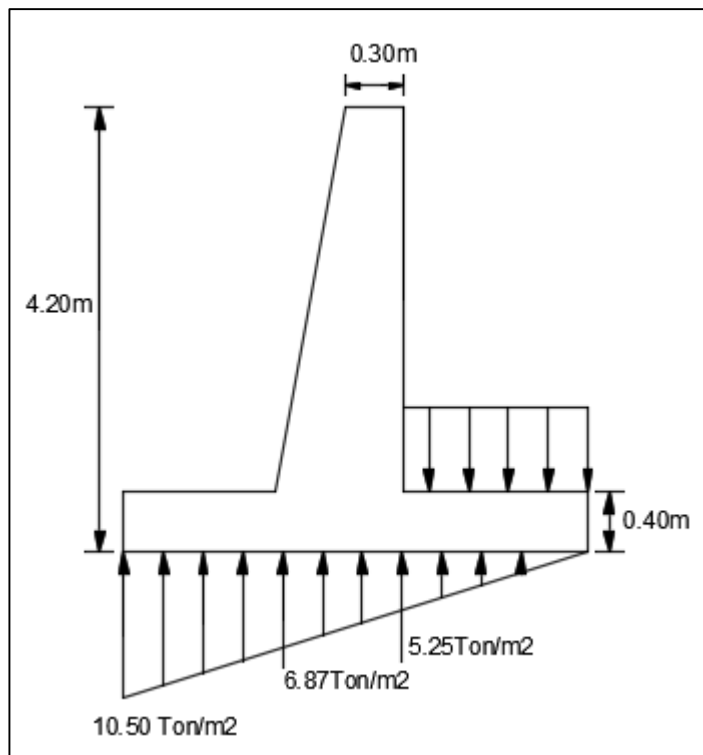


Figura N° 71: Diseño de zapata posterior.

Fuente: Propia.

$$q_{\text{suelo}} = 1.6 \times 1.5 + 2 \times 2.3$$

$$q_{\text{suelo}} = 1.6 \times 1.5 + 2 \times 2.3$$

$$q_{\text{suelo}} = 7 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_c = 1.3 \times 0.4 \times 2.4$$

$$q_c = 1.25 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{cn} = 8.25 \times 1.4$$

$$q_{cn} = 11.55 \text{ Ton/m}^2$$

Entonces:

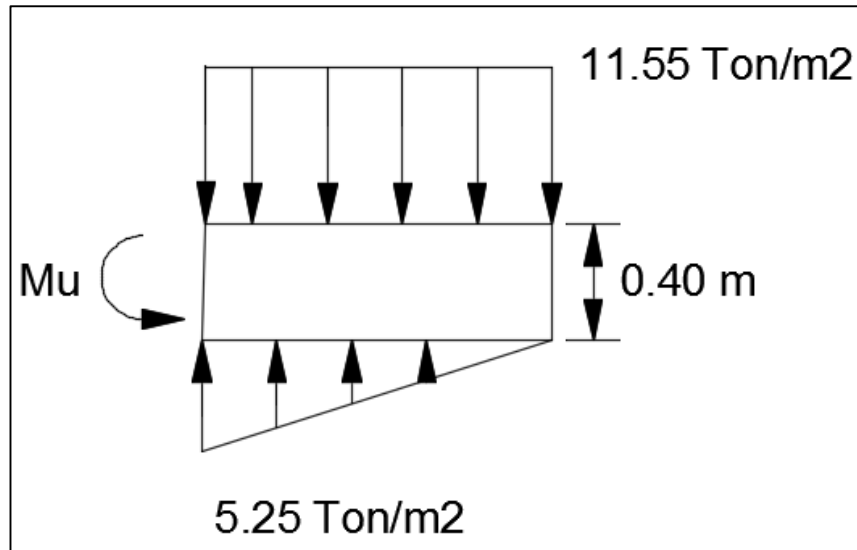


Figura N° 72: Cálculo del Mu en la zapata posterior.

Fuente: Propia.

$$M_u = 11.55 \times 1.3 \times 1 \times 0.65 - \frac{5.25 \times 1.4 \times 1.3 \times 1 \times 0.43}{2}$$

$$M_u = 7.71 \text{ Ton} - \text{m}$$

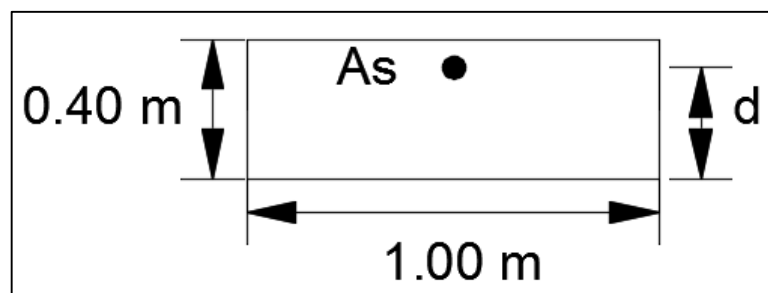


Figura N° 73: Reforzamiento en la zapata posterior.

Fuente: Propia.

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

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

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

$$p = 1,7 \times \frac{f'c}{fy} \times b$$

$$p = 1,7 \times \frac{210}{4200} \times 100$$

$$p = 8,5 \text{ cm}$$

Se utilizara la fórmula:

$$As = \frac{1}{2} \times \left[p \times d - \sqrt{(p \times d)^2 - \frac{4 \times M \times p}{\phi fy}} \right]$$

Reemplazando:

$$As = \frac{1}{2} \times \left[8.5 \times 30 - \sqrt{(8.5 \times 30)^2 - \frac{4 \times 7.71 \times 10^5 \times 8.5}{0.9 \times 4200}} \right]$$

$$As = 7.00 \text{ cm}^2$$

$$As = 0.0018 \times p \times d$$

$$As = 5.40 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo $As = 7.00 \text{ cm}^2$

3.7.5. Diseño zapata anterior

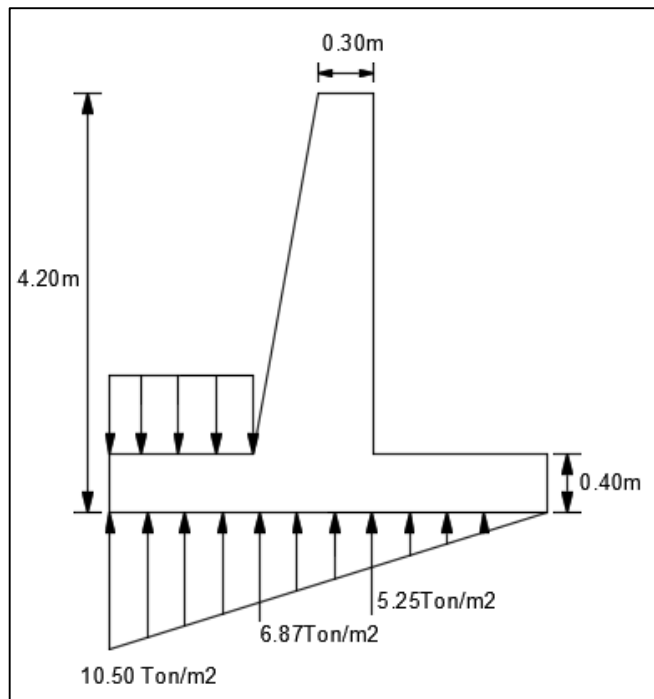


Figura N° 74: Diseño de zapata anterior.

Fuente: Propia.

$$q_c = 0.9 \times 0.4 \times 2.4$$

$$q_c = 0.86 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{cn} = 0.86 \times 1.4$$

$$q_{cn} = 1.20 \text{ Ton/m}^2$$

Entonces:

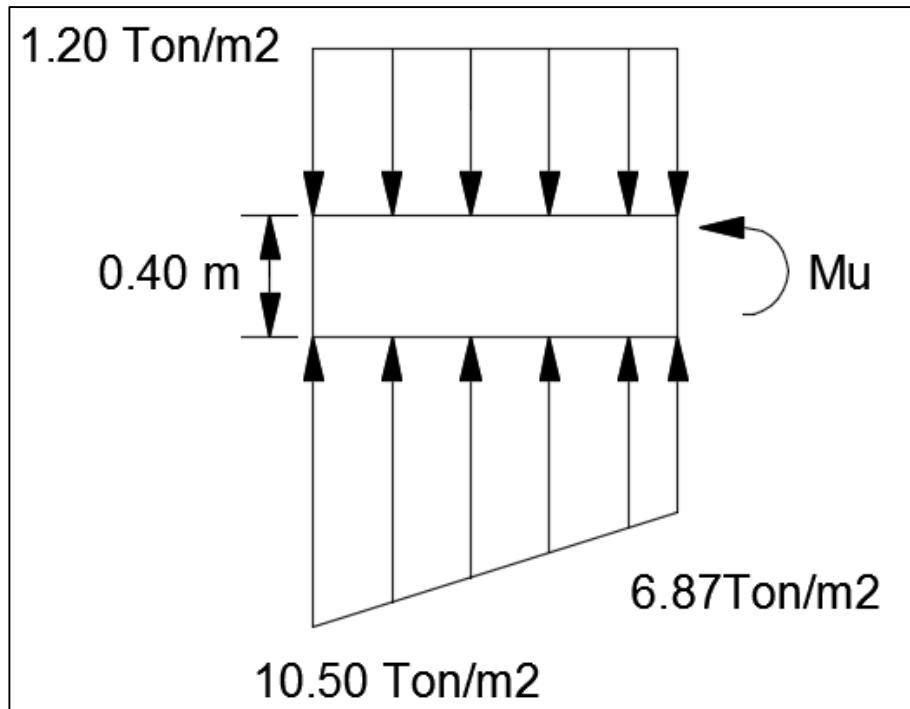


Figura N° 75: Cálculo de Mu en la zapata anterior.

Fuente: Propia.

$$M_u = -1.2 \times 0.9 \times 1 \times 0.45 + 6.87 \times 1.4 \times 0.9 \times 1 \times 0.45$$

$$+ \frac{3.63 \times 0.9 \times 1 \times 0.3}{2}$$

$$M_u = 4.10 \text{ Ton} - \text{m}$$

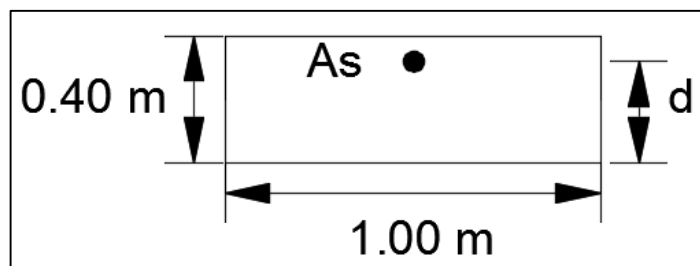


Figura N° 76: Reforzamiento en la zapata anterior.

Fuente: Propia.

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

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

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

$$p = 1,7 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b$$

$$p = 1,7 \times \frac{210}{4200} \times 100$$

$$p = 8,5 \text{ cm}$$

Se utilizará la fórmula:

$$A_s = \frac{1}{2} \times \left[p \times d - \sqrt{(p \times d)^2 - \frac{4 \times M \times p}{\phi f_y}} \right]$$

Reemplazando:

$$A_s = \frac{1}{2} \times \left[8,5 \times 30 - \sqrt{(8,5 \times 30)^2 - \frac{4 \times 4,10 \times 10^5 \times 8,5}{0,9 \times 4200}} \right]$$

$$A_s = 3,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,0018 \times p \times d$$

$$A_s = 5,40 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el refuerzo mínimo $A_{s \text{ min}} = 5,40 \text{ cm}^2$

3.8. Placas

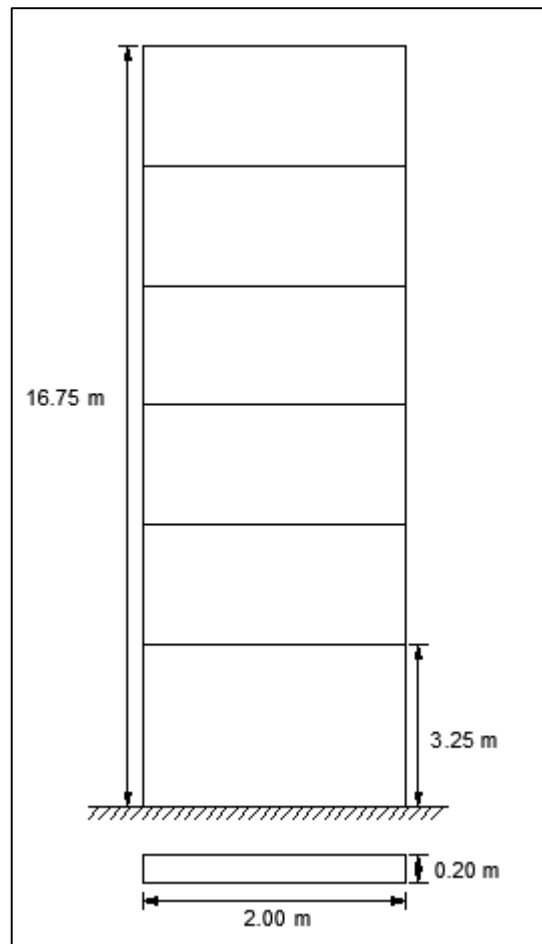


Figura N° 77: Datos generales en elevación y planta para diseño de placa.

Fuente: Propia.

Datos generales:

$$L = 2.00 \text{ m}$$

$$H = 16.75 \text{ m}$$

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

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

Datos de análisis:

$$D = 90.43 \text{ Ton (Carga muerta)}$$

$$P_p = 15.60 \text{ Ton (Peso propio)}$$

$$L = 24.24 \text{ Ton (Carga viva)}$$

$E = \pm 34.10$ Ton (Carga axial sismo)

$V_s = 44.00$ Ton (Cortante por sismo)

$M_s = 5.50$ Ton – m (Momento por sismo)

$R = 6$ (Coeficiente de reducción sísmica)

3.8.1. Verificación de comportamiento del muro

$$\frac{H}{L} = \frac{16.75}{2}$$

$$\frac{H}{L} = 8.40 > 2, \text{ Muro dúctil esbelto}$$

3.8.2. Cálculo de cargas últimas

Carga muerta

$$D = 90.43 + 15.6$$

$$D = 106.00 \text{ Ton}$$

Carga viva

$$L' = 0.70 \times 24.24$$

$$L' = 17.00 \text{ Ton Reducción de s/c 30\% por Norma E-020}$$

Carga sismo

$$L_s = 0.25 \times 17$$

$$L_s = 4.25 \text{ Ton s/c para análisis sísmico edificio categoría C}$$

3.8.3. Cargas verticales

$$N_u = 1.50 \times D + 1.80 \times L'$$

$$N_u = 1.5 \times 106 + 1.8 \times 17$$

$$N_u = 189.60 \text{ Ton}$$

$$M_u = N_u \times e_{cc}$$

$$M_u = 189.6 \times (0.1 \times 2)$$

$$M_u = 37.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

3.8.4. Cargas verticales + cargas horizontales

$$N_{u \max} = 1.25 \times (D + L_s + E)$$

$$N_{u \max} = 1.25 \times (106 + 4.25 + 34.1)$$

$$N_{u \max} = 180.45 \text{ Ton}$$

$$N_{u \min} = 0.90 \times D + 1.25 \times E$$

$$N_{u \min} = 0.90 \times 106 + 1.25 \times 34.1$$

$$N_{u \min} = 138.00 \text{ Ton}$$

$$M_u = 1.25 \times M_s$$

$$M_u = 1.25 \times 5.5$$

$$M_u = 6.90 \text{ Ton}$$

3.8.5. Determinación de cortante último

$$V_u = W_t \times \phi_0 \times V_s$$

Se halla primero W_t , ϕ_0 , V_s :

$$W_t = 1.3 + \frac{n}{30}$$

$$W_t = 1.3 + \frac{6}{30}$$

$$W_t = 1.50$$

$$f_{cu} = \frac{N_u}{L}$$

$$f_{cu} = \frac{189.60}{2}$$

$$f_{cu} = 94.8$$

$$f_{cu} = 9.50$$

$$\phi_0 = 1.5 + \left(\frac{f_{cu}}{f'_c} \right) \times 2.9 \leq 2.15$$

$$\phi_0 = 1.5 + \left(\frac{9.50}{210} \right) \times 2.9 \leq 2.15$$

$$\phi_0 = 1.65 \leq 2.15$$

Finalmente, se reemplazan los valores en:

$$V_s = 44.00 \text{ Ton, dato}$$

$$V_u = W_t \times \phi_0 \times V_s$$

$$V_u = 1.5 \times 1.65 \times 44$$

$$V_u = 108.90 \text{ Ton}$$

3.8.6. Cortante resistente límite del muro

$$V_u < \phi V_n$$

Se halla primero ϕV_n :

$$\phi V_n = 0.85 \times (2.70 \times \sqrt{f'_c} \times h \times d)$$

Nota: $d = 80\%$ de la longitud (peralte efectivo)

$$\phi V_n = 0.85 \times (270 \times \sqrt{210} \times t \times (0.80 \times 200))$$

$$\phi V_n = 0.85 \times 626.03$$

$$\phi V_n = 532.15 \text{ t Ton}$$

Se comprueba:

$$V_u < \phi V_n$$

$$108.90 \text{ Ton} < 532.15 \text{ t Ton, ok}$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

3.8.7. Cortante del concreto

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times h \times d$$

Nota: $d = 80\%$ de la longitud (peralte efectivo)

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times (0.80 \times 200)$$

$$V_c = 24.60 \text{ Ton}$$

3.8.8. Refuerzo por corte

3.8.8.1. Refuerzo horizontal

Se tiene:

$$V_u = \phi V_n = \phi [V_c + V_s]$$

Entonces:

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

Nota: $\phi = 0.85$

$$V_s = \frac{108.90}{0.85} - 24.60$$

$$V_s = 103.50 \text{ Ton}$$

Siendo:

$$A_{sh} = 2 \phi 1/2''$$

$$A_{sh} = 2 \times 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$S_h = \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{V_s}$$

$$S_h = \frac{(2.58 \text{ cm}^2) \times (4200 \text{ Kg/cm}^2) \times (160 \text{ cm})}{103.5 \times 1000 \text{ Kg}}$$

$$S_h = 16.75 \text{ cm} \cong 16.50 \text{ cm}$$

Hallar $S_{h \text{ max}}$:

$$\left[\begin{array}{l} \frac{L_w}{5} = \frac{200}{5} = 40 \text{ cm} \\ 3 \times h = 3 \times 0.20 = 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Finalmente, $A_{sh} = 2 \phi 1/2" @ 16.50 \text{ cm}$

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{S_h \times h}$$

$$\rho_h = \frac{2.58 \text{ cm}^2}{16.5 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}}$$

$$\rho_h = 0.0078 \geq 0.0025$$

3.8.8.2. Refuerzo vertical

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - H/L) \times (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - 16.75/2) \times (0.0078 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_{sv} = 0.0025 \times b \times d$$

$$A_{sv} = 0.0025 \times 20 \times 100$$

$$A_{sv} = 5.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Entonces:

$$5.00 \text{ cm}^2/\text{m} - 100 \text{ cm}$$

$$2 \phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2 - X = 28.40 \text{ cm}$$

$$2 \phi 1/2" = 2.58 \text{ cm}^2 - X = 51.60 \text{ cm}$$

Elegir, $A_{sv} = 2 \phi 3/8" @ 28.50 \text{ cm}$

Hallar $S_{v \text{ max}}$:

$$\left[\begin{array}{l} \frac{L_w}{3} = \frac{200}{3} = 66.67 \text{ cm} \\ 3 \times h = 3 \times 0.20 = 60 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Gráficamente:

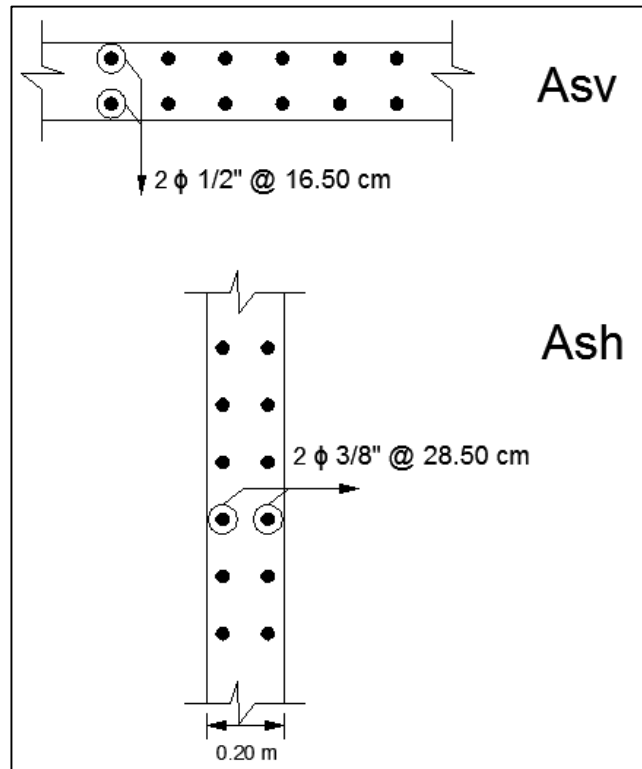


Figura N° 78: Refuerzo vertical y horizontal de la placa.

Fuente: Propia.

3.8.9. Refuerzo por flexo compresión

A) Cargas estáticas

$$N_u = 189.60 \text{ Ton}$$

$$M_u = 37.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

B) Cargas estáticas + sismo

$$N_{u \text{ max}} = 180.45 \text{ Ton}$$

$$M_u = 6.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$N_{u \text{ min}} = 138.00 \text{ Ton}$$

$$M_u = 6.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

Entonces:

$$\sigma = \frac{N_u}{h \times L_w} \pm \frac{M_u \times (L_w/2)}{(h \times L_w^3)/12}$$

$$\sigma = \frac{N_u}{h \times L_w} \pm \frac{6 \times M_u}{h \times L_w^2}$$

3.8.9.1. Primera combinación

Datos:

$$N_{u \max} = 180.45 \text{ Ton}$$

$$M_u = 6.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

Reemplazar:

$$\sigma = \frac{180450}{20 \times 200} \pm \frac{6 \times (6.90 \times 1000 \times 100)}{20 \times 200^2}$$

$$\sigma = 45.11 \text{ K/cm}^2 \pm 5.18 \text{ K/cm}^2$$

$$\cong \sigma = 45.15 \text{ K/cm}^2 \pm 5.20 \text{ K/cm}^2$$

Gráficamente:

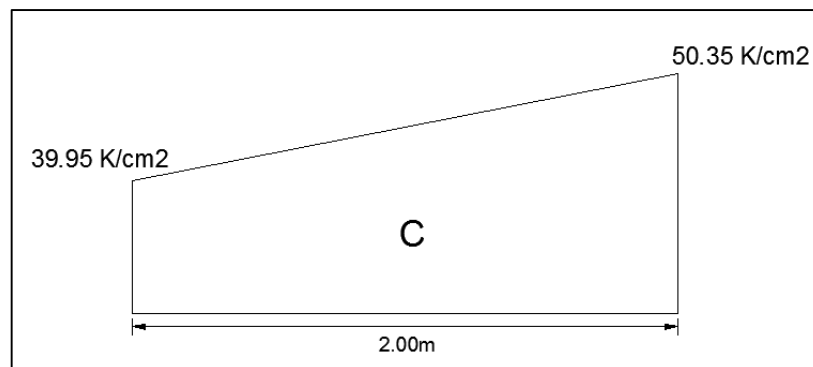


Figura N° 79: Momentos de primera combinación.

Fuente: Propia.

Conclusión:

No se necesita acero en tracción.

3.8.9.2. Segunda combinación

Datos:

$$N_{u \min} = 138.00 \text{ Ton}$$

$$M_u = 6.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

Reemplazar:

$$\sigma = \frac{138000}{20 \times 200} \pm \frac{6 \times (6.90 \times 1000 \times 100)}{20 \times 200^2}$$

$$\sigma = 34.5 \text{ K/cm}^2 \pm 5.18 \text{ K/cm}^2$$

$$\cong \sigma = 34.50 \text{ K/cm}^2 \pm 5.20 \text{ K/cm}^2$$

Gráficamente:

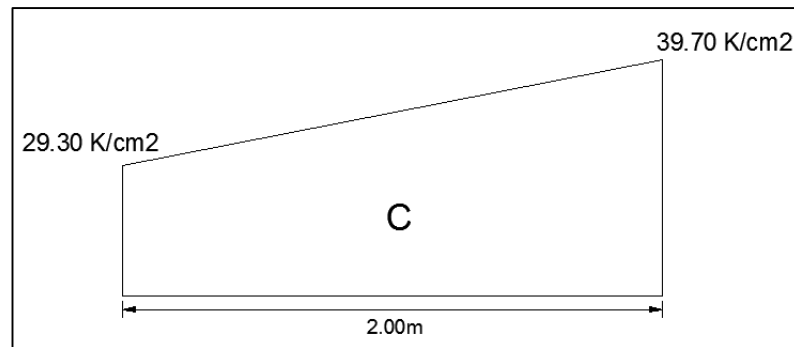


Figura N° 80: Momentos de la segunda combinación.

Fuente: Propia.

Conclusión:

No se necesita acero en tracción.

3.8.10. Resistencia última a flexión de un muro

Datos:

$$M_u = 6.90 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$N_{u \max} = 180.45 \text{ Ton}$$

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

$$d = 0.80 \times 200 = 160 \text{ cm}$$

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

$$M_{ut} = 0.5 \times A_s \times f_y \times L_w \times \left(1 + \frac{N_u}{A_s \times f_y}\right) \times \left(1 - \frac{c}{L_w}\right)$$

Hallar A_s :

$$\rho = 1.7 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b$$

$$\rho = 1.7 \times \frac{210}{4200} \times 20$$

$$\rho = 1.70$$

Nota: $\phi = 0.90$

$$A_s = \frac{1}{2} \times \left[\rho \times d - \sqrt{(\rho \times d)^2 - \frac{4 \times M_u \times \rho}{\phi f_y}} \right]$$

$$A_s = \frac{1}{2} \times \left[1.7 \times 160 - \sqrt{(1.7 \times 160)^2 - \frac{4 \times 6.9 \times 10^5 \times 1.7}{0.90 \times 4200}} \right]$$

$$A_s = 1.14 \text{ cm}^2 \cong 1.15 \text{ cm}^2$$

Hallar α :

$$\alpha = \frac{1.2 \times N_u}{L_w \times h \times f'_c}$$

$$\alpha = \frac{1.2 \times 180450}{200 \times 20 \times 210}$$

$$\alpha = 0.2578$$

Hallar ρ_v :

$$\rho_v = \frac{A_s}{L_w \times h}$$

$$\rho_v = \frac{1.15}{200 \times 20}$$

$$\rho_v = 0.0003$$

Hallar q:

$$q = 1.2 \times \frac{\rho_v \times f_y}{f'_c}$$

$$q = 1.2 \times \frac{0.0003 \times 4200}{210}$$

$$q = 0.0072$$

Hallar c:

$$c = L_w \times \frac{q + \alpha}{(2 \times q) + (0.85 \times \beta_1)}$$

$$c = 200 \times \frac{0.0072 + 0.2578}{(2 \times 0.0072) + (0.85 \times 0.85)}$$

$$c = 71.92 \text{ cm}$$

Se reemplaza:

$$M_{ut} = 0.5 \times A_s \times f_y \times L_w \times \left(1 + \frac{N_u}{A_s \times f_y}\right) \times \left(1 - \frac{c}{L_w}\right)$$

$$M_{ut} = 0.5 \times 1.15 \times 4200 \times 200 \times \left(1 + \frac{180450}{1.15 \times 210}\right) \times \left(1 - \frac{71.92}{200}\right)$$

$$M_{ut} = 2314.30 \text{ Ton} - \text{m}$$

Finalmente, se comprueba:

$$M_{ut} > M_u$$

$$2314.30 \text{ Ton} - \text{m} > 6.90 \text{ Ton} - \text{m}, \text{ ok}$$

3.9. Diseño de columnas

3.9.1. Diseño por flexión

Según la Norma E-060, los coeficientes de amplificación que corrigen los efectos locales δl ; y los efectos globales δg , en la mayoría de los casos se tomará:

$$M_c = \delta l M_{uv} + \delta g M_{us}$$

3.9.1.1. Efecto local de esbeltez

$$\delta l = C_m(1 - P_u/\phi P_c) \geq 1$$

Donde:

P_u = carga amplificada en la columna

Φ = factor de resistencia igual a 0.7 para columnas con estribos

P_c = carga crítica de pandeo

C_m = coeficiente que considera la relación de los momentos en los nudos y tipo de curvatura.

3.9.1.2. Para la columna B3

Datos:

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$h = 0.65 \text{ m}$$

$$l_n = 2.3 \text{ m}$$

$$M_1 = -0.32 \text{ Ton-m}$$

$$M_2 = 0.47 \text{ Ton-m}$$

$$r = 0.195 \text{ m}$$

$$l_n/r = 42.17$$

Verificación de esbeltez local

En la dirección X-X

$$r_x = 0.3 \times b$$

$$r_x = 0.3 \times 0.25$$

$$r_x = 0.075$$

Entonces:

$$\frac{\ln}{r_x} = \frac{2.3}{0.075}$$

$$\frac{\ln}{r_x} = 30.67 < \frac{\ln}{r} = 42.17 \text{ Si cumple}$$

En la dirección Y-Y

$$r_x = 0.3 \times h$$

$$r_x = 0.3 \times 0.65$$

$$r_x = 0.195$$

Entonces:

$$\frac{\ln}{r_x} = \frac{2.3}{0.195}$$

$$\frac{\ln}{r_x} = 11.79 < \frac{\ln}{r} = 42.17 \text{ Si cumple}$$

Tabla 29: Valores para la elaboración del diagrama de interacción.

Axial ton	Momento ton-m		
105.65	0.17		
Pn ton	Pn*e ton-m	φPn ton	φPn*e ton-m
182.6935	0	137.020125	0
182.6935	3.1787	137.020125	2.86083
164.0128	5.1981	123.0096	4.67829
135.0054	6.3699	101.25405	5.73291
101.3407	6.9631	76.005525	6.26679
58.9492	6.9722	44.2119	6.27498
42.7986	7.2029	32.09895	6.48261
19.702	7.0354	14.7765	6.33186
-16.4268	4.5143	-12.3201	4.06287
-42.2999	2.2442	-31.724925	2.01978
-61.6944	0	-46.2708	0

Fuente: Propia.

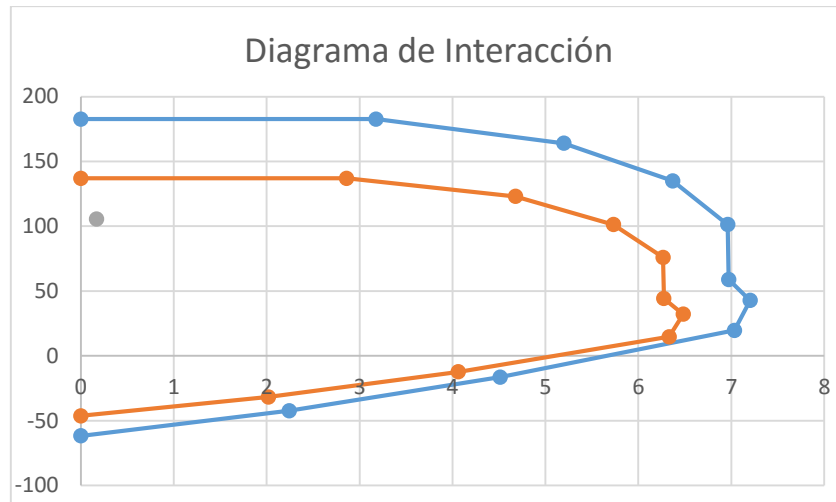


Figura N° 81: Diagrama de Interacción de la columna B3.

Fuente: Propia.

3.9.2. Diseño por fuerza cortante

Se diseñara en la dirección x-x que es la más crítica.

De la evaluación en SAP2000 tomaremos el refuerzo de acero requerido.

Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	DesignOpt Text	Status Text	Location cm	PMMCCombo Text	PMMArea cm2
92	COLUMNA 25X65	Column	Design	No Messages	25	COMB1	16.25
92	COLUMNA 25X65	Column	Design	No Messages	175	COMB1	16.25
92	COLUMNA 25X65	Column	Design	No Messages	325	COMB1	16.25

Figura N° 82: Refuerzo de acero requerido para la columna B3.

Fuente: Propia.

Se tomará:

$$A_s = 6\phi 3/4''$$

$$A_s = 6 \times 2.85 = 17.1 \text{ cm}^2$$

Verificando el ratio de demanda existente:

$$\frac{RD}{E} = \frac{16.25}{17.1} = 0.95$$

$$\frac{RD}{E} = 95\% \text{ Si cumple}$$

3.10. Efecto de las losas en la respuesta sísmica de edificios de gran altura

3.10.1. Estructuras ejemplo

Dos planos tal y como se muestran en la Fig. 83 y la Fig. 84 se utilizaron para investigar la influencia de la rigidez a la flexión de las losas. En la Fig. 83 el plano tipo A es una estructura aporticada típica, en plano tipo B aplicando a la estructura aporticada elementos finitos en las losas de entrepiso. En la Fig. 84 el plano tipo A es una estructura tipo caja, en plano tipo B es una estructura del sistema tipo caja con una disposición simplificada de muros de corte y aplicación de elementos finitos en las losas de entrepiso.

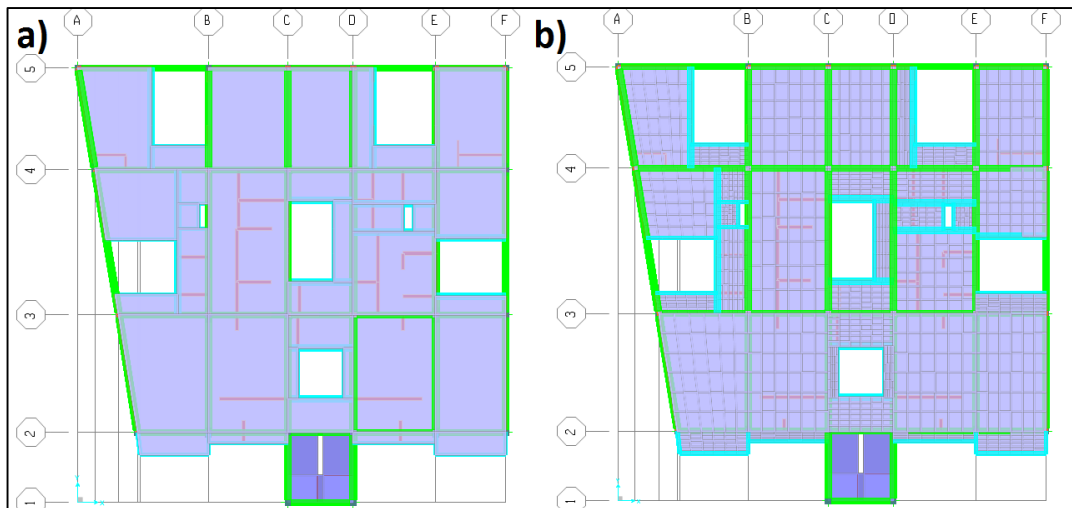


Figura N° 83: Ejemplo Estructuras aporticada. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B.

Fuente: Propia.

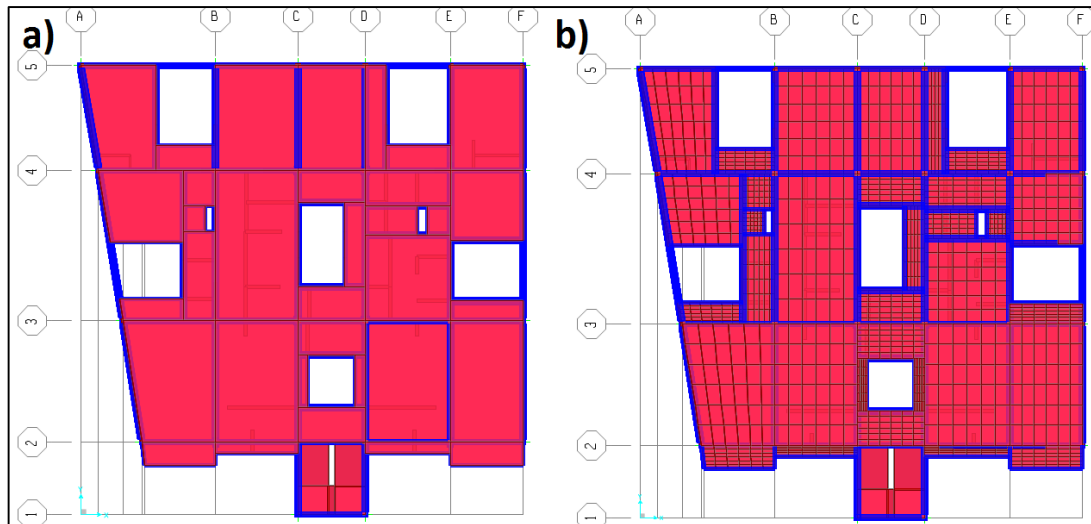


Figura N° 84: Ejemplo estructuras con losas refinadas. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B.

Fuente: Propia.

Las losas de entrepiso por lo general se modelan con un diafragma rígido en los que se tienen tres grados de libertad. Para incluir los efectos de las losas en el análisis, las losas deben modeladas como se ilustra en la Fig. 83 y Fig. 84 mediante la subdivisión de las losas en muchos elementos de placa. Para mostrar el efecto de la losa claramente, se utilizó la sección bruta para la rigidez de la losa.

3.10.2. La deformación de las losas

La Fig. 85 muestra las figuras deformadas del ejemplo de los planos de la Fig. 83 y Fig. 84 con 5 pisos más semi sótano, debido a cargas laterales. La figura deformada de la estructura aperticada, plano tipo A, muestra una deformación típica de corte. Las losas se deforman de manera similar a las vigas de los alrededores como se muestra en la Fig. 83 (a) , por lo que la deformación casi no se ve en la Fig. 85 (a) . La Fig. 85 (a) muestra también que la deformación por flexión de las vigas en los pisos inferiores es mayor que la de las vigas en los pisos más altos como se esperaba en estructuras aperticadas. Sin embargo, la deformación de la losa es notable en el plano tipo B. La deformación por flexión de la losa es mayor en los pisos superiores del edificio, porque los desplazamientos laterales en los niveles

más altos aumentan debido al modo de deformación por flexión del sistema estructural tipo caja.

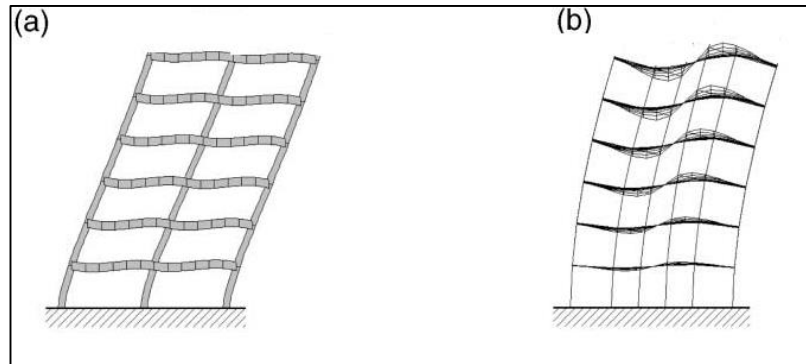


Figura N° 85: Forma deformada de la construcción de estructuras por las cargas laterales. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B.

Fuente: Propia.

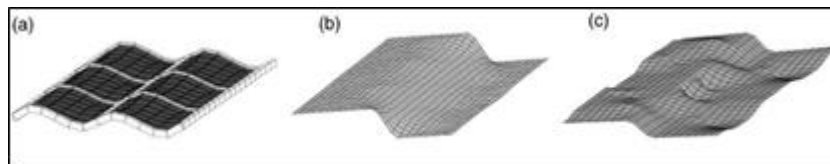


Figura N° 86: La deformación de las losas de piso típico debido a cargas laterales. (A) Tipo de plano A, (b) Tipo de plano B, (c) Tipo del plano C.

Fuente: Propia.

Las losas del plano tipo A se doblan principalmente en una dirección, mientras que en la otra dirección permanecen casi en línea recta como se muestra en la Fig. 86 (a). La energía de deformación se almacena principalmente en las vigas aunque se produzca deformación por flexión, lo que significa que el efecto de las losas sobre la respuesta lateral de la estructura aporticada puede no ser significativo. En las estructuras del sistema tipo caja, muros de corte se conectan a las losas sin vigas y la distancia entre los muros de corte suele ser más corto que un lapso de soporte típico en estructuras aporticadas. Por lo tanto, más energía de deformación se almacena en la losa. Las losas del plano tipo B se doblan sobre todo en una dirección debido a la disposición regular de los muros de corte. Las losas del plano tipo C, que se doblan en ambas direcciones como se muestra en la Fig. 86 (c), almacenan mucha más energía de deformación. Este fenómeno se traducirá en un gran efecto de rigidez a la

flexión de las losas en la respuesta sísmica de las estructuras en el sistema tipo caja.

3.10.3. La respuesta sísmica de los diferentes sistemas de construcción

El análisis estático equivalente, el análisis de valores propios y de espectro de respuesta se realizaron tanto con las estructuras aporticadas como con las estructuras del sistema tipo caja para investigar el efecto de las losas en la respuesta sísmica. En estos análisis, se utilizaron dos modelos para cada tipo de plano. El modelo A de la Fig. 83 y Fig. 84 utiliza diafragmas rígidos (procedimiento convencional) no incluyendo la rigidez a la flexión de las losas como se muestra en el modelo B de la Fig. 83, mientras que el modelo B de la Fig. 84 está utilizando elementos de placa para introducir la rigidez a la flexión de las losas. Se analizaron cuatro tipos de planos con las estructuras de 5 pisos más semisótano. Con el fin de destacar las diferencias, se utilizó la sección bruta de la losa para la rigidez de la misma en esta comparación.

3.10.4. Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales del análisis estático equivalente en la dirección transversal se representan en la Fig. 87, Fig. 88, Fig. 89 y Fig. 90 para la estructura de 5 pisos y semisótano. En todos los casos, los desplazamientos laterales incrementan cuando la rigidez a la flexión de las losas está incluida en el análisis. En las estructuras aporticadas, los efectos de las losas son similares para las estructura, como se ilustra en la Fig. 89 y Fig. 90. Los efectos son más significativos, sin embargo, en estructuras para el sistema tipo caja. Los desplazamientos del plano de la Fig. 87 muestran la influencia más significativa de las losas como se espera de la asunción de la energía de deformación almacenada en las losas.

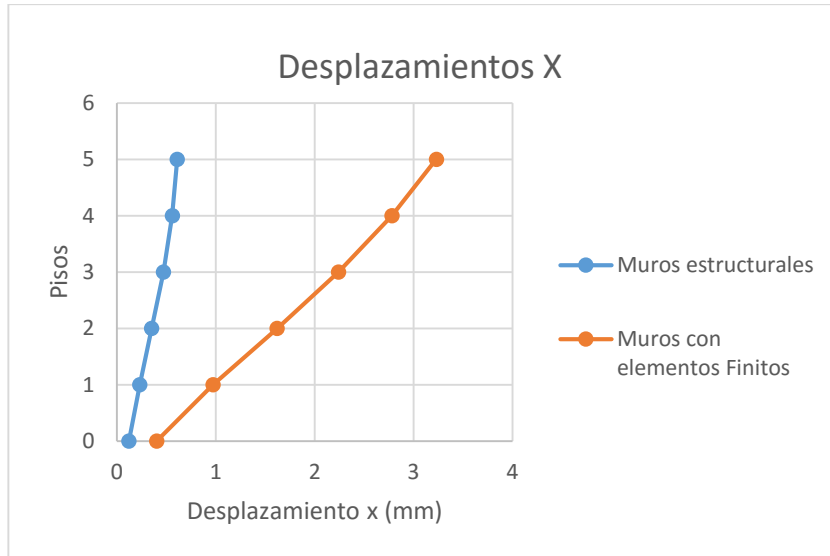


Figura N° 87: Los desplazamientos en X de la estructura de 5 pisos y semi sótano.

Fuente: Propia.

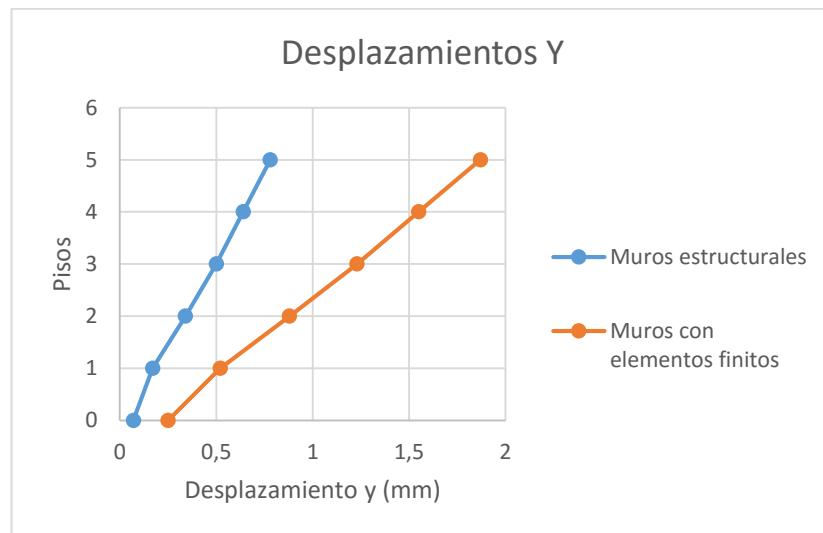


Figura N° 88: Los desplazamientos en Y de las estructuras de 5 pisos y semi sótano.

Fuente: Propia.

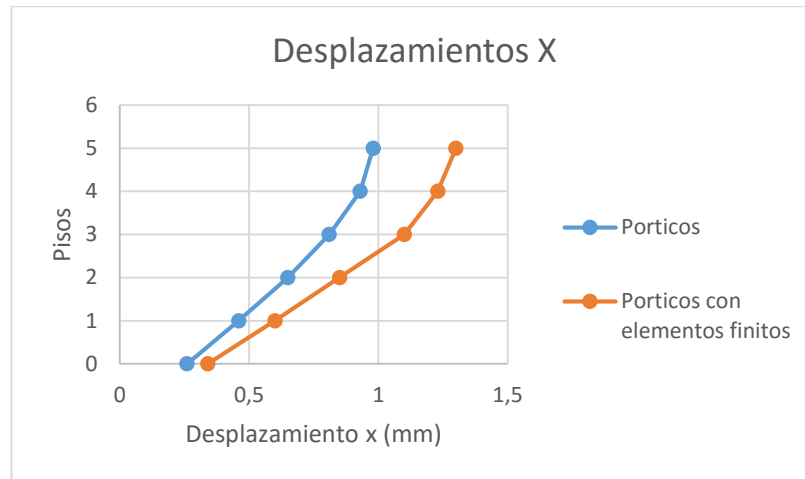


Figura N° 89: Los desplazamientos en X de las estructuras de 5 pisos y semi sótano.

Fuente: Propia.

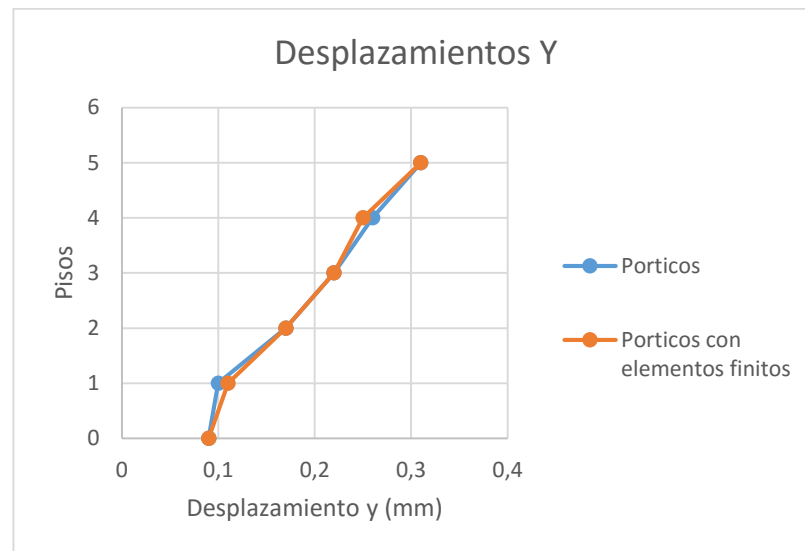


Figura N° 90: Los desplazamientos en Y de las estructuras de 5 pisos y semi sótano.

Fuente: Propia.

3.10.5. Períodos naturales de vibración

Períodos naturales de vibración para los ejemplos de estructuras se muestran en la Tabla 29 y Tabla 30 de la estructura de 5 pisos y semi sótano respectivamente para demostrar la exactitud de los resultados del análisis por el método propuesto. Ellos muestran que en todos los casos el periodo natural es más corto cuando se incluye la rigidez a la flexión de la losa. Los efectos de la losa son más evidentes en estructuras de gran altura del sistema tipo caja. Las diferencias en los períodos naturales son más

significativos en el primer modo que es el modo más importante para la respuesta sísmica de una estructura. En la comparación entre los diferentes tipos de planos, observaciones similares se hacen como a los de los desplazamientos laterales.

Tabla 30: Valores para la elaboración del diagrama de interacción.

T	Sa_{LRFD}
0.1	1.96
0.2	1.96
0.3	1.96
0.4	1.96
0.5	1.96
0.6	1.96
0.7	1.68
0.8	1.47
0.9	1.30666667
1	1.176
1.1	1.06909091
1.2	0.98
1.3	0.90461538
1.4	0.84
1.5	0.784
1.6	0.735
1.7	0.69176471
1.8	0.65333333
1.9	0.61894737
2	0.588
2.1	0.56
2.2	0.53454545
2.3	0.51130435
2.4	0.49
2.5	0.4704
2.6	0.45230769
2.7	0.43555556
2.8	0.42
2.9	0.40551724
3	0.392

Fuente: Propia.

Tabla 31: Valores para la elaboración del diagrama de interacción.

T	Sa_{LRFD}
0.1	1.47
0.2	1.47
0.3	1.47
0.4	1.47
0.5	1.47
0.6	1.47
0.7	1.26
0.8	1.1025
0.9	0.98
1	0.882
1.1	0.80181818
1.2	0.735
1.3	0.67846154
1.4	0.63
1.5	0.588
1.6	0.55125
1.7	0.51882353
1.8	0.49
1.9	0.46421053
2	0.441
2.1	0.42
2.2	0.40090909
2.3	0.38347826
2.4	0.3675
2.5	0.3528
2.6	0.33923077
2.7	0.32666667
2.8	0.315
2.9	0.30413793
3	0.294

Fuente: Propia.

CAPÍTULO IV

DISCUSIÓN Y APLICACIÓN

4.1. Discusión

Con la metodología se analizaron la edificación con dos sistemas estructurales diferentes: estructura regular aporticada con muros de albañilería (ejemplo de estructura 1 y 3), estructura regular con muros estructurales (ejemplo de estructura 2 y 4), como se muestra en la Fig. 91 y Fig. 92. Para cada estructura, las losas se modelaron usando dos métodos diferentes: el método de diafragma rígido, el método de la malla de elementos finitos, que se considera el más preciso, ya que las losas y muros de corte se modelaron con elementos de placa finitos.

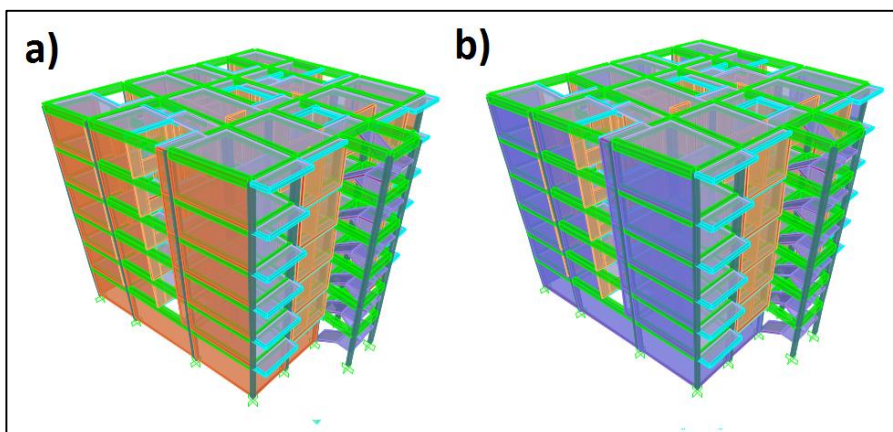


Figura N° 91: (a) Estructura 1, (b) Estructura 2

Fuente: Propia.

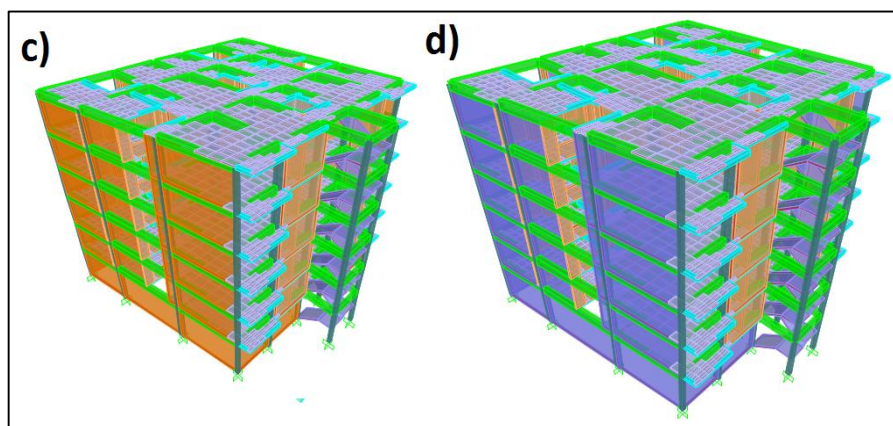


Figura N° 92: (a) Estructura 3, (b) Estructura 4.

Fuente: Propia.

Los desplazamientos laterales y los períodos naturales de las tres estructuras del ejemplo se representan en las Fig. 93 y Fig. 94. Los desplazamientos laterales de modelo D se sobrestimaron significativamente con el período más largo en comparación con el modelo natural.

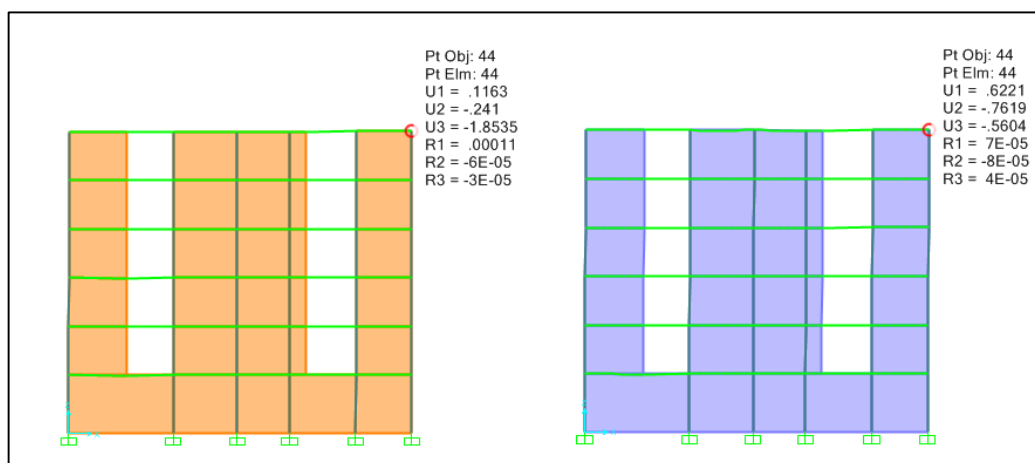


Figura N° 93: Desplazamientos de las estructuras (a) y (b) respectivamente.

Fuente: Propia.

Tabla 32: Valores de los desplazamientos para estructura con muros estructurales.

Muros estructurales		
Pisos	x	y
0	0.12	0.07
1	0.23	0.17
2	0.35	0.34
3	0.47	0.5
4	0.56	0.64
5	0.61	0.78

Fuente: Propia.

Tabla 33: Valores de los desplazamientos para estructura con pórticos.

Pórticos		
Pisos	x	y
0	0.26	0.09
1	0.46	0.1
2	0.65	0.17
3	0.81	0.22
4	0.93	0.26
5	0.98	0.31

Fuente: Propia.

Tabla 34: Valores de los desplazamientos para estructura con muros estructurales aplicando elementos finitos.

Muros estructurales con elementos finitos		
Pisos	x	y
0	0.4	0.25
1	0.97	0.52
2	1.62	0.88
3	2.24	1.23
4	2.78	1.55
5	3.23	1.87

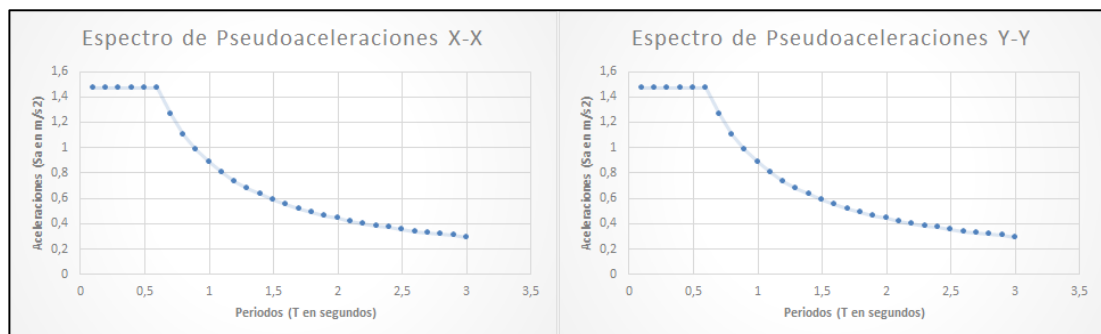
Fuente: Propia.

Tabla 35: Valores de los desplazamientos para estructura con pórticos aplicando elementos finitos.

Pórticos con elementos finitos		
Pisos	x	y
0	0.34	0.09
1	0.6	0.11
2	0.85	0.17
3	1.1	0.22
4	1.23	0.25
5	1.3	0.31

Fuente: Propia.

4.2. Aplicación



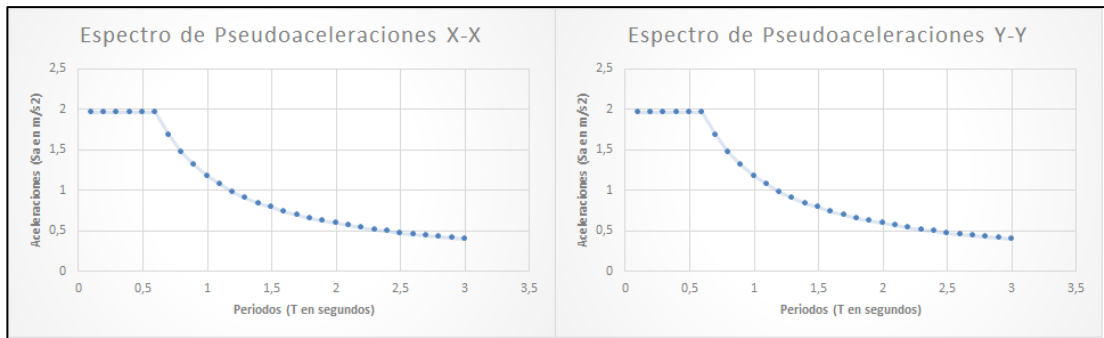


Figura N° 94: Arriba periodos de vibración de la estructura (a) y abajo periodo de vibración de estructura (b).

Fuente: Propia.

El comportamiento de ambas estructuras aplicando losas de rigidez y elementos finitos se muestra en las Fig. 95 y Fig. 96.

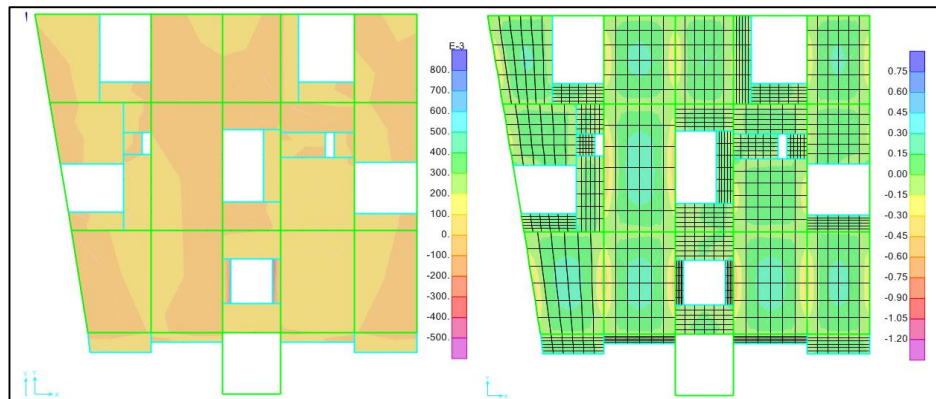


Figura N° 95: Comportamiento de la estructura 1 con losa de rigidez y losa de elementos finitos.

Fuente: Propia.

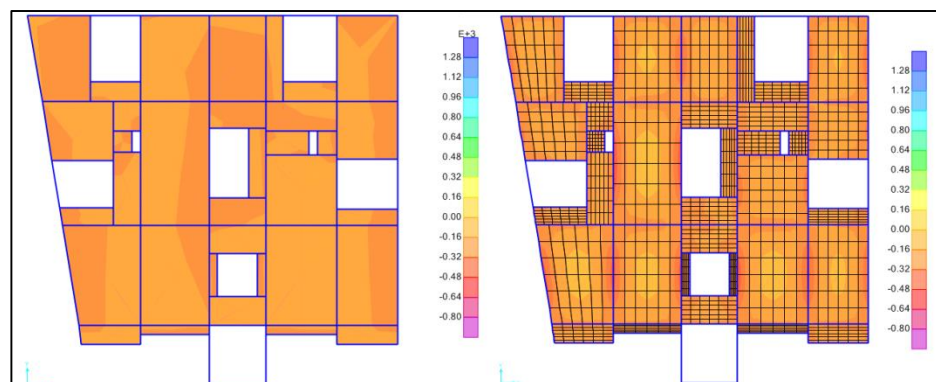


Figura N° 96: Comportamiento de la estructura 2 con losa de rigidez y losa de elementos finitos.

Fuente: Propia.

El control de desplazamientos se muestra en la Tabla 36, Tabla 37, Tabla 38 y Tabla 39.

Tabla 36: Control de los desplazamientos para estructura con pórticos.

he (mm)	dx (mm)	Δx (mm)	$\Delta x/he$	$\Delta x*0.75*R/h$	<0.005
2700	0.98	0.05	1.85E-05	0.0001	Cumple
2700	0.93	0.12	4.44E-05	0.0003	Cumple
2700	0.81	0.16	5.93E-05	0.0004	Cumple
2700	0.65	0.19	7.04E-05	0.0004	Cumple
2700	0.46	0.2	7.41E-05	0.0004	Cumple
3250	0.26	0.26	8.00E-05	0.0005	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 37: Control de los desplazamientos para estructura con muros estructurales.

he (mm)	dx (mm)	Δx (mm)	$\Delta x/he$	$\Delta x*0.75*R/h$	<0.005
2700	1.3	0.07	2.59E-05	0.0002	Cumple
2700	1.23	0.13	4.81E-05	0.0003	Cumple
2700	1.1	0.25	9.26E-05	0.0006	Cumple
2700	0.85	0.25	9.26E-05	0.0006	Cumple
2700	0.6	0.26	9.63E-05	0.0006	Cumple
3250	0.34	0.34	1.05E-04	0.0006	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 38: Control de los desplazamientos para estructura de pórticos con elementos finitos.

he (mm)	dx (mm)	Δx (mm)	$\Delta x/he$	$\Delta x*0.75*R/h$	<0.005
2700	0.61	0.05	1.85E-05	0.00004	Cumple
2700	0.56	0.09	3.33E-05	0.00008	Cumple
2700	0.47	0.12	4.44E-05	0.00010	Cumple
2700	0.35	0.12	4.44E-05	0.00010	Cumple
2700	0.23	0.11	4.07E-05	0.00009	Cumple
3250	0.12	0.12	3.69E-05	0.00008	Cumple

Fuente: Propia.

Tabla 39: Control de los desplazamientos para estructura con muros estructurales aplicando elementos finitos.

he (mm)	dx (mm)	Δx (mm)	$\Delta x/he$	$\Delta x*0.75*R/h$	<0.005
2700	3.23	0.45	1.67E-04	0.00038	Cumple
2700	2.78	0.54	2.00E-04	0.00045	Cumple
2700	2.24	0.62	2.30E-04	0.00052	Cumple
2700	1.62	0.65	2.41E-04	0.00054	Cumple
2700	0.97	0.57	2.11E-04	0.00048	Cumple
3250	0.4	0.4	1.23E-04	0.00028	Cumple

Fuente: Propia.

CONCLUSIONES

Primera: El desplazamiento en el eje X del modelo de muros estructurales con losas de elementos finitos es de 0.61 milímetros para el quinto piso y el modelo de muros estructurales con losa de elementos finitos discretizada es de 3.23 milímetros para el quinto piso, siendo la relación de los valores de los desplazamientos en el eje X de ambos modelos similar en los pisos inferiores.

Segunda: El desplazamiento en el eje Y del modelo de muros estructurales con losas de elementos finitos es de 0.78 milímetros para el quinto piso y el modelo de muros estructurales con losa de elementos finitos discretizada es de 1.87 milímetros para el quinto piso, siendo la relación de los valores de los desplazamientos en Y de ambos modelos similar en los pisos inferiores.

Tercera: El desplazamiento en el eje X del modelo aporticado con losas de elementos finitos es de 1.3 milímetros para el quinto piso y el modelo aporticado con losa de elementos finitos discretizada es de 0.98 milímetros para el quinto piso, siendo la relación de los valores de los desplazamientos en el eje X de ambos modelos similar en los pisos inferiores.

Cuarta: El desplazamiento en el eje Y del modelo aporticado con losas de elementos finitos es de 0.31 milímetros para el quinto piso y el modelo aporticado con losa de elementos finitos discretizada es de 0.31 milímetros para el quinto piso, siendo la relación de los valores de los desplazamientos en el eje Y de ambos modelos similar en los pisos inferiores.

Quinta: Se ha determinado que en los modelos de losa de entrepiso discretizada para muros estructurales y aporticado nos proporciona un control de desplazamientos lateral promedio 10% mayor a los

modelos de muros estructurales y aporticado con losa sin discretizar.

Sexta: El control de desplazamientos en los cuatro modelos analizados cumple con los límites para desplazamiento lateral de entrepiso de 0.007 de la norma E0.30 de diseño sismo resistente, con un rango de valores entre 0.00004 a 0.0005, lo cual nos da a entender que los cuatro modelos estructurales analizados son rígidos y sismo resistente.

Séptima: El control de desplazamientos nos dice que si se lleva el diseño al límite para economizar, el análisis será más confiable aplicando la rigidez en las losas con elementos finitos discretizados para los modelos estructurales de muros estructurales y aporticado.

RECOMENDACIONES

- Primera:** La cimentación del edificio es importante debido a los grandes momentos que recibe a través de los muros de corte, que es la placa situada en sus dos extremos y que llega a absorber en el primer nivel hasta el 80% de la fuerza cortante. La solución para estos grandes esfuerzos fue el uso de losa de cimentación.
- Segunda:** En el diseño de la losa de cimentación al tener un valor de 48 centímetros de espesor de la losa para disminuir el volumen de concreto se recomienda utilizar losa de cimentación nervada.
- Tercera:** En el modelado se demostró que al usar elementos de placa para los muros de corte es más eficiente ya que se buscaba disminuir los grados de libertad, pero utilizando vigas ficticias que interconectan elementos de pared con muchos elementos de losa discretizada.
- Cuarta:** La losa debe ser subdividida en muchos elementos de placa para incluir la rigidez a la flexión de las losas, mientras que un muro de corte puede ser modelado de manera más eficiente con un solo elemento en un piso o nivel.
- Quinta:** En este método de modelado, la condición de compatibilidad no se satisface en la interface de las losas y los muros de corte. Para hacer cumplir la compatibilidad, una viga ficticia se introduce en este estudio. El resultado del análisis del modelo propuesto con la viga ficticia fue similar a la del modelo de malla con elementos finitos, que se considera ser la solución más precisa.
- Sexta:** Si la rigidez de las losas es completamente ignorada, los desplazamientos laterales pueden ser sobreestimados y también las cargas sísmicas. Se recomienda que la rigidez a la flexión de

las losas este adecuadamente incluidos en el análisis para los modelos de muros estructurales y aporticado.

FUENTES DE INFORMACIÓN

- Vásquez, O. (2011). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Perú: Printed Color.
- González, ÓM. (2012). *Análisis Estructural*. Lima, Perú: LIMUSA.
- Morales, R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima, Perú. ICG.
- Quiroz, L. (2012). *Análisis y Diseño de Estructuras con SAP 2000*. Lima, Perú: MACRO.
- Villarreal, G. (2009). *Análisis Estructural*. Lima, Perú: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.
- Villarreal, G. (2013). *Ingeniería Sismo-Resistente*. Lima, Perú: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.
- Tello, O. (2014). *Concreto Armado II*. Lima, Perú: UNFV.
- Maguiña, E. (2013). *Concreto Armado I*. Lima, Perú: USMP.
- Arango, J. (2005). *Concreto Armado II*. Lima, Perú: PUCP.
- Lee, DG; Kim, HS y Chun, MH. (2002). *Efficient seismic analysis of high-rise building structures with the effects of floor slabs*, South Korea: Engineering Structures.
- Lee, DG y Kim, HS. (2000). *The effect of the floor slabs on the seismic response of multi-story building structures*. Malaysia: Proceedings of APSEC2000.

- Lee, DG y Kim, HS. (1987). *An efficient model for seismic analysis of high-rise building structures with the effects of floor slabs*. Japan: Proceedings of SEEBUS2000.
- Weaver, W Jr y Johnson, PR. (1987). *Structural dynamics by finite elements*. U.S.A: Prentice Hall.
- Petersson, H y Popov, EP. (1977). *Substructuring and equation system solutions in finite element analysis*. U.S.A: Computers and Structures.
- Ahn, SK y Lee, DG. (2000). *Efficient seismic analysis of building structures with eccentric beams*. Seoul, Korea: Proceedings of 6th APCS.
- Lee, DG. (1988). *An efficient element for analysis of frames with shear walls*. Atlanta: ICES88.
- Weaver, W Jr.; Lee, DG y Derbalian, G. (1981). *Finite element for shear walls in multistory frames*. U.S.A: Journal of the Structural Division ASCE.
- Lee, HW y Park, YG. (2000). *MIDAS/GENw — the most intelligent design & analysis system*. Seoul, Korea: MIDAS Information Technology Co.,Ltd.

ANEXOS

ANEXO N° 1
PLANO A-01 SEMISÓTANO Y PRIMER NIVEL
VER ARCHIVO TESIS PLANOS

ANEXO N° 2
PLANO A-02 SEGUNDO, TERCER, CUARTO Y QUINTO NIVEL
VER ARCHIVO TESIS PLANOS

ANEXO N° 3
PLANO A-03 AZOTEA Y FACHADA PRINCIPAL
VER ARCHIVO TESIS PLANOS

ANEXO N° 4
PLANO E-01 ÁREAS TRIBUTARIAS Y FRANJAS DE DISEÑO
VER ARCHIVO TESIS PLANOS

ANEXO N° 5
PLANO E-02 CIMENTACIÓN
VER ARCHIVO TESIS PLANOS

ANEXO N° 6
PLANO E-03 LOSAS
VER ARCHIVO TESIS PLANOS

ANEXO N° 7
PLANO E-04 LOSAS
VER ARCHIVO TESIS PLANOS

ANEXO N° 8
MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGÍA
<p>General</p> <p>¿Cómo comprobar que si al considerar la rigidez a la flexión de las losas en el modelado se logra un análisis sísmico más eficiente en una edificación de concreto armado?</p> <p>Específicos</p> <p>Se cree que al utilizar una malla de elementos finitos en las losas influye en el control de desplazamientos laterales en una edificación de concreto armado.</p> <p>Se piensa que al utilizar vigas ficticias para compatibilizar las losas y los muros de corte influye en los periodos naturales de vibración que puede resultar en la subestimación de las cargas sísmicas.</p>	<p>General</p> <p>Comprobar que si al considerar la rigidez a la flexión de las losas en el modelado se logra un análisis sísmico más eficiente en una edificación de concreto armado.</p> <p>Específicos</p> <p>Aplicar una malla de elementos finitos en el modelado de las losas de entrepiso para obtener un control de desplazamientos lateral más preciso.</p> <p>Aplicar vigas ficticias en el modelado de la losa que compatibilice la losa con los muros de corte para obtener periodos naturales de vibración más eficientes.</p>	<p>General</p> <p>Si se considera la rigidez a la flexión de las losas en el modelado de una edificación de concreto armado entonces el análisis sísmico será más eficiente.</p> <p>Específico</p> <p>Si se considera el uso de malla de elementos finitos en las losas entonces el control de desplazamientos lateral será más eficiente.</p> <p>Si se considera el uso de vigas ficticias para compatibilizar la losa y los muros de corte entonces obtendremos periodos naturales de vibración más reales.</p>	<p>Variable Independiente:</p> <p>Rigidez a la flexión de las losas (cuantitativa continua)</p> <p>Malla de elementos finitos (cuantitativa continua)</p> <p>Vigas Ficticias (cuantitativa continua)</p> <p>Variables Dependientes:</p> <p>Control de Desplazamientos lateral (cuantitativa continua)</p> <p>Periodos naturales de vibración (cuantitativa continua)</p>	<p>Indicadores:</p> <p>Rigidez. Elementos finitos. Viga ficticia. Desplazamientos. Periodos de vibración.</p>	<p>Estudio de Ingeniería:</p> <p>Tipo:</p> <p>Según su enfoque: Cuantitativa. Según su finalidad: Aplicada.</p> <p>Nivel:</p> <p>Descriptivo - analítico</p> <p>Diseño:</p> <p>No experimental.</p>