

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO TÉCNICO – ECONÓMICO
DE UNA EDIFICACIÓN DE DOCE PISOS UBICADA EN LA CIUDAD
DE LA PAZ APLICANDO PARÁMETROS DE LA NORMA CBH – 87
Y PARÁMETROS DE LA NORMA NB – 1225001**

**Proyecto de grado presentado para optar al título de licenciatura en
Ingeniería Civil**

POSTULANTE: PACHAGAYA RIOS GUSTAVO ADOLFO

**TUTORES: ING. MIGUEL MUÑOZ BLACK
ING. VICTOR HUGO CASTRO MITA**

LA PAZ – BOLIVIA
2024



**UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE INGENIERIA**



LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS AUTORIZA EL USO DE LA INFORMACIÓN CONTENIDA EN ESTE DOCUMENTO SI LOS PROPÓSITOS SON ESTRICTAMENTE ACADÉMICOS.

LICENCIA DE USO

El usuario está autorizado a:

- a) Visualizar el documento mediante el uso de un ordenador o dispositivo móvil.
- b) Copiar, almacenar o imprimir si ha de ser de uso exclusivamente personal y privado.
- c) Copiar textualmente parte(s) de su contenido mencionando la fuente y/o haciendo la cita o referencia correspondiente en apego a las normas de redacción e investigación.

El usuario no puede publicar, distribuir o realizar emisión o exhibición alguna de este material, sin la autorización correspondiente.

TODOS LOS DERECHOS RESERVADOS. EL USO NO AUTORIZADO DE LOS CONTENIDOS PUBLICADOS EN ESTE SITIO DERIVARA EN EL INICIO DE ACCIONES LEGALES CONTEMPLADAS EN LA LEY DE DERECHOS DE AUTOR.

AGRADECIMIENTOS

*En primer lugar, sea **Dios** quien reciba la gloria y exaltación, quien es grande en misericordia y la fuente de toda sabiduría, fortaleza y amor. Agradezco profundamente su guía en cada paso de este viaje académico. Su presencia en mi vida me ha brindado la paz en momentos de incertidumbre y la determinación para enfrentar los desafíos que se han presentado. Sin su apoyo incondicional y su misericordia, no hubiera podido alcanzar ninguno de mis logros obtenidos. Cada conocimiento adquirido y cada obstáculo superado han sido, sin duda, frutos de su gracia infinita.*

*Agradezco a mi querida **Universidad Mayor de San Andrés (UMSA)** reconocida por su calidad y excelencia, y especialmente a la Facultad de Ingeniería, que me brindó la oportunidad de formarme como profesional en un ambiente académico que ha fomentado mi crecimiento personal. Las experiencias y aprendizajes vividos aquí son únicos y maravillosos en mi vida.*

*A mi querido y muy estimado tutor, **Ing. Miguel Muñoz Black**, por su apoyo que ha sido fundamental en mi desarrollo como persona y como futuro ingeniero. Su profundo conocimiento, sabiduría y humildad me han inspirado a ser mejor. No solo fue guía académico, sino también una persona compasiva que estuvo a mi lado en momentos difíciles, siendo un verdadero ejemplo a seguir. Gracias por su paciencia, por escucharme y por brindarme las herramientas necesarias para superar los desafíos que enfrenté.*

*De igual manera, agradezco al **Ing. Victor Hugo Castro Mita** por compartir su vasto conocimiento conmigo. Su gran disposición para ayudar y guiarme ha sido invaluable en este proceso, y siempre recordare sus correcciones y enseñanzas con gratitud.*

*A mis docentes de la carrera de Ingeniería Civil, gracias por brindarme las bases esenciales para mi vida profesional y por su constante disponibilidad e interés en mi aprendizaje. Agradezco especialmente al **Ing. Marcelo Delgadillo**, cuya dedicación y apoyo incondicional son de gran inspiración. Su forma de enseñar a la par del **Ing. Miguel Muñoz** marcó un antes y después en mi formación.*

*Quiero dedicar un agradecimiento muy especial a mi mamita **Tomasa Rios Mamani**, quien es la base de lo que soy ahora. Su amor incondicional y apoyo en cada etapa de mi vida me han dado la fuerza necesaria para superar cualquier obstáculo. Gracias a Dios por su vida, por su entrega y sacrificio, y por siempre ser mi mayor animadora y mi fuente de inspiración.*

*A mi papá **Ovidio Huanca**, que me brindo consejos sabios a lo largo de mis estudios, un agradecimiento por su apoyo, sus palabras y orientación que han sido de gran ayuda en situaciones críticas de mi vida.*

*Mis hermanitos, **David y María**, también merecen mi agradecimiento por el apoyo constante hacia mi persona. En especial, **María Ángela** que fue mi compañera constante en la finalización de mi carrera y proyecto, soportando mis quejas y sufrimientos, apoyándome y alegrándome mis días con su ternura e inocente optimismo, a pesar de su corta edad. Su amor fraternal ha sido un gran apoyo en mis momentos de necesidad.*

*No puedo dejar de mencionar a mis grandes amigos: **Mariela Alvarez Cruz, Limbert Limachi Callisaya, Edson Quispe, Alfredo Quispe, Jose Duran y Mabel Casanovas**. Sus ánimos y apoyo incondicional en cada etapa de mi proyecto y en la vida misma, en mis caídas y victorias, han sido una verdadera bendición. Gracias a Dios por tenerlos en mi vida, por cada risa compartida y por siempre estar a mi lado.*

Finalmente, quiero agradecer a todas las personas que han dejado una huella imborrable en mi vida: compañeros, amigos y familia. Su apoyo ha enriquecido mi experiencia, haciendo este viaje aún más significativo. Gracias a Dios por haberlos puesto en mi camino.

A todos, mi gratitud infinita.

Gustavo Adolfo Pachagaya Rios

DEDICATORIA

“Para una madre que siempre creyó en los sueños de su hijo, que lo apoyó incondicionalmente en cada paso de su vida. Esa madre que ha estado en las buenas y malas, demostrando cuánto lo ama y cuán orgullosa está de sus logros”.

A mi mamita adorada, por ser mi mayor inspiración y el motor que me impulsa a seguir adelante. Dios te escogió como la única mamita ideal para que yo sea inmensamente bendecido. Tu apoyo y compañía siempre fueron mi refugio, y tu amor incondicional, la fuerza que me sostuvo en cada reto. Me enseñaste con tu ejemplo el valor de levantarse y empezar nuevamente desde cero, y me diste el ánimo para adentrarme en este increíble mundo de la Ingeniería Estructural. Este logro es solo una pequeña muestra de todo lo que te debo. Gracias por estar siempre a mi lado, guiando mis pasos con paciencia, sabiduría y amor infinito.

A mi hermanita Ángela, mi dulce compañera de aventuras. A pesar de tu corta edad, has sido una fuente inmensa de alegría y ternura. Gracias por iluminarme mis días con tu risa, por acompañarme con tus tareas de la escuela mientras yo me rompía el coco con mi proyecto, recordándome constantemente que todo lo que hacemos en la vida es para glorificar a Dios. Este logro también es para ti, mi pequeña.

Con mucho amor a ambas,

Gustavo Adolfo Pachagaya Rios

ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO TÉCNICO – ECONÓMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOCE PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE LA PAZ APLICANDO PARÁMETROS DE LA NORMA CBH – 87 Y PARÁMETROS DE LA NORMA NB – 1225001

Autor: Gustavo Adolfo Pachagaya Rios C.I. 6980156 L.P.

Dirección: Z/ Central / Av. Quintanilla Zuazo # 180 – La Paz **Celular:** 78800714

Correo Electrónico: gustavorioskormus@gmail.com

RESUMEN:

Con el objetivo de determinar cómo la aplicación de una u otra normativa boliviana del Hormigón Estructural (CBH-87 y NB-1225001) influye en el diseño, la seguridad y, sobre todo, en la economía de las edificaciones en Bolivia, se presenta este proyecto de grado que realiza un análisis y diseño comparativo técnico - económico de una edificación multifamiliar de doce pisos, ubicada en la ciudad de La Paz.

Para garantizar una comparación justa, se establecieron condiciones de control estrictas en la edificación de estudio. Los planos arquitectónicos fueron modelados con ayuda del programa REVIT, lo que permitió identificar que un sistema estructural dual es la mejor opción para asegurar el desempeño óptimo de la edificación ante diversos factores. Además, se realizó un análisis detallado de las cargas que actúan a lo largo de la vida útil de la edificación toman en cuenta: cargas permanentes, variables, horizontales, de viento y sismo.

El predimensionamiento de los elementos estructurales se llevó a cabo siguiendo recomendaciones normativas y fuentes bibliográficas especializadas. Para asegurar la precisión en los cálculos, se utilizaron los programas CYPECAD y STRUBIM SHEAR WALLS, lo que permitió obtener los esfuerzos necesarios para el diseño y verificación de aspectos críticos como deformaciones, derivas, fisuraciones y punzonamiento.

Finalmente, el proyecto muestra una comparación detallada de los materiales y costos que resultan de la aplicación de cada normativa, de donde, tras realizar múltiples análisis, se concluye que la aplicación de la Norma CBH – 87 proporciona un diseño adecuado y eficiente para el proyecto, demostrando ser la opción más adecuada para este tipo de edificaciones.

TECHNICAL-ECONOMIC COMPARATIVE ANALYSIS AND DESIGN OF A TWELVE-STORY BUILDING LOCATED IN THE CITY OF LA PAZ APPLYING PARAMETERS OF THE CBH-87 STANDARD AND PARAMETERS OF THE NB-1225001 STANDARD.

Author: Gustavo Adolfo Pachagaya Rios C.I. 6980156 L.P. **Cell Phone:** 78800714

Address: Z/ Central / Av. Quintanilla Zuazo # 180 – La Paz

Email: gustavorioskormus@gmail.com

ABSTRACT:

The objective of this degree project is to determine how the application of two different Bolivian structural concrete codes (CBH-87 and NB-1225001) impacts the design, safety, and especially the economic aspects of building construction in Bolivia. This project presents a technical-economic comparative analysis and design of a twelve-story multifamily building located in the city of La Paz.

To ensure a fair comparison, strict control conditions were established for the studied building. The architectural plans were modeled using the REVIT software, which identified a dual structural system as the best option to ensure the building's optimal performance against various factors. Additionally, a detailed analysis of the loads acting throughout the building's lifespan was carried out, taking into account permanent, variable, horizontal, wind, and seismic loads.

The preliminary sizing of the structural elements was conducted following normative recommendations and specialized bibliographic sources. To ensure calculation accuracy, the CYPECAD and STRUBIM SHEAR WALLS software were used, which allowed for the necessary load assessments to design and verify critical aspects such as deformations, drifts, cracking, and punching shear.

Finally, the project presents a detailed comparison of the materials and costs resulting from the application of each code. After performing multiple analyses, it concludes that the application of the CBH-87 code provides an adequate and efficient design for the project, proving to be the most suitable option for this type of building.

ÍNDICE GENERAL

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. Objetivo general	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Justificación del proyecto	3
1.4. Alcance del proyecto	4
1.5. Organización del proyecto	5
2. CAPÍTULO II: DATOS GENERALES DEL PROYECTO	8
2.1. Descripción del Proyecto	8
2.2. Ubicación del Proyecto	8
2.3. Arquitectura de la Edificación de Estudio	9
2.3.1. Descripción Arquitectónica de la Edificación.....	9
2.3.2. Planos Arquitectónicos de la Edificación	10
2.4. Consideraciones Geológicas y Geotécnicas.....	17
3. MARCO TEÓRICO	20
3.1. Introducción.....	20
3.2. Normas de Uso.....	20
3.2.1. Normativa CBH – 87.....	21
3.2.2. Normativa NB – 1225001.....	22
3.2.3. Normativas Complementarias	25
3.3. Sistemas Estructurales.....	27
3.4. Cálculo de estructuras de Hormigón Armado	28
3.5. Métodos de Diseño	28
3.5.1. Método de los Estados Límite	29
3.5.2. Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia	30
3.6. Filosofía de las Normativas Bolivianas.....	30
3.6.1. Filosofía de la Normativa CBH – 87.....	31
3.6.2. Filosofía de la Normativa NB – 1225001.....	31
3.6.3. Diferencia entre Filosofías Normativas.....	32
3.7. Materiales	33
3.7.1. Hormigón Armado	33

3.7.2.	Funcionamiento del Hormigón Armado	34
3.7.3.	El Hormigón	34
3.7.3.1.	Resistencia Característica del Hormigón	34
3.7.3.2.	Diagrama Tensión – Deformación del Hormigón	35
3.7.3.3.	Diagramas de Cálculo Tensión – Deformación	37
3.7.3.4.	Módulo de Deformación Longitudinal del Hormigón, E_c	40
3.7.3.5.	Coefficiente de Poisson	41
3.7.3.6.	Coefficiente de Dilatación Térmica	42
3.7.3.7.	Peso Específico del Hormigón	42
3.7.3.8.	Módulo de Corte	42
3.7.4.	Acero de Construcción	43
3.7.4.1.	Resistencia Característica del Acero	43
3.7.4.2.	Características Geométricas del Acero	44
3.7.4.3.	Características Mecánicas del Acero	44
3.7.4.4.	Módulo de Deformación Longitudinal del Acero, E_s	45
3.7.4.5.	Coefficiente de Dilatación Térmica	45
3.7.4.6.	Coefficiente de Poisson del Acero	46
3.7.4.7.	Peso Específico del Acero	46
3.8.	Acciones y coeficientes de seguridad	46
3.8.1.	Acciones	46
3.8.2.	Clasificación de acciones	46
3.8.3.	Coefficientes de seguridad	48
3.8.4.	Factores de Reducción de Resistencia	50
3.9.	Combinación de Acciones	52
3.10.	Dominios de Deformación	53
3.11.	Elementos estructurales	57
3.11.1.	Losas	57
3.11.2.	Vigas	58
3.11.3.	Columnas	59
3.11.4.	Muros	60
3.11.5.	Muros de Sótano	61
3.11.6.	Escaleras	63
3.11.7.	Cimentaciones	64
3.12.	Predimensionamiento de Elementos Estructurales	66
3.12.1.	Predimensionamiento de Losas	66

3.12.2. Predimensionamiento de Vigas	70
3.12.3. Predimensionamiento de Columnas	72
3.12.4. Predimensionamiento de Muros	74
3.12.5. Predimensionamiento de Escaleras	76
3.12.6. Predimensionamiento de Cimentaciones	77
3.13. Diseño de Elementos Estructurales según CBH - 87	77
3.13.1. Diseño de Vigas	77
3.13.2. Diseño de Losas	84
3.13.3. Diseño de Columnas	90
3.13.4. Diseño de Muros	100
3.13.5. Diseño de Escaleras	105
3.13.6. Diseño de Cimentaciones	106
3.14. Diseño de Elementos Estructurales según NB - 1225001	109
3.14.1. Diseño de Vigas	109
3.14.2. Diseño de Losas	114
3.14.3. Diseño de Columnas	117
3.14.4. Diseño de Muros	124
3.14.5. Diseño de Escaleras	126
3.14.6. Diseño de Cimentaciones	126
3.15. Módulo de Balasto	128
3.15.1. Ensayo de Placa Cargada	129
3.15.2. Ecuaciones de Terzagui	131
3.15.3. Ecuaciones de Vogt	132
3.15.4. Ecuaciones de Vesig Simplificada	132
3.15.5. Ecuaciones de Kleipikov	132
3.15.6. Ecuación de Buenos Aires	132
3.15.7. Ecuación de Bowles	132
3.15.8. Ecuación de Ensayo SPT	133
3.15.9. Norma Boliviana de Diseño Sismico NBDS 2006	133
3.15.10. Tablas de Morrison	133
3.15.11. Módulo de Balasto recomendado por CYPECAD	135
3.16. DISEÑO Y ANCLAJE Y EMPALME DE REFUERZO	135
3.16.1. Anclajes aplicados a la CBH - 87.....	135
3.16.2. Anclajes aplicados a la NB - 1225001	137
3.16.3. Empalme de refuerzo aplicado a la CBH - 87.....	139

3.16.4. Empalme de refuerzo a la NB - 1225001	140
3.17.RECUBRIMIENTO DE ELEMENTOS ESTRCUTURALES	140
3.17.1. Recubrimientos aplicados en la CBH – 87	141
3.17.2. Recubrimientos aplicados en la NB - 1225001	142
3.18.DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA NORMA CBH – 87	142
3.18.1. Vigas.....	143
3.18.2. Losas	147
3.18.3. Columnas	151
3.18.4. Muros	154
3.18.5. Cimentación	155
3.18.6. Escaleras	155
3.18.7. Doblado de las Armaduras.....	157
3.19.DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA NORMA NB - 1225001.....	159
3.19.1. Vigas.....	159
3.19.2. Losas	161
3.19.3. Columnas	163
3.19.4. Muros.....	166
3.19.5. Cimentación	167
3.19.6. Escaleras	167
3.19.7. Doblado de las Armaduras	168
3.20.ESTADO LIMITE DE SERVICIO	170
3.20.1. Estado Límite de Defomación	170
3.20.2. Estado Límite de Fisuración según CBH - 87	174
3.20.3. Estado Límite de Fisuración según NB - 1225001.....	180
3.20.4. Estado Límite de Fisuración según normativas españolas	182
3.21.CONTROL ESTABLECIDO EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	185
3.22.CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES	187
3.22.1. Control de Calidad del Hormigón	187
3.22.2. Control de Calidad del Acero	189
3.23.CONTROL DE EJECUCIÓN	190
3.24.CYPECAD.....	193
3.25.STRUBIM SHEAR WALLS	194
4. ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA SEGÚN LA NORMA CBH – 87	196
4.1. Selección de Materiales.....	196
4.1.1. Hormigón	196

4.1.2. Acero	197
4.2. Análisis de Cargas	197
4.2.1. Cargas Muertas no Estructurales	198
4.2.2. Sobrecargas de Uso	206
4.2.3. Cargas Especiales	207
4.3. Posicionamiento de Elementos Estructurales	218
4.4. Predimensionamiento de Elementos de Hormigón Armado según CBH – 87	220
4.4.1. Predimensionamiento de Vigas	220
4.4.2. Predimensionamiento de Losas.....	221
4.4.3. Predimensionamiento de Muros	222
4.4.4. Predimensionamiento de Columnas.	222
4.4.5. Predimensionamiento de Escaleras	228
4.4.6. Predimensionamiento de Losa de Cimentación	230
4.5. Resumen de Resultados Finales	231
5. ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA SEGÚN LA NORMA NB – 1225001	235
5.1. Procedimiento a Seguir	235
5.2. Selección de Materiales	235
5.2.1. Hormigón	235
5.2.2. Acero	235
5.3. Análisis de Cargas	236
5.3.1. Cargas Muertas no Estructurales	236
5.3.2. Sobrecargas de Uso	238
5.3.3. Cargas Especiales	239
5.4. Posicionamiento de Elementos Estructurales	241
5.5. Predimensionamiento de Elementos de Hormigón Armado según CBH – 87	241
5.5.1. Predimensionamiento de Vigas	241
5.5.2. Predimensionamiento de Losas	242
5.5.3. Predimensionamiento de Muros	244
5.5.4. Predimensionamiento de Columnas	245
5.5.5. Predimensionamiento de Escaleras	249
5.5.6. Predimensionamiento de Losa de Cimentación	250
5.6. Resumen de Resultados Finales	250
6. ANÁLISIS EÓLICO SOBRE LA ESTRUCTURA	254
6.1. Parámetros de Cálculo	254
6.1.1. Velocidad de Viento	254

6.1.2. Datos de la Edificación	254
6.2. Análisis de Carga de Viento	254
6.2.1. Velocidad Básica del Viento	257
6.2.2. Factor de Direccionalidad del viento	257
6.2.3. Factor de Importancia	258
6.2.4. Categoría de Exposición	260
6.2.5. Coeficiente de Exposición de la Presión de la Velocidad	261
6.2.6. Factor Topográfico	262
6.2.7. Presión Dinámica	262
6.2.8. Factor de Ráfaga	263
6.2.9. Presión de Diseño	264
6.2.10. Casos de Carga Parcial y Total	265
6.2.11. Cargas de Viento	267
7. ANÁLISIS SÍSMICO SOBRE LA ESTRUCTURA	270
7.1. Parámetros de Cálculo	270
7.1.1. Parámetros de Cálculo.....	270
7.1.2. Ubicación Física y Geográfica	272
7.1.3. Módulo de Elasticidad	272
7.1.4. Parámetros de Movimiento Sísmico	272
7.1.5. Categoría de Diseño Sísmico	274
7.1.6. Factor de Modificación de Respuesta Básica R_o y Factor C_{do}	275
7.1.7. Irregularidades	276
7.1.8. Factor Topográfico	278
7.2. Métodos de Análisis Sísmico	278
7.3. Análisis Dinámico	278
7.3.1. Espectro Elástico de Respuesta	279
7.3.2. Construcción del Espectro Elástico de Respuesta	279
7.3.3. Espectro de Diseño	283
7.4. Control de Desplazamientos	285
7.4.1. Derivas de Piso	285
7.5. Análisis Sísmico según la NCSE - 02 en relación a la GBDS 2020	286
7.5.1. Mapa de Peligrosidad Sísmica	286
7.5.2. Clasificación de las Edificaciones	287
7.5.3. Aceleración Sísmica de Cálculo	287
7.5.4. Modificación del espectro de respuesta en función del amortiguamiento.....	289

7.5.5.	Espectro de Respuesta Elástica	265
7.5.6.	Construcción del Espectro elástico de Respuesta	267
7.5.7.	Espectro de Diseño	294
7.5.8.	Espectro de Diseño de Aceleraciones	295
7.6.	Control de Desplazamiento	298
7.6.1.	Derivas de Piso	298
7.7.	Análisis Sísmico según la NBDS 2023	299
7.8.	Análisis Sísmico según la NCSE 02 en relación a la NBDS 2023	303
7.9.	Análisis Comparativo entre la GBDS 2020, NBDS 2023 y la NCSE - 02	304
8.	MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	307
9.	ANÁLISIS DEL MODELADO ESTRUCTURAL Y RESULTADOS DE LA EDIFICACIÓN DE ESTUDIO	332
9.1.	Verificación de la Modelación Estructural	332
9.1.1.	Proporción	332
9.1.2.	Configuración de Planta	333
9.1.3.	Configuración en Elevación	335
9.1.4.	Centro de Masa, Centro de Rigidez y Excentricidad de cada Planta	339
9.2.	Resultado del Análisis de Viento	341
9.3.	Resultados del Análisis Sísmico	342
9.3.1.	Espectro de Diseño de Aceleraciones	342
9.3.2.	Coeficientes de Participación	343
9.3.3.	Cortante Sísmico Combinado Por Planta	348
9.3.4.	Fuerzas Sísmicas Equivalentes por Planta	355
9.3.5.	Verificación del Sistema Estructural	360
9.3.6.	Control de Derivas de Piso	362
9.4.	Comparación de Efectos de Carga de Viento y de Sismo	365
9.5.	Verificación de Deformaciones en estado Límite de Servicio	367
9.5.1.	Flecha Instantánea, Flecha diferida y Flecha Total	367
9.5.2.	Comparación de Deformaciones	376
9.6.	Análisis Comparativo de Esfuerzos en Elementos Estructurales.....	377
9.6.1.	Vigas	377
9.6.2.	Columnas	395
9.6.3.	Losas	398
9.6.4.	Losa de Cimentación	404
9.6.5.	Escaleras y Rampas	406

10. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	409
10.1. Diseño de Elementos Estructurales según CBH-87	410
10.1.1. Diseño de Vigas	410
10.1.2. Diseño de Columnas	416
10.1.3. Diseño de Losas	422
10.1.4. Diseño de Muros	428
10.1.5. Diseño de Escaleras	433
10.1.6. Diseño de Losas de Cimentación	436
10.2. Diseño de Elementos Estructurales según NB – 1225001	444
10.2.1. Diseño de Vigas	444
10.2.2. Diseño de Columnas	450
10.2.3. Diseño de Losas	453
10.2.4. Diseño de Muros	455
10.2.5. Diseño de Losas de Cimentación	458
10.3. Validación de Resultados Obtenidos con CYPECAD	464
10.4. Cantidad de hormigón y acero necesarias para la Edificación	465
10.5. Costo Referencial	471
11. ANÁLISIS COMPARATIVO	476
12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	494
13. BIBLIOGRAFIA	507
14. ANEXOS	513
14.1. ANEXO A - 1: MATERIALES	513
14.2. ANEXO A - 2: CARGAS VARIABLES	515
14.3. ANEXO A - 3: CATÁLOGOS CARGAS ESPECIALES	519
14.4. ANEXO A - 4: NBDS 2023	522
14.5. ANEXO A - 5: PRESUPUESTOS Y PRECIOS UNITARIOS	525
14.6. ANEXO A - 6: MÓDULOS EXPERIMENTALES	537
14.7. ANEXO A - 7: ESQUEMA DEL CONTENIDO DIGITAL	540

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO 2:

<i>Tabla 2.1. Descripción del Proyecto</i>	8
<i>Tabla 2.2. Propiedades del suelo</i>	19

CAPÍTULO 3:

<i>Tabla 3.1. Contenido de la norma CBH – 87</i>	22
<i>Tabla 3.2. Contenido de la Norma NB – 1225001</i>	24
<i>Tabla 3.3. Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales para E.L.U.</i>	49
<i>Tabla 3.4. Coeficientes de ponderación de las acciones para E.L.U.</i>	49
<i>Tabla 3.5. Coeficientes de seguridad de las acciones para E.L.U. según su daño previsible</i>	49
<i>Tabla 3.6. Factores de reducción de Resistencia, ϕ</i>	51
<i>Tabla 3.7. Reducción del factor de resistencia ϕ, para momentos, fuerzas axiales o combinación de momento y fuerzas axial</i>	51
<i>Tabla 3.8. Combinaciones y Factores de carga</i>	53
<i>Tabla 3.9. Tabla de Dominios de Deformación según CBH – 87 (Parte I)</i>	54
<i>Tabla 3.10. Tabla de Dominios de Deformación según CBH – 87 (Parte II)</i>	55
<i>Tabla 3.11. Tabla de Dominios de Deformación según NB – 1225001</i>	56
<i>Tabla 3.12. Espesores mínimos de losas macizas o aligeradas en una dirección</i>	68
<i>Tabla 3.13. Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados</i>	69
<i>Tabla 3.14. Altura mínima para vigas de Hormigón Armado</i>	70
<i>Tabla 3.15. Altura mínima de vigas no pretensadas</i>	71
<i>Tabla 3.16. Coeficientes que toman en cuenta los efectos de excentricidad de la carga</i>	89
<i>Tabla 3.17. Coeficientes “α” para columnas aisladas</i>	90
<i>Tabla 3.18. Método de cálculo de columnas de Hormigón Armado</i>	93
<i>Tabla 3.19. Valores de β para la reducción a Flexión Recta</i>	99
<i>Tabla 3.20. Requerimiento de Armadura en muros de corte</i>	104
<i>Tabla 3.21. Propiedades de las secciones para el análisis de elementos estructurales</i>	122
<i>Tabla 3.22. Valores de k_{30} propuestos por Rodríguez Ortiz</i>	129
<i>Tabla 3.23. Valores de k_{30} propuestos por Terzagui</i>	130
<i>Tabla 3.24. Valores de k_{30} propuestos por Jimenez Salas</i>	130
<i>Tabla 3.25. Valores de K_{30} propuestos por el CTE</i>	131
<i>Tabla 3.26. Coeficiente de Balasto para diferentes tensiones admisibles del suelo</i>	134
<i>Tabla 3.27. Coeficiente de Balasto de acuerdo a recomendaciones de CYPECAD</i>	135
<i>Tabla 3.28. Valores de “m” para longitud de anclaje</i>	136
<i>Tabla 3.29. Valores de “ψ” para longitud de anclaje</i>	138
<i>Tabla 3.30. Valores de “ψ” para longitud de anclaje con gancho</i>	139
<i>Tabla 3.31. Valores de “α” para Empalmes</i>	140
<i>Tabla 3.32. Empalmes por traslapo de barras y alambres corrugados</i>	140
<i>Tabla 3.33. Recubrimiento mínimo aplicado en la CBH – 87</i>	141
<i>Tabla 3.34. Recubrimiento mínimo aplicado en la NB – 1225001</i>	142

<i>Tabla 3.35. Diámetro de los mandriles en barras corrugadas según la CBH – 87</i>	158
<i>Tabla 3.36. Diámetro de los mandriles en barras corrugadas según EHE – 08</i>	158
<i>Tabla 3.35. Diámetro mínimo de mandril para el doblado de barras</i>	158
<i>Tabla 3.38. Diámetros mínimos de doblado para barras en tracción</i>	168
<i>Tabla 3.39. Diámetros mínimos de doblado para anclaje de estribos, amarres, ganchos y zunchos</i>	169
<i>Tabla 3.40. Deflexión máxima admisible calculada</i>	171
<i>Tabla 3.41. Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha</i>	171
<i>Tabla 3.42. Relación Máxima Luz/Canto que exige de comprobar flechas</i>	172
<i>Tabla 3.43. Valores del coeficiente “ξ”</i>	174
<i>Tabla 3.44. Máxima abertura característica aceptable de fisura “w_k”</i>	175
<i>Tabla 3.45. Tensión máxima del acero para no comprobar la fisuración</i>	176
<i>Tabla 3.46. Separación máxima entre estribos para evitar comprobación de fisuras</i>	179
<i>Tabla 3.47. Resistencia a tracción del hormigón [MPa]</i>	179
<i>Tabla 3.48. Anchos de fisuras razonables</i>	181
<i>Tabla 3.49. Valores máximos de la anchura de Fisura, w_{max}</i>	183
<i>Tabla 3.50. Número de Amasadas y probetas</i>	188
<i>Tabla 3.51. Operaciones que se tienen que controlar durante la ejecución de la Obra</i>	190

CAPÍTULO 4:

<i>Tabla 4.1. Pesos específicos de Materiales utilizados en los muros de tabiquería de la edificación según normas CTE DB SE-AE y NB 1225002:1</i>	198
<i>Tabla 4.2. Tipo de ladrillo estándar INCERPAZ</i>	198
<i>Tabla 4.3. Pesos específicos de Materiales utilizados en las losas según normas CTE DB SE-AE y NB 1225002:1</i>	203
<i>Tabla 4.4. Cargas permanentes aplicadas a la Planta Baja</i>	205
<i>Tabla 4.5. Cargas permanentes aplicadas desde el 1er piso al 11vo piso</i>	205
<i>Tabla 4.6. cargas permanentes aplicadas al 12vo piso</i>	205
<i>Tabla 4.7. Cargas permanentes aplicadas en la cubierta y Techo de sala de máquinas</i>	206
<i>Tabla 4.8. Valores de sobrecarga de uso</i>	206
<i>Tabla 4.9. Especificaciones técnicas de Ascensor Orona 3G X - 20</i>	207
<i>Tabla 4.10. Datos para el consumo de agua de la Edificación de Estudio</i>	211
<i>Tabla 4.11. Especificaciones técnicas de Tanque de Almacenamiento</i>	213
<i>Tabla 4.12. Cargas Laterales debido al Empuje del Suelo</i>	216
<i>Tabla 4.13. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 1 al 9</i>	223
<i>Tabla 4.14. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 10 al 18</i>	223
<i>Tabla 4.15. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 19 al 26</i>	224
<i>Tabla 4.16. Dimensiones seleccionadas para las columnas 1 al 9</i>	226
<i>Tabla 4.17. Dimensiones seleccionadas para las columnas 10 al 18</i>	227
<i>Tabla 4.18. Dimensiones seleccionadas para las columnas 19 al 26</i>	227
<i>Tabla 4.19. Características Mecánicas del Hormigón aplicado a la CBH – 87</i>	230
<i>Tabla 4.20. Características Mecánicas del Acero aplicado a CBH – 87</i>	231
<i>Tabla 4.21. Cargas Permanentes para la edificación aplicada con CBH – 87</i>	231
<i>Tabla 4.22. Sobrecargas de Uso para la edificación aplicada con CBH – 87</i>	232
<i>Tabla 4.23. Cargas Especiales para la edificación aplicado a CBH – 87</i>	232
<i>Tabla 4.24. Cargas laterales para los muros de sótano de la edificación</i>	233
<i>Tabla 4.25. Dimensiones escogidas para las escaleras de la edificación</i>	234

CAPÍTULO 5:

<i>Tabla 5.1. Cargas permanentes aplicadas a la Planta Baja.....</i>	<i>237</i>
<i>Tabla 5.2. Cargas permanentes aplicadas desde el 1er piso al 11vo piso.....</i>	<i>237</i>
<i>Tabla 5.3. cargas permanentes aplicadas al 12vo.....</i>	<i>238</i>
<i>Tabla 5.4. Cargas permanentes aplicadas a la cubierta del piso 12 y techo de sala de máquinas.....</i>	<i>238</i>
<i>Tabla 5.5. Valores de sobrecarga de uso extraídas de la norma NB - 1225002.....</i>	<i>239</i>
<i>Tabla 5.6. Cargas Laterales debido al Empuje del Suelo.....</i>	<i>240</i>
<i>Tabla 5.7. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 1 al 9.....</i>	<i>245</i>
<i>Tabla 5.8. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 10 al 18.....</i>	<i>246</i>
<i>Tabla 5.9. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 19 al 26.....</i>	<i>246</i>
<i>Tabla 5.10. Dimensiones seleccionadas para las columnas C 1 al C 9.....</i>	<i>248</i>
<i>Tabla 5.11. Dimensiones seleccionadas para las columnas C 10 al C 18.....</i>	<i>248</i>
<i>Tabla 5.12. Dimensiones seleccionadas para las columnas C 19 al C 26.....</i>	<i>249</i>
<i>Tabla 5.13. Características Mecánicas del Hormigón aplicados a la NB – 1225001.....</i>	<i>250</i>
<i>Tabla 5.14. Características Mecánicas del Acero aplicados a la NB – 1225001.....</i>	<i>250</i>
<i>Tabla 5.15. Cargas Permanentes para la edificación aplicada con la NB – 1225001.....</i>	<i>251</i>
<i>Tabla 5.16. Sobrecargas de Uso para la edificación aplicada con la NB – 1225001.....</i>	<i>251</i>
<i>Tabla 5.17. Cargas adicionales para la edificación aplicado a la NB – 1225001.....</i>	<i>252</i>
<i>Tabla 5.18. Cargas laterales para los muros de sótano de la edificación.....</i>	<i>252</i>
<i>Tabla 5.19. Dimensiones escogidas para las escaleras de la edificación.....</i>	<i>253</i>

CAPÍTULO 6:

<i>Tabla 6.1. Velocidades básicas de Viento en las ciudades Principales según NB – 1225003.....</i>	<i>254</i>
<i>Tabla 6.2. Velocidades básicas de Viento en Bolivia según Ing. Trujillo.....</i>	<i>254</i>
<i>Tabla 6.3. Cuadro Final de valores de Velocidades Máximas de Diseño para estructuras en las Ciudades de La Paz y El Alto.....</i>	<i>255</i>
<i>Tabla 6.4. Factor de Direccionalidad “K_d”.....</i>	<i>257</i>
<i>Tabla 6.5. Categorías de Estructura (parte I).....</i>	<i>258</i>
<i>Tabla 6.6. Categorías de Estructura (parte II).....</i>	<i>259</i>
<i>Tabla 6.7. Factor de importancia I.....</i>	<i>260</i>
<i>Tabla 6.8. Constantes de exposición del terreno.....</i>	<i>261</i>
<i>Tabla 6.9. Coeficientes de Presión en Paredes C_p.....</i>	<i>264</i>
<i>Tabla 6.10. Coeficientes de Presión interna GC_{pi}.....</i>	<i>265</i>
<i>Tabla 6.11. Análisis por Viento a 0° en dirección “X”, según norma NB – 1225003.....</i>	<i>268</i>
<i>Tabla 6.12. Análisis por Viento a 90° en dirección “-Y”, según norma NB – 1225003.....</i>	<i>268</i>
<i>Tabla 6.13. Análisis por Viento a 180° en dirección “-X”, según norma NB – 1225003.....</i>	<i>269</i>
<i>Tabla 6.14. Análisis por Viento a 270° en dirección “Y”, según norma NB - 1225003.....</i>	<i>269</i>

CAPÍTULO 7:

<i>Tabla 7.1. Tipos de Suelo.....</i>	<i>271</i>
<i>Tabla 7.2. Parámetros del Suelo.....</i>	<i>271</i>
<i>Tabla 7.3. Coeficiente de Sitio de periodo corto F_a.....</i>	<i>273</i>
<i>Tabla 7.4. Coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_v.....</i>	<i>274</i>

<i>Tabla 7.5. Categoría de Diseño Sísmico en función de Fa, So y Tipo de Edificio</i>	274
<i>Tabla 7.6. Coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_v</i>	275
<i>Tabla 7.7. Irregularidades y factores de Irregularidad I_a (Parte I)</i>	276
<i>Tabla 7.8. Irregularidades y factores de Irregularidad I_a (Parte II)</i>	277
<i>Tabla 7.9. Irregularidades y factores de Irregularidad I_p</i>	277
<i>Tabla 7.10. Valores para el Espectro Elástico (T – Sae) y Espectro de Diseño (T – Sa) s/ GBDS 2020</i>	284
<i>Tabla 7.11. Valores de Máxima Deriva de Piso</i>	286
<i>Tabla 7.12. Clasificación de Construcciones según NCSE – 02</i>	287
<i>Tabla 7.13. Coeficientes Adimensionales de Riesgo</i>	288
<i>Tabla 7.14. Clasificación de Construcciones de acuerdo a la NCSE – 02</i>	288
<i>Tabla 7.15. Coeficientes de Respuesta provisto por la NCSE – 02</i>	294
<i>Tabla 7.16. Valores para el Espectro Elástico (T – Sae) y Espectro de Diseño (T – Sa) según NCSE – 02</i> .	296
<i>Tabla 7.17. Coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_v s/NBDS 2023</i>	299
<i>Tabla 7.18. Categoría de Diseño Sísmico en función de Fa, So y Tipo de Edificio s/NBDS 2023</i>	300
<i>Tabla 7.19. Categoría de Diseño Sísmico en función de F_v, So y Tipo de Edificio s/NBDS 2023</i>	300

CAPÍTULO 9:

<i>Tabla 9.1. Verificación de Irregularidad de Piso Blando y Piso Débil en Dir. “X”</i>	336
<i>Tabla 9.2. Verificación de Irregularidad de Piso Blando y Piso Débil en Dir. “Y”</i>	336
<i>Tabla 9.3. Verificación de Irregularidad en Masa</i>	337
<i>Tabla 9.4. Verificación de Excentricidad Mínima según NCSE – 02</i>	339
<i>Tabla 9.5. Verificación de Excentricidad Mínima según GBDS 2020 y NBDS 2023</i>	340
<i>Tabla 9.6. Fuerzas Laterales debidas a la Carga de Viento calculadas por CYPECAD</i>	341
<i>Tabla 9.7. Coeficientes de Participación obtenidos según NCSE – 02 y GBDS 2020</i>	343
<i>Tabla 9.8. Coeficientes de Participación obtenidos según NCSE – 02 y NBDS 2023</i>	344
<i>Tabla 9.9. Coeficientes de Participación obtenidos según GBDS 2020</i>	345
<i>Tabla 9.10. Coeficientes de Participación obtenidos según NBDS 2023</i>	346
<i>Tabla 9.11. Cortante Sísmico combinado según NCSE – 02</i>	348
<i>Tabla 9.12. Cortante Dinámico en la Dir. “X” (Izq.: s/ GBDS 2020, Der. s/ NBDS 2023)</i>	351
<i>Tabla 9.13. Cortante dinámico en la Dir. “Y” (Izq.: s/ GBDS 2020, Der. s/ NBDS 2023)</i>	351
<i>Tabla 9.14. Verificación del Escalamiento de la Fuerza Cortante s/GBDS 2020</i>	352
<i>Tabla 9.15. Verificación del Escalamiento de la Fuerza Cortante s/ NBDS 2023</i>	352
<i>Tabla 9.16. Cortante Sísmico combinado según GBDS 2020 (lado Izq.) y según NBDS 2023 (lado Der.)</i> ..	353
<i>Tabla 9.17. Fuerza Sísmica equivalente por Planta según NCSE – 02</i>	355
<i>Tabla 9.18. Fuerza Sísmica equivalente por Planta según GBDS 2020 (lado Izq.) y según NBDS 2023 (lado Der.)</i>	358
<i>Tabla 9.19. Porcentaje de cortante resistido por Muros y Pilares según NCSE – 02 c/ GBDS 2020</i>	360
<i>Tabla 9.20. Porcentaje de cortante resistido por Muros y Pilares según NCSE – 02 c/ NBDS 2023</i>	361
<i>Tabla 9.21. Porcentaje de cortante resistido por Muros y Pilares según GBDS 2020</i>	361
<i>Tabla 9.22. Porcentaje de cortante resistido por Muros y Pilares según NBDS 2023</i>	362
<i>Tabla 9.23. Control de Derivas según NCSE – 02 c/ GBDS 2020</i>	363
<i>Tabla 9.24. Control de Derivas según NCSE – 02 c/ NBDS 2023</i>	363
<i>Tabla 9.25. Control de Derivas según GBDS 2020</i>	364
<i>Tabla 9.26. Control de Derivas según NBDS 2023</i>	364
<i>Tabla 9.27. Fuerzas Dinámicas de Viento y Sismo en Dirección “X”</i>	365
<i>Tabla 9.28. Fuerzas Dinámicas de Viento y Sismo en Dirección “Y”</i>	366

<i>Tabla 9.29. Verificación de deformaciones en T.S.M. según NB – 1225001</i>	<i>370</i>
<i>Tabla 9.30. Verificación de deformaciones en T.S.M. según CBH – 87.....</i>	<i>370</i>
<i>Tabla 9.31. Verificación de deformaciones en Cubierta según NB – 1225001</i>	<i>371</i>
<i>Tabla 9.32. Verificación de deformaciones en Cubierta según CBH – 87.....</i>	<i>372</i>
<i>Tabla 9.33. Verificación de deformaciones en Piso 12 según NB – 1225001.....</i>	<i>373</i>
<i>Tabla 9.34. Verificación de deformaciones en Piso 12 según CBH – 87.....</i>	<i>373</i>
<i>Tabla 9.35. Verificación de deformaciones en Piso Tipo (1 – 11) según NB – 1225001.....</i>	<i>374</i>
<i>Tabla 9.36. Verificación de deformaciones en Piso Tipo (1 – 11) según CBH – 87.....</i>	<i>375</i>
<i>Tabla 9.37. Verificación de deformaciones en Planta Baja según NB – 1225001.....</i>	<i>376</i>
<i>Tabla 9.38. Verificación de deformaciones en Planta Baja según CBH – 87.....</i>	<i>376</i>
<i>Tabla 9.39. Comparación de deformaciones máximas obtenidas en cada piso.....</i>	<i>377</i>
<i>Tabla 9.40. Comparación de Esfuerzos en T.S.M. (pórtico P – 3, Viga 1).....</i>	<i>379</i>
<i>Tabla 9.41. Comparación de Esfuerzos en Cubierta (pórtico P – 2, Viga 1).....</i>	<i>380</i>
<i>Tabla 9.42. Comparación de Esfuerzos en Cubierta (pórtico P – 2, Viga 2). Parte 1.....</i>	<i>380</i>
<i>Tabla 9.43. Comparación de Esfuerzos en Cubierta (pórtico P – 2, Viga 2). Parte 2.....</i>	<i>381</i>
<i>Tabla 9.44. Comparación de Esfuerzos en Cubierta (pórtico P – 2, Viga 3).....</i>	<i>381</i>
<i>Tabla 9.45. Comparación de Esfuerzos en Piso 12 (pórtico P – 2, Viga 1).....</i>	<i>382</i>
<i>Tabla 9.46. Comparación de Esfuerzos en Piso 12 (pórtico P – 2, Viga 2). Parte 1.....</i>	<i>382</i>
<i>Tabla 9.47. Comparación de Esfuerzos en Piso 12 (pórtico P – 2, Viga 2). Parte 2.....</i>	<i>383</i>
<i>Tabla 9.48. Comparación de Esfuerzos en Piso 12 (pórtico P – 2, Viga 3).....</i>	<i>383</i>
<i>Tabla 9.49. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 1).....</i>	<i>384</i>
<i>Tabla 9.50. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 2). Parte 1.....</i>	<i>384</i>
<i>Tabla 9.51. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 2). Parte 2.....</i>	<i>385</i>
<i>Tabla 9.52. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 3).....</i>	<i>385</i>
<i>Tabla 9.53. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 4).....</i>	<i>386</i>
<i>Tabla 9.54. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 5). Parte 1.....</i>	<i>386</i>
<i>Tabla 9.55. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 5). Parte 2.....</i>	<i>387</i>
<i>Tabla 9.56. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 6).....</i>	<i>387</i>
<i>Tabla 9.57. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 1, Viga 1).....</i>	<i>388</i>
<i>Tabla 9.58. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 1, Viga 2). Parte 1.....</i>	<i>388</i>
<i>Tabla 9.59. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 1, Viga 2). Parte 2.....</i>	<i>389</i>
<i>Tabla 9.60. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 1, Viga 3).....</i>	<i>389</i>
<i>Tabla 9.61. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 1).....</i>	<i>390</i>
<i>Tabla 9.62. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 2). Parte 1.....</i>	<i>390</i>
<i>Tabla 9.63. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 2). Parte 2.....</i>	<i>391</i>
<i>Tabla 9.64. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 3).....</i>	<i>391</i>
<i>Tabla 9.65. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 4).....</i>	<i>392</i>
<i>Tabla 9.66. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 5). Parte 1.....</i>	<i>392</i>
<i>Tabla 9.67. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 5). Parte 2.....</i>	<i>393</i>
<i>Tabla 9.68. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 6).....</i>	<i>393</i>
<i>Tabla 9.69. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 7).....</i>	<i>394</i>
<i>Tabla 9.70. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 8). Parte 1.....</i>	<i>394</i>
<i>Tabla 9.71. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 8). Parte 2.....</i>	<i>395</i>
<i>Tabla 9.72. Comparación de Esfuerzos de la columna C9y C10 y cada piso de la edificación.....</i>	<i>397</i>
<i>Tabla 9.73. Comparación de Esfuerzos de la columna C17y C21 en cada piso de la edificación.....</i>	<i>398</i>
<i>Tabla 9.74. Comparación de Esfuerzos en losas de cada piso de la edificación.....</i>	<i>404</i>
<i>Tabla 9.75. Comparación de Esfuerzos en la Escalera Tipo de la Edificación.....</i>	<i>408</i>
<i>Tabla 9.76. Comparación de Esfuerzos en la Rampa Vehicular.....</i>	<i>408</i>

CAPÍTULO 10:

<i>Tabla 10.1. Cantidad de Armadura por diámetro s/ CBH – 87 c/ GBDS 2020 (Parte I)</i>	465
<i>Tabla 10.2. Cantidad de Armadura por diámetro s/ CBH – 87 c/ GBDS 2020 (Parte II)</i>	466
<i>Tabla 10.3. Cuantía Total de la Obra s/ CBH – 87 c/ GBDS 2020</i>	466
<i>Tabla 10.4. Cuantía Total de la Obra s/ CBH – 87 c/ GBDS 2020</i>	467
<i>Tabla 10.5. Cantidad de Armadura por diámetro s/ NB – 1225001 c/ GBDS 2020</i>	467
<i>Tabla 10.6. Cuantía Total de la Obra s/ NB – 1225001 c/ GBDS 2020</i>	468
<i>Tabla 10.7. Cuantía Total de la Obra s/ NB – 1225001 c/ GBDS 2020</i>	468
<i>Tabla 10.8. Cantidad de Armadura por diámetro s/ CBH – 87 c/ NBDS 2023 (Parte I)</i>	468
<i>Tabla 10.9. Cantidad de Armadura por diámetro s/ CBH – 87 c/ NBDS 2023 (Parte II)</i>	469
<i>Tabla 10.10. Cuantía Total de la Obra s/ CBH – 87 c/ NBDS 2023</i>	469
<i>Tabla 10.11. Cuantía Total de la Obra s/ CBH – 87 c/NBDS 2023</i>	470
<i>Tabla 10.12. Cantidad de Armadura por diámetro s/ NB – 1225001 c/ NBDS 2023</i>	470
<i>Tabla 10.13. Cuantía Total de la Obra s/ NB – 1225001 c/ NBDS 2023</i>	471
<i>Tabla 10.14. Cuantía Total de la Obra s/ NB – 1225001 c/ NBDS 2023</i>	471
<i>Tabla 10.15. Costo Referencial para la edificación según CBH - 87 y NCSE - 02 (r/GBDS 2020)</i>	472
<i>Tabla 10.16. Costo Referencial para la edificación según NB - 1225001 y GBDS 2020</i>	473
<i>Tabla 10.17. Costo Referencial para la edificación según CBH - 87 y NCSE - 02 (r/NBDS 2023)</i>	474
<i>Tabla 10.18. Costo Referencial para la edificación según NB - 1225001 y NBDS 2023</i>	475

CAPÍTULO 11:

<i>Tabla 11.1. Comparación de Filosofías Normativas</i>	476
<i>Tabla 11.2. Comparación del control de calidad del Hormigón</i>	476
<i>Tabla 11.3. Comparación del control de calidad del Acero</i>	477
<i>Tabla 11.4. Comparación del control de Ejecución de la Obra</i>	477
<i>Tabla 11.5. Comparación de métodos de Diseño Utilizados</i>	478
<i>Tabla 11.6. Comparación de Materiales</i>	478
<i>Tabla 11.7. Comparación de Materiales</i>	479
<i>Tabla 11.8. Comparación de Combinaciones de Cargas</i>	480
<i>Tabla 11.9. Comparación de secciones obtenidas en el Predimensionamiento</i>	481
<i>Tabla 11.10. Comparación de secciones Finales Obtenidas</i>	482
<i>Tabla 11.11. Comparación de Volúmenes de Hormigón obtenido de normativas relacionadas con la GBDS 2020</i>	483
<i>Tabla 11.12. Comparación de Volúmenes de Hormigón obtenido de normativas relacionadas con la NBDS 2023</i>	484
<i>Tabla 11.13. Comparación de Cantidad de Acero obtenido de normativas relacionadas con la GBDS 2020</i>	485
<i>Tabla 11.14. Comparación de Cantidad de Acero obtenido de normativas relacionadas con la NBDS 2023</i>	486
<i>Tabla 11.15. Comparación de Costos entre la CBH - 87 y NB - 1225001</i>	488

ÍNDICE DE FIGURAS
CAPÍTULO 1:

<i>Figura 1.1. Organigrama del proyecto (1ra Parte)</i>	6
<i>Figura 1.2. Organigrama del proyecto (2da Parte)</i>	7

CAPÍTULO 2:

<i>Figura 2.1. Vista de Perspectiva de la Edificación</i>	8
<i>Figura 2.2. Ubicación del Proyecto</i>	9
<i>Figura 2.3. Plano en planta del Sótano</i>	11
<i>Figura 2.4. Plano de Planta Baja de la Edificación</i>	12
<i>Figura 2.5. Plano en Planta del Piso Tipo de la Edificación (Pisos 1 al 11)</i>	13
<i>Figura 2.6. Plano en Planta del Piso 12 de la Edificación</i>	14
<i>Figura 2.7. Vista de perfil Lateral Izquierda</i>	15
<i>Figura 2.8. Vista de Perfil frontal</i>	16
<i>Figura 2.9. Vista de perfil Lateral derecho</i>	17

CAPÍTULO 3:

<i>Figura 3.1. Normativa CBH – 87</i>	21
<i>Figura 3.2. Norma NB – 1225001</i>	23
<i>Figura 3.3. Normativas Complementarias a las normas de Hormigón Estructural</i>	26
<i>Figura 3.4. Sistemas estructurales de pórticos(a), muros estructurales(b) y mixtos o duales(c)</i>	27
<i>Figura 3.5. Definición de resistencia característica (fck)</i>	35
<i>Figura 3.6. Diagrama noval tensión – deformación del hormigón</i>	36
<i>Figura 3.7. Diagrama tensión – deformación del hormigón de 28 días de edad</i> <i>(los valores numéricos son solamente indicativos)</i>	36
<i>Figura 3.8. Diagrama noval tensión – deformación del hormigón de un año de edad</i> <i>(los valores numéricos son solamente indicativos)</i>	37
<i>Figura 3.9. Diagrama Parábola Rectángulo</i>	38
<i>Figura 3.10. Diagrama Rectangular de tensiones</i>	39
<i>Figura 3.11. Algunas formas de corrugado de las Barras de Acero</i>	43
<i>Figura 3.12. Curvas tensión – deformación para aceros de dureza natural y endurecida en frío</i>	45
<i>Figura 3.13. Variación del factor de reducción ϕ</i>	52
<i>Figura 3.14. Diagrama de Dominios de Deformación según CBH – 87</i>	54
<i>Figura 3.15. Diagrama de Dominios de Deformación adaptado a la normativa NB – 1225001</i>	55
<i>Figura 3.16. Elementos que conforman una estructura de Hormigón Armado</i>	57
<i>Figura 3.17. Diferentes tipos de losa de Hormigón Armado</i>	58
<i>Figura 3.18. Viga de Hormigón Armado</i>	59
<i>Figura 3.19. Diferentes tipos de columnas de Hormigón Armado</i>	59
<i>Figura 3.20. Diferentes tipos de columnas de Hormigón Armado</i>	60
<i>Figura 3.21. Diferentes tipos de Muros de Corte</i>	61
<i>Figura 3.22. Muro de sótano</i>	61
<i>Figura 3.23. Distribución de la presión de tierra en reposo para un suelo sumergido parcialmente</i>	62

<i>Figura 3.24. Escalera con descanso en vuelo (Escalera Lanzada)</i>	64
<i>Figura 3.25. Tipos de Cimentaciones Superficiales (zapatas y vigas)</i>	65
<i>Figura 3.26. Tipos de Cimentaciones Superficiales (Emparrillados y Losas)</i>	65
<i>Figura 3.27. Tipos de Pilotes</i>	66
<i>Figura 3.28. Dimensiones para el predimensionamiento de una viga</i>	71
<i>Figura 3.29. Esfuerzos aplicados en una Columna</i>	72
<i>Figura 3.30. Partes de una escalera típica de Hormigón Armado</i>	76
<i>Figura 3.31. Diagramas de Tensión y deformación del Hormigón Armado para una viga a Flexión</i>	78
<i>Figura 3.32. Viga con Armadura para Cortante</i>	79
<i>Figura 3.33. Esfuerzos de corte a tomar en cuenta para el diseño</i>	80
<i>Figura 3.34. Analogía del tubo de Pared delgada</i>	82
<i>Figura 3.35. Dirección de Armaduras en losa Maciza de una Dirección</i>	84
<i>Figura 3.36. Falla característica por Punzonamiento</i>	87
<i>Figura 3.37. Superficie Crítica y perímetro Crítico para Soportes interiores, de borde y esquina.</i>	88
<i>Figura 3.38. Ubicación de vigas y columnas para obtener ψ_A y ψ_B</i>	91
<i>Figura 3.39. Nomogramas de Jackson y Moreland</i>	91
<i>Figura 3.40. Clasificación de las Columnas de acuerdo a la esbeltez</i>	92
<i>Figura 3.41. Diagrama de Interacción para el método aproximado.</i>	97
<i>Figura 3.42. Reducción de la Flexión Esviada a una Flexión Recta</i>	98
<i>Figura 3.43. Muro de corte de altura sometido a esfuerzos N, My, Mz</i>	101
<i>Figura 3.44. Distribución de Tensiones a lo largo del muro</i>	101
<i>Figura 3.45. Zonas de borde en muros de corte</i>	102
<i>Figura 3.46. Esfuerzo de corte en el plano del muro</i>	103
<i>Figura 3.47. Representación de una losa de Cimentación</i>	106
<i>Figura 3.48. Tipos de Armado de Punzonamiento</i>	108
<i>Figura 3.49. Diagramas de Tensión y deformación del Hormigón Armado para una viga a Flexión</i>	119
<i>Figura 3.50. Requerimiento de resistencia al corte</i>	112
<i>Figura 3.51. Analogía del reticulado espacial para torsión</i>	113
<i>Figura 3.52. Ubicación de la sección crítica</i>	117
<i>Figura 3.53. Consideración de la Esbeltez en el diseño de Columnas</i>	118
<i>Figura 3.54. Proceso de cálculo de “Pn” y “Mn” para una distribución de deformaciones dada</i>	119
<i>Figura 3.55. Diagrama de Interacción con diferentes distribuciones de deformación</i>	119
<i>Figura 3.56. Superficie de Interacción de falla biaxial tridimensional</i>	120
<i>Figura 3.57. Flexión biaxial con respecto al eje diagonal</i>	121
<i>Figura 3.58. Método de las cargas recíprocas</i>	121
<i>Figura 3.59. Diseño de muros de corte</i>	125
<i>Figura 3.60. Perímetro Crítico para soportes internos, de borde y esquina.</i>	127
<i>Figura 3.61. Curva Presión – asiento en un ensayo de carga con placa</i>	128
<i>Figura 3.62. Anclaje de grupo de barras</i>	137
<i>Figura 3.63. Recubrimiento Geométrico y Mecánico</i>	140
<i>Figura 3.64. Dos posibles formas de armado de vigas</i>	143
<i>Figura 3.65. Disposición de estribos en intersección de viga – columna</i>	144
<i>Figura 3.66. Disposición de estribos en vigas con ancho mayor a 40 cm</i>	144
<i>Figura 3.67. Disposición de estribos en vigas con ancho mayor a 40 cm</i>	145
<i>Figura 3.68. Requisitos de vigas para ductilidad alta ($\mu = 3$)</i>	146
<i>Figura 3.69. Requisitos de vigas para ductilidad muy alta ($\mu = 4$)</i>	146

<i>Figura 3.70. Disposición de armaduras a torsión en losas</i>	<i>147</i>
<i>Figura 3.71. Disposición de armaduras en losas empotradas o continuas</i>	<i>148</i>
<i>Figura 3.72. Disposición de armaduras en losas con apoyos de diferente naturaleza</i>	<i>148</i>
<i>Figura 3.73. Longitudes mínimas y doblado de las barras</i>	<i>149</i>
<i>Figura 3.74. Ejemplo de distribución de armaduras en losas</i>	<i>150</i>
<i>Figura 3.75. Armadura de borde</i>	<i>150</i>
<i>Figura 3.76. Disposiciones constructivas en losas aligeradas</i>	<i>150</i>
<i>Figura 3.77. Volados en losas aligeradas</i>	<i>151</i>
<i>Figura 3.78. Limitaciones en el armado de columnas</i>	<i>151</i>
<i>Figura 3.79. Empalme de barras principales en columnas</i>	<i>152</i>
<i>Figura 3.80. Armado de soportes de Hormigón</i>	<i>153</i>
<i>Figura 3.81. Armado de Muros de Hormigón Armado</i>	<i>154</i>
<i>Figura 3.82. Detalle de la armadura de una escalera típica tramo I</i>	<i>156</i>
<i>Figura 3.83. Detalle de la armadura de una escalera típica tramo II</i>	<i>156</i>
<i>Figura 3.84. Detalle de la armadura de una escalera típica vista en planta</i>	<i>157</i>
<i>Figura 3.85. Detalle de la Armadura de una escalera típica vista transversal de un tramo</i>	<i>157</i>
<i>Figura 3.86. Anclaje de estribos</i>	<i>158</i>
<i>Figura 3.87. Diversos tipos de anclajes de las barras</i>	<i>159</i>
<i>Figura 3.88. Separación libre mínima entre barras ubicados en una capa y separación libre entre capas de armaduras.</i>	<i>160</i>
<i>Figura 3.89. Separación de armaduras en vigas</i>	<i>160</i>
<i>Figura 3.90. Disposición del Refuerzo Transversal para pórticos Especiales e Intermedios</i>	<i>161</i>
<i>Figura 3.91. Nervios en losas aligeradas</i>	<i>162</i>
<i>Figura 3.92. Detalle del armado de refuerzo en losas</i>	<i>162</i>
<i>Figura 3.93. Detalle del armado en esquinas debido a la torsión</i>	<i>163</i>
<i>Figura 3.94. Configuraciones típicas de estribos</i>	<i>163</i>
<i>Figura 3.95. Separación de armaduras en columnas</i>	<i>164</i>
<i>Figura 3.96. Separación Vertical de los estribos cerrados</i>	<i>164</i>
<i>Figura 3.97. Requisitos para columnas de pórticos intermedios resistentes a momentos</i>	<i>165</i>
<i>Figura 3.98. Requisitos para columnas de pórticos especiales resistentes a momentos</i>	<i>166</i>
<i>Figura 3.99. Configuraciones típicas de estribos</i>	<i>166</i>
<i>Figura 3.100. Disposiciones constructivas para muros</i>	<i>167</i>
<i>Figura 3.101. Diversos tipos de ganchos</i>	<i>168</i>
<i>Figura 3.102. Ejemplos de conformación de estribos</i>	<i>169</i>
<i>Figura 3.103. Valores del coeficiente “α”</i>	<i>173</i>
<i>Figura 3.104. Fisuración en elementos de Hormigón Armado.</i>	<i>177</i>
<i>Figura 3.105. Comportamiento axil-elongación considerado por la CBH – 87</i>	<i>178</i>
<i>Figura 3.106. Área eficaz de hormigón que influye en el ancho de fisura</i>	<i>184</i>
<i>Figura 3.107. Programa CYPECAD</i>	<i>193</i>
<i>Figura 3.108. Programa StruBIM Shear Walls</i>	<i>195</i>

CAPÍTULO 4:

<i>Figura 4.1. Partes de un muro de Tabiquería</i>	<i>198</i>
<i>Figura 4.2. Ubicación de muros de tabiquería en el plano típico de la estructura de estudio y Selección de la zona más representativa</i>	<i>201</i>

<i>Figura 4.3. Zona representativa de muros de tabiquería del proyecto</i>	201
<i>Figura 4.4. Partes de una losa de Hormigón Armado</i>	204
<i>Figura 4.5. Representación gráfica Vista en Planta del Ascensor</i> <i>Orona 3G X – 20 preparada especialmente para la Edificación de Estudio</i>	208
<i>Figura 4.6. Representación gráfica Vista de Perfil del Ascensor Orona 3G X – 20</i> <i>preparada especialmente para la Edificación de Estudio</i>	208
<i>Figura 4.7. Dimensiones adoptadas del tanque Cisterna</i>	212
<i>Figura 4.8. Características geotécnicas de los suelos a ser aplicadas en los</i> <i>Muros de Sótano de la Edificación de Estudio</i>	215
<i>Figura 4.9. Dirección de las Presiones Laterales</i>	216
<i>Figura 4.10. Diagrama de la Presión Lateral del suelo</i>	217
<i>Figura 4.11. Esquema de ubicación de columnas, vigas y muros de la edificación de estudio</i>	219
<i>Figura 4.12. Dimensiones de Losa aligerada</i>	221
<i>Figura 4.13. Dimensionamiento de escaleras</i>	229

CAPÍTULO 5:

<i>Figura 5.1. Diagrama de la Presión Lateral del suelo</i>	240
<i>Figura 5.2. Determinación de la altura mínima de la viga en el Eje 1, entre ejes J y K</i>	241
<i>Figura 5.3. Losa maciza en una dirección</i>	242
<i>Figura 5.4. Losa de Rampa Maciza</i>	243
<i>Figura 5.5. Losa Aligerada en dos direcciones</i>	243
<i>Figura 5.6. Dimensiones de Losa aligerada</i>	244

CAPÍTULO 6:

<i>Figura 6.1. Altura de Edificación que afecta la carga de Viento</i>	256
<i>Figura 6.2. Datos para el análisis de Viento en “X”</i>	256
<i>Figura 6.3. Datos para el análisis de Viento en “Y”</i>	256
<i>Figura 6.4. Casos de carga total y parcial 1 y 2</i>	266
<i>Figura 6.5. Casos de carga total y parcial 3 y 4</i>	266

CAPÍTULO 7:

<i>Figura 7.1. Ubicación de lugar donde se emplazará la edificación</i>	272
<i>Figura 7.2. Mapa probabilístico de amenaza sísmica para 475 años</i>	273
<i>Figura 7.3. Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020</i>	279
<i>Figura 7.4. 1er tramo del Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020</i>	280
<i>Figura 7.5. 2do tramo del Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020</i>	280
<i>Figura 7.6. 3er tramo del Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020</i>	281
<i>Figura 7.7. 4to tramo del Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020</i>	282
<i>Figura 7.8. Espectro Elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020</i>	283
<i>Figura 7.9. Espectro Elástico de Diseño según GBDS 2020</i>	284
<i>Figura 7.10. Comparación entre el Espectro Elástico y el Espectro de Diseño según GBDS 2020</i>	285
<i>Figura 7.11. Espectro de Respuesta Elástica según NCSE – 02</i>	290
<i>Figura 7.12. 1er tramo del Espectro elástico de aceleraciones según NCSE – 02</i>	291
<i>Figura 7.13. 2do tramo del Espectro elástico de aceleraciones según NCSE – 02</i>	292

<i>Figura 7.14. 3er Tramo del Espectro Elástico de Aceleraciones según NCSE – 02</i>	293
<i>Figura 7.15. Espectro elástico de aceleraciones según NCSE – 02</i>	293
<i>Figura 7.16. Espectro Elástico de Diseño según NCSE – 02</i>	297
<i>Figura 7.17. Comparación entre el Espectro Elástico y el Espectro de Diseño según NCSE – 02 (GBDS 2020)</i>	297
<i>Figura 7.18. Espectro Elástico de pseudoaceleración según NBDS 2023</i>	301
<i>Figura 7.19. Espectro Elástico de Diseño según NBDS 2023</i>	302
<i>Figura 7.20. Comparación entre el Espectro Elástico y el Espectro de Diseño según NBDS 2023</i>	302
<i>Figura 7.21. Espectro Elástico de Diseño según NCSE – 02 en relación a NBDS 2023</i>	303
<i>Figura 7.22. Comparación de Espectros de Diseño de la GBDS 2020 y la NCSE – 02</i>	304
<i>Figura 7.23. Comparación de Espectros de Diseño de la GBDS 2020 y la NCSE - 02</i>	305
<i>Figura 7.24. Comparación de Espectros de Diseño de la GBDS 2020 y la NBDS 2023</i>	306

CAPÍTULO 8:

<i>Figura 8.1. Selección del módulo CYPECAD</i>	308
<i>Figura 8.2. Creación del nuevo Proyecto</i>	308
<i>Figura 8.3. Selección de Nueva obra vacía</i>	309
<i>Figura 8.4. Ventana “Datos generales”</i>	310
<i>Figura 8.5. Ventana Selección de Normas</i>	310
<i>Figura 8.6. Selección de materiales (izquierda CBH – 87 y derecha NB – 1225001)</i>	311
<i>Figura 8.7. Propiedades avanzadas para la selección de materiales (Parte I)</i>	311
<i>Figura 8.8. Propiedades avanzadas para la selección de materiales Parte II)</i>	312
<i>Figura 8.9. Propiedades del botón “Por Posición”</i>	312
<i>Figura 8.10. Configuración del sistema de unidades</i>	313
<i>Figura 8.11. Ingreso a la ventana de creación de Plantas</i>	313
<i>Figura 8.12. Creación de pisos para la Estructura de estudio</i>	314
<i>Figura 8.13. Modificación de la cota de fundación del modelo estructural</i>	314
<i>Figura 8.14. Gestión de Vistas de Plantillas DWG</i>	315
<i>Figura 8.15. Selección del área visible de las Plantillas</i>	316
<i>Figura 8.16. Asignación de Plantillas a cada piso o grupo</i>	316
<i>Figura 8.17. Ventana de Creación de Columnas</i>	317
<i>Figura 8.18. Ventana de herramientas para la captura de referencias</i>	317
<i>Figura 8.19. Vista 3D de columnas</i>	318
<i>Figura 8.20. Configuración de los parámetros del muro</i>	319
<i>Figura 8.21. Ventana “Viga actual” para elegir y dimensionar las vigas</i>	321
<i>Figura 8.22. Vista 3D de Vigas en Planta Baja</i>	322
<i>Figura 8.23. Configuración de Losa de Cimentación</i>	322
<i>Figura 8.24. Configuración de Losas Macizas</i>	323
<i>Figura 8.25. Configuración de Losa Aligerada Bidireccional</i>	323
<i>Figura 8.26. Losas introducidas al plano modelado de la edificación</i>	324
<i>Figura 8.27. Configuración de Rampa</i>	324
<i>Figura 8.28. Configuración para las escaleras de la Edificación</i>	325
<i>Figura 8.29. Vista 3D de un corte del Modelado Final</i>	326
<i>Figura 8.30. Configuración de Cargas Permanentes y de Uso</i>	327
<i>Figura 8.31. Configuración de Parámetros para Cargas Adicionales</i>	328

<i>Figura 8.32. Forma de ingresar a la ventana de configuración de cargas de Viento</i>	328
<i>Figura 8.33. Configuración para el Análisis de Viento</i>	329
<i>Figura 8.34. Configuración para el Análisis Sísmico</i>	330
<i>Figura 8.35. Pasos para realizar el cálculo del modelo estructural</i>	331

CAPÍTULO 9:

<i>Figura 9.1. Diferentes configuraciones arquitectónicas en planta</i>	333
<i>Figura 9.2. Irregularidad en Planta de esquinas entrantes</i>	333
<i>Figura 9.3. Verificación de Irregularidad de Esquinas entrantes</i>	334
<i>Figura 9.4. Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma</i>	334
<i>Figura 9.5. Verificación de Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma</i>	334
<i>Figura 9.6. Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma</i>	335
<i>Figura 9.7. Verificación de Sistemas No Paralelos</i>	335
<i>Figura 9.8. Asignación de Irregularidad por Pisos blandos</i>	335
<i>Figura 9.9. Irregularidad en Masa</i>	337
<i>Figura 9.10. Verificación de Irregularidad Geométrica</i>	338
<i>Figura 9.11. Verificación de Irregularidad Geométrica</i>	338
<i>Figura 9.12. Excentricidades Favorables y Desfavorables</i>	339
<i>Figura 9.13. Ubicación de c.d.m. y c.d.r. en la Edificación de Estudio</i>	340
<i>Figura 9.14. Fuerzas Laterales debidas al Viento Calculadas por CYPECAD</i>	341
<i>Figura 9.15. Espectros de diseño elástico de aceleraciones</i>	342
<i>Figura 9.16. Modo de Vibración 1(traslación en Dir. "X")</i>	347
<i>Figura 9.17. Modo de Vibración 2(traslación en Dir. "Y")</i>	347
<i>Figura 9.18. Modo de Vibración 3 (Rotación alrededor del eje "Z")</i>	347
<i>Figura 9.19. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "X" según NCSE – 02 c/ GBDS 2020</i>	349
<i>Figura 9.20. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "X" según NCSE – 02 c/ NBDS 2023</i>	349
<i>Figura 9.21. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "Y" según NCSE – 02 c/ GBDS 2020</i>	350
<i>Figura 9.22. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "Y" según NCSE – 02 c/ NBDS 2023</i>	350
<i>Figura 9.23. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "X" según GBDS 2020</i>	353
<i>Figura 9.24. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "X" según NBDS 2023</i>	354
<i>Figura 9.25. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "Y" según GBDS 2020</i>	354
<i>Figura 9.26. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "Y" según NBDS 2023</i>	355
<i>Figura 9.27. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "X" según NCSE – 02 c/GBDS 2020</i>	356
<i>Figura 9.28. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "X" según NCSE – 02 c/ NBDS 2023</i>	356
<i>Figura 9.29. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "Y" según NCSE – 02 c/ GBDS 2020</i>	357
<i>Figura 9.30. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "Y" según NCSE – 02 c/ NBDS 2023</i>	357
<i>Figura 9.31. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "X" según GBDS 2020</i>	358
<i>Figura 9.32. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "X" según NBDS 2023</i>	359
<i>Figura 9.33. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "Y" según GBDS 2020</i>	359
<i>Figura 9.34. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "Y" según NBDS 2023</i>	360
<i>Figura 9.35. Comparación de los Esfuerzos Cortantes en la dirección "X"</i>	365
<i>Figura 9.36. Comparación de los Esfuerzos cortantes en la dirección "Y"</i>	366
<i>Figura 9.37. Proceso de Deformación del elemento estructural</i>	369
<i>Figura 9.38. Ubicación de Pórticos en T.S.M.</i>	370
<i>Figura 9.39. Ubicación de Pórticos en Cubierta</i>	371

<i>Figura 9.40. Ubicación de Pórticos en Piso 12</i>	372
<i>Figura 9.41. Ubicación de Pórticos en Piso Tipo (1 – 11)</i>	374
<i>Figura 9.42. Ubicación de Pórticos en Planta Baja</i>	375
<i>Figura 9.43. Diagramas de envolventes de momentos flectores en Dir. “X” en vigas.</i>	377
<i>Figura 9.44. Diagramas de envolventes de momentos flectores en Dir. “Y” en vigas.</i>	378
<i>Figura 9.45. Diagramas de envolventes de Cortantes en Dir. “X” en vigas.</i>	378
<i>Figura 9.46. Diagramas de envolventes de Cortantes en Dir. “Y” en vigas.</i>	378
<i>Figura 9.47. Diagramas de Esfuerzos: Normales “N” y Torsores “T”</i>	395
<i>Figura 9.48. Diagramas de Esfuerzos: Momentos “Mx” y Momentos “My”</i>	396
<i>Figura 9.49. Diagramas de Esfuerzos: Cortantes “Qx” y “Qy”</i>	396
<i>Figura 9.50. Representación en T.S.M. de Momentos “Mx” por Isovalores según NB – 1225001</i>	399
<i>Figura 9.51. Representación en T.S.M. de Momentos “Mx” por Isovalores según CBH – 87</i>	399
<i>Figura 9.52. Representación en Cubierta de Cortantes “Qx” por Isovalores según NB – 1225001</i>	400
<i>Figura 9.53. Representación en Cubierta de Cortantes “Qx” por Isovalores según CBH - 87</i>	400
<i>Figura 9.54. Representación en Piso 12 de Momentos “My” por Isovalores según NB – 1225001</i>	401
<i>Figura 9.55. Representación en Piso 12 de Momentos “My” por Isovalores según CBH - 87</i>	401
<i>Figura 9.56. Representación en Piso Tipo de Momentos “Mx” por Isovalores según NB – 1225001</i>	402
<i>Figura 9.57. Representación en Piso Tipo de Momentos “Mx” por Isovalores según CBH - 87</i>	402
<i>Figura 9.58. Representación en Planta Baja de Cortantes “Qy” por Isovalores según NB – 1225001</i>	403
<i>Figura 9.59. Representación en Planta Baja de Cortantes “Qy” por Isovalores según CBH - 87</i>	403
<i>Figura 9.60. Representación en Planta Baja de Momentos “My” por Isovalores según NB – 1225001</i>	404
<i>Figura 9.61. Representación en Planta Baja de Momentos “My” por Isovalores según CBH - 87</i>	405
<i>Figura 9.62. Verificación de Tensiones sobre el terreno por Isovalores</i>	405
<i>Figura 9.63. Representación de Cortantes en Escaleras: “Qx” (izq.) y “Qy” (der.) por Isovalores</i>	406
<i>Figura 9.64. Representación de Momentos en Escaleras: “Mx” (izq.) y “My” (der.) por Isovalores</i>	406
<i>Figura 9.65. Representación de Cortantes en Rampa: “Qx” (arriba) y “Qy” (abajo) por Isovalores</i>	407
<i>Figura 9.66. Representación de Momentos en Rampas: “Mx” (arriba) y “My” (abajo) por Isovalores</i> ...	407

CAPÍTULO 10:

<i>Figura 10.1. Edición de las vigas del Pórtico P – 4</i>	410
<i>Figura 10.2. Área de armadura necesaria y efectiva en la viga de estudio según CBH – 87</i>	410
<i>Figura 10.3. Resultados obtenidos para la viga de estudio por el programa CYPECAD según CBH – 87</i> .	411
<i>Figura 10.4. Resultados obtenidos en la parte central de la viga de estudio por el programa CYPECAD s/ CBH – 87</i>	411
<i>Figura 10.5. Flujograma de Diseño de Vigas a Flexión (izq.) y Torsión (Der.)</i>	412
<i>Figura 10.6. Flujograma de Diseño de Vigas a Corte</i>	413
<i>Figura 10.7. Resultados de la planilla de cálculo EXCEL a flexión (lado izq. de la viga de estudio) s/ CBH – 87</i>	414
<i>Figura 10.8. Resultados de la planilla de cálculo EXCEL a flexión (lado central de la viga de estudio) s/ CBH – 87</i>	414
<i>Figura 10.9. Planilla de cálculo EXCEL de diseño de vigas a flexión (lado der. de la viga de estudio) s/ CBH – 87</i>	415
<i>Figura 10.10. Planilla de cálculo EXCEL de diseño de vigas a corte, torsión y fisuración s/ CBH – 87</i>	415
<i>Figura 10.11. Ubicación de columnas presentado por el programa CYPECAD</i>	416
<i>Figura 10.12. Edición de la Columna C19 en el piso 7 s/ CBH – 87</i>	417

Figura 10.13. Resultados obtenidos en el piso 7 de la columna de estudio por el programa CYPECAD s/ CBH – 87	417
Figura 10.14. Diagrama de Interacción tridimensional obtenido con el programa para C19 -P7 s/ CBH – 87	418
Figura 10.15. Interacción tridimensional obtenido con el programa para C19 -P7(vistas) s/ CBH – 87.....	418
Figura 10.16. Cálculo y verificación a Pandeo para la columna C19 en el piso 7 (Dir. X) s/ CBH – 87.....	419
Figura 10.17. Flujograma de Diseño de Columnas.....	420
Figura 10.18. Planilla de cálculo EXCEL para columnas s/ CBH – 87.....	421
Figura 10.19. Isovalores para barras longitudinales inferiores de losas en dirección “X” (Piso 7) s/ CBH – 87.....	422
Figura 10.20. Isovalores para barras transversales inferiores de losas en dirección “Y” (Piso 7) s/ CBH – 87.....	423
Figura 10.21. Isovalores para barras longitudinales superiores de losas en dirección “X” (Piso 7) s/ CBH – 87.....	423
Figura 10.22. Isovalores para barras transversales superiores de losas en dirección “Y” (Piso 7) s/ CBH – 87.....	424
Figura 10.23. Esquema de armado longitudinal superior en dirección “X” s/ CBH – 87	424
Figura 10.24. Esquema de armado transversal superior en dirección “Y” s/ CBH – 87.....	425
Figura 10.25. Esquema de armado longitudinal y transversal inferior de la losa de estudio s/ CBH – 87.....	425
Figura 10.26. Esquema de armado longitudinal y transversal superior de la losa de estudio s/ CBH – 87.....	425
Figura 10.27. Momentos en losa seleccionada del piso 7 (Izq.: Dir. “X”, der: Dir. “Y”) s/ CBH – 87.....	426
Figura 10.28. Flujograma para el diseño de losas.....	427
Figura 10.29. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de losas s/ CBH – 87.....	428
Figura 10.30. Verificación del diseño correcto de los muros de corte	429
Figura 10.31. Armadura de los muros de corte de la Edificación s/ CBH – 87.....	429
Figura 10.32. Resultados obtenidos para el muro de corte MC – 5 s/ CBH – 87	430
Figura 10.33. Flujograma para el diseño de Muros de Corte.....	431
Figura 10.34. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Muros s/ CBH – 87	432
Figura 10.35. Datos de escalera para los pisos 1 al 12 s/ CBH – 87	433
Figura 10.36. Esfuerzos que interactúan en la escalera de estudio s/ CBH – 87	433
Figura 10.37. Isovalores de Axiales para el diseño de Escaleras (Izq.: Dir. “X”, Der.: Dir. “Y”) s/ CBH – 87.....	434
Figura 10.38. Isovalores de Momentos para el diseño de Escaleras (Izq.: Dir. “X”, Der.: Dir. “Y”) s/ CBH – 87.....	434
Figura 10.39. Isovalores de Cortante para el diseño de Escaleras (Izq.: Dir. “X”, Der.: Dir. “Y”) s/ CBH – 87.....	434
Figura 10.40. Verificación del área necesaria por cortante y Resultados de la Armadura Obtenida para la escalera de estudio s/ CBH – 87.....	435
Figura 10.41. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Escaleras (Parte I) s/ CBH – 87.....	435
Figura 10.42. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Escaleras (Parte II) s/ CBH – 87.....	436
Figura 10.43. Isovalores en losas de cimentación de Momentos en dirección “X” s/ CBH – 87	437

Figura 10.44. Isovalores en losas de cimentación de Momentos en dirección “Y” s/ CBH – 87	437
Figura 10.45. Verificación a Punzonamiento en la Losa de Cimentación s/ CBH – 87	438
Figura 10.46. Verificación de Tensiones Excesivas en la losa de Cimentación s/ CBH – 87.....	438
Figura 10.47. Verificación de Despegues en la losa de Cimentación s/ CBH – 87.....	439
Figura 10.48. Momentos en la losa de Cimentación seleccionada (izq.: Dir. “X”, der: Dir. “Y”) s/ CBH – 87	439
Figura 10.49. Cortantes en la losa de Cimentación seleccionada (Arriba.: Dir. “X”, Abajo: Dir. “Y”) s/ CBH – 87	440
Figura 10.50. Esquema de armado longitudinal y transversal inferior de la losa de Cimentación s/ CBH – 87	441
Figura 10.51. Esquema de armado longitudinal y transversal superior de la losa de Cimentación s/ CBH – 87.....	441
Figura 10.52. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Losas de Cimentación s/ CBH – 87	442
Figura 10.53. Verificación a Punzonamiento donde la columna C14 s/ CBH – 87	443
Figura 10.54. Área de armadura necesaria y efectiva en la viga de estudio s/ CBH – 87	444
Figura 10.55. Área de armadura necesaria y efectiva en la viga de estudio s/ NB – 1225001	444
Figura 10.56. Resultados obtenidos para la viga de estudio por el programa CYPECAD s/ NB – 1225001	445
Figura 10.57. Resultados obtenidos en la parte central de la viga de estudio por el programa CYPECAD s/ NB – 1225001	445
Figura 10.58. Flujograma de Diseño de Vigas a Flexión (izq.) y Torsión (Der.) s/ NB – 1225001	446
Figura 10.59. Flujograma de Diseño de Vigas a Corte s/ NB – 1225001	447
Figura 10.60. Resultados de cálculo EXCEL a flexión (lado izq. de la viga de estudio) s/ NB – 1225001	448
Figura 10.61. Resultados de la planilla de cálculo EXCEL a flexión (centro de la viga de estudio) s/ NB – 1225001	448
Figura 10.62. Planilla de cálculo EXCEL a flexión (lado der. de la viga de estudio) s/ NB – 1225001.....	449
Figura 10.63. Planilla de cálculo EXCEL de diseño de vigas a corte, torsión y fisuración s/ NB – 1225001	449
Figura 10.64. Resultados obtenidos en el piso 7 de la columna de estudio por el programa CYPECAD s/ CBH – 87	450
Figura 10.65. Diagrama de Interacción tridimensional obtenido con el programa para C19 -P7 s/ NB – 1225001	450
Figura 10.66. Interacción tridimensional obtenido con el programa para C19 -P7(vistas) s/ NB – 1225001	451
Figura 10.67. Cálculo y verificación a Pandeo para la columna C19 en el piso 7 (Dir. X) s/ NB – 1225001	451
Figura 10.68. Planilla de cálculo EXCEL para columnas s/ NB – 1225001	452
Figura 10.69. Armado longitudinal y transversal inferior (Lado Izq.) y superior (Lado Der.) de la losa de estudio s/ NB – 1225001	453
Figura 10.70. Momentos en losa seleccionada del piso 7 (Arriba.: Dir. “X”, Abajo: Dir. “Y”) s/ CBH – 87	454
Figura 10.71. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de losas s/ NB – 1225001	455
Figura 10.72. Resultados obtenidos para el muro de corte MC – 5 s/ NB – 1225001	456

Figura 10.73. Flujograma para el diseño de Muros de Corte s/ NB – 1225001..... 457

Figura 10.74. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Muros s/ NB – 1225001 458

Figura 10.75. Isovalores en losas de cimentación de Momentos en dirección “X” s/ NB – 1225001 458

Figura 10.76. Isovalores en losas de cimentación de Momentos en dirección “Y” s/ NB - 1225001 459

Figura 10.77. Verificación a Punzonamiento en la Losa de Cimentación s/ NB – 1225001..... 459

*Figura 10.78. Momentos en la losa de Cimentación seleccionada
(Arrib.: Dir. “X”, abaj: Dir. “Y”) s/ NB – 1225001..... 460*

Figura 10.79. Cortantes en la losa de Cimentación seleccionada (Dir. “X”) s/ NB – 1225001 461

Figura 10.80. Cortantes en la losa de Cimentación seleccionada (Dir. “Y”) s/ NB – 1225001 461

*Figura 10.81. Esquema de armado longitudinal y transversal de la losa de Cimentación
(Lado Izq.: Armado Inferior; Lado Der.: Armado Superior) s/ NB – 1225001 462*

*Figura 10.82. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Losas de
Cimentación s/ NB – 1225001 (Parte I) 462*

*Figura 10.83. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Losas de
Cimentación s/ NB – 1225001 (Parte II) 463*

Figura 10.84. Verificación a Punzonamiento donde la columna C14 s/ NB – 1225001 463

Figura 10.85. Área de armadura necesaria y efectiva en la viga de estudio s/ CBH – 87 464

CAPÍTULO 11:

*Figura 11.1. Comparación de Volúmenes de Hormigón obtenido de
normativas relacionadas con la GBDS 2020 483*

*Figura 11.2. Comparación de Volúmenes de Hormigón obtenido de
normativas relacionadas con la NBDS 2023 484*

*Figura 11.3. Comparación de Cantidad de Acero obtenido de normativas
relacionadas con la GBDS 2020..... 485*

*Figura 11.4. Comparación de Cantidad de Acero obtenido de normativas
relacionadas con la NBDS 2023 486*

Figura 11.5. Comparación de Costos entre la CBH - 87 y NB - 1225001..... 489

Figura 11.6. Comparación de Costos Totales por m2 entre la CBH - 87 y NB - 1225001 490



Capítulo 1

INTRODUCCIÓN



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad existe un alto crecimiento en la construcción de edificaciones de Hormigón Armado, por lo que tener una normativa de diseño estructural actualizada es muy importante.

Bolivia cuenta con dos normativas muy conocidas de Hormigón Estructural: La Norma Boliviana CBH – 87 y la Norma Boliviana NB – 1225001, estas dos normativas ofrecen excelentes recomendaciones para el diseño de edificaciones, pero varían términos de requisitos específicos, puntos de vista de cálculo e incluso consideraciones económicas.

Desde un punto de vista estrictamente legal, la Normativa CBH – 87 es la única Normativa oficial de uso obligatorio, debido a que la Normativa NB – 1225001 solo cuenta con una resolución ministerial y su uso será obligatorio únicamente cuando dicha resolución sea elevada a Decreto Supremo.

Esto ha provocado que varios ingenieros que quieran realizar el diseño de edificaciones de Hormigón Armado tengan reparo al utilizar la norma CBH – 87, debido a la falta de actualización de esta y recurran a criterios más actualizados como ser la EHE - 08.

Otros ingenieros, por su parte, prefieren usar directamente la Norma NB – 1225001 por la relación existente con las normas complementarias establecidas para diseño sísmico, esperando que sus proyectos estén por encima de nivel de seguridad y eficiencia que brinda la CBH – 87.

Y en el peor de los casos algunos buscan emplear criterios de distintos códigos técnicos en un mismo proyecto, provocando diseños errados.

Al final queda la duda de que normativa es más conveniente en el diseño de edificaciones de Hormigón Armado, llegando a surgir la necesidad de realizar el análisis comparativo y diseño sismorresistente de una edificación típica aplicando las normativas CBH – 87 y la NB – 1225001.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Realizar el análisis comparativo técnico – económico del diseño de hormigón armado de una edificación de doce pisos ubicado en la ciudad de La Paz, aplicando parámetros de la norma CBH – 87 y parámetros de la norma NB – 1225001.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Realizar el predimensionamiento de un edificio de doce pisos con la norma CBH – 87 y la norma NB – 1225001.
- Realizar la modelación Estructural del edificio de estudio con ayuda del software especializado.
- Realizar el dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales del edificio de doce pisos aplicando parámetros relacionados con la norma CBH – 87 y la norma NB – 1225001.
- Verificar a punzonamiento los elementos superficiales de la edificación de estudio según las normativas CBH – 87 y NB – 1225001.
- Verificar la deformación y fisuración de los elementos estructurales de la edificación de estudio según las normativas CBH – 87 y NB – 1225001.
- Realizar un análisis comparativo técnico - económico entre los resultados obtenidos en el diseño estructural bajo la norma CBH – 87 y la norma NB - 1225001.

1.3. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Un profesional de Ingeniería Civil debe de tener un buen dominio en el uso de normativas del hormigón estructural, dado que la mayoría de las construcciones son realizadas de Hormigón Armado.

Para ello se cuenta con la norma CBH – 87 que ayuda a tener mayor seguridad en el diseño y construcción de obras de Hormigón Armado; Pero debido a constantes investigaciones y la incorporación necesaria del análisis sísmico es necesario complementar o modificar dicha normativa de acuerdo a lo que expresa en su primera sección de “**criterios básicos**”.

Por otro lado, se tiene la NB – 1225001 que se encuentra en fase de prueba y no es obligatoriamente de uso oficial, aunque tiene sus complementos respectivamente actualizados. Además, muchos ingenieros lo usan por su similitud en varios países vecinos que también tienen sus códigos adaptados del ACI.

Igualmente se cuenta con varios proyectos que realizan la comparación entre estas dos normativas a un nivel estándar de optimización, pero no hay exactamente una comparación que considere la calidad de los materiales bajo niveles estrictos de control.

Por este motivo en el presente proyecto se realiza el análisis y diseño de una estructura convencional de varios pisos aplicando la norma CBH – 87 y NB – 1225001 con sus respectivos complementos; Para así al final realizar una comparación entre ambos diseños y ver con que normativa se puede lograr una construcción óptima, segura y económica bajo las mismas condiciones de control de calidad y ejecución.

Este análisis brindará una información útil y valiosa a los ingenieros civiles, arquitectos y profesionales del sector de la construcción, otorgándoles la posibilidad de tomar decisiones convenientes en el proceso de diseño y construcción de edificaciones de hormigón armado.

1.4. ALCANCE DEL PROYECTO

En este proyecto se considera las siguientes características:

Se realiza el diseño estructural de una edificación de Hormigón Armado de doce pisos, ubicada en la ciudad de La Paz por inmediaciones de la Cervecería Boliviana Nacional (más datos al respecto se los muestra en el siguiente capítulo).

Las normas bolivianas CBH – 87 y NB – 1225001 son usadas para establecer diseños óptimos y económicos que estén por el lado de la seguridad, considerando que se realiza todo el diseño bajo condiciones estrictas de control de calidad y ejecución.

Para el análisis de cargas gravitacionales se hace uso de las normas:

- CTE DB SE -AE para la norma CBH – 87
- NB – 1225002 para la norma NB – 1225001
- Para el análisis de Viento se hace uso de la norma:
 - NB – 1225003 para la aplicación en la CBH – 87
 - NB – 1225003 para la aplicación en la NB – 1225001
- Para el análisis Sísmico se hace uso de la norma:
 - Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE – 02) para la norma CBH – 87
 - Guía Boliviana de Diseño Sísmico (GBDS – 2020) para la norma NB – 1225001
 - Norma Boliviana de Diseño Sísmico (NBDS 2023) para la norma NB – 1225001

Cabe mencionar que en este proyecto se consideran ambas normativas sísmicas (GBDS 2020 y NBDS 2023) para observar cómo es afectada la edificación de estudio y su relación con la normativa NCSE – 02 en la ciudad de La Paz.

También es importante indicar que las herramientas computacionales que se utilizan en este proyecto son versiones originales profesionales con licencia otorgada por la universidad en sus últimas versiones.

Por lo que para la preparación del modelamiento arquitectónico y los planos se emplea las herramientas de Autodesk:

- AUTOCAD
- REVIT

Para el modelamiento de la estructura de estudio y el cálculo de las solicitaciones se utiliza el software especializado CYPECAD.

Para el diseño de todos los elementos estructurales de la edificación a excepción de los muros de corte se lo realiza también con el programa CYPECAD.

Para el diseño de muros de corte se hace uso del programa STRUBIM SHEAR WALL que es complementario del programa CYPECAD. Con ello se podrá ver que tan efectivo es el programa CYPECAD en la aplicación de nuestras normativas bolivianas, ya que el programa actualmente cuenta en su base de datos con todas las normativas disponibles en Bolivia.

Finalmente se realizará un análisis técnico – económico de los resultados obtenidos del edificio de estudio y una comparación para ver que normativa permite realizar un mejor diseño estructural, óptimo y económico.

Por otro lado, debido a que se cuenta con información de resultados de investigación realizados en el Instituto de Ensayos y materiales (IEM) y que se muestran en el proyecto de grado *“Relación entre el módulo de Elasticidad y la resistencia a compresión de hormigones elaborados con tres marcas de cemento Tipo IP disponibles en la ciudad de La Paz”*, se hace una observación de cómo afecta el módulo experimental determinado en la edificación de estudio en comparación con los módulos de elasticidad recomendados por las normativas de Hormigón Estructural.

1.5. ORGANIZACIÓN DEL PROYECTO

A continuación, se muestra el siguiente organigrama (*Figura 1.1* y *Figura 1.2*) que muestra el procedimiento que se realiza en este proyecto de grado para la obtención de los resultados deseados.

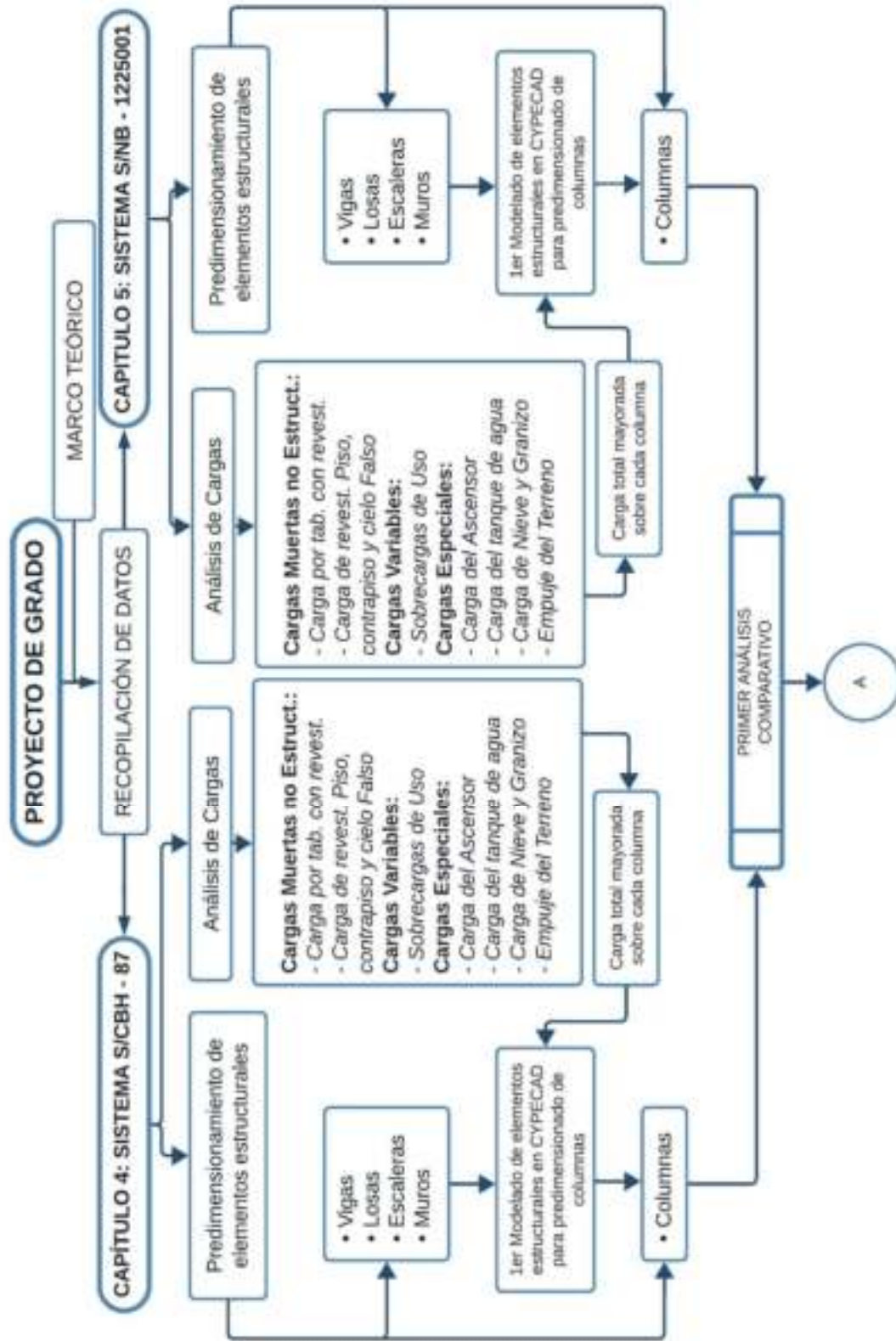


Figura 1.1. Organigrama del proyecto (1ra Parte)

Fuente: Creación Propia

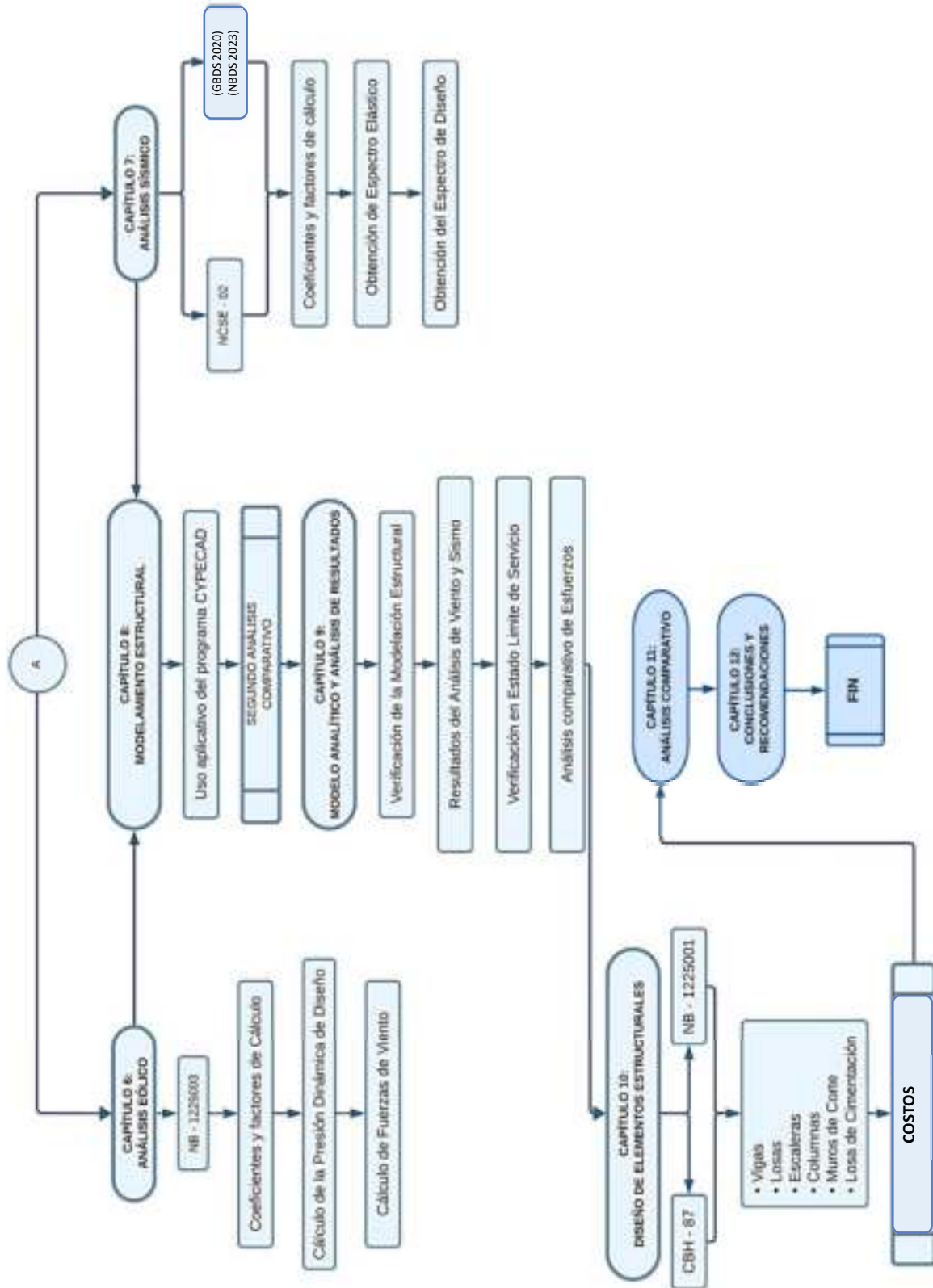


Figura 1.2. Organigrama del proyecto (2da Parte)

Fuente: Creación Propia



Capítulo 2

ASPECTOS GENERALES



CAPÍTULO 2

ASPECTOS GENERALES

2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

NOMBRE DEL PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 12 PISO
ALTURA:	39.5 [m] (A partir de la acera)
PISOS:	12
DETALLE DE LOS PISOS	
Planta Baja:	5 tiendas, 6 Almacenes, Administración y Portería
Piso 1 a Piso 11:	2 departamentos por cada Piso
Piso 12:	Salón de Eventos Privado
Cubierta:	Sala de Máquinas del Ascensor
N° de Escaleras:	1
N° de Ascensores:	1
SUBSUELO	1 sótano destinado para parqueo
ÁREA DE PARCELA	704.84 [m²]



Tabla 2.1. Descripción del Proyecto
Fuente: Elaboración Propia

Figura 2.1. Vista de Perspectiva de la Edificación
Fuente: Elaboración Propia

2.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El edificio multifamiliar de doce pisos se encontrará ubicado en la ciudad de La Paz, Bolivia. Exactamente en inmediaciones de la Cervecería Nacional de Bolivia (C.B.N.) ubicada en la AV. Ismael Montes, esquina calle Capitán Echeverría frente a la unidad educativa privada “Héroes del Pacífico”.



Figura 2.2. Ubicación del Proyecto

Fuente: Google Maps

2.3. ARQUITECTURA DE LA EDIFICACIÓN DE ESTUDIO

2.3.1. Descripción Arquitectónica

La edificación cuenta con un sótano y 12 pisos. Está proyectada sobre una superficie de 704.84 [m²], donde se proyecta tener Parqueo, tiendas comerciales, almacenes, departamentos y Salón de Eventos.

El acceso principal y el acceso vehicular se lo realiza por la puerta Principal Ubicada en la avenida Montes, el acceso vertical a los pisos de la edificación se lo realiza mediante una escalera principal y un ascensor de una sola cabina, ambos ubicados en la parte central de la edificación. El edificio está conformado espacialmente de la siguiente manera:

- **SUBSUELO:** Se encuentra debajo de la Planta Baja a una profundidad de **2.8 [m]**, destinado como parqueo para automóviles medianos y pequeños. En este lugar también se encuentra disponible varias bauleras, unas escaleras y ascensor para el ingreso a la edificación, un tanque cisterna de almacenamiento de agua y un cuarto de mantenimiento del servicio de agua potable. Su acceso es por la Av. Montes por medio de la rampa vehicular. (*Ver figura 2.3*)

- **PLANTA BAJA:** Esta a nivel de la cota rasante comprendido por cinco tiendas comerciales, seis tiendas de almacenamiento, una oficina de administración, una portería, un baño de servicios higiénicos, un cuarto eléctrico y el área de medidores de gas. Además, cuenta con un punto de estacionamiento temporal para descarga de productos comerciales. Dispone de 608.36 m² de área constructiva. (*Ver figura 2.4*)
- **PISO 1 AL 11:** Estos niveles quedan destinados al uso de departamentos, específicamente dos departamentos por cada piso; Cada departamento consta de cuatro dormitorios, tres baños, un cuarto de lavandería, una cocina, un comedor, una sala, un balcón Principal, dos balcones complementarios a su respectivo dormitorio y un recibidor. Cuenta con 399.02 m² de área construida por piso llegando a conformarse un total de 22 departamentos de uso multifamiliar. (*ver figura 2.5*)
- **PISO 12:** Este piso está destinado al uso privado de Eventos Especiales que pueden usar los habitantes de la Edificación quedando restringida su uso a grandes acontecimientos. Cuenta con el salón de eventos, un baño para mujeres, un baño para varones, una cocina, un guardarropa y un depósito. El área construida es de 234.86 m². (*ver figura 2.6*)
- **CUBIERTA:** Este nivel está destinado al uso de la sala de máquinas del ascensor utilizado solamente por el personal técnico especializado y algún otro servicio necesario para la edificación. Cuenta con 44.34 m² de área construida.
- **TECHO DE SALA DE MÁQUINAS:** Este nivel está destinado al uso del tanque de almacenamiento de agua, donde al igual que el piso anterior solo personal técnico puede subir.

2.3.2. Planos Arquitectónicos del Proyecto

Se tiene los siguientes planos del proyecto:

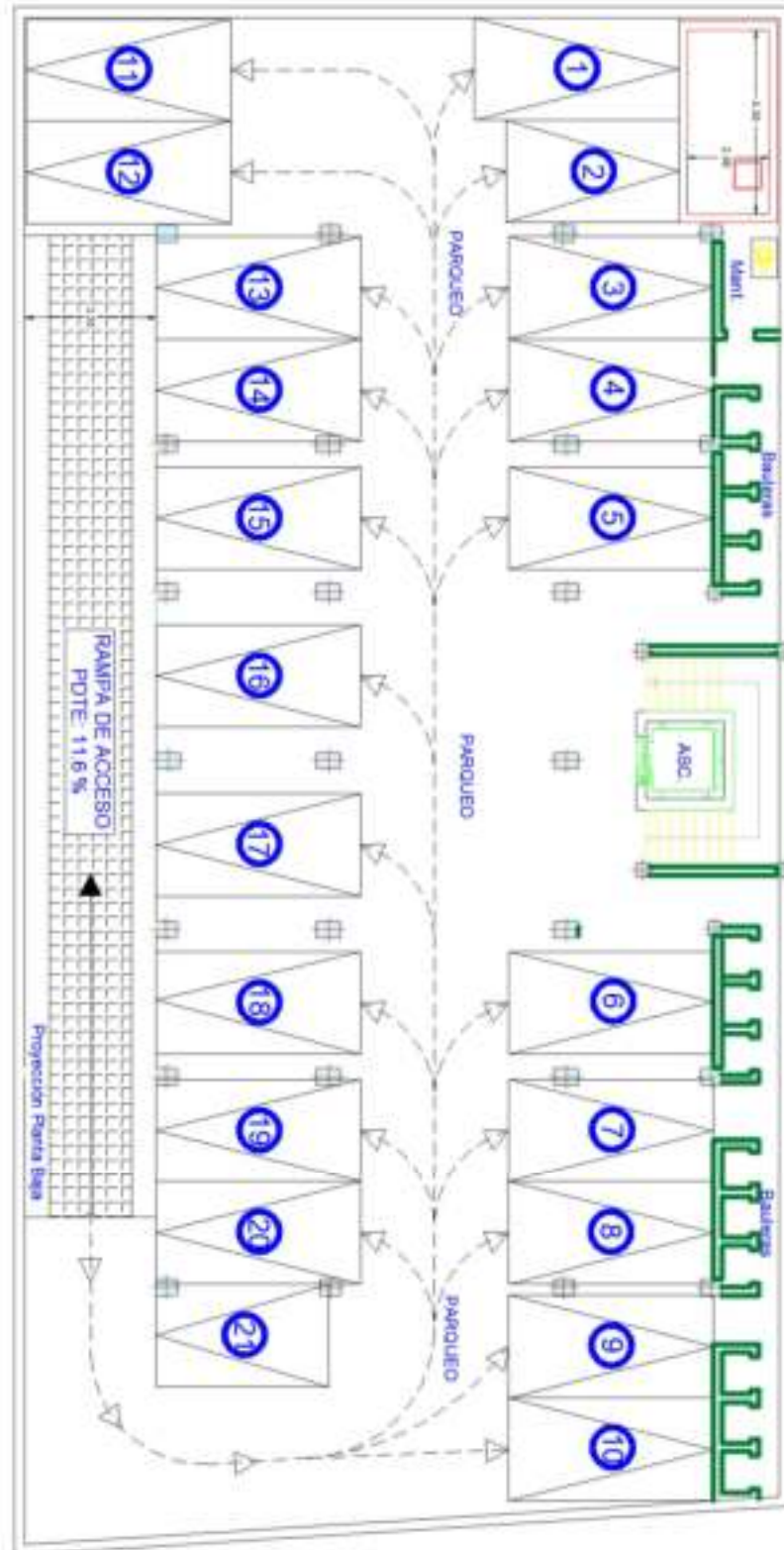


Figura 2.3. Plano en planta del Sótano

Fuente: Plano Arquitectónico de un edificio de 12 pisos – Pagina Web

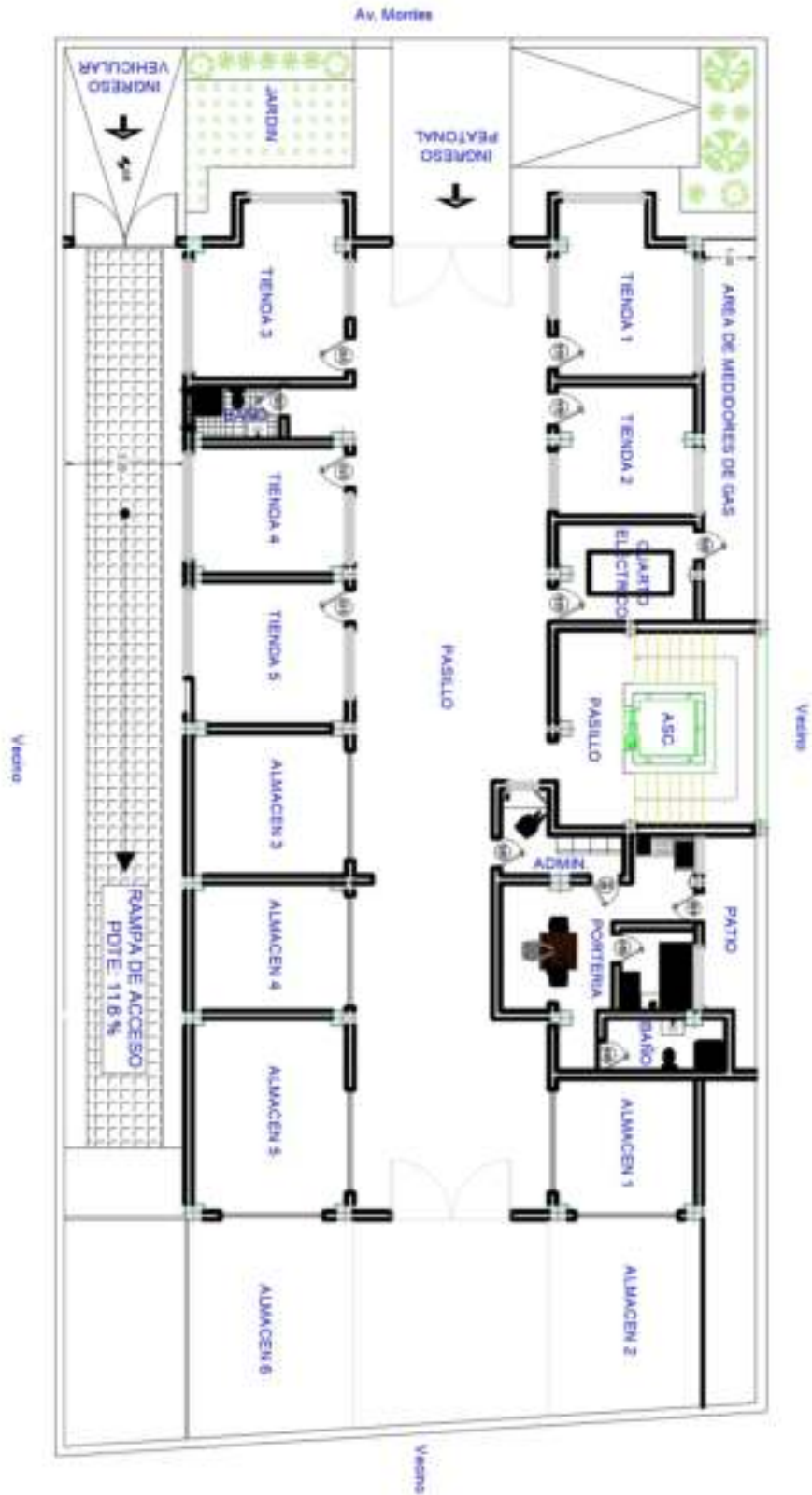
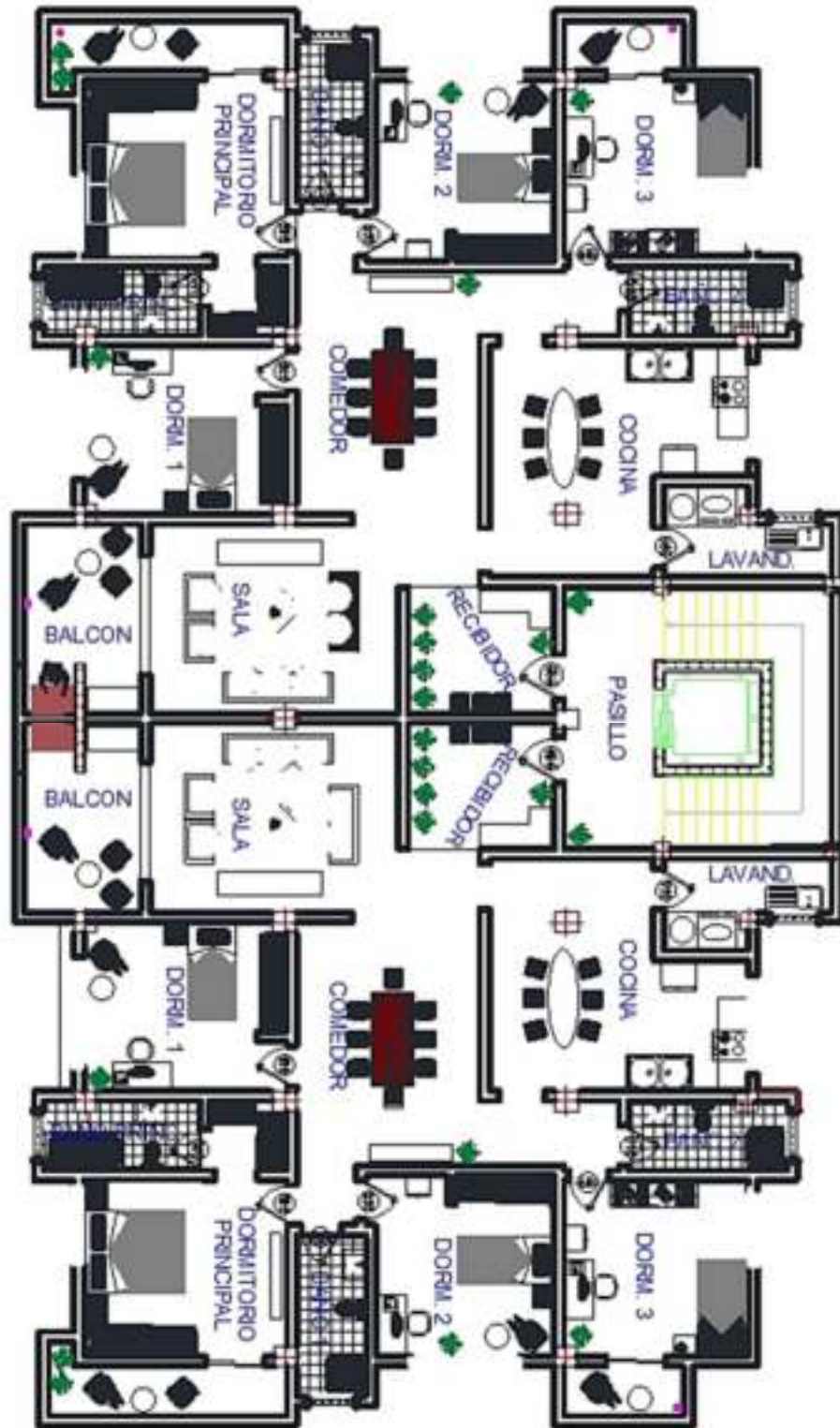


Figura 2.4. Plano de Planta Baja de la Edificación

Fuente: Plano Arquitectónico de un edificio de 12 pisos – Pagina Web



*Figura 2.5. Plano en Planta del Piso Tipo de la Edificación (Pisos 1 al 11)
Fuente: Plano Arquitectónico de un edificio de 12 pisos – Pagina Web*

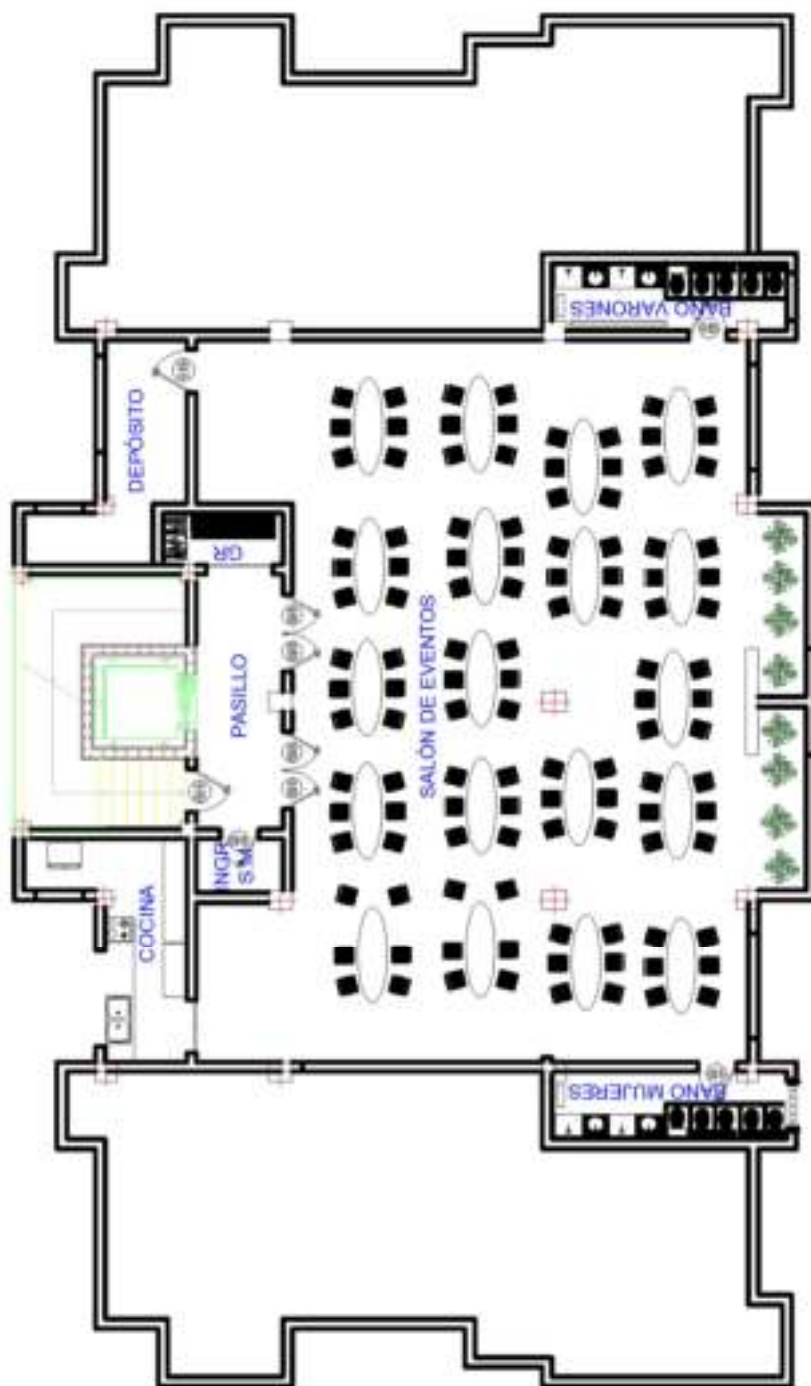
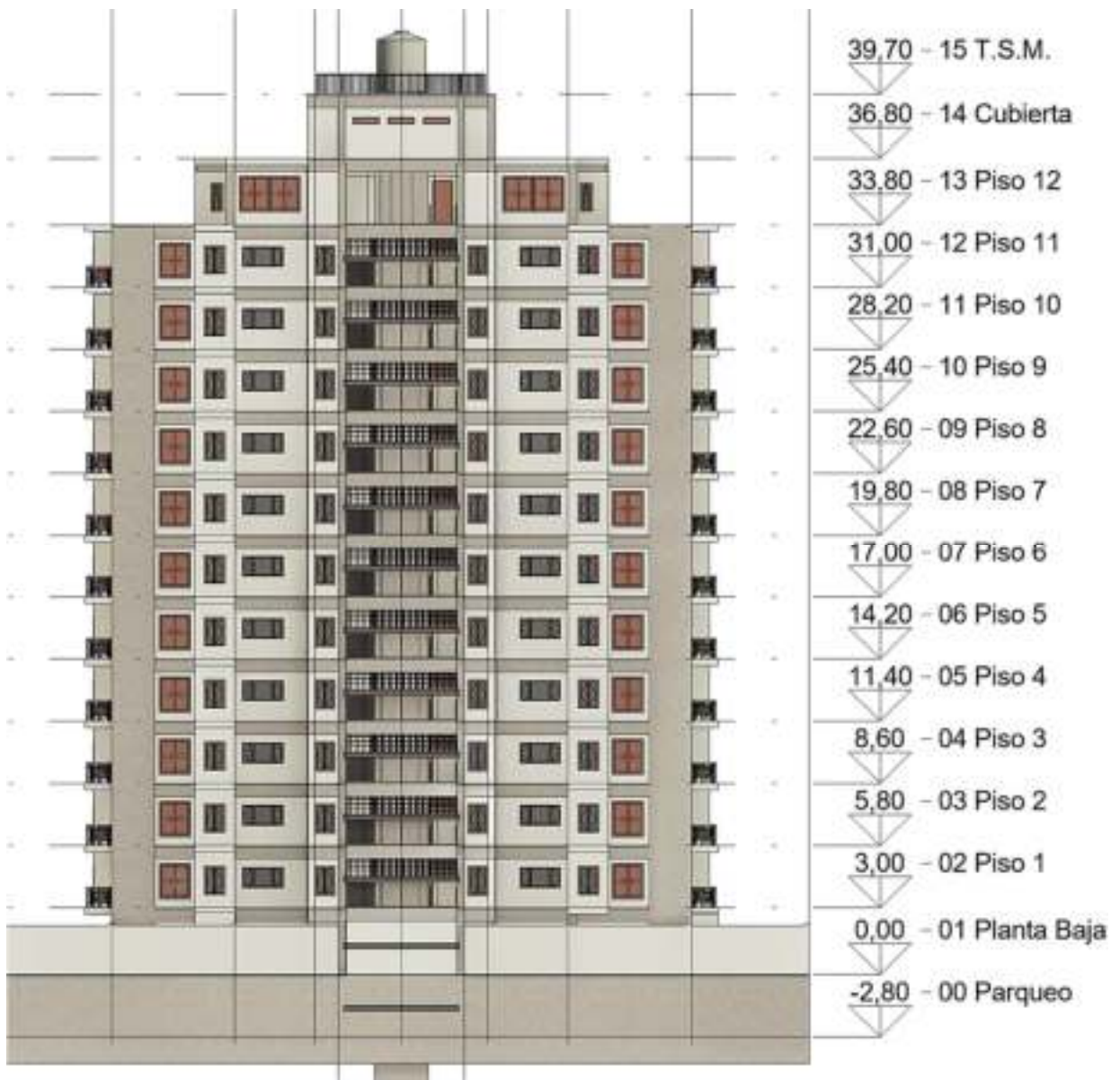


Figura 2.6. Plano en Planta del Piso 12 de la Edificación

Fuente: Plano Arquitectónico de un edificio de 12 pisos – Pagina Web



*Figura 2.7. Vista de perfil Lateral Izquierda
Fuente: Elaboración Propia, Programa REVIT*



Figura 2.8. Vista de Perfil frontal
 Fuente: Elaboración Propia, Programa REVIT



Figura 2.9. Vista de perfil Lateral derecho
Fuente: Elaboración Propia, Programa REVIT

2.4. CONSIDERACIONES GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS

El *estudio de suelo* que se toma en cuenta en este proyecto fue realizado por la empresa de servicio de Ingeniería LABOMAT, dando en su informe final los siguientes resultados y recomendaciones:

- **Topografía**

El sector donde se ubica el lote corresponde a la parte más baja de la ladera Oeste del río Choqueyapu, su relieve topográfico sub horizontal corresponde a una terraza, que posiblemente fue producto de un antiguo cauce del río Choqueyapu. El actual curso del río está embovedado en cercanías del lado este del lote

- **Geología**

Geológicamente el área está constituida por dos secuencias litológicas, en la parte superior presenta suelos o depósitos de relleno (*Qre*) hasta una profundidad de 1.4 [m], y en la parte inferior suelos o depósitos de terraza de origen aluvial (*Qta*) compuestos por grava bien graduada y grava arcillosa.

Según el mapa de riesgos de la ciudad de La Paz, el área donde se ha realizado el estudio se encuentra catalogada como área **SIN AMENAZA Y RIESGO**.

- **Hidrogeología**

Se evidenció la presencia de agua a una **profundidad de 2.20 m**, debido a la naturaleza permeable de los suelos descritos, estos flujos de agua infiltradas desde la superficie durante las estaciones de lluvia o flujos de agua subterránea circulan entre los niveles más permeables, por lo que estos niveles deben de ser controlados mediante la implementación de un programa adecuado de drenaje hacia un colector público y coordinación con los vecinos.

- **Mecánica de Suelos**

La capacidad de carga de los suelos en profundidad es importante para la elección de tipo de cimientos. Con este propósito se cuantificó la Fatiga de Trabajo admisible o capacidad portante de los suelos, durante la excavación de pozos de investigación, mediante ensayos de penetración SPT, de donde se obtuvo que el valor de la **fatiga admisible esta entre 150 kPa y 210 kPa**, recomendando usar como mínimo una tensión admisible de **150 kPa** a una profundidad mayor a los **2.5 [m]**.

- **Datos Adicionales Recopilados**

Sin bien se cuenta con varios resultados obtenidos del estudio de suelo, esto no son suficientes para la edificación de estudio llegando a faltar datos relevantes para el diseño de fundaciones y el empuje del terreno. Por lo que se toma la decisión de complementar los siguientes datos obtenidos del libro de “Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones” de Braja M. Das:

TIPO DE SUELO	PESO UNITARIO [kN/m ³]	ANG. FRICC. SUELO [°]
Relleno de Tierra	17	30
Gravas bien graduadas y gravas arcillosas	20	20
Gravas bien graduadas y gravas arcillosas saturadas	11	20

Tabla 2.2. Propiedades del suelo

Fuente: Braja M. Das (2012). Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (7ma Ed.)

- **Tensión Admisible Adoptada en el proyecto**

Debido al limitado análisis realizado en el lugar de emplazamiento de la edificación, la aplicación del análisis sísmico en la edificación y la realización de este proyecto con fines académicos, se decidió adoptar una tensión admisible del suelo de: **210 kPa**, que es la tensión admisible máxima obtenida en el estudio de suelos del lugar.



Capítulo 3

MARCO TEÓRICO



CAPÍTULO 3

MARCO TEÓRICO

3.1. INTRODUCCIÓN

En todo tipo de diseño estructural de Hormigón Armado es de vital importancia tener una base teórica que proporcione los fundamentos necesarios para construir edificios seguros y resistentes.

Concretamente en edificaciones de Hormigón Armado, tener un conocimiento básico de su diseño es esencial para calcular la cantidad adecuada de hormigón y acero que necesite, de modo que pueda resistir sin ningún problema cargas verticales, cargas de viento o posibles sismos; evitando así el colapso de la edificación. En resumen, tener una base teórica es la clave para la construcción de edificios fuertes y confiables.

Por lo que en este capítulo se ilustran algunos conceptos necesarios para llevar de manera efectiva el diseño estructural de la edificación de estudio, sin profundizar en detalle conceptos técnicos como deducción fórmulas.

3.2. NORMAS DE USO

Las normativas son documentos legales creados con el propósito fundamental de salvaguardar a la sociedad ante posibles fallos en la estructura. Estas normativas establecen ciertas limitaciones en los elementos que componen una estructura, con lo que se garantiza su estabilidad y durabilidad de manera eficaz y económicamente viable.

En Bolivia la Comisión Permanente del Hormigón Armado es la encargada de analizar, redactar y mantener actualizadas las Normas Bolivianas. Siendo así, que hasta la fecha se tienen obtenidas las normativas del hormigón Estructural CBH – 87 y NB – 1225001.

3.2.1. Normativa CBH – 87

Figura 3.1. Normativa CBH – 87.

Fuente: Norma CBH-87 - IBNORCA

La Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH – 87 fue el primer documento establecido en Bolivia para el diseño estructural y está en vigencia de uso legal desde el 20 de noviembre de 1991.

Esta norma proporciona reglas obligatorias que deben ser seguidas en el país para el diseño, ejecución y control de las obras de Hormigón Armado, tanto en proyectos públicos como privados.

Su objetivo principal de esta norma es garantizar la seguridad, durabilidad y adecuación a las condiciones específicas de uso para su respectivo caso.

Esta normativa es aplicable a toda estructura construida con hormigón armado, siempre y cuando se utilicen materiales que cumplan con las especificaciones contenidas dentro de la norma.

Además, puede servir como base para la construcción de estructuras especiales o aquellas que se encuentren en zonas sísmicas o bajo condiciones climáticas extremas, aunque en estos casos es necesario complementar o modificar con regulaciones específicas aplicables a la norma de estudio.

De esta manera, la normativa CBH – 87 se ha convertido en una herramienta fundamental para que asegure la integridad y calidad de las estructuras construidas en Bolivia.

Esta norma consta de un contenido ordenado de la siguiente manera:

		SECCIÓN	CONTENIDO
PARTE I	PRESCRIPCIONES Y COMENTARIOS	CRITERIOS BASICOS	Generalidades
		MATERIALES	Componentes del Hormigón, Hormigones, aceros
		DISEÑO	Características de cálculo de los materiales, Acciones, Bases de cálculo, Cálculo en estados Límites, Elementos estructurales
		EJECUCIÓN	Prescripciones Generales Respecto a la Ejecución, Prescripciones Constructivas Relativas a los Hormigones, Prescripciones Constructivas Relativas a las Armaduras, Tolerancias, Tolerancias, Prevención y protección contra influencias nocivas.
		CONTROL	Control del Proyecto, Control de Materiales, Control de la Ejecución, Prueba de la Obra
PARTE II	ANEXOS	ANEXO I	
		ANEXO II	

Tabla 3.1. Contenido de la norma CBH – 87.

Fuente: Norma CBH-87 - IBNORCA

3.2.2. Normativa NB – 1225001

Esta nueva propuesta de la Norma Boliviana NB 1225001 proporciona las prescripciones que deben de ser observadas en el diseño, ejecución y control de obras de hormigón estructural, las que deben de ser capaces de resistir las acciones previstas durante los periodos de construcción y de servicio, ofreciendo la seguridad adecuada al uso que se destinen durante su periodo de vida.



Figura 3.2. Norma NB – 1225001.

Fuente: CadecoCruz, IBNORCA (2017)

También incorpora definiciones y procedimientos adecuados para el clima frío y el cálido, para el detallado de armaduras y sobre los valores para barras de diámetros menores, entre otras modificaciones importantes, asimismo, agrega especificaciones sobre el uso de “pernos con cabeza para armadura de cortante” (lo que se desarrolla más directamente con el control y armado de losas sometidas a punzonamiento) y modifica los parámetros de diámetros y separaciones de estribos en columnas, adoptando valores que ya se usan en el país con buenos resultados.

La versión publicada de la norma NB 1225001 mantiene el ordenamiento de los temas incorporando las novedades técnicas y convierte en capítulos los anexos que se referían a los temas de Anclajes y del Método de Bielas y Tirantes.

Estando de acuerdo que esta normativa está basada plenamente en la ACI 318 – 14, se divide en 24 capítulos y 4 anexos:

NB – 1225001-1:2017 que corresponde a la parte 1 de especificaciones.

NB – 1225001-2:2017 que corresponde a la parte 2 de comentarios.

La división del contenido de ambas partes es la siguiente:

CAPÍTULO	CONTENIDO GENERAL
CAPÍTULO 1	GENERALIDADES
CAPÍTULO 2	NOTACIONES Y DEFINICIONES
CAPÍTULO 3	MATERIALES
CAPÍTULO 4	REQUISITOS DE DURABILIDAD
CAPÍTULO 5	CALIDAD DE HORMIGÓN, MEZCLADO Y COLOCACIÓN
CAPÍTULO 6	ENCOFRADOS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN
CAPÍTULO 7	DETALLES DE LAS ARMADURAS
CAPÍTULO 8	ANÁLISIS Y DISEÑO - CONSIDERACIONES GENERALES
CAPÍTULO 9	REQUISITOS DE RESISTENCIA Y FUNCIONAMIENTO
CAPÍTULO 10	FLEXIÓN Y CARGA AXIAL
CAPÍTULO 11	CORTANTE Y TORSIÓN
CAPÍTULO 12	LONGITUDES DE ANCLAJE Y EMPALMES DE LAS ARMADURAS
CAPÍTULO 13	SISTEMAS DE LOSAS EN DOS DIRECCIONES
CAPÍTULO 14	MUROS
CAPÍTULO 15	ZAPATAS Y CABEZALES DE PILOTES
CAPÍTULO 16	HORMIGÓN PREFABRICADO
CAPÍTULO 17	ELEMENTOS COMPUESTOS DE HORMIGÓN SOMETIDOS A FLEXIÓN
CAPÍTULO 18	HORMIGÓN PRETENSADO
CAPÍTULO 19	CÁSCARAS Y LOSAS PLEGADAS
CAPÍTULO 20	EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE ESTRUCTURAS EXISTENTES
CAPÍTULO 21	DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SÍSMICO
CAPÍTULO 22	HORMIGÓN ESTRUCTURAL SIMPLE
CAPÍTULO 23	MÉTODO DE LAS BIELAS Y TIRANTES
CAPÍTULO 24	ANCLAJES AL HORMIGÓN
ANEXO A	PÉRDIDAS DE PRETENSADO
ANEXO B	INFORMACIÓN SOBRE LOS ACEROS DE LAS ARMADURAS
ANEXO C	EQUIVALENCIA ENTRE EL SISTEMA SI Y EL SISTEMA MKS DE LAS ECUACIONES NO HOMOGÉNEAS DE LA NORMA
ANEXO D	TERMINOLOGÍA USADA EN LA NORMA

Tabla 3.2. Contenido de la Norma NB – 1225001.

Fuente: CadecoCruz, IBNORCA (2017)

De igual manera, se corrigieron los valores de los factores de mayoración (cálculos que consideran las especificaciones de la estructura, en este caso de hormigón, de acuerdo a las cargas y acciones de las cargas que debe soportar o resistir) para las acciones de viento y sismo, adaptándolas a las más modernas de la NB 1225002 (acciones sobre las estructuras, gravitacionales, geológicas y empujes de suelo).

En el caso del hormigón pretensado, la NB 1225001 de Hormigón Estructural agrega el Anexo A, que desarrolla en detalle las expresiones y recomendaciones para el cálculo de las pérdidas de pretensado, y que están en concordancia con las Especificaciones *Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO)*, para el diseño de puentes por el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), que se consideran las más adecuadas para el uso en hormigón pretensado actual.

3.2.3. Normativas complementarias

En este proyecto de grado se hace el uso de las siguientes normas complementarias:

- ***Documento Básico de Seguridad Estructural (Acciones en la Edificación) CTE DB SE – AE***

Provee de criterios técnicos que deben de cumplir las edificaciones como ser: pesos específicos de los materiales que se usan en una edificación, cargas permanentes y sobrecargas de uso que podrían estar en el periodo útil de la edificación, cargas de viento y más. Este código es fundamental dentro de la *EHE* y está diseñado justamente para ser aplicada en conjunto con su código estructural del Hormigón Armado.

- ***Acciones sobre estructuras NB – 1225002.***

Forma parte del conjunto de Normativas establecidas en el país y está basada en el reglamento CIRSOC 101 – 2005 de Argentina, la ASCE 7 – 10 de USA y algunos conceptos de la NBE – AE/88 de España. Esta normativa no está recomendada para ser usada junto a la norma CBH – 87, ya que están diseñadas cada una bajo diferentes condiciones y requisitos específicos de sus códigos base.

- **Acciones sobre las estructuras – Acción del Viento NB – 1225003.**

Al igual que la NB – 1225002, esta normativa se basa en la ASCE 7 – 10 de USA y la CIRSOC 102 de Argentina. Debido a que esta normativa se basa en condiciones climáticas del país, es aplicable en términos de carga de viento para la CBH – 87 y la NB – 1225001.

- **Guía Boliviana de Diseño Sísmico GBDS 2020 y Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS 2023**

Estas dos normativas dan los criterios necesarios para realizar el diseño sísmico de edificaciones, actualmente la NBDS 2023 es la norma actualizada de la GBDS 2020 y fue creada justamente para dar seguridad a las personas frente a un evento sísmico. Ambas normativas tienen mucha relación con especificaciones de diseño que brinda la normativa ACI 318 – 14, por lo que su uso está únicamente permitido dentro de la normativa NB - 1225001.

- **Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02**

Al igual que la GBDS 2020 y la NBDS 2023, esta normativa brinda los criterios necesarios para el diseño sísmico de edificaciones, pero está únicamente hecha con la finalidad de trabajar en conjunto con la normativa española EHE. Esta normativa es ideal para ser usada en conjunto igualmente con la CBH – 87.



Figura 3.3. Normativas Complementarias a las normas de Hormigón Estructural

Fuente: Elaboración Propia

3.3. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Un sistema estructural es un conjunto de elementos independientes que se relacionan entre sí para formar un armazón, esqueleto o cuerpo único que servirán para transmitir las cargas y fuerzas actuantes hacia el suelo de fundación donde se emplaza la obra.

Existen diferentes tipos de sistemas estructurales como ser: *sistemas aporricados*, *sistemas con muros estructurales* y *sistemas mixtos o duales* (ver figura 3.4).

Los **sistemas estructurales aporricados** están conformados por vigas y columnas que trabajan en conjunto para crear una red de pórticos tridimensionales que permitirán que las cargas se distribuyan de manera eficiente a las fundaciones y posteriormente al terreno (ver figura 3.4.a).

Por otro lado, un sistema de muros estructurales está conformado por muros verticales que son capaces de resistir y transferir las cargas y fuerzas que actúan sobre la estructura hacia las fundaciones. En lugar de vigas y columnas los muros se encargan de actuar como elementos principales de soporte y estabilidad de la edificación (ver figura 3.4.b).

Finalmente se tiene los sistemas mixtos o duales que tal y como lo dice su nombre, son una combinación de dos sistemas estructurales diferentes que aprovecha las ventajas de cada sistema y optimiza la resistencia, versatilidad, estabilidad y seguridad de la edificación (ver figura 3.4.c).

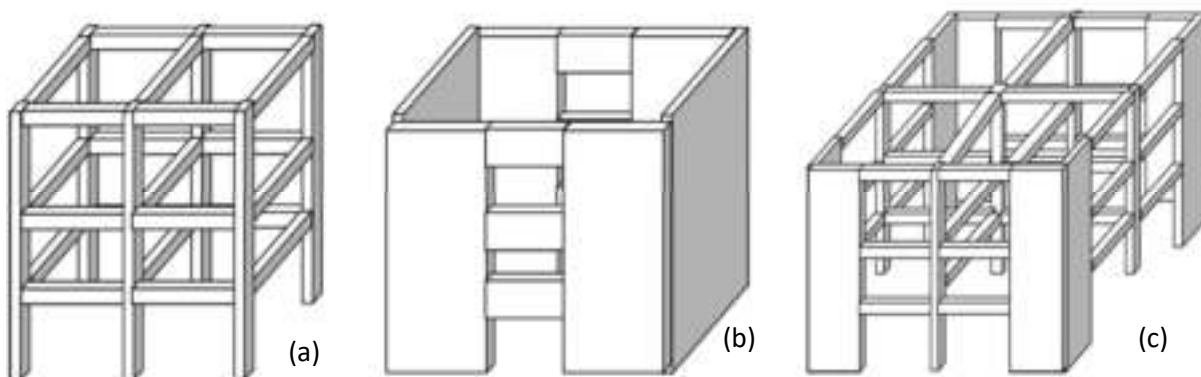


Figura 3.4. Sistemas estructurales de pórticos(a), muros estructurales(b) y mixtos o duales(c)

Fuente: Roberto Rochel Awad (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*

3.4. CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

De manera específica, el cálculo de una estructura consiste esencialmente en comprobar que se satisfacen las condiciones de equilibrio de esfuerzo y compatibilidad de deformaciones. Pero viendo de forma amplia, también incluye la fase previa de selección del tipo estructural o tipología, la cual a la vez depende de un gran número de variables, siendo así que tratar este tipo de diseños de forma sistemática, es prácticamente difícil. Por lo que generalmente se suele seguir una serie de pasos ordenados que podrían modificarse dependiendo del proyectista; una sugerencia puede ser esta:

- Establecimiento del esquema estructural a ser analizada.
- Determinación de las cargas verticales o gravitacionales que pueden actuar sobre la estructura.
- Predimensionamiento de losas, vigas y muros.
- Modelamiento Matemático para el predimensionamiento de columnas.
- Predimensionamiento de columnas.
- Determinación de cargas laterales sobre la estructura tales como la carga de viento y sismo.
- Análisis estructural, para su posterior verificación y dimensionamiento de las secciones de la estructura de estudio.
- Diseño de los elementos estructurales (vigas, losas, muros, escaleras, etc.)

3.5. MÉTODOS DE DISEÑO

Existe dos grandes métodos de cálculo de estructuras de hormigón armado, que corresponden a ser los métodos clásicos o de tensiones admisibles y los métodos de cálculo de rotura; si lo vemos desde otro punto de vista podemos distinguirlos como los métodos deterministas y los métodos probabilistas.

Tomando en consideración ello, desde hace unas décadas el cálculo del Hormigón Armado se lo realizaba con los respectivos métodos clásicos y deterministas; posteriormente se fue

desarrollándose nuevos métodos semiprobabilistas que eran la combinación de los métodos de rotura y probabilista formándose así el “método de los estados límite” y el “método de resistencia de diseño”.

3.5.1. Método de los Estados Límite

Este método hace énfasis en que toda estructura debe de reunir las condiciones necesarias de seguridad, funcionabilidad y durabilidad, para que así pueda rendir el servicio para el cual ha sido definida dicha estructura. Se basa en la resistencia de materiales, la comprobación de los estados límite últimos y de servicio, la teoría de la elasticidad y la plasticidad.

En este método se distinguen dos tipos de estado límite: el estado límite último y el estado límite de servicio, el primero es la capacidad que debe de tener la estructura para soportar las cargas máximas aplicadas a ella, mientras que el segundo se refiere a la capacidad de carga que la estructura debe de soportar para evitar deformaciones excesivas que puedan afectar al uso dispuesto para la estructura.

El Código Boliviano *CBH – 87* prescribe el **método de los Estados Límites** para el proceso general de cálculo, semejante a lo que prescribe la doctrina moderna del Código Modelo *CEB-FIP* e Instrucción Española *EHE*, donde se considera coeficientes multiplicadores de las acciones (γ_{fg} ; γ_{fq}) y coeficientes divisores de las resistencias (γ_c ; γ_s), ambos considerados como *coeficientes de seguridad*.

Según la normativa *CBH – 87*, se requiere comprobar para un cierto estado límite, que el valor de cálculo del efecto de las acciones no supere el valor de cálculo de la resistencia última correspondiente al estado límite de estudio, es decir:

$$S_d \leq R_d \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

S_d = Valor de cálculo de la sollicitación actuante o resistencia requerida.

R_d = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura o resistencia de diseño.

3.5.2. Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia

La propuesta de normativa NB – 1225001 del Hormigón Estructural, también sigue la ideología del método de los estados Límite, pero visto de un modo diferente denominado “**Método de Diseño por factores de carga y Resistencia “LRFD”**”, por sus siglas en inglés *Load and Resistance Factor Design*.

En este método se trata de reducir a un valor, relativamente bajo, la probabilidad, de que sean alcanzados una serie de estados límite, entendiendo como tales aquellos estados o situaciones de la estructura, o de una parte de la misma ponen a la estructura fuera de servicio. (*Fuente: Hormigón Estructural, Ing. Marcelo A. Iriarte Saavedra, Pag 111*)

En este método *LRFD*, los coeficientes de seguridad de las acciones se mantienen como factor de cargas " γ " y las incertidumbres de los materiales se los maneja de forma indirecta con el factor de reducción de resistencia " ϕ ", que afecta el comportamiento total de la resistencia, de acuerdo al tipo de sollicitación que se encuentre.

En la norma NB – 1225001, el requisito básico para el diseño en estado último se puede expresar como:

$$R_d \geq U \quad (\text{Ec. 3.2.a})$$

$$\phi * R_n \geq U \quad (\text{Ec. 3.2.b})$$

Donde:

R_n = Resistencia Nominal de la sección utilizando suposiciones y ecuaciones corrientes de resistencia, con los valores especificados de las resistencias de los materiales y de las dimensiones.

R_d = Resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia " ϕ ".

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas correspondientes.

3.6. FILOSOFÍA DE LAS NORMATIVAS BOLIVIANAS

Las dos normas bolivianas del Hormigón Armado están basadas en dos escuelas importantes a nivel mundial, la escuela europea (*Código Técnico y Eurocódigo*) y la escuela americana (*American Concrete Institute ACI*). Estas dos escuelas comparten varios aspectos en el diseño estructural, pero se diferencian en otras.

3.6.1. Filosofía de la Normativa CBH – 87

Para seguir el método de los estados límite la normativa CBH – 87 tiene varios principios, entre ellos se puede ver:

- **Racionalidad Técnica:** La norma tiene un enfoque técnico y científico, que utiliza principios de ingeniería estructural y tecnología de los materiales, para asegurar la seguridad y durabilidad de las estructuras.
- **Seguridad Estructural:** La norma busca garantizar la seguridad de las personas y de las estructuras, con ayuda de parámetros de diseño y requisitos que reduzcan el riesgo de fallas en la vida útil de la edificación frente a cualquier condición de carga y acción ambiental.
- **Eficiencia estructural y Economía:** La estructura debe de ser eficiente en cuanto a resistencia, estabilidad y durabilidad de los elementos estructurales, minimizando el uso de los materiales y recursos sin afectar a la seguridad.
- **Adaptabilidad y Evolución:** La CBH – 87 viene de la ideología EHE que se considera como una norma dinámica que se puede actualizar de acuerdo a las condiciones y necesidades de la sociedad.
- **Sostenibilidad:** La norma tiene énfasis en el uso responsable de los recursos naturales y el impacto ambiental que puede ocasionar una construcción.

En resumen, la filosofía de la normativa CBH – 87 tiene un enfoque técnico científico adoptada directamente de la normativa española EHE, buscando crear edificaciones de Hormigón Armado que sean seguras, eficientes en cuanto al uso de los materiales y sostenible, adaptándose a las necesidades sociales.

3.6.2. Filosofía de la Normativa NB – 1225001

La normativa NB – 1225001 tiene como base filosófica concretamente al código ACI 318 – 14,

teniendo varios principios entre las cuales se destaca:

- **Seguridad y confiabilidad:** La normativa se centra en la seguridad, resistencia y durabilidad que debe de tener una estructura, garantizando el rendimiento de esta en su vida útil.
- **Racionalidad en el diseño:** Debido a que la normativa está en base a la ACI 318 – 14, esta comparte la idea de promover el diseño racional, utilizando métodos de análisis y diseño que estén basados principalmente en la experiencia práctica y estudios científicos, optimizando el uso de materiales de la edificación.
- **Durabilidad:** Aparte de que la edificación deba de ser resistente, la norma provee condiciones de durabilidad, introduciendo aspectos como la corrosión del refuerzo y otros factores que puedan afectar a la estructura.
- **Innovación y Actualización:** La norma debe de estar en constante actualización que reflejen los últimos avances científicos y de construcción.
- **Ética Profesional:** La norma tiene base en la ACI 318 – 14 que toma relevancia en la ética profesional que debe de tener el ingeniero estructurista a la hora de realizar el diseño y construcción de la obra, animando siempre a que los ingenieros tengan un alto nivel de integridad, responsabilidad y transparencia.

En general se puede decir que la filosofía de la normativa NB – 1225001 está enfocada principalmente en estructuras seguras, diseñadas racionalmente en base a métodos de análisis basados en la experiencia y la investigación científica, haciendo estructuras resistentes donde la integridad y responsabilidad del ingeniero son tomados en cuenta. Y al igual que cualquier normativa busca estar actualizada constantemente.

3.6.3. Diferencia entre Filosofías Normativas

Las normas CBH – 87 y la NB – 1225001 en general pueden compartir algunas bases filosóficas como la seguridad estructural, la eficiencia y la sostenibilidad. Pero tiene algunas diferencias, siendo el

principal la *RACIONALIDAD TÉCNICA EN EL DISEÑO*.

La norma CBH – 87 que viene prácticamente de la EHE, tiene opciones más técnicas basada en estudios realizados muy profundos, donde se crearon modelos (ecuaciones) a partir de hipótesis o principios teóricos que luego lo pusieron a prueba en laboratorio. Si fallaban estos modelos en la prueba se los desechaba directamente con la creencia que las hipótesis dadas para el modelo eran fallidas o hay que revisarlas.

La NB – 1225001 que es una fiel adaptación de la ACI 318 – 14, se basa en un enfoque racional y natural, donde la experimentación es fundamental. Los desarrolladores de la metodología ACI recopilaban datos durante varias décadas de investigación experimental, con los cuales se lograron desarrollar diferentes ecuaciones y modelos.

Una vez obtenido dichas ecuaciones, se los verificaron con datos de prueba de laboratorio y si el modelo no verificaba se lo desechaba directamente y se creaba otro a partir de los datos de la experimentación ya hecha.

Como se puede ver, la EHE tiene su base en un mayor nivel académico y de investigación teórica a diferencia de la ACI que es mucho más práctica y con un nivel alto en la investigación experimental. Esto sin duda es la diferencia principal entre las dos normativas.

Hay diferencias más sutiles como los aspectos culturales, pero en cuanto a diseño estructural es la que se mencionó anteriormente.

3.7. MATERIALES

3.7.1. Hormigón Armado

El hormigón armado llamado así en Bolivia, es en esencia, un conjunto de dos materiales trabajando juntas, en este caso “Hormigón” y “Barras de Acero”. Permitiendo así que el elemento estructural resista muy bien a los esfuerzos de tracción (gracias a las propiedades del acero) y compresión (gracias a las propiedades del Hormigón).

En todo el mundo el Hormigón armado, tiene varios nombres que describe la unión de estos dos materiales constructivos: Concreto Armado, Concreto Reforzado u Hormigón Reforzado.

3.7.2. Funcionamiento del Hormigón Armado

El hormigón es un elemento que trabaja muy bien a esfuerzos de compresión, pero se desmorona al trabajar a tracción, ahí es donde las barras de acero entran a la ayuda del hormigón para poder compensar dicha falla.

Esto viene ya de la experiencia donde se vieron elementos contruidos netamente de hormigón que comenzaron a fisurarse y eventualmente a colapsar por causa de esfuerzos a tracción, de ciclos de dilatación y contracción además de producto de heladas, lo cual se evita al meter las barras de acero dentro de esos elementos de hormigón.

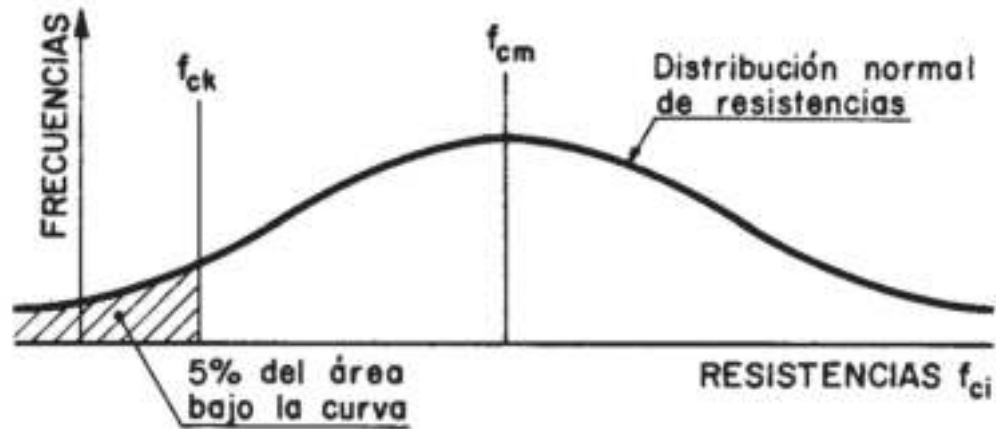
Uno de los factores más importantes que hizo posible que el hormigón y el acero funcionen muy bien juntos es la gran y extraordinaria coincidencia de sus coeficientes de dilatación térmica, siendo así que ambos materiales pueden expandirse y contraerse juntos.

3.7.3. El Hormigón

Hablando del Hormigón, este es un material que está compuesto principalmente de arena, grava, cemento y agua repartidas en correctas proporciones para que cumpla su resistencia requerida. A veces dependiendo de la situación requerida, se le puede añadir incluso algunos aditivos.

3.7.3.1. Resistencia Característica del Hormigón

En la mayoría de los planos estructurales se puede visualizar al lado del carimbo de la primera lámina especificaciones para el proyecto, en donde se puede encontrar la denominada “resistencia característica del Hormigón” denotada como f_{ck} o f'_c . Esta resistencia es la resistencia mínima que debe de tener el 95 % de todo el hormigón que se vacía en obra. Esto significa que solo el 5 % de todo el hormigón que se vacía en obra puede tener resistencias más bajas que la resistencia característica asignada (*ver figura 3.3*).



*Figura 3.5. Definición de resistencia característica (f_{ck}).
Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)*

La normativa *CBH – 87*, recomienda los siguientes tipos de hormigones f_{ck} [MPa]:

H12; H12,5; H15; H17,5; H20; H25; H30; H35; H40; H45; H50; H55

Pero también da la posibilidad de usar otros tipos de hormigón.

La norma *NB – 1225001*, establece que la resistencia mínima a compresión del hormigón utilizado para diseño y mezclado debe de ser: $f_{c'} \geq 17.5$ [MPa].

3.7.3.2. Diagrama Tensión – Deformación del Hormigón

Un diagrama típico del hormigón en un ensayo de compresión se presenta en la *figura 3.6*, que presenta una parte inicial sensiblemente rectilínea y otra final parabólica. En la medida que va aumentando la tensión, y por ende la deformación, los valores de tensión y deformación llegan a un máximo de tensión, a partir de este punto del ensayo se produce un aumento en las deformaciones y disminución de tensiones.

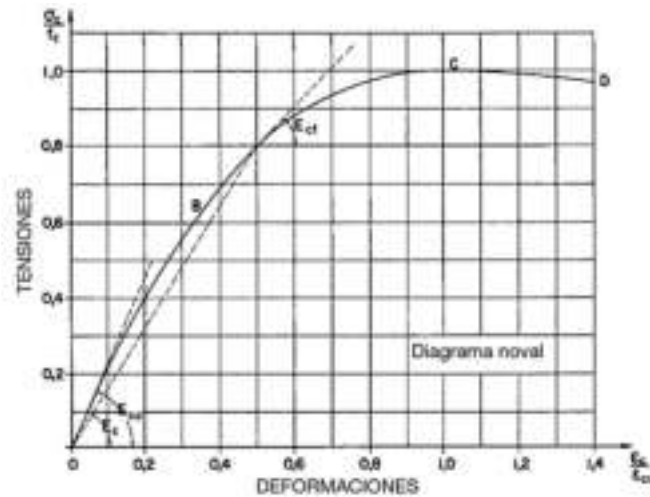


Figura 3.6. Diagrama noval tensión – deformación del hormigón

Fuente: Jiménez Montoya (2011). *Hormigón Armado (15va Ed)*

Dado que el diagrama de la [figura 3.6](#), corresponde a una duración breve del proceso de carga, si esta duración de carga se hace variar en el tiempo se obtienen otras curvas, tal y como se muestra en la [figura 3.7](#), donde se observa que las deformaciones de fluencia pueden llegar a ser dos o tres veces mayores que las elásticas correspondientes, además que se presenta el fenómeno de *cansancio* del hormigón (curva límite de rotura bajo carga constante).

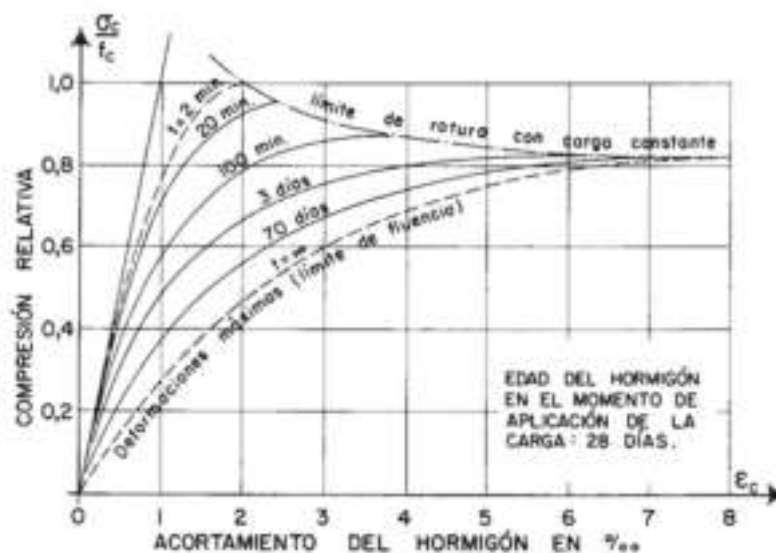


Figura 3.7. Diagrama tensión – deformación del hormigón de 28 días de edad

(los valores numéricos son solamente indicativos)

Fuente: Jiménez Montoya (2011). *Hormigón Armado (15va Ed)*

Si se aumenta la carga en una edad diferente de hormigón este llega a influenciar en la magnitud de la fluencia, tal y como se muestra en la *figura 3.8*.

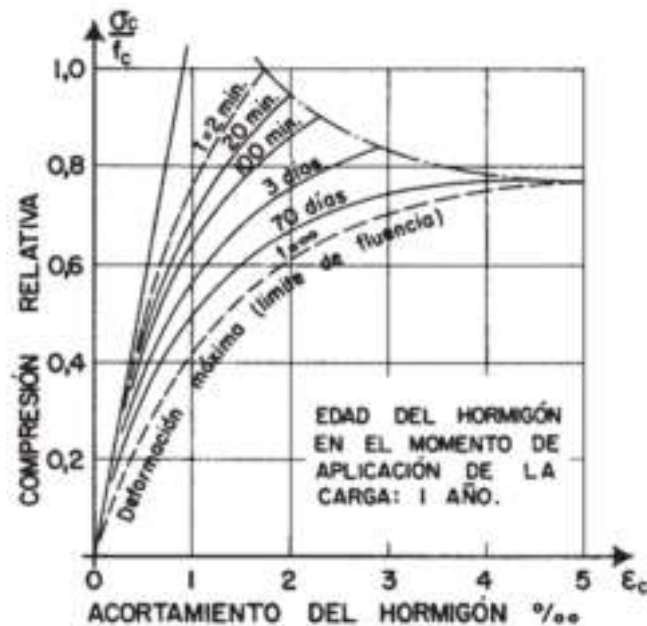


Figura 3.8. Diagrama noval tensión – deformación del hormigón de un año de edad (los valores numéricos son solamente indicativos)

Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

3.7.3.3. Diagramas de Cálculo Tensión - Deformación

En todo el mundo los reglamentos o normas hacen uso de diagramas simplificados de la relación tensión – deformación, esto debido a la dificultad de obtener un diagrama exacto entre todas las calidades de hormigón conocidas. Además, que las simplificaciones hacen la realización de un trabajo más sencillo y tienen resultados muy cercanos a la realidad.

Las normas *CBH – 87* y *NB – 1225001*, presentan las siguientes alternativas que son:

- a) **Diagrama Parábola – Rectángulo**, La norma *CBH – 87* que están en relación a la *EHE*, admite el uso de este diagrama tal y como se muestra en su acápite 5.1.5.1.a) y es según la siguiente figura:

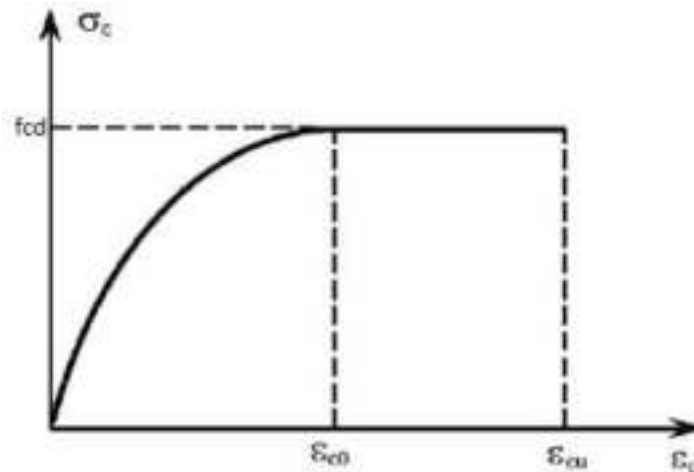


Figura 3.9. Diagrama Parábola Rectángulo

Fuente: Marcelo Iriarte Saavedra (2018). *Hormigón Estructural (1ra Ed)*

La ecuación de esta parábola es:

$$\text{Si: } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{co} \quad \sigma_c = f_{cd} * \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^n \right] \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$\text{Si: } \varepsilon_{co} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad \sigma_c = f_{cd} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Los valores de la deformación de rotura por compresión simple ε_{co} , son los siguientes:

$$\text{Si: } f_{ck} \leq 50 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_{co} = 0.002 = 2 \text{ ‰}$$

$$\text{Si: } f_{ck} > 50 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_{co} = 0.002 + 0.000085 * (f_{ck} - 50)^{0.50} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Los valores de la deformación última ε_{cu} , vienen dados por:

$$\text{Si: } f_{ck} \leq 50 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_{cu} = 0.0035 = 3.5 \text{ ‰}$$

$$\text{Si: } f_{ck} > 50 \text{ [MPa]} \quad \varepsilon_{cu} = 0.0026 + 0.0144 * \left(\frac{100 - f_{ck}}{100} \right)^4 \quad (\text{Ec. 3.6})$$

El valor de n que define el grado de la parábola viene dado por:

$$\text{Si: } f_{ck} \leq 50 \text{ [MPa]} \quad n = 2$$

$$\text{Si: } f_{ck} > 50 \text{ [MPa]} \quad n = 1.4 + 9.6 * \left[\frac{100 - f_{ck}}{100} \right]^4 \quad (\text{Ec. 3.7})$$

b) **Diagrama Rectangular**, Cuando se encuentre totalmente comprimida, puede admitirse otra distribución simplificada de forma rectangular, esto se lo presenta en parte del acápite 5.1.5.1.b) de la normativa CBH – 87 y en el acápite 10.2.7 de la normativa NB – 1225001. Cada norma lo representa de diferente manera debido a las actualizaciones que se vieron en este método. Por lo que de forma General este diagrama estará formado por un rectángulo de tensión constante $\eta * f_{cd}$ y altura $y = \lambda * x$, siendo “x” la profundidad del eje neutro, (ver figura 3.10) y siendo los valores de η y λ los siguientes:

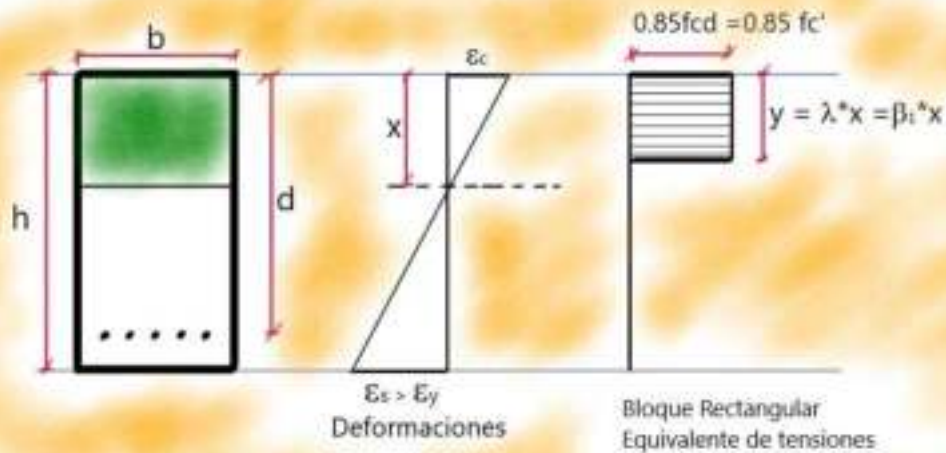


Figura 3.10. Diagrama Rectangular de tensiones

Fuente: Elaboración Propia.

Para CBH – 87:

Si: $f_{ck} \leq 50$ [MPa] $\lambda = 0.8$; $\eta = 0.85$

Si: $f_{ck} > 50$ [MPa] $\lambda = 0.8 - \frac{f_{ck}-50}{400}$ (Ec. 3.8) ; $\eta = 1 - \frac{f_{ck}-50}{200}$ (Ec. 3.9)

Para NB – 1225001:

Si: $f_c' \leq 30$ [MPa] $\beta_1 = 0.85$

Si: 30 [MPa] $< f_c' < 60$ [MPa] $\beta_1 = 0.85 - 0.056 * \frac{f_c'-3}{7}$ (Ec. 3.10)

$$\text{Si: } f_{ck} \geq 60 \text{ [MPa]}$$

$$\beta_1 = 0.65$$

3.7.3.4. Módulo de Deformación Longitudinal del Hormigón, E_c

Debido a que el Hormigón no es un cuerpo elástico, no se puede hablar de un módulo de elasticidad, sino de un *módulo de deformación longitudinal*, siendo este sin valor constante en el diagrama de relación tensión – deformación ($\sigma - \varepsilon$) por la curvatura del mismo. Debido a esto se distinguen los siguientes conceptos (*figura 3.6*):

- a) **Módulo Tangente (E_{ct})**, su valor es variable en cada punto y se mide por medio de la inclinación de la tangente a la curva en dicho punto:

$$E_{ct} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (\text{Ec. 3.11})$$

- b) **Módulo Secante (E_c)**, su valor es variable en cada punto y se mide por medio de la inclinación de la recta que une el origen con dicho punto:

$$E_c = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (\text{Ec. 3.12})$$

- c) **Módulo Inicial (E_o)**, también denominada *módulo de elasticidad en el origen*, el cual tiene tensión y deformación nula donde coinciden el módulo tangente y el secante. Se mide por la inclinación de la tangente a la curva de origen.

Pero cuando se trata de terminar deformaciones para cargas cercanas a las de servicio en una determinada estructura, se puede adoptar como módulo secante de deformación un valor constante para cada tipo de hormigón.

En la norma *CBH-87* se establece en su acápite 5.1.6, que el módulo secante de la deformación longitudinal E_{cm} , se adopta con la siguiente expresión:

$$E_{cm} = 9500 * (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Ec. 3.13})$$

Por su parte, la norma boliviana *NB – 1225001* ofrece en su acápite 8.5 el siguiente valor del módulo de deformación secante del hormigón:

$$E_{cm} = 4700 * (f_c')^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 3.14})$$

Donde f_{ck} y f_c' se deben de expresar en MPa, por lo que el resultado de ambas expresiones viene dado por la misma unidad.

Cuando es necesario aplicar un análisis sísmico a la edificación, estos módulos cambian de acuerdo a las normas respectivas que los complementan.

La norma *CBH – 87* se complementa con la normativa española, por lo que para el análisis sísmico se utiliza la normativa **NCSE – 02**, dando a lugar al siguiente módulo de deformación longitudinal:

$$E_{cm} = 8500 * (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Ec. 3.15})$$

Por otra parte, la normativa *NB – 1225001* se complementa con la **GBDS – 2020** y la **NBDS 2023** que recomiendan el siguiente módulo de deformación longitudinal:

$$E_{cm} = 3850 * (f_c')^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 3.16})$$

3.7.3.5. Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson es la relación, entre las deformaciones transversales y las longitudinales correspondientes, en piezas que trabajan a compresión simple.

La norma *CBH – 87* y la norma *NB – 1225001* recomiendan un valor medio bajo tensiones normales de utilización de: $\mu = 0.2$, aunque en ciertos cálculos es posible despreciar el valor de la deformación transversal.

3.7.3.6. Coeficiente de Dilatación Térmica

En general, el hormigón es considerado como un buen aislante térmico, los ensayos demuestran que este coeficiente, depende de la naturaleza del cemento, de los áridos, de la dosificación, de la higrometría y de las dimensiones de la sección, pero para fines de cálculo en general las normas CBH – 87 y NB – 1225001, toman un valor de:

$$\alpha = 0.00001 [1/^\circ\text{C}].$$

3.7.3.7. Peso Específico Del Hormigón

La Norma CBH – 87 en su acápite 6.2.2.1, considera las siguientes masas específicas:

- Hormigón sin armar **23 [kN/m³]**
- Hormigón armado con cuantías normales **25 [kN/m³]**

En cambio, la nueva norma NB – 1225001, establece en su parte dos de la parte de comentarios que en general, el hormigón de peso normal tiene una densidad (peso unitario) entre **21.0 y 25.0 [kN/m³]**, y comúnmente se toma entre **23.0 y 23.5 [kN/m³]**, pero también la nueva normativa NB – 1225002 asume que se tiene que tomar un hormigón de peso normal sin armar igual a **22.8 [KN/m³]**, en su apartado 3.2 (*tabla 3.1*).

En el proyecto de acuerdo a recomendaciones externas y del mismo programa **CYPECAD** se tomará el caso más desfavorable para el análisis de ambas normativas de **25 [kN/m³]**.

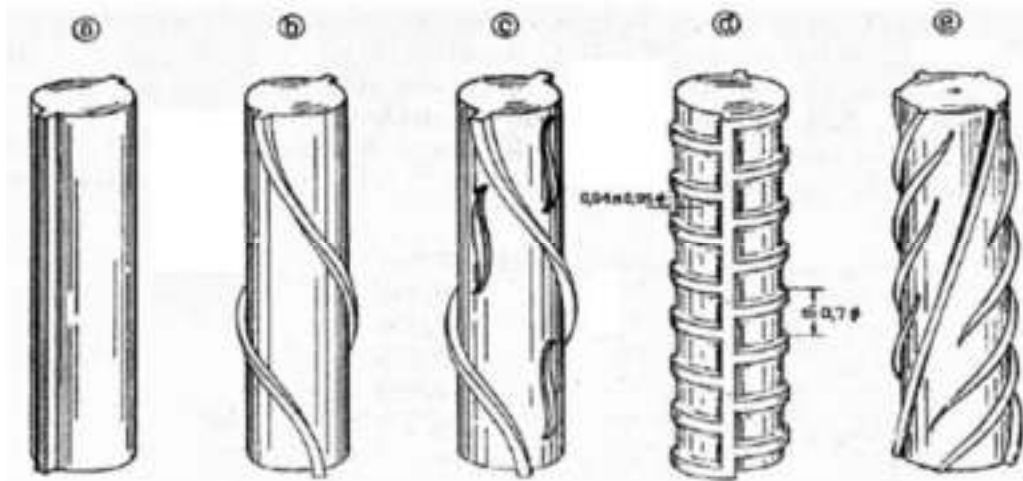
3.7.3.8. Módulo De Corte

El módulo de corte o rigidez para cualquier material, es el coeficiente de elasticidad para una fuerza de corte, se define como “la relación entre el esfuerzo cortante y el desplazamiento por unidad de longitud de muestra (esfuerzo cortante)”:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (\text{Ec. 3.17})$$

3.7.4. Acero de Construcción

Debido a que el acero de construcción es un producto prefabricado, el ingeniero civil no requiere conocer mucho de su tecnología, lo único que se requiere conocer son algunas características útiles para su uso en el hormigón estructural; Generalmente se usa varillas de sección redonda que tienen corrugaciones con el fin de restringir el movimiento longitudinal de las varillas relativas al hormigón que los rodea.



*Figura 3.11. Algunas formas de corrugado de las Barras de Acero
Fuente: Marcelo Iriarte Saavedra (2018). Hormigón Estructural (1ra Ed)*

3.7.4.1. Tipos de Acero

La Norma CBH – 87 basada en la EHE considera dos tipos de acero corrugado, designados como:

- **B 400S, con límite elástico garantizado de 400 MPa**
- **B 500S, con límite elástico garantizado de 500 MPa**

Por su lado la Norma NB – 1225001 basado en la ACI 318 – 14 considera los siguientes tipos:

- **Grado 60 con resistencia a la fluencia de 400 MPa**
- **Grado 75 con resistencia a la fluencia de 500 MPa**

Pero principalmente la norma reguladora de acero NB – 731 establece los requisitos generales para las barras de acero corrugado, que sirven de base para poder verificar si los aceros cumplen las exigencias necesarias.

3.7.4.2. Características Geométricas del Acero

a) **Forma de las Barras**, Generalmente las barras de acero vienen en piezas, de aproximadamente 12 m de largo, de sección circular o casi circular, los diámetros menores de 6 y 8 mm pueden obtenerse en rollos de longitudes mucho mayores, dependiendo del tamaño de la obra que se ejecute.

Por la influencia norteamericana, existe la costumbre de nombrar los diámetros de acero en pulgadas como ser $\frac{1}{4}$ ", $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{4}$ ", etc. Sin embargo, técnicamente el uso de los diámetros es deseable tenerlos en milímetros. La serie más recomendable es:

6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32, 40 y 50 mm

Su ventaja fundamental de esta serie es que se pueden diferenciar fácilmente a simple vista unos de otros.

b) **Características Superficiales**, Aceros de alta resistencia mayores a 300 MPa necesitan mejorar sus características adherentes con el hormigón y por ello durante su fabricación se imprimen resaltos o aletas, llamados *corrugas*.

Las corrugas han ido evolucionado conforme pasa el tiempo desde lo que fue un hilo helicoidal hasta nuestros días en la que las formas y dimensiones de las corrugas determinan el país de origen, fábrica y características mecánicas de los aceros.

3.7.4.3. Características Mecánicas del Acero

Las características a tomar en cuenta para el diseño estructura son: la resistencia, el límite elástico, la relación entre resistencia y límite elástico, el alargamiento y la aptitud al doblado y desdoblado.

3.7.4.4. Módulo de Deformación Longitudinal del Acero, E_s

Este valor viene de diferentes ensayos realizados en laboratorios especializados, obteniéndose así la denominada curva tensión – deformación, mostrada en la siguiente figura:

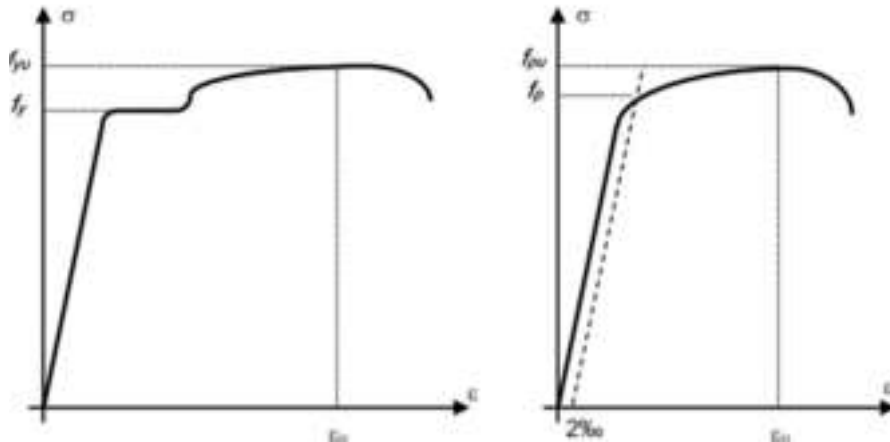


Figura 3.12. Curvas tensión – deformación para aceros de dureza natural y endurecida en frío.
Fuente: Marcelo Iriarte Saavedra (2018). *Hormigón Estructural (1ra Ed)*

Para todas las armaduras tratadas en la norma *CBH – 87*, según su acápite 5.2.5, recomienda el siguiente valor como módulo de deformación longitudinal:

$$E_s = 210000 [MPa]$$

Este valor según las nuevas actualizaciones de la EHE y datos de fábrica de barras de acero corrugado, cambia a:

$$E_s = 200000 [MPa]$$

Igualmente, la nueva norma boliviana *NB – 1225001*, en su acápite 8.5.2, recomienda como módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 200000 [MPa]$$

3.7.4.5. Coeficiente De Dilatación Térmica

En absolutamente todos los casos, el coeficiente de dilatación térmica debe de tomarse igual al del hormigón, valor que en ambas normas bolivianas de diseño estructural de hormigón armado indican el siguiente valor:

$$\alpha = 0.00001 [1/^\circ\text{C}].$$

3.7.4.6. Coeficiente De Poisson del Acero

Las normas *CBH – 87* y *NB – 1225001*, no establecen una recomendación, pero generalmente las especificaciones de las empresas de suministro de Acero recomiendan un coeficiente de Poisson:

$$\mu = 0.3$$

3.7.4.7. Peso Específico Del Acero

Como ya se mencionó anteriormente, debido a que no existe fabricación de aceros en el país ni sus respectivos catálogos, se toma el peso específico recomendado por las diferentes empresas de suministro de acero. Para fines de cálculo en el diseño utilizando la *CBH – 87* y la *NB – 1225001*, se recomienda usar un peso específico de **7850 [kg/m³]**.

3.8. ACCIONES Y COEFICIENTES DE SEGURIDAD

3.8.1. Acciones

Todo lo que sea capaz de producir estados tensionales en una estructura, o modificarlos se los llama acciones. Este término va abarcando todas las cargas permanentes, sobrecargas de uso, efectos reológicos y térmicos, asientos de apoyo, etc.

3.8.2. Clasificación De Acciones

Las diferentes acciones que son capaces de producir solicitaciones en una estructura, se pueden clasificar de la siguiente manera:

a) **Según su Naturaleza**, vemos los siguientes:

- *Acciones Directas*. Son aquellas que tienen influencia directa sobre las estructuras, como ser: Peso propio de los elementos de la estructura, Otras cargas permanentes, las sobrecargas de uso, los empujes de tierra, liquido, etc.

- *Acciones Indirectas.* Son deformaciones impuestas o aceleraciones que dan lugar indirectamente a la aparición de fuerzas en la estructura como ser: acciones reológicas, térmicas, asientos de cimentación y acciones sísmicas.

b) Según su Variación a lo Largo del Tiempo, las acciones se clasifican en:

- *Acciones Permanente.* Están constantemente actuando en magnitud y posición sobre la estructura.
- *Acciones Permanentes de valor no constante.* También actúan permanentemente, pero su magnitud que generalmente tiene un valor límite cambia conforme avanza el tiempo.
- *Acciones Variables.* Son cargas cuyo valor suele cambiar constantemente.
- *Acciones Accidentales.* Presentan una pequeña probabilidad de que se presenten en la vida útil de una estructura, pero al hacerlo puede causar fuerte impacto en dicha estructura.

c) Según su variación en el espacio, Se presentan dos grupos:

- *Acciones Fijas.* Son las que solo se aplican en un punto específico de la estructura y son constantes.
- *Acciones Libres.* Son aquellas que suelen variar en el tiempo con relación a su punto de aplicación, dirección o sentido.

d) Por su carácter dinámico. Están las acciones estáticas o cuasi – estáticas y las dinámicas.

Cada normativa tiene recomendaciones para poder adoptar los valores de las acciones a ser aplicadas en la estructura. La norma *CBH – 87* se apoya en el uso de las recomendaciones de la *norma NBE – AE – 88 “Acciones en la edificación”*, que actualmente se la denomina *CTE DB SE – AE*.

En cambio, la Norma *NB – 1225001*, recomienda el uso de la norma *NB – 1225002 “Acciones sobre la estructura”*, y la *NB – 1225003 “Acciones sobre la estructura – Análisis de Viento”* basado en la *ASCE – 7*.

Y por último hasta la fecha de concepción de este proyecto se tiene incorporado la *Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020 (GBDS 2020)* y la *Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023* para la aplicación del análisis sísmico en conjunto con la *NB – 1225001* y la *Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02* para su complementación a la *CBH – 87*.

3.8.3. Coeficientes De Seguridad

En los métodos de cálculo desarrollados en la norma *CBH – 87*, la seguridad se introduce a través de dos tipos de coeficientes:

- **Coeficientes de minoración γ_s y γ_c** , utilizados para obtener las resistencias de diseño del hormigón f_{cd} y del acero f_{yd} , con estos coeficientes minimizamos la posibilidad de reducciones de resistencias de los materiales bajo cualquier circunstancia. Tienen como coeficientes los siguientes:

Para Estado Límite Último:

Coeficiente de minoración del acero $\rightarrow \gamma_s = 1.15$

Coeficiente de minoración del hormigón $\rightarrow \gamma_c = 1.50$

Coeficiente de minoración del hormigón para situaciones sísmicas recomendadas por la EHE $\rightarrow \gamma_c = 1.30$

Para Estado Límite de Servicio:

Coeficiente de minoración del acero $\rightarrow \gamma_s = 1.00$

Coeficiente de minoración del hormigón $\rightarrow \gamma_c = 1.00$

- **Coeficientes de ponderación de las cargas y acciones en general γ_f** , trata de cubrir la posibilidad de que las acciones alcancen valores superiores a los característicos, la norma *CBH – 87* hace variar este coeficiente γ_f , según el tipo de acción y el tipo de situación que se considere. Está dado por los siguientes valores:

Para Estado Límite Último:

De efecto desfavorable permanente $\rightarrow \gamma_{fg} = 1.60$

De efecto desfavorable variable → $\gamma_{fq} = 1.60$

De efecto favorable permanente → $\gamma_{fg} = 0.90$

De efecto favorable variable → $\gamma_{fq} = 0$

Además, todos estos valores establecidos, pueden verse afectados por diferentes niveles de control de ejecución, tal y como se muestra en las *tablas 3.3, 3.4 y 3.5*:

Material	Coefficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10
En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.			
(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.			
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.			

Tabla 3.3. Coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales para E.L.U.

Fuente: norma CBH – 87, Tabla 7.3.1.a

Coefficiente básico	Nivel de control y daños previsibles		Corrección
$\gamma_r = 1.6$	Nivel de control en la ejecución	Reducido	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso	- 0,10
	Daños previsibles en caso de accidente	Mínimos y exclusivamente materiales	- 0,10
		Medios	0
		Muy importantes	+ 0,20

Tabla 3.4. Coeficientes de ponderación de las acciones para E.L.U.

Fuente: norma CBH – 87, Tabla 7.3.1.b

Acciones: γ_r (3)		Daños previsibles (4)	Acción desfavorable	Acción favorable de carácter	
				Permanente	Variable
Reducido	A	1,70	0,9	0	
	B	1,80			
	C	-			
Normal	A	1,50			
	B	1,60			
	C	1,80			
Intenso	A	1,40			
	B	1,50			
	C	1,70			

Tabla 3.5. Coeficientes de seguridad de las acciones para E.L.U. según su daño previsible

Fuente: norma CBH – 87, Tabla 7.3.1.c

(4) DAÑOS PREVISIBLES:

A) Obras cuyo fallo sólo puede ocasionar daños mínimos y exclusivamente materiales (silos, canales de riego, obras provisionales, etc.).

B) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños de tipo medio (puentes, edificios de vivienda, etc.).

C) Obras cuyo fallo puede ocasionar daños muy importantes, (teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.).

Para Estado Límite de Utilización:

Acciones de caracter variable, con efecto favorable $\rightarrow \gamma_{fg} = 0$

En los demás casos $\rightarrow \gamma_{fq} = 1$

En contraparte, la norma NB – 1225001 del Hormigón Estructural se adapta al método LRFD ya explicado en el acápite 3.4.1, que ya da ciertos valores denominados como **Factores de Reducción de Resistencia**. En cuanto a los coeficientes de mayoración γ_f que se aplican a las diferentes acciones, la norma recomienda siete posibles combinaciones que se mostrarán en el [apartado 3.9](#) del presente capítulo.

3.8.4. Factores De Reducción De Resistencia

Los factores de reducción de resistencia ϕ , toman en cuenta la probabilidad de la existencia de elementos con una menor resistencia, por la variación de resistencia de los materiales y dimensiones. Además, toma en consideración la inexactitud de las ecuaciones de diseño y la importancia del elemento en la estructura.

Toda resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus uniones con otros elementos y sus secciones transversales en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben de tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo a los requisitos y suposiciones de la norma NB – 1225001, multiplicada por los factores de reducción de resistencia ϕ que se muestran en las [tablas 3.6 y 3.7](#).

Estos factores dependen de la deformación unitaria neta de tracción máxima y de la resistencia Nominal.

ACCIÓN O ELEMENTO ESTRUCTURAL	ϕ
Secciones controladas por tracción	0,90
Secciones controladas por compresión	
a) Elementos con armadura en espiral	0,75
b) Otros elementos armados	0,65
Cortante y Torsión	0,75
Aplastamiento en el Hormigón	0,65
Zonas de anclaje de Postensado	0,85
Cartelas, ménsulas y los modelos biela-tirante y puntales, tensores, zonas de nodos y áreas de apoyo en esos modelos.	0,75
Secciones en flexión en los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón es menor que la longitud de anclaje	
a) Desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de transferencia	0,75
b) Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de anclaje	0,75 - 0,90

Tabla 3.6. Factores de reducción de Resistencia, ϕ
Fuente: Norma NB – 1225001, Acápite 9.3.2

Deformación de tracción ϵ_t	Clasificación	ϕ	
		Tipo de armadura Transversal	
		Espiral	Otros
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por Compresión	0,75	0,65
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0,005$	Transición	$0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{ty}}{0.005 - \epsilon_{ty}} \right)$	$0.65 + 0.25 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{ty}}{0.005 - \epsilon_{ty}} \right)$
$0,005 \leq \epsilon_t$	Controlada por Tracción	0,9	0,9

Tabla 3.7. Reducción del factor de resistencia ϕ , para momentos, fuerzas axiales o combinación de momento y fuerzas axial
Fuente: Norma NB – 1225001, Acápite 9.3.2

La *tabla 3.6* se los puede interpretar de manera gráfica de la siguiente forma:

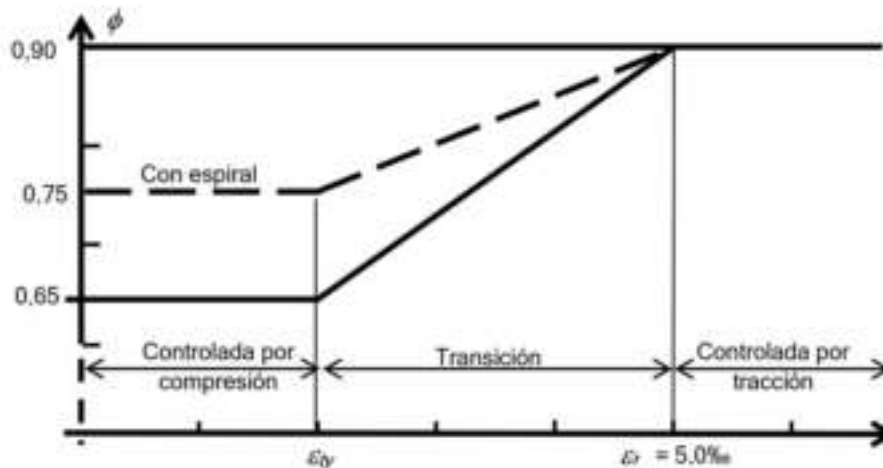


Figura 3.13. Variación del factor de reducción ϕ

Fuente: Normativa boliviana NB – 1225001, Figura 9.3.2.2

3.9. COMBINACIÓN DE ACCIONES

En un proyecto de diseño estructural, siempre se debe de considerar las diversas combinaciones de carga a fin de determinar la condición de diseño crítica. Para cada estado límite que se analice se consideran ciertas alternativas de combinación de carga y se elige la que en cada caso resulte más desfavorable.

La norma CBH – 87 propone las siguientes hipótesis para la combinación de cargas en su acápite

7.4.2, siendo estas las siguientes:

$$\text{HIPÓTESIS I: } S_d = \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q \quad (\text{Ec. 3.18})$$

$$\text{HIPÓTESIS II: } S_d = 0.9 (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W \quad (\text{Ec. 3.19})$$

$$\text{HIPÓTESIS III: } S_d = 0.8 (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq} \quad (\text{Ec. 3.20})$$

En estas expresiones:

G = Valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

Q = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

Q_{eq} = Valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

W = Valor característico de la carga de viento.

W_{eq} = Valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general se toma $W_{eq} = 0$

F_{eq} = Valor característico de la acción sísmica.

En cambio, la norma NB – 1225001, propone las siguientes combinaciones de carga las cuales también están establecidas en la norma NB – 1225002 y la normativa ACI 318 – 14:

ESTADO	COMBINACIÓN
Estructura vacía	$U = 1,4 (D + F)$
Estructura con sobrecargas	$U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Estructura de cubierta	$U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W)$
Acción de viento	$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
Acción Sísmica	$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S$
Acción de Viento + empujes de suelo	$U = 0,9 D + 1,0 W + 1,6 H$
Acción sísmica + empujes de suelo	$U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$

Tabla 3.8. Combinaciones y Factores de carga

Fuente: norma NB – 1225001, Acápito 9.2

Donde:

D = Cargas muertas

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

L = Cargas vivas

Lr = Cargas viva de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas.

W = Carga por viento.

3.10. DOMINIOS DE DEFORMACIÓN

Para poder determinar la resistencia de cálculo de una sección transversal es necesario considerar un diagrama de deformación con el que se podrá realizar un diseño correcto y equitativo.

La norma CBH – 87 adopta el siguiente diagrama de deformación o diagrama de pivotes, donde los planos establecidos en cada uno de dominios son los posibles límites de rotura de la sección. Esos límites marcan una idea de que pasa con los materiales que conforman el elemento analizado:

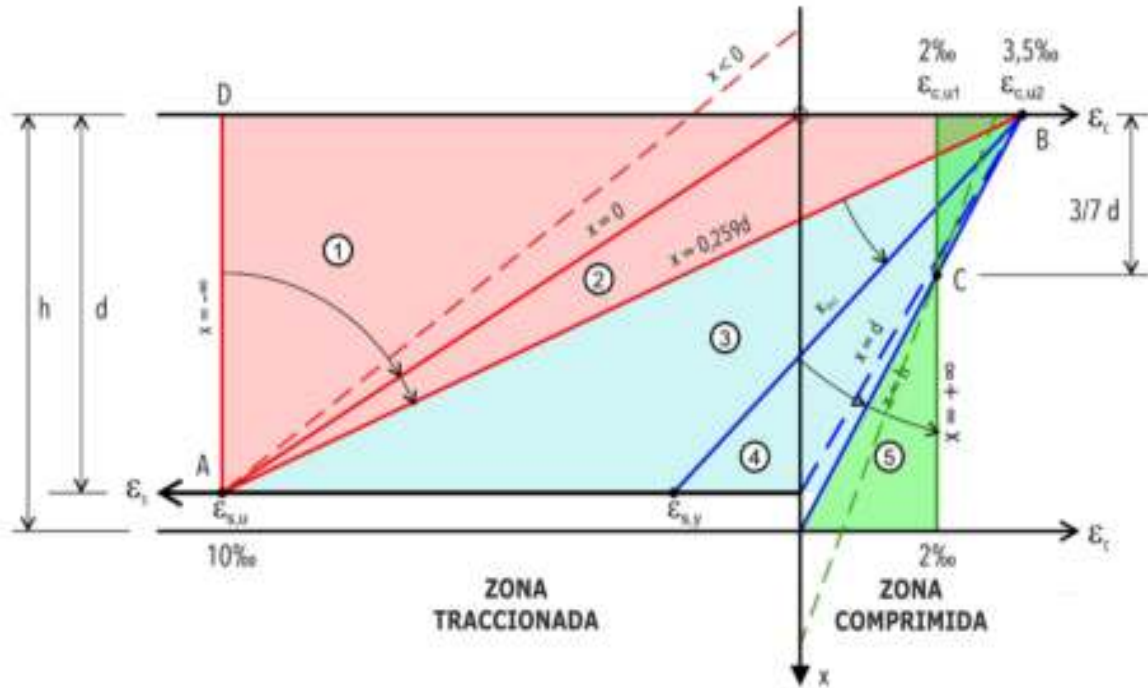


Figura 3.14. Diagrama de Dominios de Deformación según CBH – 87
 Fuente: <http://www.vortize.com/blog/dominios-de-deformacion/>

De este diagrama se puede analizar qué pasa con el hormigón y el acero de un elemento estructural sometido a diferentes solicitaciones, tal y como se muestra en la siguiente tabla:

DOMINIO	1	2	3	4	4a	5	5a
Solicitación	Tracción Simple o Compuesta	Flexo tracción o Flexión Simple	Flexión Simple y compuesta			Compresión Simple o Compuesta	
Agotamiento	Exceso de Deformación a Tracción		Exceso de Deformación a Compresión				
Contribución del Acero	Total ($\geq \epsilon_{yd}$)			Parcial ($< \epsilon_{yd}$)			
Estado del Acero	Traccionado				Neutro	Comprido	
Tensión del Acero	f_{yd}			$< f_{yd}$			
Deformación del Acero	$\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$		$10 \text{ ‰} \geq \epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$		$\epsilon_s < \epsilon_{yd}$		

Tabla 3.9. Tabla de Dominios de Deformación según CBH – 87 (PARTE I)
 Fuente: Elaboración Propia según Normativa CBH – 87. Página 58 y 59

DOMINIO	1	2	3	4	4a	5	5a
Contribución del Hormigón	Ninguna	Variable, creciente hasta el agotamiento fibra más comprimida				creciente hasta el agotamiento sección	
Estado del Hormigón	Roto		Flectado			Combinado	
Deformación del Hormigón	$\epsilon_c \leq 0$	$\epsilon_c \leq 3,5 \text{ ‰}$	$\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$			$2 \leq \epsilon_c \leq 3,5 \text{ ‰}$	
Fisuración	Pasante (se ve luz)	Profunda	Media	Pequeña	Mínima	Ninguna	
Prof. Eje neutro (x)	$x \leq 0$	$0 \leq x \leq 0,259d$	$0,259d \leq x \leq x_{lim}$	$x_{lim} \leq x \leq d$	$d \leq x \leq h$	$x \geq h$	

Tabla 3.10. *Tabla de Dominios de Deformación según CBH – 87 (PARTE II)*

Fuente: Elaboración Propia según Normativa CBH – 87. Página 58 y 59

Por otra parte, la NB – 1225001 toma en cuenta zonas de falla dúctil, falla balanceada y falla frágil que trabajan de acuerdo a las deformaciones que pueda existir en los elementos de Hormigón Armado. Llegando a formarse la siguiente gráfica, que, si bien no es un diagrama de pivotes propuesto, es adaptado para comprender mejor las fallas de un elemento estructural.

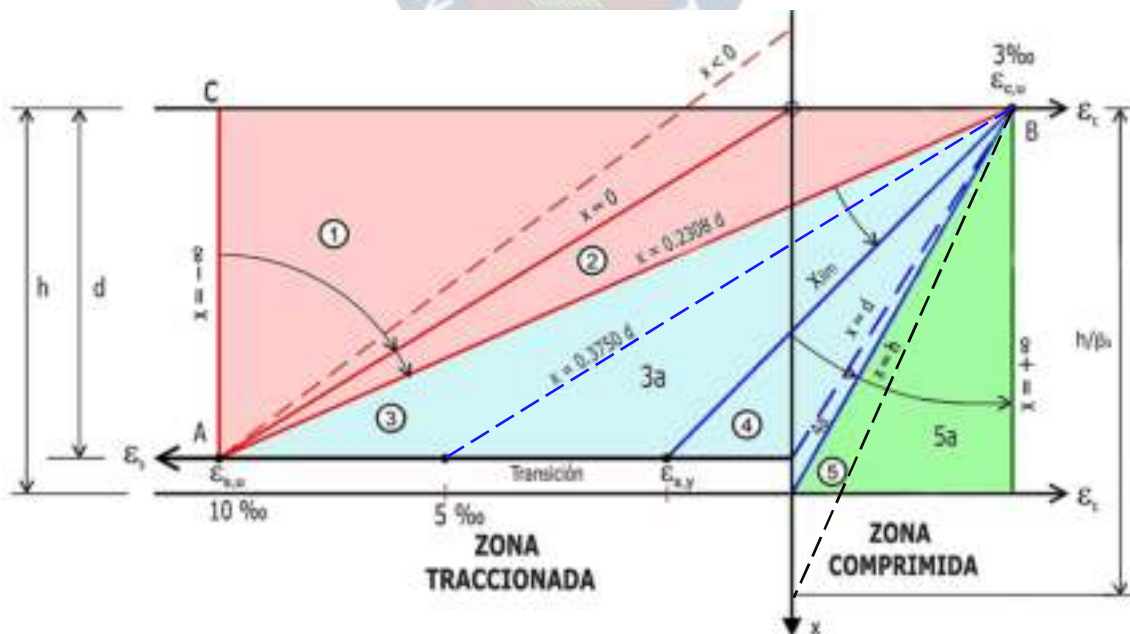


Figura 3.15. *Diagrama de Dominios de Deformación adaptado a la normativa NB – 1225001*

Fuente: Elaboración Propia

De donde se obtiene la siguiente tabla:

DOMINIO	1	2	3	3a	4	4a	5	5a
Solicitación	Tracción Simple o Compuesta	Flexotracción o Flexión Simple	Flexión Simple y compuesta			Compresión Simple o Compuesta		
Agotamiento	Exceso de Deformación a Tracción		Exceso de deformación a compresión					
Contribución del Acero	Total ($\geq \epsilon_{yd}$)				Parcial ($< \epsilon_{yd}$)			
Estado del Acero	Traccionado					Neutro	Comprimido	
Tensión del Acero	f_{yd}				$< f_{yd}$			
Deformación del Acero	$\epsilon_s = 10\%$		$10\% \geq \epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$		$\epsilon_s < \epsilon_{yd}$			
Contribución del Hormigón	Ninguna	Variable, creciente hasta el agotamiento fibra más comprimida					creciente hasta el agotamiento sección	
Estado del Hormigón	Prácticamente roto		Flectado			Combinado		
Deformación del Hormigón	$\epsilon_c \leq 0$	$0 \leq \epsilon_c \leq 3,5\%$	$\epsilon_c = 3,5\%$					
Fisuración	Pasante (se ve luz)	Profunda	Media	Pequeña	Mínima	Ninguna		
Prof. Eje neutro (x)	$x \leq 0$	$0 \leq x \leq 0,2308d$	$0,2308d \leq x \leq x_{lim}$	$x_{lim} \leq x \leq d$	$d \leq x \leq h$	$x \geq h$		

Tabla 3.11. Tabla de Dominios de Deformación según NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia según Normativa NB – 1225001

La **falla dúctil** se da cuando la deformación de la barra de acero es mayor al 5 % indicando que el acero entra en fluencia. Se encuentra entre los dominios 3 y 3a.

La **falla balanceada** se da entre los dominios 3a y 4 a una deformación del 3 % ($\epsilon_s = \epsilon_y$)

La **falla frágil** se da cuando la deformación unitaria del hormigón comprimido es mayor que el 3 % y el acero no rebasa su deformación unitaria de fluencia de 2%.

3.11. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los elementos estructurales son partes que constituyen la superestructura donde cada uno cumplen una función específica, que bien definidas hacen que la estructura trabaje adecuadamente.



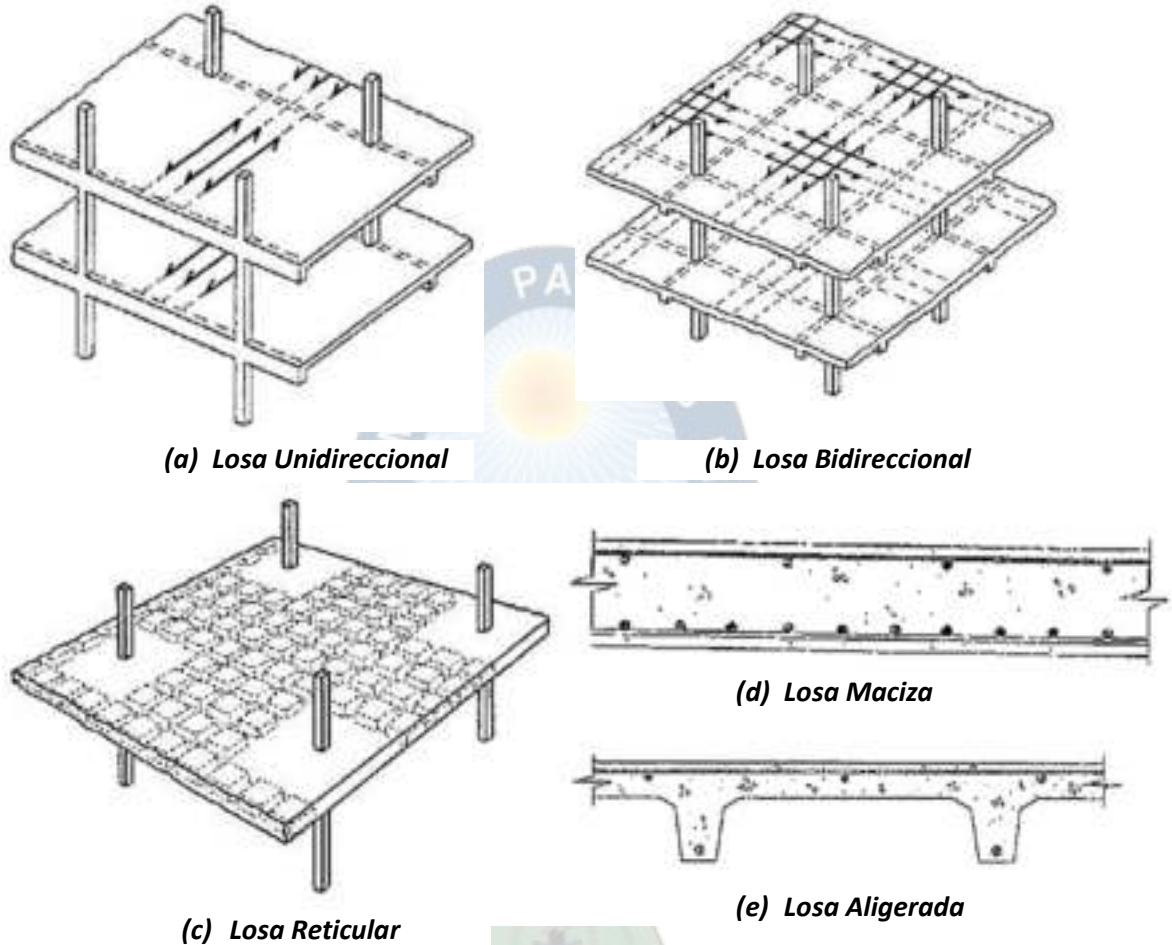
*Figura 3.16. Elementos que conforman una estructura de Hormigón Armado
Fuente: Ing. Joel Currei. Curso de Comportamiento y Diseño de Elementos de Concreto Armado*

En la *figura 3.16* se logra ver diferentes elementos estructurales que compone una edificación de Hormigón Armado, dentro de los cuales vemos los siguientes:

3.11.1. Losas

Son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña en comparación con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, y suelen fabricarse de espesores entre los 15 a 35 centímetros dependiendo de las luces a cubrir y la carga a resistir.

Las losas dependiendo de su comportamiento físico mecánico se pueden dividir en losas macizas o aligeradas y a la vez las losas pueden resistir esfuerzos en una o dos direcciones.



*Figura 3.17. Diferentes tipos de losa de Hormigón Armado
Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black. Apuntes de Hormigón Armado II*

3.11.2. Vigas

Son elementos generalmente horizontales que transmiten las cargas provenientes de las losas de piso a los soportes verticales, llevan acero longitudinal y transversal, que absorben respectivamente esfuerzos de flexión y cortante. Los esfuerzos de torsión son absorbidos por la combinación entre las barras de acero longitudinal y transversal.

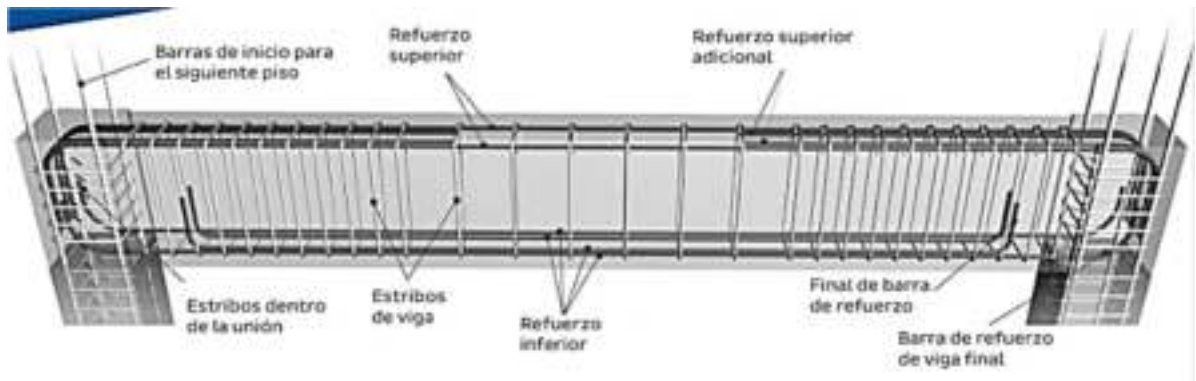


Figura 3.18. Viga de Hormigón Armado

Fuente: <https://www.construyendoseguro.com/vigas-de-concreto-armado-consejos-para-hacer-un-buen-trabajo/>

3.11.3. Columnas

Son elementos verticales que están sometidos a una combinación de esfuerzos de compresión y flexión en sus dos direcciones perpendiculares al eje de la columna. Sus dimensiones mínimas establecidas son de 25x25 centímetros, aunque en Bolivia aún se ven edificaciones que usan dimensiones de 20x20 centímetros.

Las dimensiones de las columnas pueden variar en función de varios factores como ser la distancia entre columnas, el número de pisos o las fuerzas que llegan hacia cada columna. Las barras de acero longitudinal suelen colocarse en las 4 caras de la columna y aportan a la resistencia axial o de compresión, mientras que los estribos o barras transversales confinan a la columna lateralmente.

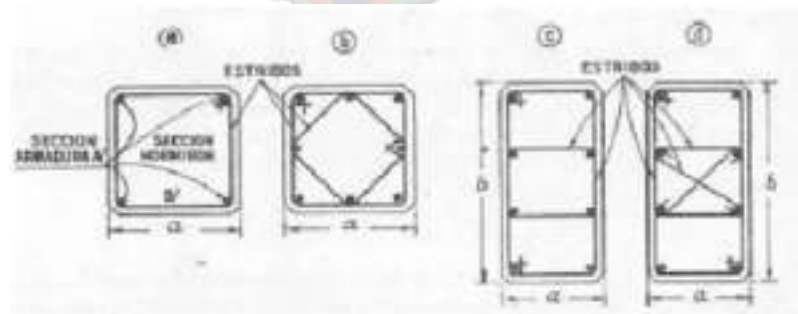


Figura 3.19. Diferentes tipos de columnas de Hormigón Armado

Fuente: <https://es.scribd.com/document/347876945/COLUMNAS-CONCRETO-COMPRESION-Y-FLEXION-I-pdf>

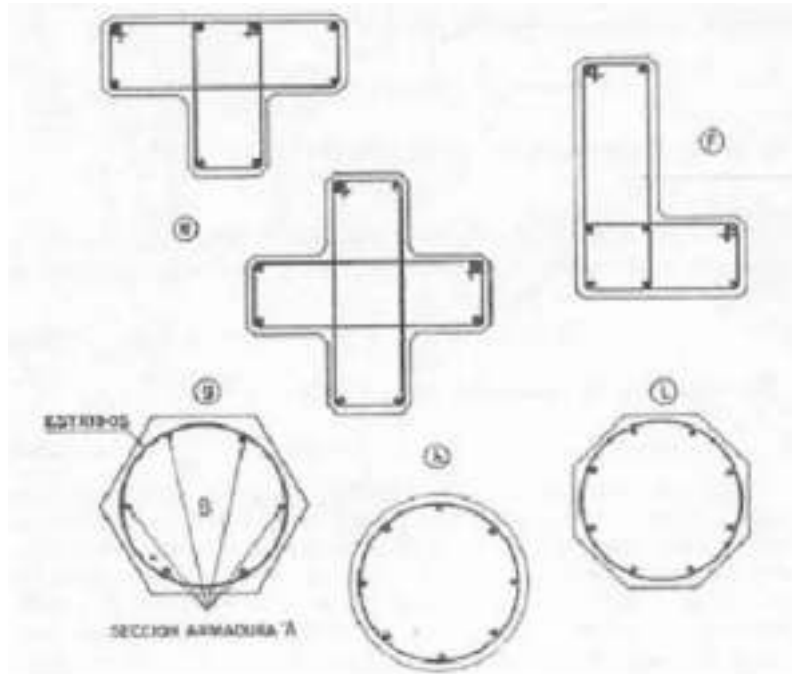


Figura 3.20. Diferentes tipos de columnas de Hormigón Armado

Fuente: <https://es.scribd.com/document/347876945/COLUMNAS-CONCRETO-COMPRESION-Y-FLEXION-I-pdf>

3.11.4. Muros

Los muros son elementos verticales usados para dividir o cerrar espacios, estas pueden clasificarse en muros portantes, muros no portantes y muros estructurales o de corte. Los muros portantes soportan cargas verticales y/o cargas horizontales, los muros no portantes solo resisten su peso propio y de vez en cuando cargas horizontales, los muros estructurales o muros de corte reciben cargas horizontales paralelas a la cara del muro. Pueden existir muros de hormigón simple o muros de hormigón armado; Este último puede resistir tanto cargas verticales como horizontales perpendiculares y paralelas a su cara. Generalmente los muros de corte son planos o con alas en forma de “T” o “L” e incluso existen muros de corte tipo “sección canal” o “C” utilizados en núcleos de ascensores y escaleras.

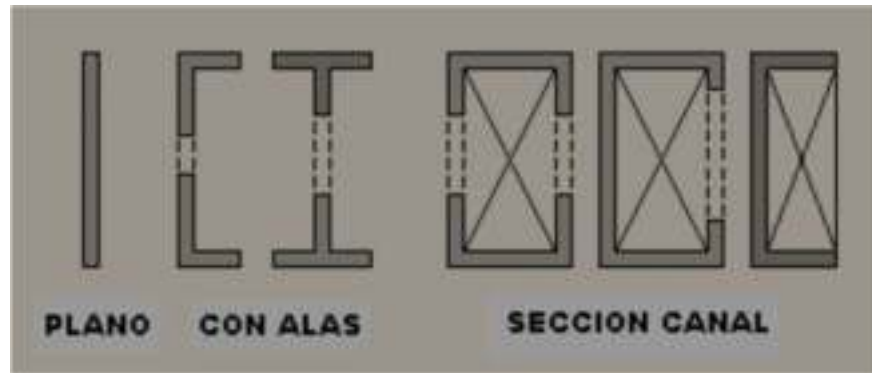


Figura 3.21. Diferentes tipos de Muros de Corte

Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black. Apuntes de Hormigón Armado II

3.11.5. Muros de Sótano

Los muros de sótano son muros creados específicamente para retener toda la presión lateral del suelo manteniéndose constantemente en equilibrio evitando trabajar como una ménsula gracias al enlace que tiene con las losas de la planta baja. A pesar que resisten también cargas verticales como columnas, están más enfocadas en resistir la presión lateral del suelo.

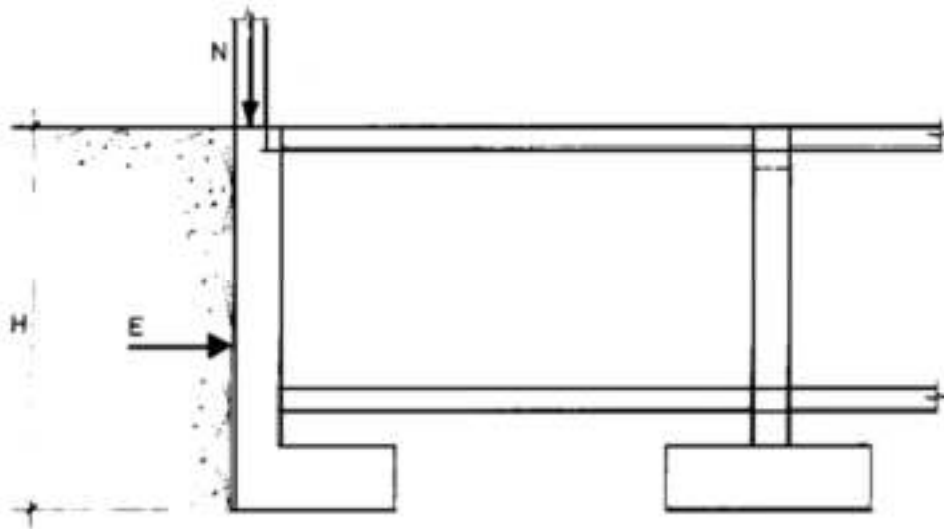


Figura 3.22. Muro de sótano

Fuente: Ing. José Calavera Ruiz. Muros de Contención y Muros de Sótano (2da Ed.)

3.11.5.1. Presión Lateral del Suelo

Un muro de sótano debe de soportar toda la presión Lateral del suelo a la que está sometida, por lo que es necesario recurrir a conceptos de ingeniería geotécnica donde indican que existen tres tipos de empuje de terreno sobre un muro:

- **Empuje Activo**, es la presión que ejerce el terreno sobre el muro desplazándolo ligeramente en dirección contraria a la ubicación del terreno, lo que permite que se expanda.
- **Empuje Pasivo**, se efectúa cuando el muro recibe fuerzas y comprime al terreno, esto provoca que el empuje pasivo sea mayor frente al empuje activo.
- **Empuje en Reposo**, es un estado intermedio entre los dos empujes anteriores, donde el muro prácticamente no sufre ningún tipo de desplazamiento y el suelo permanece en un estado natural sin expansión ni compresión.

De estos tres, el empuje en reposo es el aplicado en los muros de sótano de una edificación, ya que su coronación y cimiento deben de permanecer prácticamente nulas ante deformaciones.

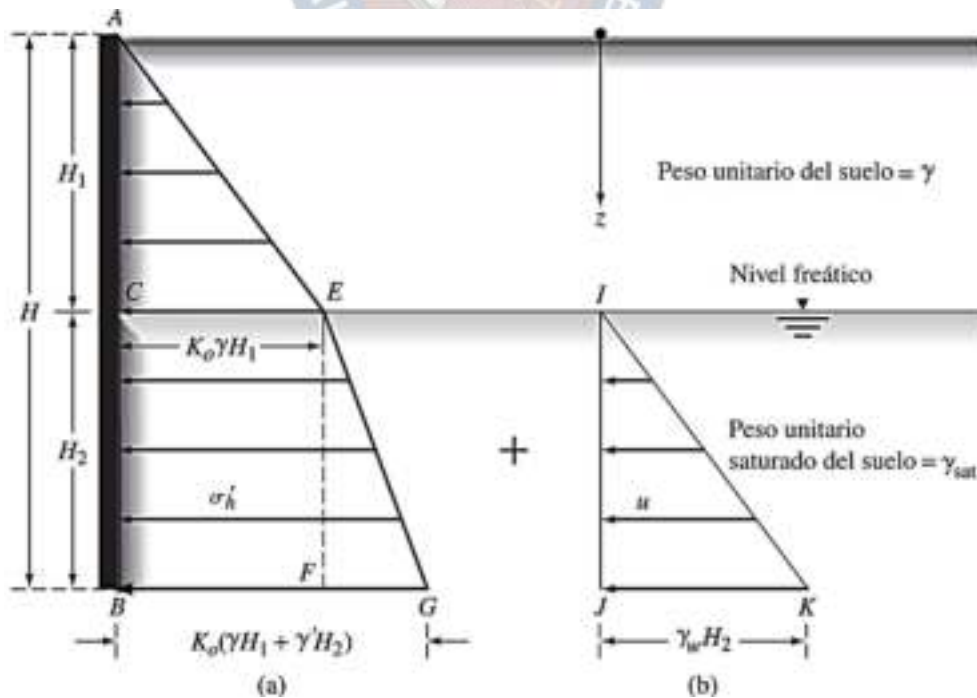


Figura 3.23. Distribución de la presión de tierra en reposo para un suelo sumergido parcialmente
Fuente: Braja M. Das (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (4ta Ed.)

La *figura 3.23* muestra una distribución gráfica general de la presión lateral del terreno sobre un muro de sótano de altura H . Donde la presión lateral del suelo está dada por las siguientes fórmulas:

- **Para $z \leq H_1$:**

$$\sigma = K_o \cdot \gamma \cdot H_1 \quad (\text{Ec. 3.21})$$

- **Para $z \geq H_1$:**

$$\sigma = K_o[\gamma \cdot H_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(z - H_1)] + \gamma_w(z - H_1) \quad (\text{Ec. 3.22})$$

Donde:

γ es el peso unitario del suelo en el tramo correspondiente

γ_w es el peso unitario del agua

H_1 es la altura sobre el nivel freático

K_o es el coeficiente de tierra en reposo, expresado por la relación empírica de Jaky:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad (\text{Ec. 3.23})$$

Siendo ϕ' el ángulo de fricción Máximo drenado

También es importante tomar en cuenta que alrededor de las edificaciones suele haber asentamientos de otras edificaciones o circulación de automóviles que provocan una sobrecarga “ q ” sobre el terreno, provocando más presión al suelo, por lo que las fórmulas serán:

- **Para $z \leq H_1$:**

$$\sigma = K_o(q + \gamma \cdot H_1) \quad (\text{Ec. 3.24})$$

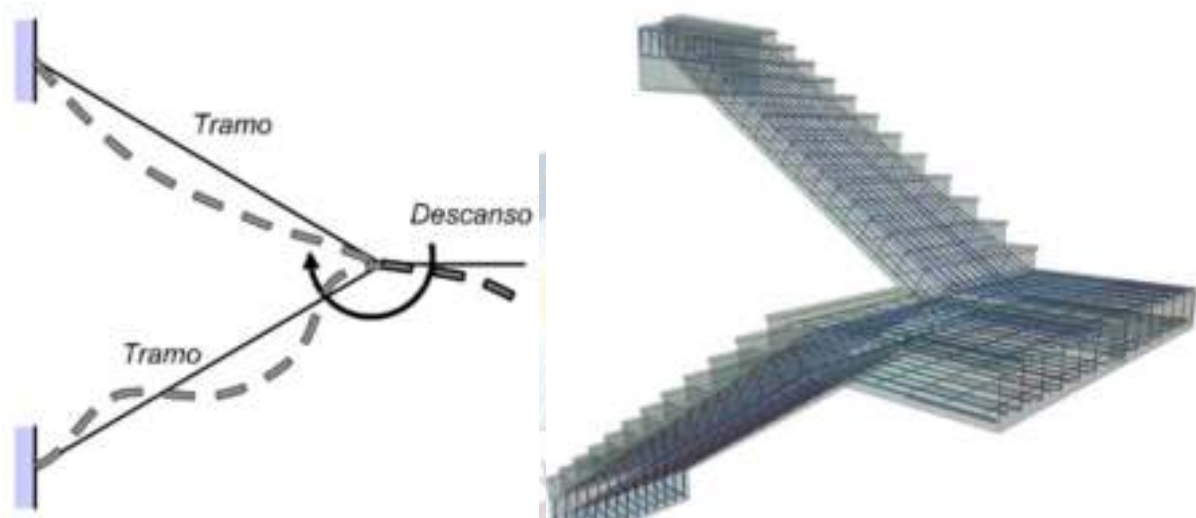
- **Para $z \geq H_1$:**

$$\sigma = K_o[q + \gamma \cdot H_1 + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(z - H_1)] + \gamma_w(z - H_1) \quad (\text{Ec. 3.25})$$

3.11.6. Escaleras

Su función es casi como las losas inclinadas de hormigón armado. Con la diferencia que además de ser una placa inclinada, contiene peldaños que no aportan resistencia alguna adicional a la losa inclinada.

Generalmente llevan dos mallas de acero, una en la cara superior y otra en la cara inferior de la losa. Sirven de conexión entre los pisos de la edificación y como un punto de escape de emergencia ante posibles problemas en el futuro.



*Figura 3.24. Escalera con descanso en vuelo (Escalera Lanzada)
Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black. Apuntes de Hormigón Armado II*

3.11.7. Cimentaciones

Las cimentaciones son elementos estructurales que permiten transmitir las cargas de la superestructura hacia el suelo.

Son imprescindibles en toda construcción y vienen de diferentes maneras de acuerdo a la necesidad que se tenga. Existen zapatas aisladas, perimetrales, combinadas, vigas de cimentación o en todo caso losa radier dependiendo sea el caso que se necesite para la edificación. Si la losa de cimentación no es suficiente o cuando así se lo requiera se puede recurrir incluso a el uso de pilotes.

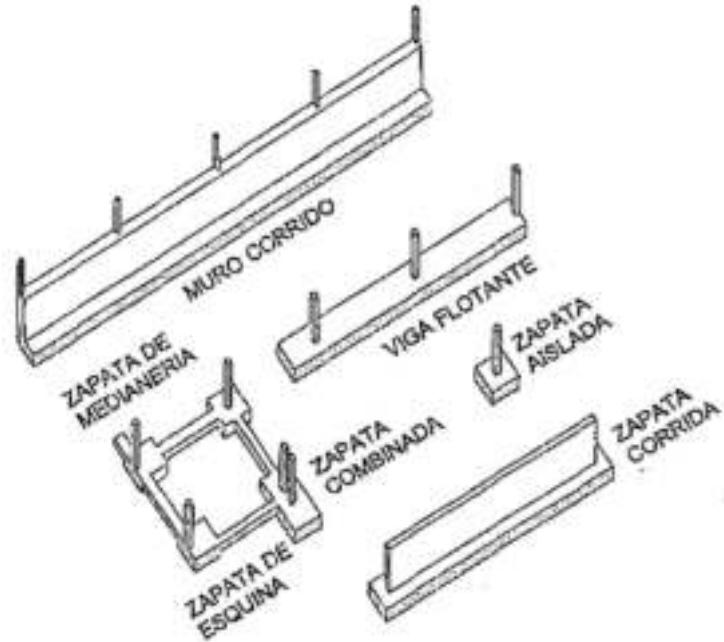


Figura 3.25. Tipos de Cimentaciones Superficiales (zapatas y vigas)
 Fuente: Ing. José Calavera Ruiz. Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón (2da Ed.)

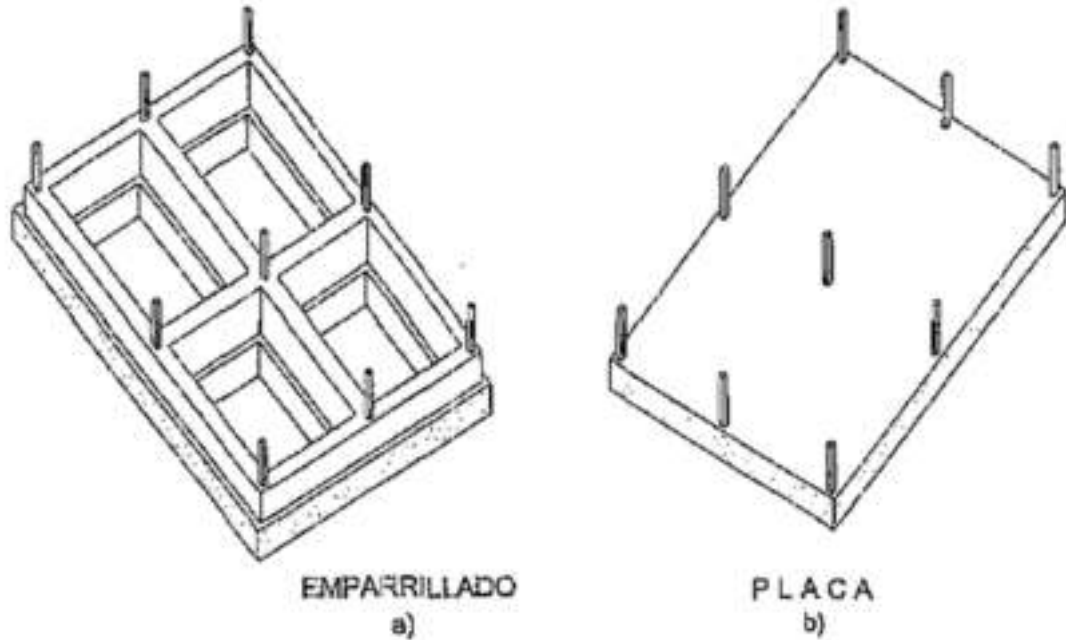


Figura 3.26. Tipos de Cimentaciones Superficiales (Emparrillados y Losas)
 Fuente: Ing. José Calavera Ruiz. Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón (2da Ed.)

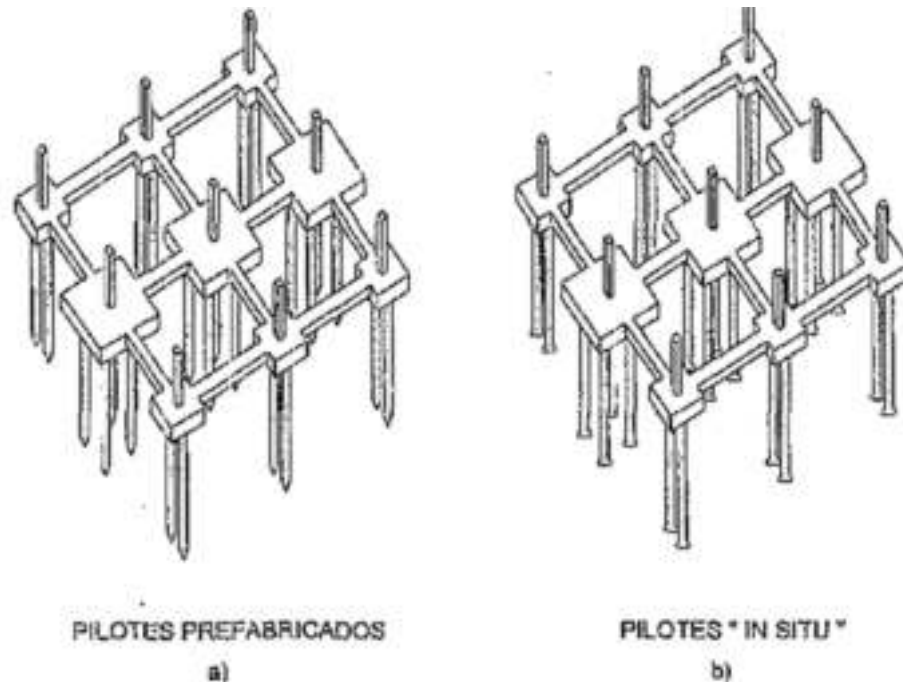


Figura 3.27. Tipos de Pilotes

Fuente: Ing. José Calavera Ruiz. Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón (2da Ed.)

3.12. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Es importante destacar que el proceso de diseño de los elementos estructurales, es un proceso iterativo en donde se va probando diferentes dimensiones y cantidades de acero en el elemento, hasta que se logre cumplir los requisitos mínimos que pidan las diferentes normas.

Para reducir ese proceso iterativo se utiliza varios criterios de predimensionamiento para cada elemento que forme parte de la estructura a diseñarse. Dando así que vendría a ser el predimensionamiento el primer paso en el cálculo y diseño que el ingeniero proyectista debe de realizar en cualquier proyecto.

3.12.1. Predimensionamiento de Losas

Consiste en determinar la altura que sea capaz de resistir las cargas verticales que lleguen a la losa, evitar deflexiones excesivas y además garantizar que la losa distribuya de manera adecuada las fuerzas horizontales y verticales, hacia las columnas. Se tiene las siguientes recomendaciones:

3.12.1.1. Según Norma CBH – 87

La norma boliviana *CBH – 87*, habla específicamente sobre placas o losas en su sección 9.4, y en general recomienda adoptar para los casos normales los siguientes espesores mínimos:

- **Losas Macizas.**

- **Placas sustentadas en dos bordes paralelos o losa maciza unidireccional.** - Para este tipo de losas la norma no indica específicamente en detalle el espesor mínimo a usarse, pero hace un enfoque general espesores mínimos.
- **Placas sustentadas en su entorno o losa maciza bidireccional.** - Lo que se indica en el apartado 9.4.3.1 es que el canto mínimo total “h”, de una placa o losa, no será inferior a:

$$h_{min} \geq \text{mayor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{40} \\ 8.0 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{Ec. 3.26})$$

Donde: *L* = luz correspondiente al vano más pequeño.

- **Losas aligeradas.**

Son losas que cuenta con aligerantes ya sea de plastoformo o cerámica. La norma no considera un criterio, para determinar el espesor mínimo para este tipo de losas.

- **Losas planas macizas o aligeradas.**

Son losas macizas de canto constante y losas aligeradas con nervios en dos direcciones perpendiculares que no poseen en general vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre pilares de H°A°.

En general las disposiciones relativas de las dimensiones de losas son:

Canto mínimo “h”, según *CBH – 87*, sección 9.4.5.3.

$$\text{Placas macizas } h \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{con abaco } h \geq \frac{L}{35} \\ \text{sin abaco } h \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{32} \\ 12 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (\text{Ec. 3.27})$$

$$\text{Placas aligeradas } h \geq \begin{cases} \frac{L}{28} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.28})$$

Donde L = Luz del vano mayor

Según la CBH – 87, sección 9.4.5.2, en placas aligeradas, el ábaco es obligatorio siempre que se lo requiera, y puede ir acompañado de resalto y capitel.

Se recomienda que los anchos mínimos de los nervios de las losas aligeradas no sean inferiores a 7 cm, ni la cuarta parte de la placa, esto medido sin tomar en cuenta la capa de compresión. En losas con bloques aligerantes permanentes, la capa de compresión de Hormigón no debe ser inferior a los 3 cm.

Para evitar cuantías antieconómicas y problemas de deformaciones Jiménez Montoya recomienda en su libro de Hormigón Armado, los siguientes espesores:

$$\text{Placas macizas } h \geq \begin{cases} \frac{L}{30} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.29})$$

$$\text{Placas Aligeradas } h \geq \begin{cases} \frac{L}{25} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.30})$$

3.12.1.2. Según Norma NB – 1225001

- **Losas macizas en una dirección y losas nervadas en una dirección.**

La altura o espesor mínimo para el predimensionamiento de losas macizas o aligeradas en una dirección son las descritas en la [tabla 9.5.2.1](#) de la norma NB – 1225001, la cual se muestra a continuación:

Condición de apoyo	h (Maciza)	h (Aligerada)
Simplemente apoyados	$l/20$	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/24$	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/28$	$l/21$
En voladizo	$l/10$	$l/8$

Tabla 3.12. Espesores mínimos de losas macizas o aligeradas en una dirección

Fuente: NB – 1225001-1: 2017, Tabla 9.5.2.1

Los valores dados en la *Tabla 3.12 y Tabla 3.15* se deben usar directamente en elementos de hormigón de peso normal ($w_c = 23 \text{ kN/m}^3$) y armadura AH – 420. Para otras condiciones, los valores se deben modificar:

- a) Para hormigón liviano estructural de peso unitario w_c dentro del rango de 15 kN/m³ a 20 kN/m³, los valores de la tabla deben de multiplicarse por $(1.65 - 0.0003 w_c) \geq 1.09$.
- b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

- *Losas Macizas y Nervadas Apoyadas en Los Bordes, en Dos Direcciones.*

Se establece según la siguiente tabla que indica que debe haber relación entre las propiedades de la viga y la losa.

α_{fm}	Espesor mínimo h, mm	
$\alpha_{fm} \leq 0,2$	Se aplican las disposiciones de 9.5.3.2	(a)
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	$h \geq \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b)
	120 mm	(c)
$\alpha_{fm} > 2,0$	$h \geq \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d)
	90 mm	(e)

Tabla 3.13. *Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados*

Fuente: NB – 1225001-1: 2017, *Tabla 9.5.3.3.*

Donde: l_n : luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas (mm).

$$\beta = \left(\frac{l_{n\text{larga}}}{l_{n\text{corta}}} \right)$$

α_{fm} : Valor promedio de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s} \tag{Ec. 3.31}$$

E_{cb} : Módulo de Elasticidad del hormigón de la viga

E_{cs} : Módulo de Elasticidad del hormigón de la losa

I_b : Módulo de la inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje del baricentro.

I_s : Módulo de la inercia de la sección bruta de la losa con respecto al eje del baricentro.

También debe de cumplirse la siguiente expresión:

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} \cdot l_2^2}{\alpha_{f2} \cdot l_1^2} \leq 5.0 \tag{Ec. 3.32}$$

- *Losas Planas Macizas.*

El espesor mínimo de las losas sin vigas interiores que se extiende entre los apoyos y tienen una relación no mayor a 2, deben de cumplir con lo que especifica en el párrafo 9.5.3.2 y la tabla 9.5.3.2 de la norma *NB 1225001*.

3.12.2. Predimensionamiento de Vigas

Se tiene las siguientes recomendaciones:

3.12.2.1. Según Norma CBH – 87

La Norma no establece directamente que criterio tomar para el dimensionamiento de las vigas, pero lo ideal es tomar un criterio en el que el proyectista va incrementando preferentemente la altura de la viga. Si se considera la deformación del elemento estructural se puede recurrir a la *tabla 50.2.2.1.a de la norma EHE – 08 en su artículo 50*.

Sistema Estructural Luz/canto útil	Elementos Fuertemente armados	Elementos Débilmente armados
Viga simplemente apoyada	14	20
Viga continua en un extremo	18	26
Viga continua en ambos extremos	20	30
Voladizo	6	8

Tabla 3.14. Altura mínima para vigas de Hormigón Armado

Fuente: Norma EHE – 08, Tabla 50.2.2.1.a (Pág. 248)

3.12.2.2. Según Norma NB – 1225001

Esta norma tampoco establece directamente las dimensiones mínimas de una viga, pero se puede aplicar las alturas mínimas que recomienda en conjunto con las losas armadas en una dirección que considera como factor importante la deflexión del elemento.

Condición de apoyo	h
Simplemente apoyados	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18,5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Tabla 3.15. Altura mínima de vigas no pretensadas

Fuente: NB – 1225001-1: 2017

Si bien estas recomendaciones dadas por ambas normativas son acertadas, la experiencia profesional de varios ingenieros toma un **criterio económico** en función de la luz de cálculo de la viga.

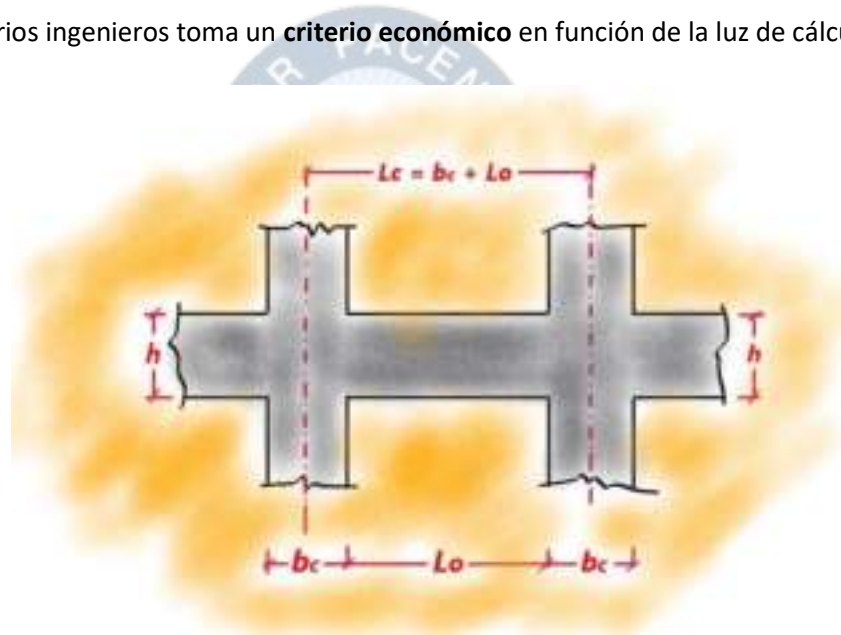


Figura 3.28. Dimensiones para el predimensionamiento de una viga

Fuente: Santalla Alejo, E. (2013). Cálculo y Diseño en Hormigón Armado (1ra Ed.)

En la *figura 3.28*, podemos apreciar que la longitud entre los ejes de apoyo es la longitud de luz de cálculo L_c . Tomando en cuenta ello en hormigones de **H – 21 Y H – 25**, las alturas pueden ser:

$$h \geq \frac{L_c}{10} \text{ a } \frac{L_c}{12} \quad (\text{Ec. 3.33})$$

Para el predimensionamiento de la base de la viga, se toma en cuenta el ancho que puede tener la columna, generalmente el ancho mínimo oscila entre 25 a 30 [cm] (pese a que en nuestro país aún existe lugares donde se emplean 20 [cm]), por lo que se puede recomendar lo siguiente:

$$b \geq \frac{h}{3} \quad a \geq \frac{h}{5} \quad (\text{Ec. 3.34})$$

Algo muy importante a tomar en cuenta es que la magnitud de las dimensiones de las vigas debe estar en múltiplos de 5 [cm].

3.12.3. Predimensionamiento de Columnas

Existe varios métodos para obtener las dimensiones preliminares de las columnas, pero es recomendable en lo posible utilizar las fórmulas dadas por cada normativa de estudio. A este método de predimensionamiento se lo denomina: “*Predimensionamiento de columnas a compresión axial*”

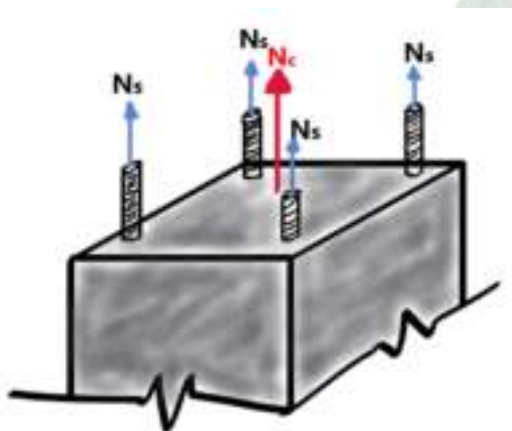
También es recomendable tener anchos mínimos de aproximadamente 20 cm a 25 cm, para tener un recubrimiento adecuado y con buenos criterios lógicos

3.12.3.1. Según Norma CBH – 87

Para estimar una dimensión necesaria para resistir las cargas axiales se escoge de todas las fórmulas deducidas en la norma la del inciso 8.1.7.2, que indica que el acero absorbe por cuantía mecánica mínima:

$$A'_s * f_{yc,d} \geq 0.1 N_d \quad (\text{Ec. 3.35})$$

Sean las siguientes ecuaciones de equilibrio de acuerdo a la *Figura 3.29*:



$$N_u = N_c + N_s \quad (\text{Ec. 3.36})$$

$$N_c = A_c * f_{cd} \quad (\text{Ec. 3.37})$$

$$N_s = A'_s * f_{yc,d} \quad (\text{Ec. 3.38})$$

Reemplazando (Ec. 3.37) y (Ec. 3.38) en (Ec. 3.36):

$$N_u = A_c * f_{cd} + A'_s * f_{yc,d} \quad (\text{Ec. 3.39})$$

Figura 3.29. Esfuerzos aplicados en una Columna
Fuente: Creación Propia

La *ecuación 3.39*, es la ecuación principal para el predimensionamiento suponiendo el caso más simple e ideal que es el de compresión simple y céntrica. Pero también es necesario tomar en cuenta que El esfuerzo normal mayorado “ N_d ” sea menor al esfuerzo normal de diseño “ N_u ”:

$$N_d \leq N_u \quad (\text{Ec. 3.40})$$

Reemplazando la *Ec. 3.39* en *Ec. 3.40*, obtenemos:

$$N_d \leq A_c * f_{cd} + A'_s * f_{yc,d} \quad (\text{Ec.3.41})$$

Además, es conveniente usar un concepto recomendado incluso por el autor Jiménez Montoya y que se encuentra en la normativa *CBH - 87*, que se denomina *coeficiente de seguridad de la solicitud “ γ_n ”*, el cuál viene dado para secciones rectangulares de la siguiente manera:

$$\gamma_n = \frac{b + 5}{b} \geq \frac{9}{8} \quad (\text{Ec.3.42})$$

Con esta fórmula se introduce la denominada excentricidad ficticia, modificándose la *Ec. (3.41)* a la siguiente forma:

$$\gamma_n * N_d \leq A_c * f_{cd} + A'_s * f_{yc,d} \quad (\text{Ec.3.43})$$

Aplicando la ecuación 3.35 y despejando A_c , nos queda:

$$\begin{aligned} \gamma_n * N_d &\leq A_c * f_{cd} + 0.1 N_d \\ A_c &\geq \frac{\gamma_n * N_d - 0.1 N_d}{f_{cd}} \quad (\text{Ec.3.44}) \end{aligned}$$

Donde: A_c = Área de la sección total del Hormigón

A'_s = Área de las barras de acero

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón en compresión

$f_{yc,d}$ = Resistencia de cálculo del acero, no mayor a 400 MPa

N_d = Esfuerzo normal mayorado de compresión.

3.12.3.2. Según Norma NB – 1225001

Para el predimensionamiento de columnas bajo la norma *NB – 1225001*, se usa la *ecuación (10–2) del artículo 10.3.6.2*, que indica:

$$Pu \leq \phi * P_{n_max} = 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{Ec. 3.45})$$

En este punto es importante tomar en cuenta el concepto de cuantía que es la relación que hay de acero por partes de Hormigón:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_g} \quad (\text{Ec. 3.46})$$

Según recomendación de la normativa en su acápite 10.9, la cuantía debe de estar entre 0.01 y 0.08, pero si queremos una columna que sea económica, es bueno adoptar una cuantía entre 0.01 y 0.03. Por lo que, realizando algunas operaciones matemáticas, se tiene:

$$Pu \leq 0.80\phi[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad // * \frac{1}{A_g}$$

$$\frac{Pu}{A_g * 0.80\phi} \leq \left[0.85f'_c * \frac{A_g}{A_g} - 0.85f'_c * \frac{A_{st}}{A_g} + \frac{f_y A_{st}}{A_g} \right]$$

$$\frac{Pu}{A_g * 0.80\phi} \leq [0.85f'_c - 0.85f'_c * \rho_t + f_y \rho_t]$$

Finalmente tendremos la ecuación final para usar en predimensionamiento de columnas:

$$A_g \geq \frac{Pu}{0.80\phi [0.85f'_c(1 - \rho_t) + f_y \rho_t]} \quad (\text{Ec. 3.47})$$

Donde:

A_g = Área bruta de la sección de Hormigón

A_{st} = Área de barras de acero

Pu = Carga axial mayorada última

f'_c = Resistencia del hormigón

ϕ = Factor de reducción de resistencia=0.65 (acápite 3.8.4., Tabla 3.6)

3.12.4. Predimensionamiento de Muros

3.12.4.1. Según Norma CBH – 87

La norma CBH – 87, tiene un acápite dedicado solo a muros y aparte en los comentarios de pilares se da también recomendaciones que puede formar parte de muros si cumple con los requisitos anunciados.

Primeramente, la normativa recomienda que un muro tenga el siguiente espesor:

$$e \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{5} \text{ de la altura o longitud del muro} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 3.48})$$

El núcleo de ascensor es tomado como una sección hueca, donde cada parte que lo compone supera diez veces su espesor. En ese caso el espesor no debe de ser menor a **10 cm**.

De igual manera, de acuerdo a lo indicado por el *Ing. Miguel Trujillo M.* en su curso de *Estructuras Especiales de Hormigón Armado*: “*Se supone que las pantallas tienen una sección constante en toda su altura o que eventuales reducciones en el espesor no afectan la relación de inercias de las pantallas*” y que “*las pantallas rectangulares con un lado mucho menor que el otro, se consideran como lineales*”. De esta manera se permite adoptar para el predimensionamiento de muros el mismo criterio de las columnas rectangular donde uno de sus lados es mucho menor que el otro. Llegando a la conclusión que el espesor mínimo de un muro es la dimensión mínima de una columna (***e = 20 - 25 cm***).

3.12.4.2. Según Norma NB – 1225001

Esta norma tiene el capítulo 14 dedicado a un análisis de muros más profundo que la CBH – 87 donde nos da las siguientes recomendaciones:

- El espesor de muros de carga debe ser:

$$h \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{25} \text{ de la altura o longitud del muro} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 3.49})$$

- El espesor de muros exteriores de sótano y de cimentaciones debe ser **≥ 200 mm**
- El espesor de muros no portantes que no sean de carga debe cumplir que:

$$h \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{30} \text{ de la dist. mínima entre elementos que le proporcionen apoyo lateral} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 3.50})$$

3.12.5. Predimensionamiento de Escaleras

Antes de nada, las escaleras constan en general de las siguientes partes:

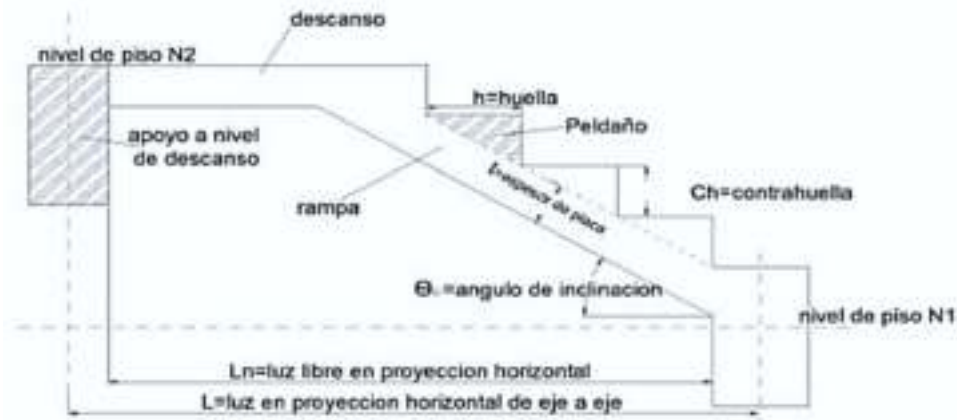


Figura 3.30. Partes de una escalera típica de Hormigón Armado

Fuente: Ingeniero Wiliam Aliaga Pampa (2013). Estructuración y Predimensionamiento

Dado que ninguna de las dos normativas nos da alguna información para predimensionar escaleras, se hace uso de recomendaciones propuestas por el libro de: “Hormigón Armado I y II” del Ingeniero Miguel Muñoz Black, tenemos lo siguiente para el cálculo de huella (**h**) y contrahuella (**c**):

- **Blodel:**

$h + 2c = k$ (Ec. 3.51) Donde:

k	Tipo Edif.
59	Vivienda
66	Público

- **Tournus:**

$h + 2c = 63 \text{ cm}$ (Ec. 3.52)

$h - c = 12 \text{ cm}$ (Ec. 3.53)

- **Neufert:**

$2c + h = 61 \text{ a } 64 \text{ cm}$ (Ec. 3.54)

$h - c = 12 \text{ cm}$ (Ec. 3.55)

También es necesario tomar en cuenta que por cada tramo de escalera no debe de existir más de 15 peldaños y para obtener el espesor de la losa de las escaleras se considera las mismas recomendaciones dadas para losas macizas tanto en la norma *CBH – 87* como en la *NB – 1225001*.

En cuanto al espesor mínimo de las losas de la escalera y descanso, se toma de referencia lo indicado para el predimensionamiento de losas.

3.12.6. Predimensionamiento de Cimentaciones

Las normativas *CBH – 87* y *NB – 1225001* no expresan directamente el predimensionamiento de cimentaciones, por ello se recomienda como método general lo siguiente:

- Determinar las cargas transmitidas por la estructura, siendo estas aquellas que las cimentaciones deben de soportar y distribuir hacia el terreno.
- Es necesario realizar un estudio geotécnico del lugar de emplazamiento de la edificación y así obtener información como: la capacidad portante del suelo, la cohesión, la densidad, y otros factores más.
- Seleccionar el tipo de cimentación que necesita la edificación, si más del 60 % del suelo es ocupado por varias cimentaciones superficiales, es recomendable cambiar a una losa radier.
- Para una losa de Cimentación el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya un canto de $h = (10 l + 30) \text{ cm}$, siendo "l" la luz máxima entre columnas.

3.13. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN *CBH – 87*

Se tiene las siguientes fórmulas que se aplicarán para el diseño de los elementos estructurales:

3.13.1. Diseño de Vigas

3.13.1.1. Diseño a Flexión

Para que una viga este diseñada adecuadamente es mejor que se encuentre dentro del dominio 3, por lo que se tiene para un diagrama parabólico rectangular lo siguiente:

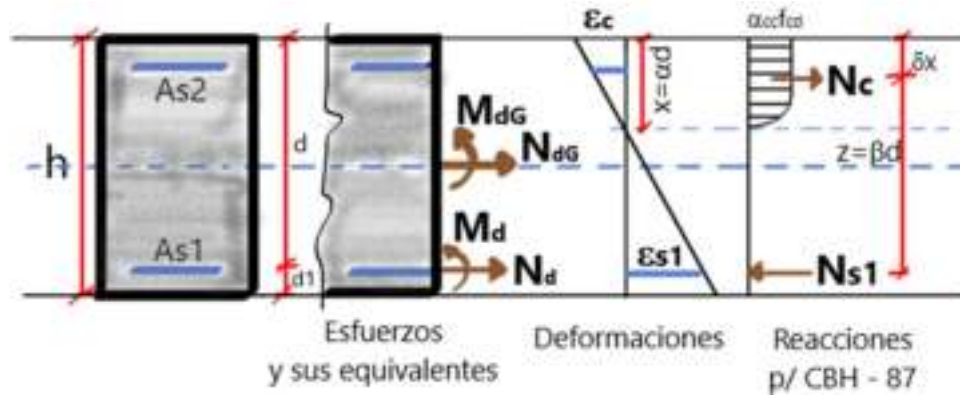


Figura 3.31. Diagramas de Tensión y deformación del Hormigón Armado para una viga a Flexión

Fuente: Elaboración Propia

$$\psi = \frac{17}{21} ; \delta = \frac{99}{238} ; \beta = 1 - \frac{99}{238} \cdot \alpha ; \alpha_{cc} = 0.85$$

$$\alpha = 1.2021(1 - \sqrt{1 - 2.055 \cdot \mu}) \quad (\text{Ec. 3.56})$$

Por teorema de Ehlers:

$$N_d = N_{dG}$$

$$M_d = M_{dG} - N_{dG} \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \quad (\text{Ec. 3.57})$$

Momento unitario de Referencia:

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \psi \cdot \alpha \cdot \beta \quad (\text{Ec. 3.58})$$

Del diagrama parabólico Rectangular:

$$N_c = \psi \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (\text{Ec. 3.59})$$

Cálculo de Armaduras:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_d}{\beta \cdot d} + N_d \right) \quad (\text{Ec. 3.60})$$

$\sigma_s = f(\epsilon_s) \rightarrow$ Depende del dominio en el que nos encontramos, además del tipo de acero

$$N_{s1} = N_c = \frac{M_d}{\beta \cdot d} = \psi \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (\text{Ec. 3.61})$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_s} [N_{s1} + N_d] \quad (\text{Ec. 3.62})$$

Cuantía Geométrica mínima para acero AH – 500: $2.8\%_0 \cdot b \cdot h$

Cuantía Mecánica: $A_s = 4\% \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot h$

3.13.1.2. Diseño a Corte

El diseño a corte de vigas es imprescindible para prevenir fallas que podrían aparecer en el elemento estructural, específicamente grietas que aparecen a una inclinación aproximada de 45 grados. La manera de impedir dichas fallas es por medio de barras verticales (cercos y estribos) y/o barras horizontales levantadas, tal y como se muestra a continuación:

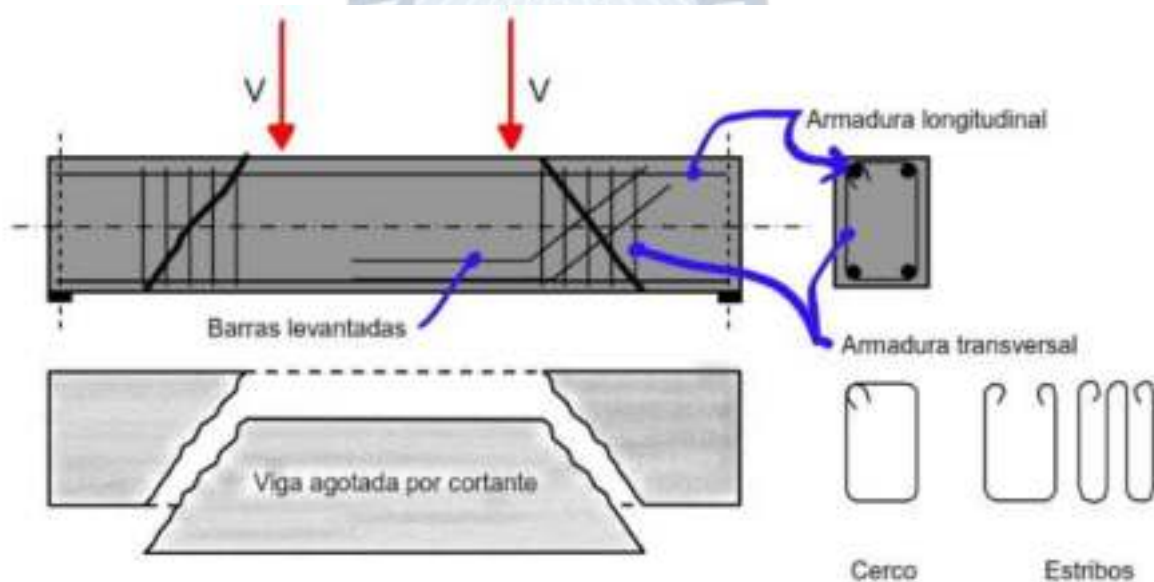


Figura 3.32. Viga con Armadura para Cortante

Fuente: Enrique Hernández Montes y Luisa María Gil (2007). *Hormigón Armado y Pretensado*

Como se ve en la figura si no se pusieran las barras adecuadas aparecería la viga agotada por cortante inminentemente. Por ello se tiene las siguientes recomendaciones en caso de que se utilicen solamente estribos:

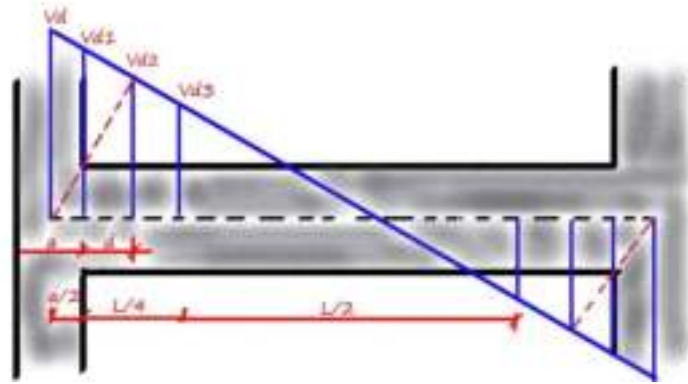


Figura 3.33. Esfuerzos de corte a tomar en cuenta para el diseño

Fuente: Elaboración Propia

Sea: a = Ancho de la columna

d = Altura útil de la viga

V_d = Corte al eje de la columna

V_{d1} = Corte al paramento de la columna, se utiliza solo para la verificación

V_{d2} = Corte a una distancia " d " del paramento de la columna. Se utiliza para el diseño.

Debe cumplirse que:

$$V_d \leq V_{u1} \quad (\text{Ec. 3.63})$$

$$V_d \leq V_{cu} \quad (\text{Ec. 3.64})$$

Esfuerzo Cortante de Agotamiento por Compresión Oblicua en el Alma " V_{u1} "

$$V_{u1} = 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.65})$$

Contribución del Hormigón en la resistencia del esfuerzo Cortante " V_{cu} "

$$V_{cu} = \left[\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \frac{\varepsilon (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}}}{10} \right] \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.66})$$

Siendo: f_{cv} : Resistencia virtual del hormigón a cortante

b : Ancho mínimo del elemento

γ_c : Coeficiente de minoración del hormigón.

$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$; d en [mm]. Si $\varepsilon > 2$ se adopta directamente $\varepsilon = 2$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \geq 0.02$; donde A_{sl} es la cuantía geométrica de la armadura principal a tracción anclada a una distancia igual o mayor a " d " de la sección de estudio. Si $\rho_l > 0.02$ se adopta directamente $\rho_l = 0.02$.

Cálculo de la Cuantía Mínima.

$$V_{su,min} = 0.018 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.67})$$

Esfuerzo cortante que absorben las armaduras transversales.

$$V_{su} = V_{d2} - V_{cu} \quad (\text{Ec. 3.68})$$

Debe de cumplir que: $V_{su} \geq V_{su,min}$ (de no cumplir se diseña con $V_{su,min}$)

Esfuerzo cortante resistido por la armadura de corte:

$$V_{su} = 0.9 \frac{d}{S_t} \cdot A_{st} \cdot f_{yd} \quad (\text{Ec. 3.69})$$

Donde: $f_{yd} \leq 400$ [MPa] es la resistencia a compresión del Hormigón.

Cálculo de la armadura de corte y su espaciamiento:

$$V_d \leq \frac{1}{5} \cdot V_{u1} \rightarrow S_t \leq 0.75 \cdot d \cdot (1 + ctg\alpha) \leq 60(\text{cm}) \quad (\text{Ec. 3.70})$$

$$\frac{1}{5} \cdot V_{u1} \leq V_d \leq \frac{2}{3} \cdot V_{u1} \rightarrow S_t \leq 0.60 \cdot d \cdot (1 + ctg\alpha) \leq 45(\text{cm}) \quad (\text{Ec. 3.71})$$

$$\frac{2}{3} \cdot V_{u1} < V_d \rightarrow S_t \leq 0.30 \cdot d \cdot (1 + ctg\alpha) \leq 30(\text{cm}) \quad (\text{Ec. 3.72})$$

Se tiene que cumplir: $S_{t(adopt)} \leq S_{t(calc)}$

Cálculo del cortante último que resiste la viga "Vu":

$$V_u = V_{cu} + V_{su} \geq V_d \quad (\text{Ec. 3.73})$$

Donde: V_{cu} es el valor que resiste el hormigón; V_{su} es el valor que resiste los estribos

3.13.1.3. Diseño a Torsión

La torsión suele aparecer en construcciones monolíticas de hormigón armado cuando las cargas actúan a una distancia del eje longitudinal de la viga o debido a elementos conectados a la viga a un ángulo dado. Para El diseño se hace uso de la analogía de una cercha espacial en un tubo de pared delgada.

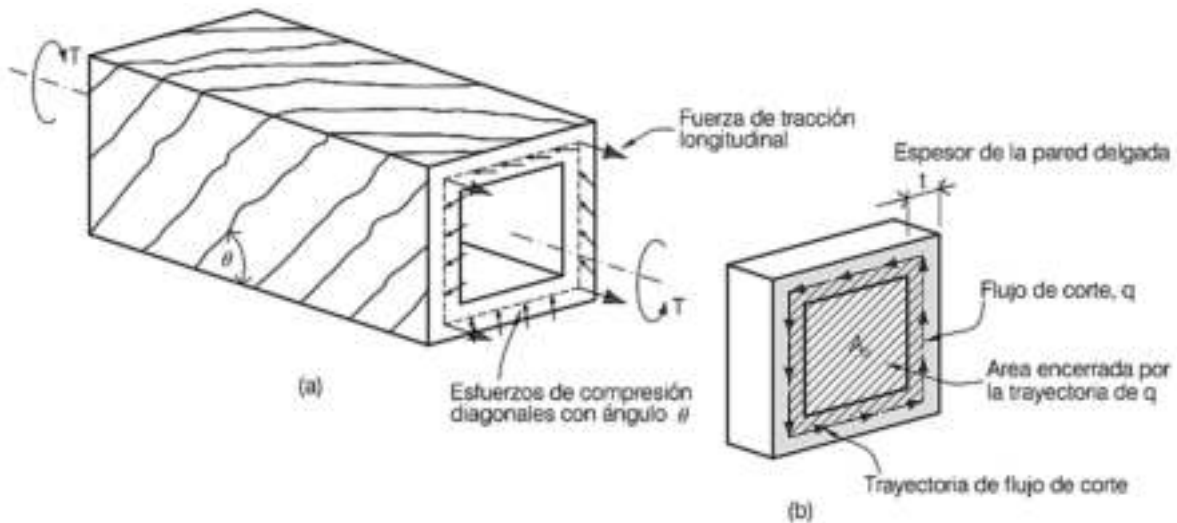


Figura 3.34. Analogía del tubo de Pared delgada

Fuente: Ing. Ramiro Saavedra Antezana (2007). Apuntes de Hormigón Armado UMSS

Espesor eficaz:

$$h_e = \frac{A}{u} = \frac{b \cdot h}{2 \cdot (b + h)} \quad \text{(Ec. 3.74)}$$

Donde: *b* es el ancho de la viga, *h* es la altura de la viga

Perímetro de la línea media de la sección Hueca Eficaz:

$$u_e = 2[(b - h_e) + (h - h_e)] \quad \text{(Ec. 3.75)}$$

Área Encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz:

$$A_e = (b - h_e)(h - h_e) \quad \text{(Ec. 3.76)}$$

Verificación:

$$T_{u3} = 2 \cdot \alpha \cdot f_{1cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \left(\frac{\text{ctg } \theta}{1 + \text{ctg}^2 \theta} \right) \quad (\text{Ec. 3.77})$$

$\alpha = 0.6$ es si hay estribos únicamente a lo largo del perímetro exterior de la pieza.

$\alpha = 0.75$ si se colocan estribos cerrados en ambas caras de la pared de la sección hueca equivalente o de la sección hueca real.

$f_{1cd} = 0.6 \cdot f_{cd}$ es la resistencia uniaxial a compresión del Hormigón.

Diseño de Armadura Longitudinal

$$T_{u2} = 2 \cdot \frac{A_e}{u_e} \cdot A_{st} \cdot f_{yd} \cdot \tan \theta \quad (\text{Ec. 3.78})$$

Diseño de Armadura de estribos

$$T_{u1} = 2 \cdot \frac{A_{st}}{S_t} \cdot A_e \cdot f_{yt,d} \cdot \text{ctg } \theta \quad (\text{Ec. 3.79})$$

$f_{yt,d} = f_{yd} \leq 400$ [MPa] Por condición de compatibilidad y deformación.

Disposiciones Constructivas:

$$T_d \leq \frac{1}{5} \cdot T_{u3} \quad \rightarrow \quad S_t \leq 0.75 \cdot a \cdot (1 + \text{ctg} \alpha) \leq a \leq 60(\text{cm}) \quad (\text{Ec. 3.80})$$

$$\frac{1}{5} \cdot T_{u3} \leq T_d \leq \frac{2}{3} \cdot T_{u3} \quad \rightarrow \quad S_t \leq 0.6 \cdot a \cdot (1 + \text{ctg} \alpha) \leq a \leq 45(\text{cm}) \quad (\text{Ec. 3.81})$$

$$T_d \geq \frac{2}{3} \cdot T_{u3} \quad \rightarrow \quad S_t \leq 0.3 \cdot a \cdot (1 + \text{ctg} \alpha) \leq a \leq 30(\text{cm}) \quad (\text{Ec. 3.82})$$

$$\text{Donde: } a = \text{menor} \begin{cases} b_o = b - h_e \\ h_o = h - h_e \end{cases}$$

$$S_t = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot f_{yt,d}}{\frac{V_d - V_{cu}}{0.9 \cdot d} + \frac{T_d}{A_e}} \quad (\text{Ec. 3.83})$$

3.13.2. Diseño de Losas

Pese a que existen varios tipos de losas, en este proyecto se hace uso de dos tipos de losas: Macizas Unidireccionales y Aligeradas Bidireccionales, que se muestra las ecuaciones a utilizar a continuación:

3.13.2.1. Losas Macizas Unidireccionales

La obtención manual de los esfuerzos que se aplican en las losas macizas es obtenida de acuerdo a varias recomendaciones que dan diferentes autores, e incluso la normativa. Pero cuando se dispone de un software con la posibilidad de obtener esas solicitaciones, directamente se procede a obtener las armaduras y su respectiva verificación.

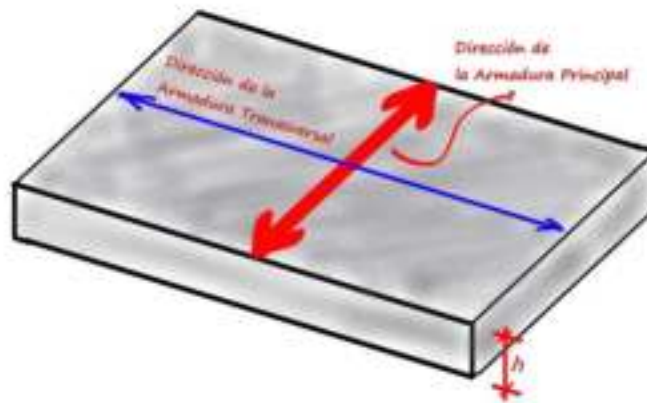


Figura 3.35. Dirección de Armaduras en losa Maciza de una Dirección
Fuente: Elaboración Propia

Para el diseño de las losas se hace uso de una franja representativa de 1 m, por lo tanto, para el diseño se dimensiona por metro cuadrado de losa asumiendo que es el caso de una barra prismática.

$$\psi = \frac{17}{21}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) \quad (\text{Ec. 3.84})$$

Por teorema de Ehlers:

$$M_d = M_{dG} - N_{dG} \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \quad (\text{Ec. 3.85})$$

Momento unitario de Referencia:

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (\text{Ec. 3.86})$$

Del diagrama parabólico Rectangular:

$$N_c = \psi \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (\text{Ec. 3.87})$$

Cálculo de Armaduras:

$$A_{s1} = \frac{N_c}{\sigma_s} \quad (\text{Ec. 3.88})$$

$\sigma_s = f(\varepsilon_s) \rightarrow$ Depende del dominio en el que nos encontramos, además del tipo de acero

Cuantía Geométrica de la Armadura Principal:

$$\rho = 1.8 \text{‰} \cdot b \cdot h \quad (\text{Ec. 3.89})$$

Cuantía Mecánica de la Armadura Principal:

$$A_s = 4\% \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot h \quad (\text{Ec. 3.90})$$

La separación máxima entre barras debe de ser igual o menor al menor de:

$$\text{Fisuración no Perjudicial: } \begin{cases} \text{Luz Menor} & \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \\ \text{Luz Mayor} & \begin{cases} 4h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.91})$$

$$\text{Fisuración Perjudicial: } \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.92})$$

$$\text{Fisuración Perjudicial: } \begin{cases} 1.5h \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.93})$$

Armadura en Estado Límite de Servicio:

Fisuración Perjudicial (categoría I, II, II-b):

$$\sigma_s^{adm} = \sigma_s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_{yk} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ck,t}} \\ 240 \text{ [MPa]} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad (\text{Ec. 3.94})$$

Resistencia media del Hormigón a Tracción:

$$f_{cm,t} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad ; f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{Ec. 3.95})$$

Resistencia característica inferior a tracción:

$$f_{ck,t} = 0.7 \cdot f_{cm,t} \quad (\text{Ec. 3.96})$$

Verificación en estado límite de Servicio a Flexión:

$$A = 1.0885 \cdot \frac{M_{ser}}{d \cdot \sigma_s} \quad (\text{Ec. 3.97})$$

Armadura Transversal:

$$A_{st} = 0.2 A_s \quad (\text{Ec. 3.98})$$

Verificación al Esfuerzo de Corte:

No se realiza cuando la losa se vacíe una sola vez en todo su espesor o cumpla:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.05 \cdot f_{ck} \quad (\text{Ec. 3.99})$$

Donde "b" es el ancho de banda y "d" es la altura útil de la losa.

3.13.2.2. Losas Aligeradas Bidireccionales

El cálculo de solicitaciones de las losas se da por diferentes métodos clásicos como las tablas de Marcus, y al igual que las losas macizas se puede obtener con ayuda de un programa especializado. Para el dimensionamiento es esencial comprobar si la losa de estudio es bidireccional con ayuda de la siguiente expresión:

$$\frac{l_{mayor}}{l_{menor}} \leq 2 \quad (\text{Ec. 3.100})$$

Armado de Reparto en la Losa Superior perpendicular a los nervios:

$$A_s = \max \left\{ \begin{array}{l} 50 \cdot e \\ \frac{f_{yd}}{200} \\ f_{yd} \end{array} \right. \quad (\text{Ec. 3.101})$$

Análisis de caso a diseñar

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (\text{Ec. 3.102})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad (\text{Ec. 3.103})$$

$$x \leq \alpha \cdot d \rightarrow \text{si} \begin{cases} x \leq 1.25 \cdot h_f & \text{diseñar como una sección rectangular } b \times h \\ x \geq 1.25 \cdot h_f & \text{diseñar como una sección T} \end{cases}$$

Donde h_f es el espesor encima de los nervios de la losa estructural

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_d}{\beta \cdot d} \right) = \frac{1}{\sigma_s} (N_c) \quad (\text{Ec. 3.104})$$

Donde $N_c = 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b_e \cdot f_{cd}$

3.13.2.3. Punzonamiento

Esta fuerza resultada actúa perpendicular sobre una losa originado por solicitaciones tangenciales, creando una superficie de fractura en forma tronco – piramidal.



Figura 3.36. *Falla característica por Punzonamiento*

Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

Esta falla por punzonamiento puede ocurrir especialmente en losas macizas como en losas aligeradas, por lo que es conveniente tomar en cuenta su verificación.

Estudio de las secciones críticas:

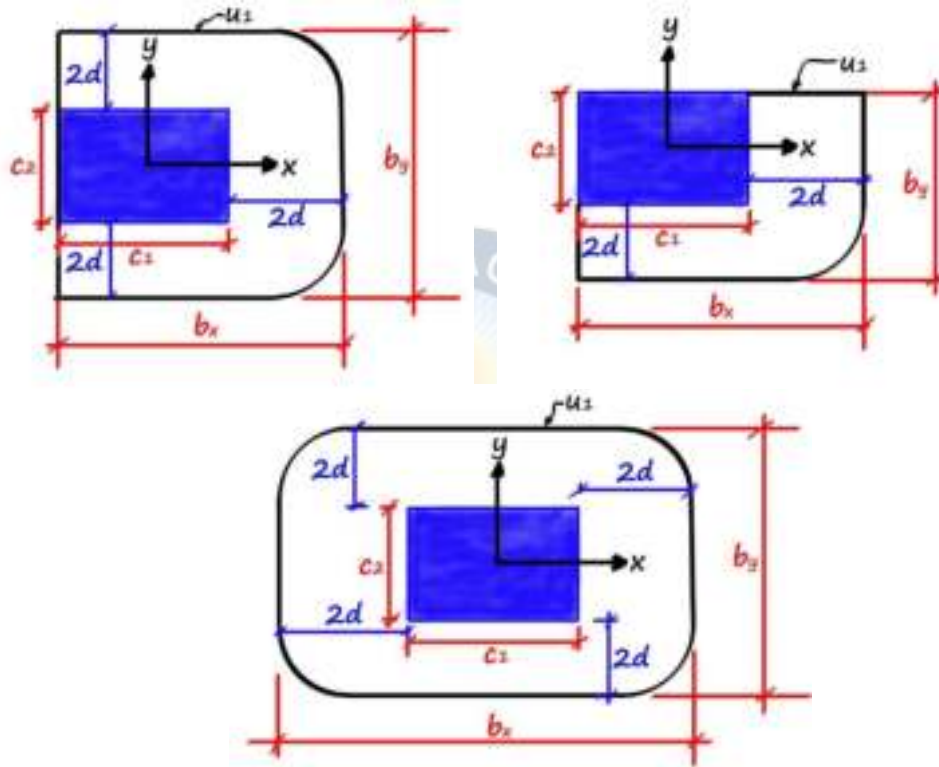


Figura 3.37. Superficie Crítica y perímetro Crítico para Soportes interiores, de borde y esquina.

Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Soportes interiores} \rightarrow u_1 = 4 \cdot \pi \cdot d + 2 \cdot (c_1 + c_2) \quad (\text{Ec. 3.105})$$

$$\text{Soportes de borde} \rightarrow u_1 = 2 \cdot \pi \cdot d + c_2 + 2 \cdot c_1 \quad (\text{Ec. 3.106})$$

$$\text{Soportes de esquina} \rightarrow u_1 = \pi \cdot d + c_1 + c_2 \quad (\text{Ec. 3.107})$$

Perímetro de comprobación para soportes rectangulares:

$$\text{Soportes interiores} \rightarrow u_0 = 2 \cdot (c_1 + c_2) \quad (\text{Ec. 3.108})$$

$$\text{Soportes de borde} \rightarrow u_0 \leq c_1 + 2 \cdot c_2 \quad (\text{Ec. 3.110})$$

$$\text{Soportes de esquina} \rightarrow u_0 \leq c_1 + c_2 \quad (\text{Ec. 3.111})$$

Losas sin Armadura de Punzonamiento:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd} \quad (\text{Ec. 3.112})$$

Donde: τ_{sd} es la tensión nominal de cálculo en el perímetro crítico

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d} \quad (\text{Ec. 3.113})$$

$F_{sd,ef}$ es el esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo, teniendo en cuenta el efecto de momento transferido entre losa y soporte.

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd} \quad (\text{Ec. 3.114})$$

Situación	β
Cuando no existen momentos transferidos entre losa y soporte	1,00
Cuando existen momentos transferidos entre losa y soporte o soportes int.	1.15
En soportes de Borde	1.40
En soportes de Esquina	1.50

Tabla 3.16. Coeficientes que toman en cuenta los efectos de excentricidad de la carga

Fuente: Elaboración propia, EHE – 08, Pag 230

F_{sd} es el esfuerzo de punzonamiento de cálculo

d es el canto útil de la losa

τ_{rd} es la tensión máxima resistente en el perímetro crítico

$$\tau_{rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \varepsilon (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.1 \cdot \sigma_{cd} \quad (\text{Ec. 3.115})$$

ρ_l es la cuantía geométrica de armadura longitudinal principal de tracción de la losa

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0.02 \quad (\text{Ec. 3.116})$$

ρ_x y ρ_y son las cuantías en dos direcciones perpendiculares. En cada dirección la cuantía a considerar es la existente en un ancho igual a la dimensión del soporte más $3d$ a cada lado del soporte o hasta el borde de la losa, se trata de un soporte de borde o esquina.

$$\varepsilon = 1 + \frac{200}{d} \leq 2.0 \quad (\text{Ec. 3.117})$$

σ_{cd} es la tensión axial media en la superficie crítica, al no tener esfuerzos procedentes de pretensado este valor es cero.

Si no se cumple la condición dada en la [Ec. 3.112](#) se puede modificar lo siguiente:

- Aumento del canto útil de la losa
- Disponer capiteles
- Aumentar las secciones de la columna inferior
- Colocar armaduras trasversales de punzonamiento

3.13.3. Diseño de Columnas

En el diseño de los elementos estructurales, es imprescindible el diseño de columnas debido a que éstas son las encargadas de resistir todas las solicitaciones de una estructura y transmitir las hacia las fundaciones, de modo que su falla llevaría al colapso de toda la edificación. Según el requerimiento de cada columna debido a las solicitaciones que soporta, este puede adquirir diferentes métodos de cálculo, de acuerdo a lo siguiente:

Longitud de Pandeo, que es la distancia entre los dos nudos de la columna sometida a compresión:

$$L_p = \alpha \cdot L \quad (\text{Ec. 3.118})$$

Donde:

L: Longitud de la columna

α es el factor de longitud de pandeo y se lo puede obtener de dos formas, la primera es mediante la siguiente tabla para columnas aisladas:

Sustentación de la pieza de longitud L	Valor del coeficiente α
Un extremo libre y otro empotrado	2
Ambos extremos articulados	1
Ambos extremos empotrados, pero con libre desplazamiento normal a la directriz.	
Un extremo con articulación fija y el otro empotrado	0.7
Ambos extremos empotrados	0.5

Tabla 3.17. Coeficientes “α” para columnas aisladas

Fuente: Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

La segunda especificado para soportes pertenecientes a pórticos se lo obtiene por las ecuaciones 3.119 y 3.120 junto con los nomogramas de Jackson Moreland (figura 3.39).

$$\psi_A = \frac{\frac{EI_{c1}}{L_{c1}} + \frac{EI_{c2}}{L_{c2}}}{\frac{EI_{v1}}{L_{v1}} + \frac{EI_{v2}}{L_{v2}}} \quad (\text{Ec. 3.119})$$

$$\psi_B = \frac{\frac{EI_{c2}}{L_{c2}} + \frac{EI_{c3}}{L_{c3}}}{\frac{EI_{v3}}{L_{v3}} + \frac{EI_{v4}}{L_{v4}}} \quad (\text{Ec. 3.120})$$

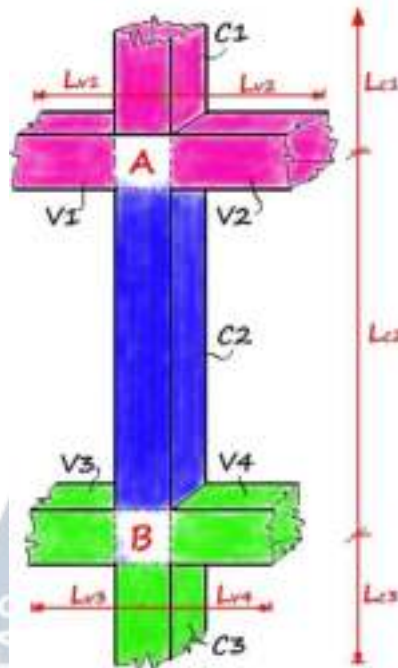


Figura 3.38. Ubicación de vigas y columnas para obtener ψ_A y ψ_B

Fuente: Elaboración Propia

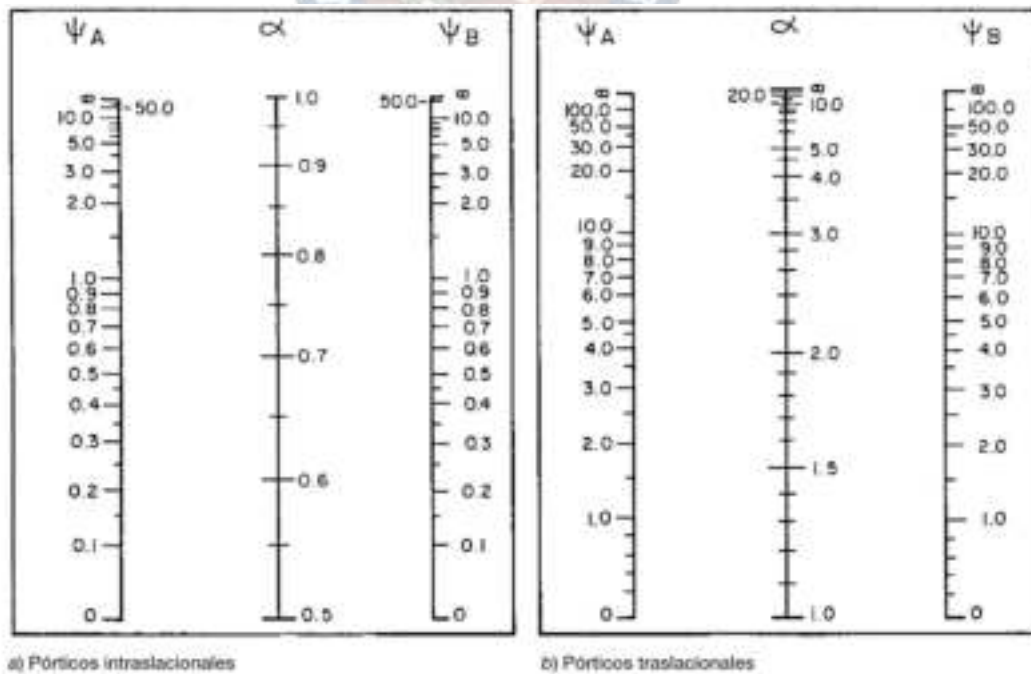


Figura 3.39. Nomogramas de Jackson y Moreland

Fuente: Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

Se entiende por **ESBELTEZ** a la propiedad que tiene una columna al ser alta y delgada, gracias a esto se conoce que existen columnas cortas, medianas y esbeltas.

Esbeltez mecánica

$$\lambda_m = \frac{L_p}{i_{min}} \quad (\text{Ec. 3.121})$$

Donde: i_{min} es el radio de giro mínimo y este dado por:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (\text{Ec. 3.122})$$

I es el momento de inercia de la sección
 A es el área de la sección

Esbeltez Geométrica

$$\lambda_g = \frac{L_p}{b_{min}} \quad (\text{Ec. 3.123})$$

Siendo b_{min} la dimensión mínima o dimensión en el sentido del pandeo.

Teniendo en cuenta las ecuaciones 3.121 y 3.123, se obtiene:

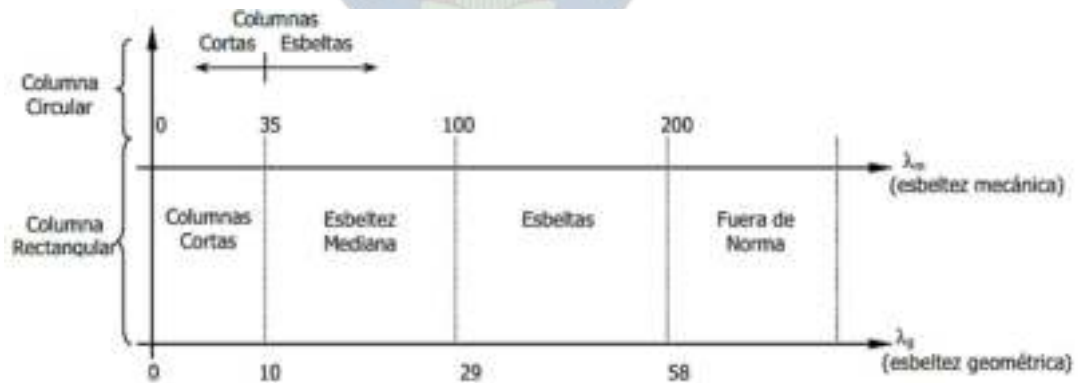


Figura 3.40. Clasificación de las Columnas de acuerdo a la esbeltez

Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado I

De la figura 3.40 se obtiene la siguiente tabla:

Columna	Esbeltez Mecánica	Esbeltez Geométrica	Excentricidad y Solicitación de Diseño	Método de cálculo
Corta $\lambda_m < \lambda_{lim}$	$0 < \lambda_m < 17.5$	$0 < \lambda_g < 5$	$e = 0$ Compresión Simple	Columna Confinada
	$17.5 \leq \lambda_m < 35$	$5 < \lambda_g < 10$	$e = 0$ Compresión Simple	Columna sin confinamiento
Intermedia (Esbeltez Mediana) $\lambda_{lim} \leq \lambda_m < 100$	$35 \leq \lambda_m < 100$	$10 < \lambda_g < 29$	$0 < e \leq e_{min}$ Compresión Simple	Esbeltez moderada
			$e_{min} \leq e \leq e_{secc}$ Compresión Compuesta	Método Práctico o Pivote "C"
			$e_{secc} < e$ Flexión Compuesta	Aproximado EHE, Flexión Recta
Larga (Esbelta) $\lambda_m > \lambda_{lim}$	$100 \leq \lambda_m < 200$	$29 < \lambda_g < 58$	$e_{secc} < e$ Flexión Compuesta	ELU de inestabilidad
No recomendable	$\lambda_m \geq 200$	$\lambda_g \geq 58$	Fuera de la Norma	

Tabla 3.18. Método de cálculo de columnas de Hormigón Armado

Fuente: Santalla Alejo, E. Cálculo y Diseño en Hormigón Armado (1ra Ed.)

De acuerdo a la [Tabla 3.18](#), Se muestra diferentes métodos de cálculo, donde los más representativos son el método del pivote "C", el método práctico y el método aproximado de la columna modelo, flexión recta.

Tal y como su nombre lo indica el **método práctico** es más cómodo a la hora de realizar los respectivos cálculos y viene dado por las siguientes ecuaciones:

Excentricidades:

$$e = \frac{M_{dG}}{N_{dG}} \quad (\text{Ec. 3.124})$$

$$e_{min} = \text{mayor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{20} [cm] \\ 2 [cm] \end{array} \right\} \quad (\text{Ec. 3.125})$$

$$e_{max} = \frac{h - d_1 - d_2}{2} \quad (\text{Ec. 3.126})$$

$$e_{min} \leq e \leq e_{max} \quad (\text{Ec. 3.127})$$

Si: $e \leq e_{min} \rightarrow$ Diseñar a compresión Compuesta con:

$$M_{dG} = e_{min} * N_{dG} \quad (\text{Ec. 3.128})$$

Si: $e > e_{max} \rightarrow$ Aumentar la dimensión a $h \geq 2 \frac{M_{dG}}{N_{dG}} + d_1 + d_2$ o diseñar a Flexo compresión

Solicitaciones de Diseño, Por teorema de Ehlers:

Respecto a A_{s1} : $M_d = M_{dG} - (-N_{dG}) * e_{max}$

Respecto a A_{s2} : $M_d^* = M_{dG} - N_{dG} * \left(\frac{h}{2} - d_2\right) \quad (\text{Ec. 3.129})$

Donde: $N_d^* = N_{dG}$ esta a compresión

Esfuerzos de Referencia:

Momento y Axial reducido a Compresión

$$\mu^* = \frac{M_d^*}{(\alpha_{cc} * f_{cd}) * b * h^2} \quad (\text{Ec. 3.130})$$

$$v^* = \frac{N_d^*}{(\alpha_{cc} * f_{cd}) * b * h} \quad (\text{Ec. 3.131})$$

Momentos reducidos límite a compresión

$$\mu_{cmin} = \frac{17}{21} \left(\frac{99}{238} - \delta_2 \right) \quad (\text{Ec. 3.132})$$

$$\mu_{cmax} = \frac{1}{2} - \delta_2 \quad (\text{Ec. 3.133})$$

$$\text{Donde: } \delta_2 = \frac{d_2}{h}$$

Análisis de Casos:

- Si: $|\mu^*| \leq \mu_{cmin} \rightarrow$ Diseño con Armadura mínima o Reducimos la sección
- Si: $\mu_{cmin} \leq |\mu^*| \leq \mu_{cmax} \rightarrow$ Diseño con Armadura Unilateral ($A_{s2} \neq 0$; $A_{s1} = 0$)
- $|\mu^*| > \mu_{cmax} \rightarrow$ Diseño con Armadura Doble y/o Simétrica

Diseño:

a) Las fórmulas son las mismas que se utiliza para compresión simple:

$$0.10 * N_d \leq A'_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd} \quad (\text{Ec. 3.134})$$

$$A_{s_min} = \frac{5}{1000} * A_c \quad (\text{Ec. 3.135})$$

b) Armadura unilateral:

$$\psi = \frac{0.3571 - \mu^*}{0.8571 - \delta_2} \quad (\text{Ec. 3.136})$$

$$\alpha = \frac{4 + 6.8739\sqrt{1 - \psi}}{16.039\sqrt{1 - \psi}} \quad (\text{Ec. 3.137})$$

Se verificar que: $\psi \leq 1$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{\alpha - \frac{d_2}{h}}{\alpha - \frac{3}{7}} \right) 2\text{‰} \quad (\text{Ec. 3.138})$$

Para acero de dureza natural:

$$0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} \rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s * E_s \quad (\text{Ec. 3.139})$$

$$\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = f_{yd} \quad (\text{Ec. 3.140})$$

Comprobado todo se obtiene la armadura:

$$A_{s2} = \frac{1}{\sigma_{s2}} (N_d^* - N_c) \quad (\text{Ec. 3.141})$$

$$\text{Donde: } N_c = \psi * N_{co} = \psi * \sigma_{bc} * b * h = \psi * 0.85 f_{cd} * b * h$$

c) Diseño con armadura doble y/o simétrica

En armadura simétrica el objetivo es hallar un $\alpha = \alpha_{simétrico}$ que proporcione:

$A_{s2}' = A_{s1}'$. Este valor siempre es mayor o igual a 1.

Factor de distancia del pivote C a la fibra menos comprimida:

$$\varepsilon = \frac{4}{7\alpha - 3} \quad (\text{Ec. 3.142})$$

Factor de forma del bloque comprimido:

$$\psi = 1 - \frac{4}{21}\xi^2 \quad (\text{Ec. 3.143})$$

Factor de profundidad del C.G. del bloque de compresión:

$$\delta_G = \frac{\frac{1}{2} - \frac{8}{49}\varepsilon^2}{\psi} \quad (\text{Ec. 3.144})$$

Cuantía mecánica de las armaduras:

$$\omega_1 = \frac{-\mu^* - \psi(\delta_G - \delta_2)}{\delta - \delta_2} \quad (\text{Ec. 3.145})$$

$$\omega_2 = v^* - \psi - \omega_1 \quad (\text{Ec. 3.146})$$

Deformación de las armaduras:

$$\varepsilon_{s1} = \left(\frac{\alpha - \delta}{\alpha - \frac{3}{7}} \right) 2\text{‰} \quad (\text{Ec. 3.147})$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{\alpha - \delta_2}{\alpha - \frac{3}{7}} \right) 2\text{‰} \quad (\text{Ec. 3.148})$$

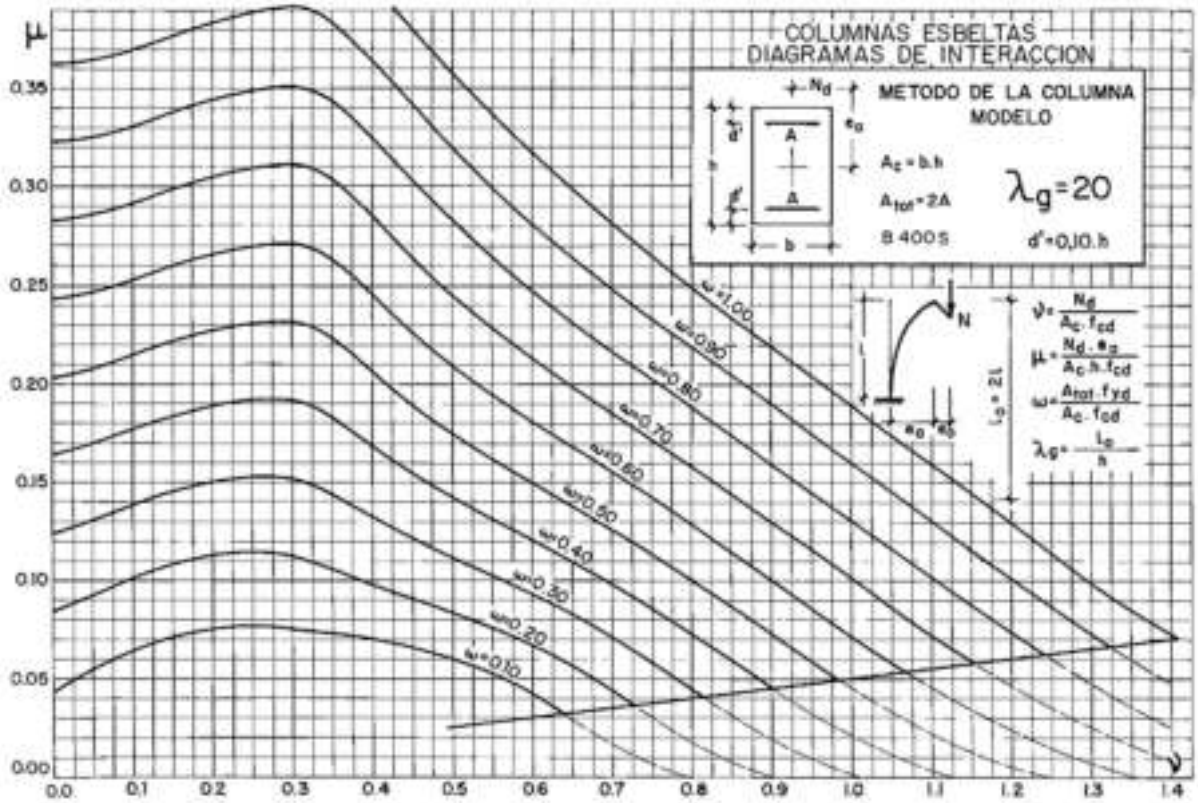
Armaduras de refuerzo:

$$A_{s1} = \frac{\omega_1 * \alpha_{cc} * b * h * f_{cd}}{\sigma_{s1}} \quad (\text{Ec. 3.149})$$

$$A_{s2} = \frac{\omega_2 * \alpha_{cc} * b * h * f_{cd}}{\sigma_{s2}} \quad (\text{Ec. 3.150})$$

Otro método para el dimensionamiento de columnas es el método aproximado de la columna modelo propuesto por el Eurocódigo y admitido por la EHE. Aunque es un método muy laborioso se puede obtener resultados muy próximos a la realidad. Sin embargo, puede reducirse esta labor usando diagramas de interacción como las que se proponen en el libro de Jiménez Montoya ([Figura.3.41](#)).

En estos diagramas se entra con el axil reducido y el momento de primero orden reducido obteniendo directamente la cuantía mecánica y por ende también la armadura necesaria.



*Figura 3.41. Diagrama de Interacción para el método aproximado.
Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)*

También es recomendable aplicar el método de Flexión Esviada a columnas que no presenten un plano de simetría”, los mismos que pueden producir flexiones secundarias, que generalmente suelen despreciarse según las consideraciones de pandeo y excentricidad. Aunque debido al complejo tratamiento numérico de la flexión esviada, se hace uso de diferentes métodos aproximados para resolver el problema sin la ayuda de un ordenador.

La normativa CBH – 87 en su acápite 8.1.6, recomienda el uso del método de “**Reducción a Flexión Recta**”, adoptado del Manual Flexión – Compresión del CEB y la instrucción española EHE, que fue obtenido en parte gracias a los aportes del *profesor Pedro Jiménez Montoya*.

Este método permite el cálculo de secciones solamente rectangulares, con armaduras iguales en sus cuatro caras además de las armaduras en sus cuatro esquinas y reduce la flexión esviada a flexión recta, quedando del lado de la seguridad.

Tomando en consideración lo mencionado antes, el método de reducción a flexión recta presenta una sección rectangular de dimensiones $b \times h$ (*Figura 3.42*) sometida a un esfuerzo de compresión N_d y a flexiones: M_{xd} y M_{yd} :

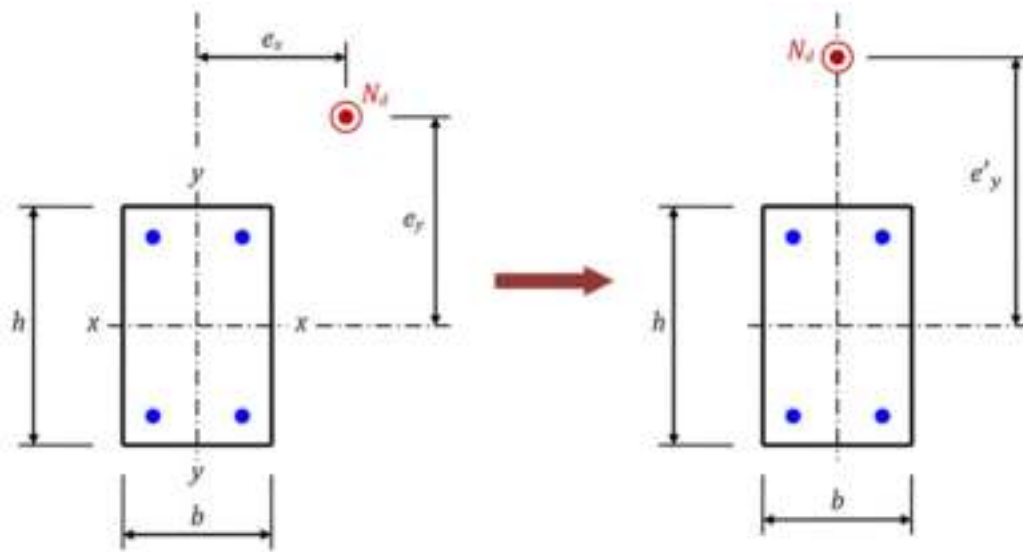


Figura 3.42. Reducción de la Flexión Esviada a una Flexión Recta
Fuente: Fco. De Borja Varona Moya (2012). Apuntes de Hormigón Armado EHE

Las excentricidades vienen dadas por:

$$e_x = \frac{M_{yd}}{N_d} \quad (\text{Ec. 3.151}) ; \quad e_y = \frac{M_{xd}}{N_d} \quad (\text{Ec. 3.152})$$

Como se ve en la *Figura 3.42*, el esfuerzo axial N_d con excentricidades e_x y e_y son sustituidos por el mismo esfuerzo N_d , pero solo con una nueva excentricidad e'_y definida como:

$$e'_y = e_y + \beta * e_x * \frac{h}{b} \quad (\text{Ec. 3.153})$$

Dado que se hace uso de los ábacos del libro de Jiménez Montoya, se realiza una serie de modificaciones a la *Ecuación 3.153*, además de tomar en cuenta también:

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} * b * h} \quad ; \mu_x = \frac{N_d * e_y}{f_{cd} * b * h^2} \quad ; \quad \mu_y = \frac{N_d * e_x}{f_{cd} * b^2 * h}$$

Quedando así un **momento reducido equivalente en flexión recta**:

$$\mu = \mu_1 + \beta * \mu_2 \quad (\text{Ec. 3.154})$$

Donde: μ_1 el mayor de los momentos (μ_x o μ_y), μ_2 el menor de los momentos (μ_x o μ_y) y β una constante cuyos valores se expresan en la [tabla 3.19](#).

v	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
β	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Tabla 3.19. Valores de β para la reducción a Flexión Recta

Fuente: Jiménez Montoya (2011). *Hormigón Armado (15va Ed)*

Esta última [Ecuación 3.154](#) es la definida actualmente en el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya el cuál simplifica el paso de ver si cumple o no la relación $\frac{e_y}{e_x} \geq \frac{h}{b}$.

Entonces, el momento flector M_d que actúa junto con el esfuerzo axial N_d en el problema reducido es:

$$M_d = \mu * f_{cd} * b * h^2 \quad ; \text{ si } \mu_1 = \mu_x \quad (\text{Ec. 3.155})$$

$$M_d = \mu * f_{cd} * h * b^2 \quad ; \text{ si } \mu_1 = \mu_y \quad (\text{Ec. 3.156})$$

Es necesario tomar en cuenta que si en la resolución del dimensionamiento en flexión recta se obtiene un valor de la cuantía mecánica ω superior a 0.6, es necesario efectuar un nuevo cálculo aumentando en 0.1 el valor de β , pero si al contrario el valor de ω es menor que 0.2, se tiene que disminuir β en 0.1.

Ya obtenido el valor de ω , se reemplaza en la siguiente ecuación:

$$\omega = \frac{A_{s_tot} * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} \quad (\text{Ec. 3.157})$$

De donde obtendremos el área total de acero necesario para resistir las solicitaciones respectivas, cabe decir que este método de reducción a flexión recta da como resultado una

armadura ligeramente superior a la que se podría obtener por el método de ábacos adimensionales en roseta para flexión esviada, lo que nos confirma que este método queda del lado de la seguridad.

Excentricidad mínima

$$e_{min} \geq \left\{ \frac{h}{20} ; 2 \text{ cm} \right\} \quad (\text{Ec. 3.157})$$

Siendo “h” es el canto total en la dirección en la que se hace el estudio en cm, y por lo tanto si la sección posee un momento flector actuante M_d inferior a $M_{d,min}$ esta se dimensionará para el esfuerzo N_d y para el momento $M_{d,min}$.

Cuantía mecánica mínima

$$A'_{s1} * f_{yc,d} \geq 0.05 N_d \quad (\text{Ec. 3.158})$$

$$A'_{s2} * f_{yc,d} \geq 0.05 N_d \quad (\text{Ec. 3.159})$$

Cuantía geométrica mínima

$$AH 500 \rightarrow A_s = 4\%_0 \cdot b \cdot h \quad (\text{Ec. 3.161})$$

Cuantías máximas

$$A'_{s1} * f_{yc,d} < 0.5 f_{cd} * A_c \quad (\text{Ec. 3.162})$$

$$A'_{s2} * f_{yc,d} < 0.5 f_{cd} * A_c \quad (\text{Ec. 3.163})$$

3.13.4. Diseño de Muros

3.13.4.1. Muros de Corte

Los muros de corte en general están lateralmente restringidos en cada piso de la edificación por las losas y son diseñados para resistir fuerzas de flexión y normal. En general los muros están en compresión, pero cuando las tensiones de flexión exceden las tensiones de fuerza normal, da el caso que puede desarrollarse tracción en uno de los bordes de los muros. En secciones rectangulares esto ocurre cuando:

$$e = \frac{M_z}{N} > \frac{L}{6} \quad (\text{Ec. 3.164})$$

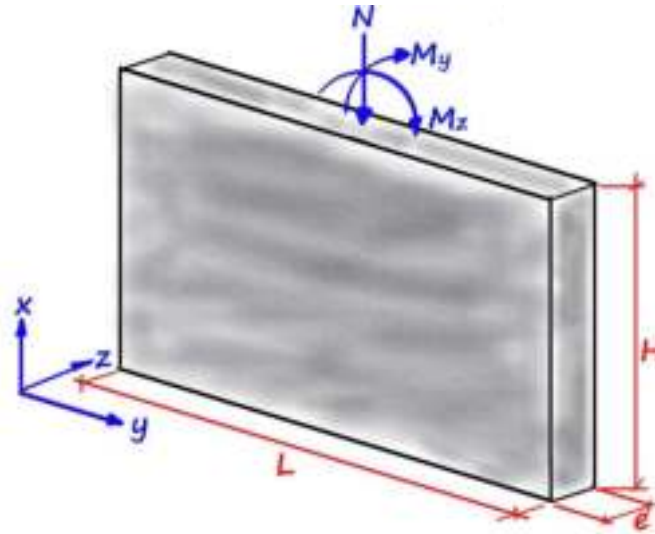


Figura 3.43. Muro de corte de altura sometido a esfuerzos N , M_y , M_z
Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

Por otro lado, los muros de corte pueden ser diseñados por zonas, en determinadas zonas se necesita refuerzo vertical por el esfuerzo normal " N " y el momento " M_y ", y en otras zonas se necesita armadura concentrada por el esfuerzo " M_z ". Además, se debe de considerar necesariamente:

$$\frac{H}{L} > 1 \rightarrow \text{Control del diseño a Flexión} \quad (\text{Ec. 3.165})$$

$$\frac{H}{L} < 1 \rightarrow \text{Control del diseño a Corte} \quad (\text{Ec. 3.166})$$

Para el **diseño de las barras en una sola zona** se toma en cuenta la siguiente gráfica:

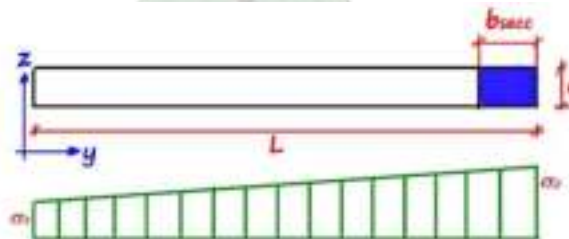


Figura 3.44. Distribución de Tensiones a lo largo del muro
Fuente: Elaboración Propia

Máxima tensión de compresión del muro debido a los esfuerzos normal y momento en z

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad (\text{Ec. 3.167})$$

Siendo " N " el esfuerzo normal al que está sometido el muro y
" A " es el producto del largo " L " del muro y su espesor " e ".

$$\sigma_M = \frac{M_z \cdot y}{I} \quad (\text{Ec. 3.168})$$

Donde “ M_z ” es el momento al que está sometido el muro
 “ y ” es el centro de gravedad del muro en su eje “ y ”
 “ I ” es la inercia en el eje z del muro.

Se divide el muro en partes de 50 cm y se diseña cada parte como si fuera una columna sometida a flexión y compresión empezando de la sección con mayor valor en el canto del muro.

$$N_{secc} = \sigma_{prom} \cdot b_{secc} \cdot e \quad (\text{Ec. 3.169})$$

Donde “ σ_{prom} ” es la tensión promedio en la sección del canto
 “ b_{secc} ” es la parte de 50 cm del muro de corte
 “ e ” es el espesor del muro.

$$M_{secc} = M_y \cdot \frac{b_{secc}}{L} \quad (\text{Ec. 3.170})$$

Para el **diseño de las barras en zonas de canto** se toma en cuenta la siguiente gráfica:

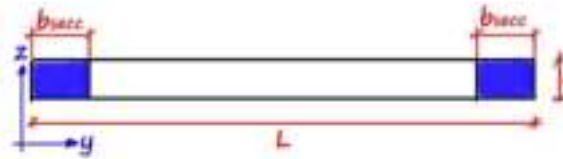


Figura 3.45. Zonas de borde en muros de corte

Fuente: Elaboración Propia

Carga en cada zona de borde de 50 cm a causa del esfuerzo normal “ N ” y el momento “ M_z ”:

$$q_M = \frac{M_z}{z} \quad (\text{Ec. 3.171})$$

Siendo el brazo de palanca $z = L - b_{secc}$

$$q_N = \frac{N}{\# \text{ partes en que se divide el muro}} \quad (\text{Ec. 3.172})$$

Para la zona de borde como una columna sujeta a una carga axial y un momento flector:

$$q_{axial} = q_M + q_N \quad (\text{Ec. 3.173})$$

$$M_{secc} = M_y \cdot \frac{b_{secc}}{L} \quad (\text{Ec. 3.174})$$

Se diseña una de las columnas del sector medio como si fuera una columna sujeta a una carga axial y momento flector ya obtenidos en las dos últimas ecuaciones.

Para el **diseño de corte en el plano** no existe un método descrito en la normativa para poder verificar la fuerza de corte, pero se puede adoptar lo siguiente de acuerdo a la [Figura 3.46](#):

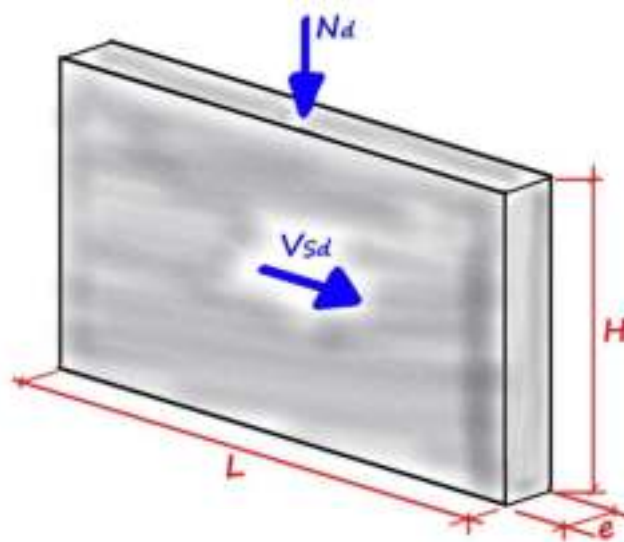


Figura 3.46. Esfuerzo de corte en el plano del muro
Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

Distancia de la sección Crítica:

$$d = \begin{cases} 0.5 \cdot L_w \\ 0.5 \cdot H_w \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.175})$$

Resistencia al corte de la sección sin armadura V_{cu} :

$$v_d = V_{cu} + V_{su} \quad (\text{Ec. 3.176})$$

$$V_{cu} = (v_{cu} + |0.15|\sigma_{cd}) \cdot L_{eff} \cdot e \quad (\text{Ec. 3.177})$$

$$\text{Siendo: } \sigma_{cd} = \frac{N_d}{L \cdot e} \quad ; \quad L_{eff} = k \cdot L_w \quad (k = 0.8 - 0.9)$$

Resistencia al corte provisto por la armadura V_{su} :

$$V_{su} = \rho_w \cdot f_{yad} \cdot L_{eff} \cdot e \quad (\text{Ec. 3.178})$$

Siendo: ρ_w cuantía de la armadura horizontal.

Cuantía de Armadura:

Armadura	Área	Espaciamiento
Vertical	4‰ – 4% de Ac Generalmente dispuesta 50% en cada cara	< 2 e < 30 cm
Horizontal	No menor del 50% del refuerzo vertical	< 30 cm

Tabla 3.20. Requerimiento de Armadura en muros de corte

Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

Para prevenir el hinchamiento del encofrado de los muros de corte, se puede hacer la disposición de armadura transversal en forma de ganchos que ayuden a mitigar el efecto de grandes fuerzas de compresión. Esto ocurre cuando el área del refuerzo vertical supera el 2 % de área del concreto.

Por otro lado, la normativa CBH – 87 viene de bases normativas europeas como el código estructural en su artículo 19.6.2, de donde los muros se pueden verificar de la siguiente manera:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (\text{Ec. 3.179})$$

Donde: V_{Ed} Resistencia mayorada de corte

V_{Rd} Resistencia a Cortante de Diseño

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (\text{Ec. 3.180})$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (\text{Ec. 3.181})$$

Siendo: A_{sw} como el área de la sección de armadura de cortante

s es la separación de los cercos u horquillas

$$f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{yd}$$

α_{cw} es el coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido:

$$\sigma_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \quad ; 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \quad (\text{Ec. 3.182})$$

$$\sigma_{cw} = 1.25 \quad ; 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \quad (\text{Ec. 3.183})$$

$$\sigma_{cw} = 2.5 \cdot \left(1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \quad ; 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 1.0 \cdot f_{cd} \quad (\text{Ec. 3.184})$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed} - A'_s \cdot f_{yd}}{A_c} \quad (\text{Ec. 3.185})$$

b_w es el ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión

z es el brazo mecánico ($z = 0.8 \cdot L$)

v_1 es el coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto cortante. (Para $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow v_1 = 0.6$)

3.13.4.2. Muros de Sótano

El dimensionamiento de los muros de sótano se lo realiza a flexión compuesta:

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (\text{Ec. 3.186})$$

$$\alpha = 1.2021(1 - \sqrt{1 - 2.055\mu}) \quad (\text{Ec. 3.187})$$

Siendo que $\alpha \leq \alpha_{3lim}$ para que no exista la posibilidad de armadura doble

$$\beta = 1 - \frac{99}{238} \cdot \alpha \quad (\text{Ec. 3.188})$$

$$A_s = \frac{a}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{M_d}{\beta \cdot d} \right) \quad (\text{Ec. 3.189})$$

Cuantía mínima en Armadura Vertical

$$\rho = 0.9 \text{‰} \cdot b \cdot h \quad (\text{Ec. 3.190})$$

Cuantía mínima en Armadura Horizontal

$$\rho = 3.2 \text{‰} \cdot b \cdot h \quad (\text{Ec. 3.191})$$

Estas cuantías se distribuyen colocando el 50% en cada cara.

3.13.5. Diseño de Escaleras

Para el dimensionamiento de las escaleras se hace uso de las siguientes fórmulas:

Por cuantía mínima:

$$A_s = 0.04 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_{1m} \cdot h \quad (\text{Ec. 3.192})$$

Área de armadura positiva:

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b_{1m} \cdot d^2} \quad (\text{Ec. 3.193})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad (\text{Ec. 3.194})$$

$$N_c = 0.80 \cdot a \cdot f_{cd} \cdot b_{1m} \cdot d = N_{s1} \quad (\text{Ec. 3.195})$$

$$A_{s1} = \frac{N_{s1}}{f_{yd}} \quad (\text{Ec. 3.196})$$

Armadura Negativa:

$$A_{s2} = \frac{1}{4} A_{s1} \quad (\text{Ec. 3.197})$$

Armadura Transversal:

$$A_{st} = 0.2 \cdot A_{s1} \quad (\text{Ec. 3.198})$$

3.13.6. Diseño de Cimentaciones

Es importante tener conocimiento del área de la losa de cimentación, el centro de gravedad y posición de la resultante de todas las solicitaciones que llegan a través de las columnas.

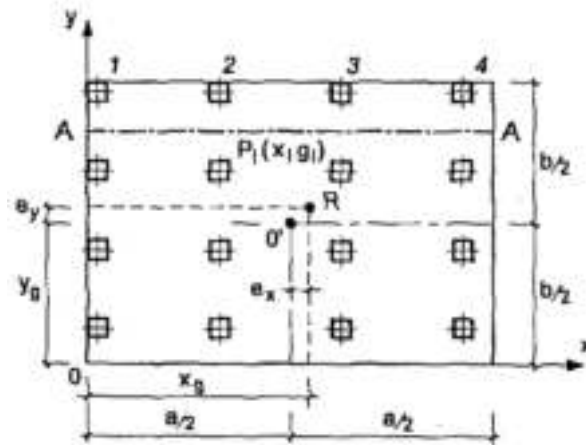


Figura 3.47. Representación de una losa de Cimentación

Fuente: Ing. José Calavera Ruiz. *Cálculo de Estructuras de Cimentación* (4ta Ed.)

$$x_g = \frac{\sum N_i x_i + \sum M_{xi}}{\sum N_i} \quad (\text{Ec. 3.199})$$

$$y_g = \frac{\sum N_i y_i + \sum M_{yi}}{\sum N_i} \quad (\text{Ec. 3.200})$$

Siendo: x_g, y_g las coordenadas de la resultante:

$$R = \sum N_i \quad (\text{Ec. 3.201})$$

Conocido el valor y la posición de "R", la distribución de tensiones viene dada por:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \quad (\text{Ec. 3.202})$$

Pero conocer la distribución de tensiones sobre la losa no indica que se tenga un cálculo de los esfuerzos fácil en diferentes partes de la losa de cimentación. Por lo que se considera varios métodos como el de vigas virtuales, e incluso se recomienda un cálculo en computador discretizando la losa y suponiéndola apoyada en un semiespacio elástico. Pero dado a la incertidumbre de la deformabilidad del suelo, cimiento y estructura tampoco con el cálculo con ordenador es sumamente preciso.

Aun así, es lo más recomendado el cálculo con ordenador, llevando a obtener la distribución de armaduras de manera más fácil, asimilándolo como si fuera una losa maciza diseñado a flexión y verificado a corte y punzonamiento.

Para la verificación de esfuerzo cortante debe de cumplirse:

$$V_d \leq V_{cu} \quad (\text{Ec. 3.203})$$

Donde V_{cu} se lo obtiene tal y como se lo indico en la *ecuación 3.66*

Para la verificación a punzonamiento en zonas con armadura transversal se tiene:

$$\tau_{sd} \leq 0.75 \cdot \tau_{rd} + 1.5 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \text{sen } \alpha}{s \cdot u_1} \quad (\text{Ec. 3.204})$$

Siendo τ_{sd} : Tensión Tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico (*Ec. 3.113*)

τ_{rd} : Tensión máxima resistente en el perímetro crítico obtenida de (*Ec. 3.115*)

A_{sw} : Área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte o área cargada, en mm².

s : Distancia en dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura. (*figura 3.48*), en mm o entre el perímetro y la cara del soporte, si sólo hay uno.

f_{yd} : Resistencia de Cálculo de la armadura no mayor a 400 N/mm².

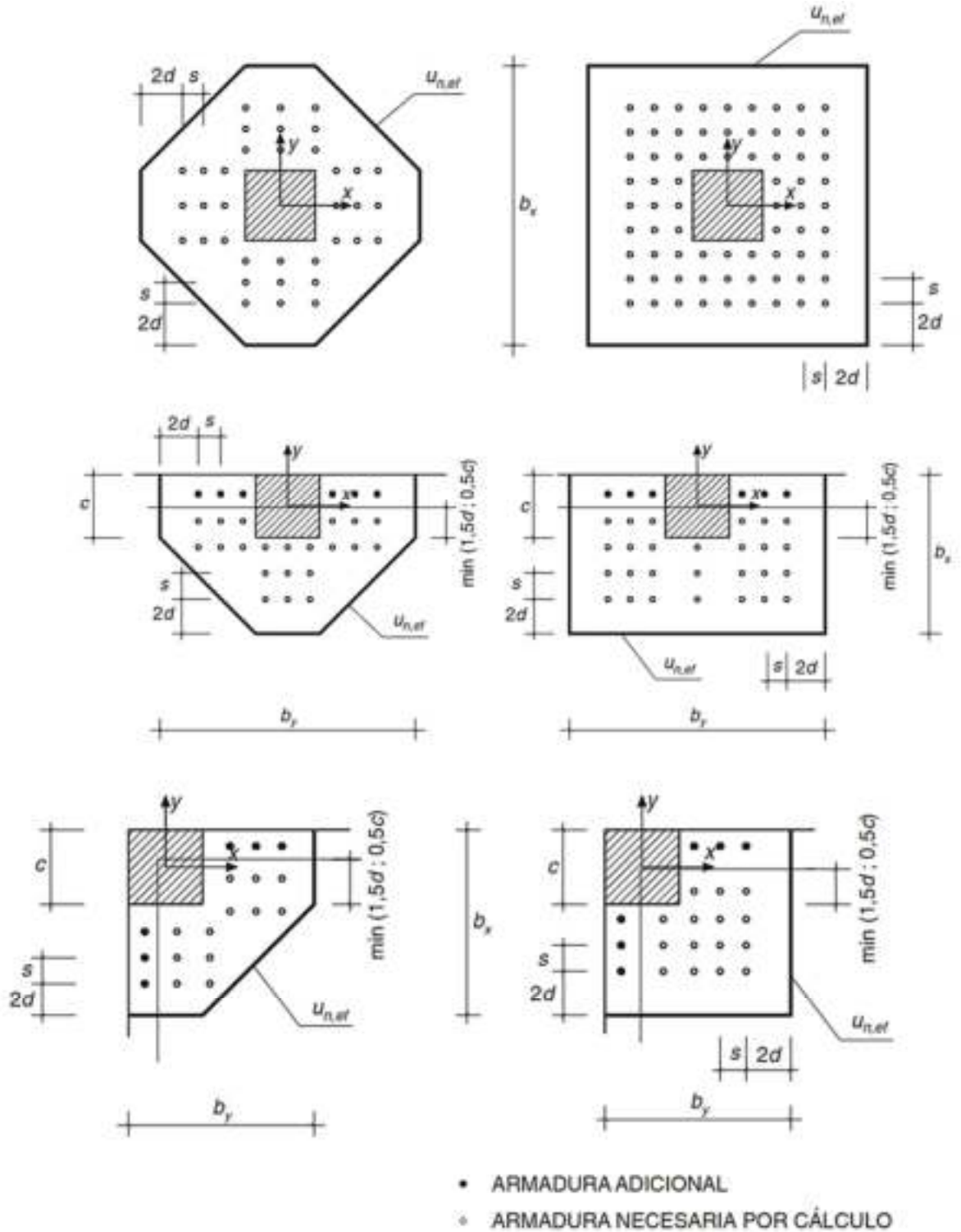


Figura 3.48. tipos de Armado de Punzonamiento
 Fuente: Norma EHE – 08, Artículo 46.4.3, figura 46.5a, pág. 234

3.14. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN NB – 1225001

3.14.1. Diseño de Vigas

3.14.1.1. Diseño a Flexión

Sea la siguiente gráfica:

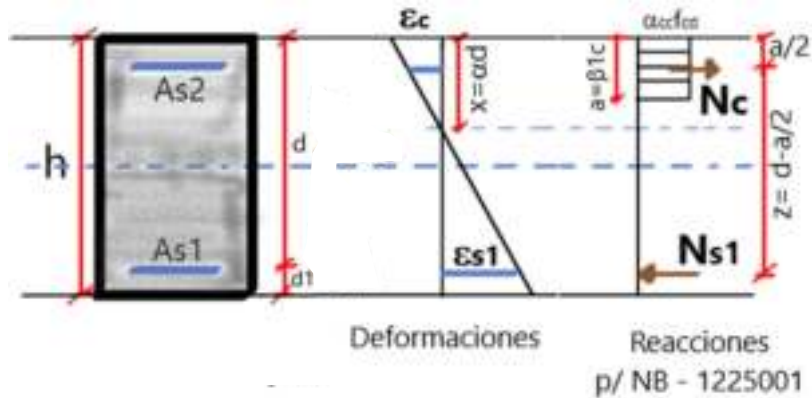


Figura 3.49. Diagramas de Tensión y deformación del Hormigón Armado para una viga a Flexión
Fuente: Elaboración Propia

Tomando en consideración la Figura 3.32, se tiene:

$$\alpha_{cc} = 0.85 ; \epsilon_c = 3 \text{ ‰} ; \text{Como } f'_c \leq 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

Para la altura del bloque de compresión “a”:

$$N_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (\text{Ec. 3.205})$$

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_y \quad (\text{Ec. 3.206})$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Ec. 3.207})$$

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \geq M_u \quad (\text{Ec. 3.208})$$

$$0.5a^2 - d \cdot a + \frac{M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b} = 0 \quad (\text{Ec. 3.209})$$

Se resuelve la ecuación de segundo grado escogiendo el valor de “a” menor.

Área de Acero calculado:

$$A_s = \frac{N_c}{f_y} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (\text{Ec. 3.210})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (\text{Ec. 3.211})$$

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.212})$$

Siempre y cuando este valor no sea menor a $\frac{1.4}{f_y} \cdot b \cdot d$

Cuantía máxima:

$$\rho_{max} = \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + 0.005} \right) \quad (\text{Ec. 3.213})$$

Armadura máxima:

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.214})$$

Si bien se puede calcular también armadura a compresión, no es recomendable ello frente al aumento de la sección de la viga que se puede realizar. Por lo que cuando la cuantía con el acero calculado supere la cuantía máxima es mejor incrementar la base o altura de la viga hasta que la cuantía máxima sea mayor que la cuantía calculada.

3.14.1.2. Diseño a Corte

El diseño de vigas sometidas a esfuerzo cortante se basa en:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 3.215})$$

Siendo V_u el esfuerzo cortante mayorado en la sección considerada

V_n es la resistencia nominal al cortante dada por:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 3.216})$$

V_c es la resistencia nominal al cortante que da el hormigón

V_s es la resistencia nominal al cortante dado por la armadura calculada.

Resistencia a Cortante del Hormigón:

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.217})$$

Donde: b es el ancho de la viga, d es la altura útil de la viga y $\lambda = 1$

Para la resistencia a cortante del refuerzo se debe de considerar los siguientes casos:

$$V_u < 0.5 \cdot \phi \cdot V_c ; \text{Sin refuerzo} \quad (\text{Ec. 3.218})$$

$$0.5 \cdot \phi \cdot V_c \leq V_u \leq \phi \cdot V_c ; \text{Refuerzo mínimo} \quad (\text{Ec. 3.219})$$

$$V_u > \phi \cdot V_c ; \text{Refuerzo a Corte} \quad (\text{Ec. 3.220})$$

Refuerzo mínimo:

$$A_{v,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{16} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \text{ pero no } < \frac{0.33 \cdot b_w \cdot s}{f_{vt}} \quad (\text{Ec. 3.221})$$

Refuerzo a Corte:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad (\text{Ec. 3.223})$$

Donde: A_v es el área del acero

f_{yt} Tensión de fluencia

d es el peralte útil de la viga

s es la separación entre estribos

Separación Máxima de Estribos Verticales:

$$V_c \leq 0.33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \rightarrow s = \min \left\{ \begin{array}{l} d/2 \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{Ec. 3.224})$$

$$V_c > 0.33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \rightarrow s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{Ec. 3.225})$$

Resistencia Máxima a Corte del Refuerzo:

$$V_s < 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \quad (\text{Ec. 3.226})$$

También es importante considerar la siguiente gráfica donde se muestra la variación de los estribos en no más de tres separaciones diferentes a lo largo de todo el elemento.

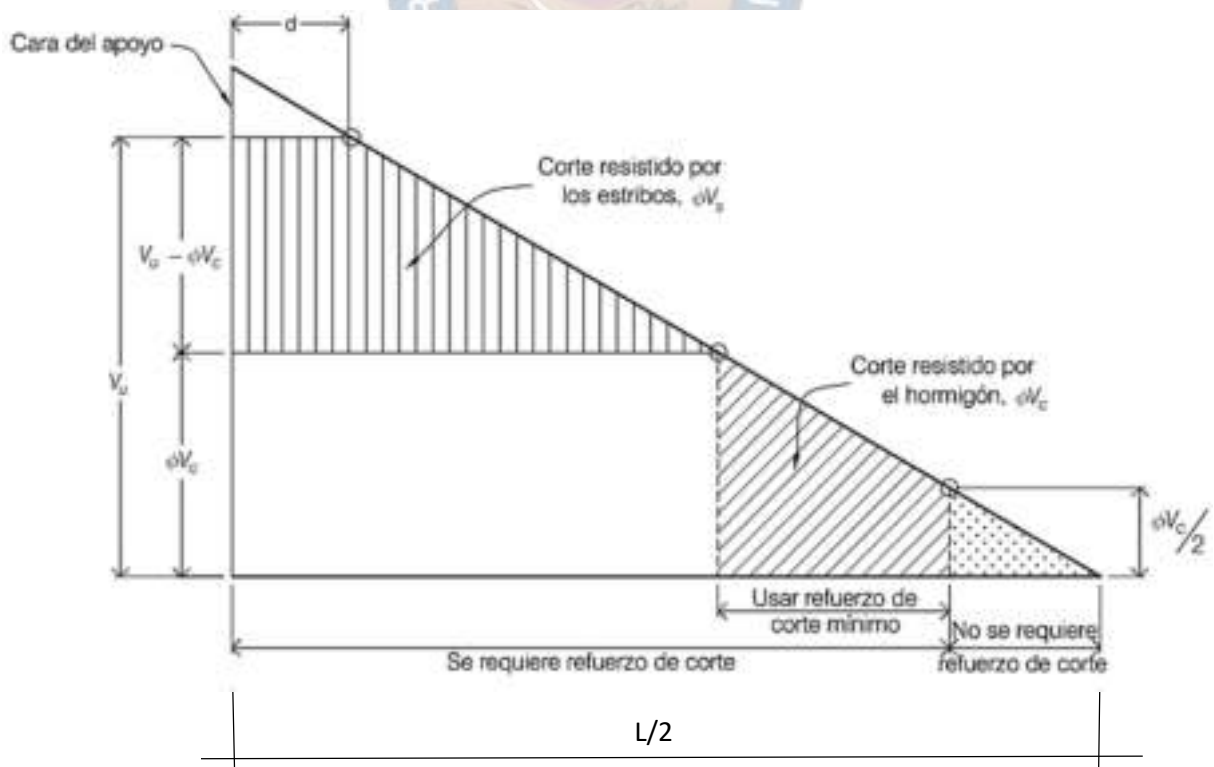


Figura 3.50. Requerimiento de resistencia al corte

Fuente: Ing. Ramiro Saavedra Antezana (2007). Apuntes de Hormigón Armado UMSS

3.14.1.3. Diseño a Torsión

Se toma en consideración las siguientes figuras:

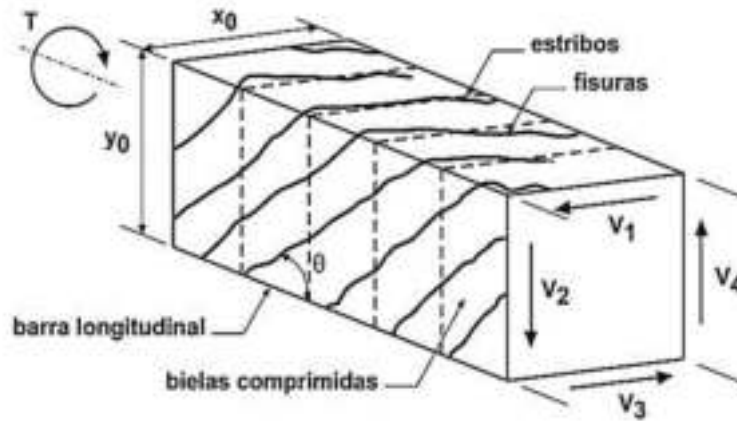


Figura 3.51. Analogía del reticulado espacial para torsión
 Fuente: Norma Boliviana NB – 1225001-1:2017. Figura 11.5.3.5, pág. 159

$$\phi \cdot T_n \geq T_u \quad (\text{Ec. 3.227})$$

Torsión crítica:

$$T_u \leq \phi \cdot \frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad (\text{Ec. 3.228})$$

Siendo: $A_{cp} = b \cdot h$ el área de la viga

$P_{cp} = 2(b + h)$ el perímetro de la viga

$\lambda = 1$

Resistencia al momento Torsor:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b \cdot d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right) \quad (\text{Ec. 3.229})$$

Donde: A_{oh} es el área encerrada por el eje del refuerzo transversal exterior para torsión.

P_h es el perímetro interno dentro del estribo cerrado

V_c es la resistencia a cortante del Hormigón dado en la Ec. 3.217

V_c es el esfuerzo cortante mayorado

Torsión Nominal:

$$T_n = \text{menor} \begin{cases} \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \theta \\ \frac{2 \cdot A_o \cdot A_l \cdot f_{yt}}{P_h} \cdot \tan \theta \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.230})$$

Donde: A_o debe determinarse por análisis. También se permite adoptar $A_o = 0.85 \cdot A_{oh}$

$$\theta = 45^\circ$$

A_l es el área de armadura longitudinal necesaria para resistir a torsión

$$A_l = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (\text{Ec. 3.231})$$

$\frac{A_t}{s}$ es la cantidad calculada con la ecuación 3.230

f_{yt} es la fluencia de la armadura transversal cerrada para torsión

f_y es la fluencia de la armadura longitudinal de torsión.

Armadura mínima transversal para torsión:

$$(A_v + 2 \cdot A_t) \geq \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot s}{16 \cdot f_{yt}} \text{ pero no } < 0.34 \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}} \quad (\text{Ec. 3.232})$$

Armadura mínima longitudinal para torsión:

$$A_{l,min} = 0.415 \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (\text{Ec. 3.233})$$

$$\text{Siendo: } \frac{A_t}{s} \geq 0.175 \cdot \frac{b}{f_{yt}}$$

3.14.2. Diseño de Losas

3.14.2.1. Losas Macizas Unidireccionales

El proceso de diseño de esta losa a flexión es prácticamente igual al diseño de una viga y se debe de aplicar las siguientes fórmulas de maneras secuencial obteniendo de esta manera el ϕM_{max} mayor a todos los momentos que se obtiene del análisis combinatorio de cargas. Si esto no pasa se debe de aumentar la altura de la losa.

Cuantía máxima:

$$\rho_{max} = 0.85 \cdot \beta \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + 5\%} \right) \quad (\text{Ec. 3.234})$$

Área de acero máxima:

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.235})$$

Momento de diseño Máximo:

$$\phi \cdot M_{max} = 0.85 \cdot A_{s,max} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_{s,max} \cdot f_y}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right) \quad (\text{Ec. 3.236})$$

Comprobación:

$$\phi \cdot M_{max} > M_u \quad (\text{Ec. 3.237})$$

Acero necesario:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b}{f_y} \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} \right) \quad (\text{Ec. 3.238})$$

Acero mínimo:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.239})$$

$$A_{s,min} = 1.8\% \cdot \frac{420}{f_y} \cdot b \cdot h$$

Para la verificación al corte se tiene:

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot (V_c + V_s) \geq V_u \quad (\text{Ec. 3.240})$$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.241})$$

Si no cumple la Ec. 3.240 se puede incrementar la altura de la losa o la resistencia del concreto.

3.14.2.2. Losas Aligeradas Bidireccionales

Cuantía mínima en el nervio

$$\rho_{min} = 1.4/f_y \vee \rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \quad (\text{Ec. 3.242})$$

$$A_{s,min,temp} = 1.8\% \cdot \frac{420}{f_y} \cdot b \cdot h \quad (\text{Ec. 3.243})$$

Refuerzo para momentos positivos y negativos:

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b}{f_y} \cdot \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} \right) \quad (\text{Ec. 3.244})$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} = 0.85 \cdot \beta \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + 5\%} \right) \quad (\text{Ec. 3.245})$$

Área de acero máxima:

$$A_{s,max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.246})$$

Para la verificación al corte se tiene:

$$V_u > \phi \cdot V_c \quad (\text{Ec. 3.247})$$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.248})$$

3.14.2.3. Punzonamiento

Se comprueba que:

$$V_u < \phi \cdot V_c \quad (\text{Ec. 3.249})$$

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot b_o \cdot d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} \right) \cdot b_o \cdot d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.250})$$

$\lambda = 1$ Para hormigón de Peso Normal

β : Relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores

$\alpha_s = 30$ para columnas de borde

$\alpha_s = 20$ para columnas en esquina

$b_o = [(b_1 + d) + (b_2 + d)] * 2$

Caso de que exista punzonamiento:

Se considera la siguiente gráfica de sección crítica:

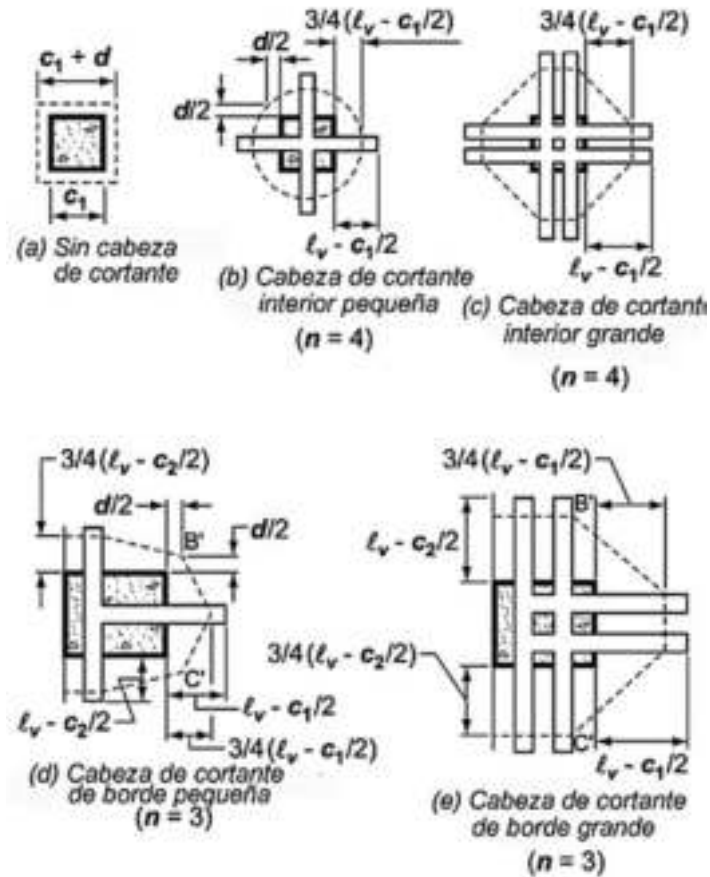


Figura 3.52. Ubicación de la sección crítica

Fuente: Norma Boliviana NB – 1225001-1:2017. Figura 11.11.4.7, pág. 179

3.14.3. Diseño de Columnas

Área de Armadura Longitudinal

$$0.006 \cdot A_g \leq A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g \quad (\text{Ec. 3.251})$$

Para estructuras sometidas a acción sísmica:

$$0.01 \cdot A_g \leq A_{st} \leq 0.08 \cdot A_g \quad (\text{Ec. 3.252})$$

A_g = Área bruta del Hormigón

A_{st} = Armadura Longitudinal

Efecto de la esbeltez:

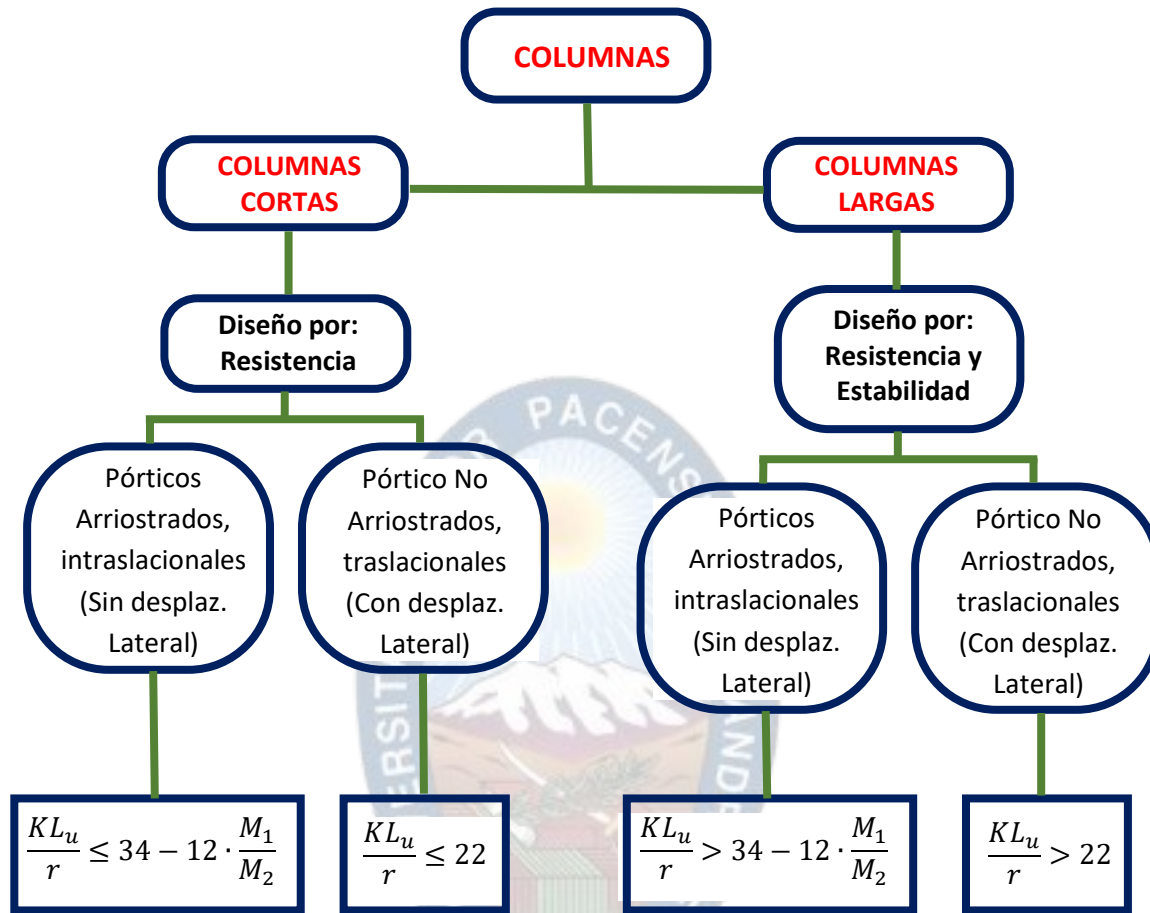


Figura 3.53. Consideración de la Esbeltez en el diseño de Columnas

Fuente: Elaboración Propia

Donde: K = factor de longitud efectiva (Coeficiente de Pandeo), obtenido con la ayuda de los nomogramas de “Jackson y Moreland” dados en la figura 3.39 y las Ec. 3.119 y Ec. 3.120.

L_u = Longitud útil de la columna (Luz libre)

r = Radio de giro de la sección

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (\text{Ec. 3.253})$$

M_1 = Menor momento (pie, cabeza)

M_2 = Mayor momento (pie, cabeza)

Columnas cortas con excentricidad: Carga axial y Momento en una dirección:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (\text{Ec. 3.254})$$

$$(\phi P_n, \phi M_n) \geq (P_u, M_u) \quad (\text{Ec. 3.255})$$

$$\phi = 0.65 + (\epsilon_s - 2\text{‰}) \cdot \frac{250}{3} \quad (\text{Ec. 3.256})$$

ϵ_s = Deformación del acero

$$0.65 \leq \phi \leq 0.90$$

Se considera las siguientes gráficas:

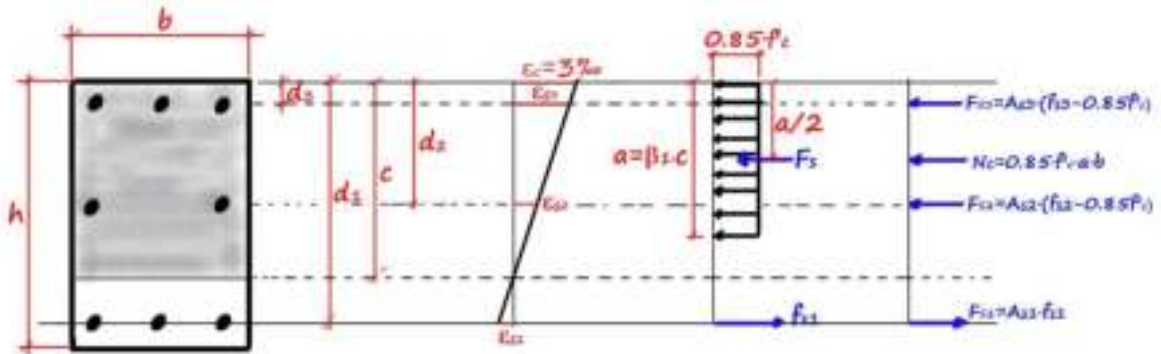


Figura 3.54. Proceso de cálculo de “Pn” y “Mn” para una distribución de deformaciones dada
Fuente: Elaboración Propia

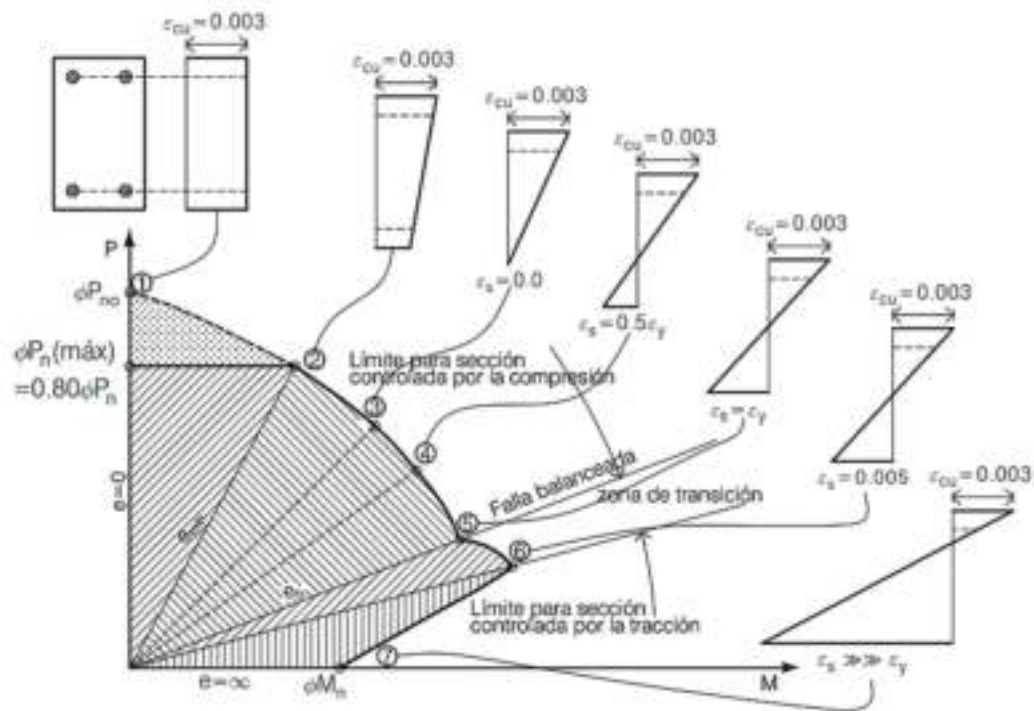


Figura 3.55. Diagrama de Interacción con diferentes distribuciones de deformación
Fuente: Ing. Ramiro Saavedra Antezana (2007). Apuntes de Hormigón Armado UMSS

“ P_n ” y “ M_n ” Resultantes:

$$P_n = N_c + \sum_{i=1}^n F_{si} \quad (\text{Ec. 3.257})$$

Siendo:

$$N_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$F_{si} = (f_{si} - 0.85 \cdot f'_c) \cdot A_{si} \text{ si se encuentra dentro del bloque de compresión (ver figura 3.54)}$$

$$F_{si} = -f_{si} \cdot A_{si} \text{ si se encuentra fuera del bloque de compresión (ver figura 3.54)}$$

$$M_n = N_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum F_{si} \cdot z \quad (\text{Ec. 3.258})$$

Donde: z es la distancia entre la fuerza “ F_{si} ” y el centro geométrico de la columna.

Columnas cortas con excentricidad: Carga axial y Momentos en dos direcciones:

A diferencia del anterior caso el diagrama de interacción se lo puede representar como una superficie tridimensional formada por muchas curvas de interacción trazadas a partir del eje “ P_n ”:

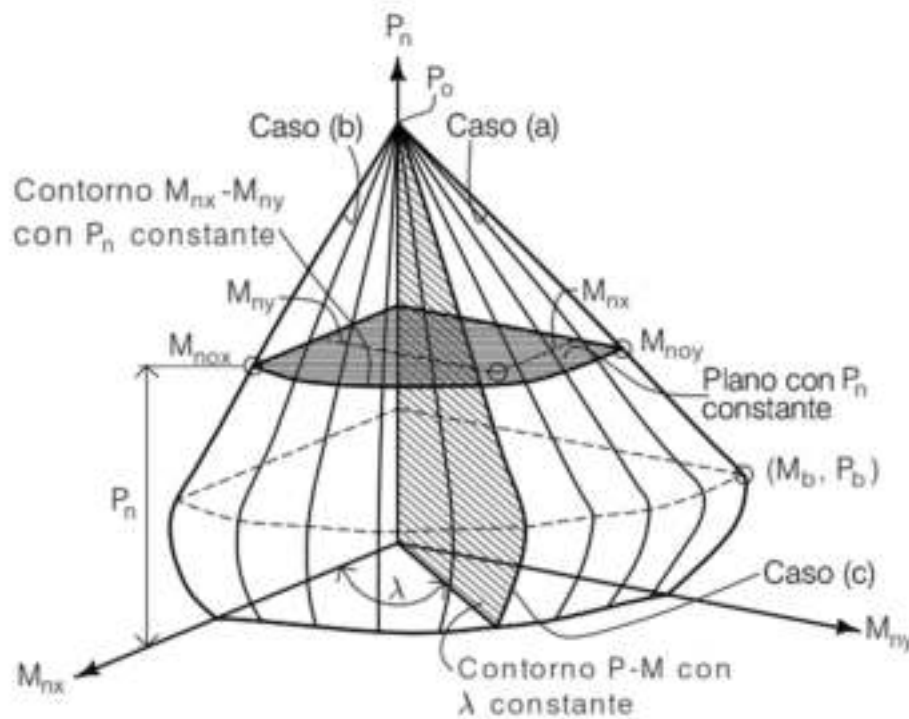


Figura 3.56. Superficie de Interacción de falla biaxial tridimensional
Fuente: Ing. Ramiro Saavedra Antezana (2007). Apuntes de Hormigón Armado UMSS

En estos casos la sección se somete a flexión en ambas direcciones de su eje, y se combinan formando la siguiente gráfica:

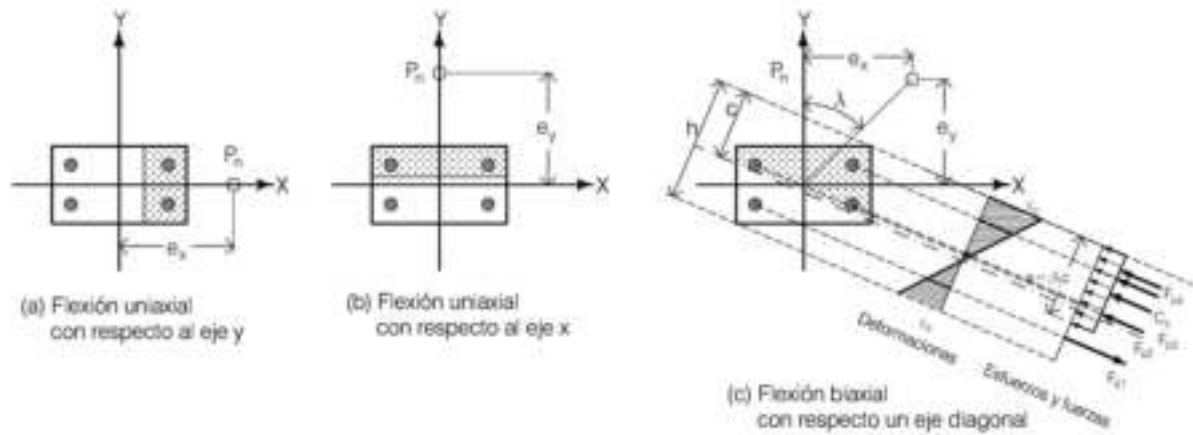


Figura 3.57. Flexión biaxial con respecto al eje diagonal

Fuente: Ing. Ramiro Saavedra Antezana (2007). Apuntes de Hormigón Armado UMSS

Si bien verificar que una columna que resiste a una carga axial y un momento en una sola dirección está dentro del rango que le permite el diagrama de interacción es sencillo, esto se complica cuando ya existe dos momentos en dos direcciones, por lo que se puede recurrir al **método las cargas recíprocas de Bresler**, que se representa por lo siguiente:

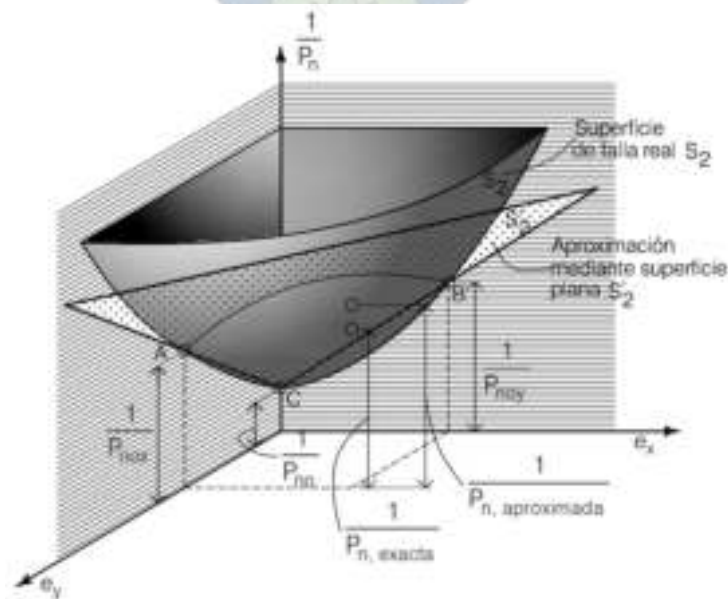


Figura 3.58. Método de las cargas recíprocas

Fuente: Ing. Ramiro Saavedra Antezana (2007). Apuntes de Hormigón Armado UMSS

$$\phi P_{ni} = \frac{1}{\frac{1}{\phi P_{nox}} + \frac{1}{\phi P_{noy}} + \frac{1}{\phi P_{no}}} \quad (\text{Ec. 3.259})$$

Donde:

P_{ni} es la resistencia nominal o teórica a las cargas axiales para excentricidades e_x y e_y dadas a lo largo de sus respectivos ejes.

P_{nox} es la resistencia nominal o teórica a las cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje x, con un momento de $M_{nx} = P_n \cdot e_y$ donde $e_x = 0$

P_{noy} es la resistencia nominal o teórica a las cargas axiales para una excentricidad dada a lo largo del eje y, con un momento de $M_{ny} = P_n \cdot e_x$ donde $e_y = 0$

P_{no} es la resistencia nominal o teórica a las cargas axiales para una excentricidad nula donde $e_x = e_y = 0$

La ecuación solo se debe de usar si: $\phi \cdot P_n \geq \phi \cdot 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$

Para el corte debe de cumplir:

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot (V_c + V_s) \geq V_u \quad (\text{Ec. 3.260})$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{1.4 \cdot A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec. 3.261})$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad (\text{Ec. 3.262})$$

Columnas largas o esbeltas:

La normativa NB – 1225001 en su 10.10.4 permite usar las siguientes propiedades en los elementos de una estructura:

Elemento y Condición		Momento de Inercia	Área de la sección transversal
Columnas		$0.70I_g$	$1.00A_g$
Muros	No fisurados	$0.70I_g$	$1.00A_g$
	Fisurados	$0.35I_g$	$1.00A_g$
Vigas		$0.35I_g$	$1.00A_g$
Placas planas y losas planas		$0.25I_g$	$1.00A_g$

Tabla 3.21. Propiedades de las secciones para el análisis de elementos estructurales

Fuente: Normativa boliviana NB – 1225001, Tabla 10.10.4.1 (a), Pag 139

Magnificación de Momentos en estructuras indesplazables:

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2 \quad (\text{Ec. 3.263})$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1.0 \quad (\text{Ec. 3.264})$$

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k \cdot l_u)^2} \quad (\text{Ec. 3.265})$$

$$(EI)_{eff} = \begin{cases} \frac{0.2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{se}}{1 + \beta_{dns}} \\ \frac{0.4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_{dns}} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.266})$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (\text{Ec. 3.267})$$

Donde: k es el factor de longitud efectiva

C_m es el factor equivalente de momento

M_2 es el momento mayor

M_1 es el momento menor

$\frac{M_1}{M_2}$ es positivo si la columna se dobla en curvatura simple

$\frac{M_1}{M_2}$ es negativo si la columna se dobla en doble curvatura

$$M_2 \geq M_{2,min} = P_u \cdot (15 + 0.03 \cdot h)$$

Magnificación de Momentos en estructuras desplazables:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s \cdot M_{1s} \quad (\text{Ec. 3.268})$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad (\text{Ec. 3.269})$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1 \quad (\text{Ec. 3.270})$$

M_{1ns} es el momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1 y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden.

M_{2ns} es el momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2 y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden.

M_{1s} es el momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_1 y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden.

M_{2s} es el momento mayorado en el extremo del elemento en compresión en el cual actúa M_2 y que se debe a cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado por medio de un análisis estructural elástico de primer orden.

δ_s es el factor de ampliación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral

3.14.4. Diseño de Muros

3.14.4.1. Muros de Corte

Cuantía mínima para armadura Vertical:

$$\text{Para acero de 16 mm y } f_y \geq 420 \text{ MPa} \rightarrow \rho_l = 1.2\text{‰}$$

$$\text{Para otras barras corrugadas} \rightarrow \rho_l = 1.5\text{‰}$$

Cuantía mínima para armadura Horizontal:

$$\text{Para acero de 16 mm y } f_y \geq 420 \text{ MPa} \rightarrow \rho_l = 2.0\text{‰}$$

$$\text{Para otras barras corrugadas} \rightarrow \rho_l = 2.5\text{‰}$$

Comprobación de resistencia axial a Compresión

$$\phi \cdot P_n \geq P_u \quad (\text{Ec. 3.271})$$

$$\phi \cdot P_n = 0.80 \cdot \phi \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}) \quad (\text{Ec. 3.272})$$

Resistencia a Cortante en el plano del muro:

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot (V_c + V_s) \geq V_u \quad (\text{Ec. 3.273})$$

$$V_n \leq \frac{5}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d \quad (\text{Ec. 3.274})$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad (\text{Ec. 3.275})$$

$\frac{A_v}{s}$ es el área del refuerzo de cortante.

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.274 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 \cdot l_w} \\ \left[\frac{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}{20} + \frac{l_w \left(0.1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 0.2 \cdot \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] \cdot h \cdot d \end{array} \right. \quad (\text{Ec. 3.276})$$

Donde: $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right)$ debe de ser positivo para ser válida la ecuación a la que pertenece.

f'_c es la resistencia especificada a la compresión del concreto

l_w es la longitud del muro

h es el espesor del muro

$d = 0.8 \cdot l_w$ es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$\lambda = 1$

3.14.4.2. Muros de Sótano

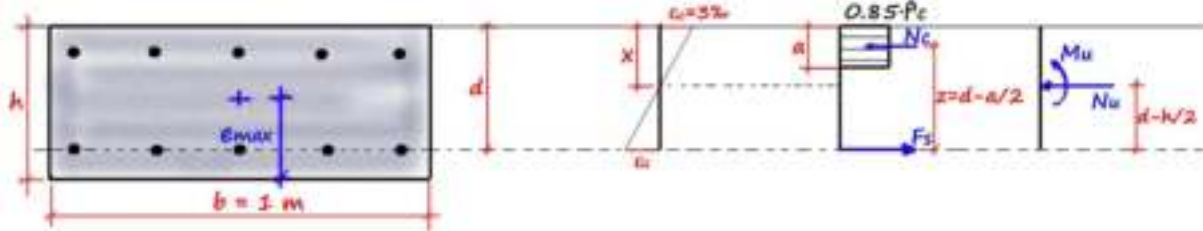


Figura 3.59. Diseño de muros de corte

Fuente: Ing. Ramiro Saavedra Antezana (2007). Apuntes de Hormigón Armado UMSS

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (\text{Ec. 3.277})$$

Si: $e \leq e_{max}$ se diseña como una columna corta con diagrama de interacción

$e > e_{max}$ se hace diseño a flexocompresión

Debe cumplir:

$$\phi \cdot M_n \leq M_t \quad (\text{Ec. 3.278})$$

$$N_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (\text{Ec. 3.279})$$

$$M_n = N_c \cdot z \quad (\text{Ec. 3.280})$$

$$M_t = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (\text{Ec. 3.281})$$

$$F_s = N_c - N_u \quad (\text{Ec. 3.282})$$

$$A_{sc} = \frac{F_s}{f_y} \quad (\text{Ec. 3.283})$$

Cuántía mínima para armadura Vertical:

Para acero de 16 mm y $f_y \geq 420 \text{ MPa} \rightarrow \rho_l = 1.2\%$

Para otras barras corrugadas $\rightarrow \rho_l = 1.5\%$

Cuántía mínima para armadura Horizontal:

Para acero de 16 mm y $f_y \geq 420 \text{ MPa} \rightarrow \rho_l = 2.0\%$

Para otras barras corrugadas $\rightarrow \rho_l = 2.5\%$

3.14.5. Diseño de Escaleras

Área mínima de acero por contracción y temperatura:

$$A_{s,min} = 1.8\% \cdot \frac{420}{f_y} \cdot b \cdot h \quad (\text{Ec. 3.284})$$

Área de refuerzo por flexión:

$$d = h - r - \frac{\phi_{long}}{2} \quad (\text{Ec. 3.285})$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b}{f_y} \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} \right) \quad (\text{Ec. 3.286})$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (\text{Ec. 3.287})$$

3.14.6. Diseño de Cimentaciones

Al igual que en el acápite 3.13.6, solo se muestra el diseño para losas de cimentación ya que esta es la que se usa en la edificación de estudio.

El diseño de losas de cimentación aplicados a la ACI sigue el **método rígido convencional** que permite obtener los respectivos diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores, pero como se indico anteriormente el análisis por ordenador es mucho mejor y lleva a obtener las armaduras de manera más fácil.

Verificación de Presiones

$$x_g = \frac{\sum N_i x_i + \sum M_{xi}}{\sum N_i} \quad (\text{Ec. 3.288})$$

$$y_g = \frac{\sum N_i y_i + \sum M_{yi}}{\sum N_i} \quad (\text{Ec. 3.289})$$

Siendo: x_g, y_g las coordenadas de la resultante:

$$R = \sum N_i \quad (\text{Ec. 3.290})$$

Conocido el valor y la posición de “R”, la distribución de tensiones viene dada por:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \quad (\text{Ec. 3.291})$$

Verificación a Punzonamiento

Perímetro crítico “b_o” representado por la siguiente gráfica:

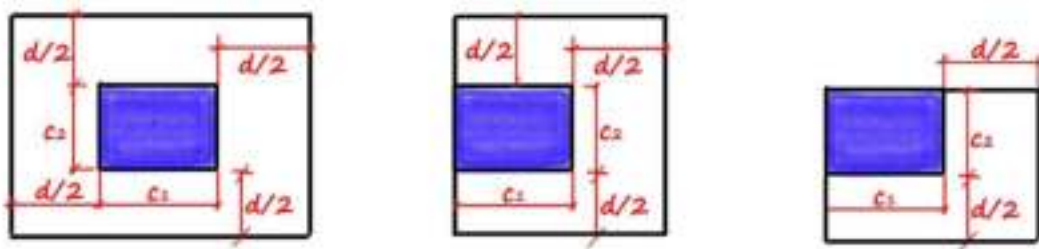


Figura 3.60. Perímetro Crítico para soportes internos, de borde y esquina.
Fuente: Elaboración Propia

Se debe de cumplir:

$$\phi \cdot v_n \geq v_u \quad (\text{Ec. 3.292})$$

Donde:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} \cdot M_{ux} \cdot y}{J_{cx}} - \frac{\gamma_{vy} \cdot M_{uy} \cdot x}{J_{cy}} \quad (\text{Ec. 3.293})$$

v_u = Tensión de corte mayorado máximo

V_u = Fuerza cortante mayorada

M_u = Momento mayorado

A_c = Área de concreto de la sección crítica de acuerdo a la figura 3.59

J_c = Propiedad de la sección crítica supuesta, análoga al momento polar de inercia obtenida de acuerdo a la figura 3.59

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (\text{Ec. 3.294})$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{c_1}{c_2}}} \quad (\text{Ec. 3.295})$$

c₁ = Dimensión de la sección crítica b_o medida en la dirección de la luz para la cual se determinan momentos

c₂ = Dimensión de la sección crítica b_o medida perpendicular a c₁.

Si se tiene elementos sin refuerzo para cortante:

$$\phi \cdot v_n = \phi \cdot \frac{V_c}{b_o \cdot d} \quad (\text{Ec. 3.296})$$

$$V_c \leq \begin{cases} \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot b_o \cdot d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot b_o \cdot d \\ \frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{3} \cdot b_o \cdot d \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.297})$$

3.15. MÓDULO DE BALASTO

El módulo de balasto es un concepto bastante discutido y bastante utilizado en el diseño de cimentaciones superficiales.

El módulo de balasto o coeficiente de balasto es la relación entre la presión que actúa en un punto “P” y el asiento “S” que se produce en el terreno.

$$K_s = \frac{P}{S} \quad (\text{Ec. 3.298})$$

Si se lo representa de manera gráfica, para una pequeña superficie cargada en terreno homogéneo se obtiene la pendiente de la curva presión – asiento:

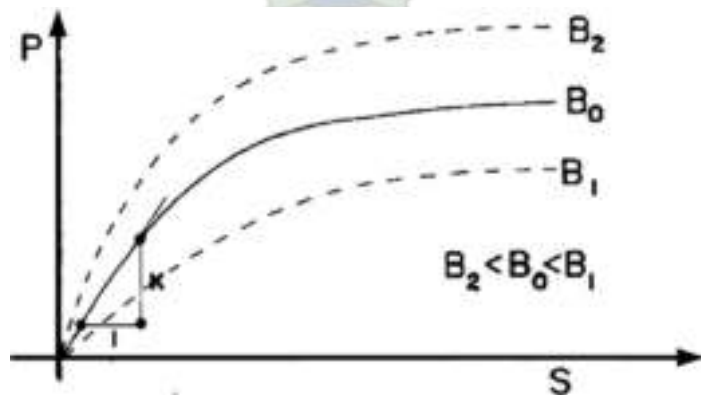


Figura 3.61. Curva Presión – asiento en un ensayo de carga con placa
Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

Como se ve en la *figura 3.61* al aumentar la superficie cargada de dimensiones Bi los asientos serán mayores y por lo tanto el módulo de balasto “K” disminuirá.

Por lo que se genera un problema al ver que el módulo de balasto no es una constante del terreno, sino que depende del nivel de presiones alcanzado y de las dimensiones del área cargada. Aun así, se ha logrado obtener diferentes maneras para obtener el coeficiente de balasto.

3.15.1. Ensayo de Placa Cargada

Por medio de este ensayo se puede obtener el asiento que sufre el terreno al cargar la placa de 30x30 cm. Obteniendo un valor representado por “k” y el correspondiente subíndice que identifica las dimensiones de la placa.

Generalmente los laboratorios especializados en estudio de suelos proporcional este valor de k30. Pero es conveniente tener algunas tablas de diferentes autores y diferentes tipos de suelo.

Tipo de Suelo	k30(Kp/cm3)	
Arena fina de playa	1	1,5
Arena floja, seca o húmeda	1	3
Arena media, seca o húmeda	3	9
Arena compacta, seca o húmeda	9	20
Gravilla arenosa floja	4	8
Gravilla arenosa compacta	9	25
Grava arenosa floja	7	12
Grava arenosa compacta	12	30
Margas arcillosas	20	40
Rocas blandas o alteradas	30	500
Rocas sueltas	800	30000
Arcilla ($q_u = 1 - 2 \text{ kg/cm}^2$)	1,6	3,2
Arcilla ($q_u = 2 - 4 \text{ kg/cm}^2$)	3,2	6,4
Arcilla ($q_u > 4 \text{ kg/cm}^2$)	>6,4	

*Tabla 3.22. Valores de k30 propuestos por Rodriguez Ortiz
Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II*

Tipos de Suelo		k30 (Kp/cm ³)	
Arena seca o húmeda	Suelta	0.64	1.92
	Media	1.92	9.6
	Compacta	9.6	32
Arena Sumergida	Suelta	0.8	
	Media	2.5	
	Compacta	10	
Arcilla	qu = 1 – 2 kg/cm ²	1.6	3.2
	qu = 2 – 4 kg/cm ²	3.2	6.4
	qu = 1 – 2 kg/cm ²	>6.4	

*Tabla 3.23. Valores de k30 propuestos por Terzagui
Fuente: Elaboración Propia*

Tipo de Suelo	k30(Kp/cm ³)	
Suelo Fangoso	0,5	1,5
Arena seca o húmeda, suelta (Nspt 3 a 9)	1,2	3,6
Arena seca o húmeda, media (Nspt 9 a 30)	3,6	12
Arena seca o húmeda, densa (Nspt 30 a 50)	12	24
Grava fina con arena fina	8	10
Grava media con arena fina	10	12
Grava media con arena gruesa	12	15
Grava gruesa con arena gruesa	15	20
Grava gruesa firmemente estratificada	20	40
Arcilla blanda qu = 0,25 a 0,5 kg/cm ²	0,65	1,3
Arcilla media qu = 0,5 a 2,0 kg/cm ²	1,3	4
Arcilla compacta qu = 2,0 a 4,0 kg/cm ²	4	8
Arcilla margosa dura qu = 4 a 10 kg/cm ²	8	21
Marga arenosa rígida	21	44
Arena de miga y tosco	22	110
Marga	22	2200
Caliza margosa alterada	150	220
Caliza sana	885	36000
Granito meteorizado	30	9000
Granito sano	1700	3600

Los terrenos granulares bajo en NF tendrán una K = 0.6·K30 de la tabla

*Tabla 3.24. Valores de k30 propuestos por Jimenez Salas
Fuente: Elaboración Propia*

Tipo de Suelo	k ₃₀ (Kp/cm ³)	
Arcilla blanda	1,5	3
Arcilla media	3	6
Arcilla dura	6	20
Limo	1,5	4,5
Arena floja	1	3
Arena media	3	9
Arena compacta	9	20
Grava arenosa floja	7	12
Grava arenosa compacta	12	30
Margas arcillosas	20	40
Rocas algo alteradas	30	500
Rocas sanas	> 500	

Tabla 3.25. Valores de K₃₀ propuestos por el CTE

Fuente: Elaboración Propia

Una cosa es tener el coeficiente de balasto de una placa de 30 cm de lado y otra muy distinta es tenerla para el tamaño real de la cimentación. Tener un coeficiente de balasto de una placa de 30 cm de lado es bastante útil, sin embargo, ya se demostró por la *figura 3.61* que las dimensiones si afectan en el coeficiente de balasto por lo que para el tamaño real de cimentación es diferente dicho coeficiente, no importa si es el mismo terreno. Por ello se propusieron varias formulaciones mostradas a continuación.

3.15.2. Ecuaciones Terzagui

Para una zapata cuadrada de lado B (m) el coeficiente de balasto es:

- **Para suelos cohesivos**

$$k = \frac{k_{30} \cdot 0.3}{B} \quad (\text{Ec. 3.299})$$

- **Para suelos arenosos**

$$k = k_{30} \cdot \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad (\text{Ec. 3.300})$$

- **Para suelos de transición (entre arenas y arcillas)**

$$k = \frac{\%cohesivo}{100} \cdot k_{cohesivo} + \frac{\%arenoso}{100} \cdot k_{arenoso} \quad (\text{Ec. 3.301})$$

% cohesivo es el porcentaje del suelo que se puede suponer cohesivo y %arenoso el porcentaje que se supone arenoso (%cohesivo+%arenoso=100)

- **Para losas rectangulares de lados B (m) y L (m) (L>B)**

$$k = \frac{2}{3} \cdot k_{cuadrado} \cdot \left(1 + \frac{B}{2L}\right) \quad (\text{Ec. 3.302})$$

3.15.3. Ecuaciones de Vogt

Esta en función del módulo de deformación:

$$k = 1.33 \cdot \frac{E}{\sqrt[3]{L \cdot B^2}} \quad (\text{Ec. 3.303})$$

3.15.4. Ecuaciones de Vesig Simplificada

$$k = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (\text{Ec. 3.304})$$

3.15.5. Ecuaciones de Klepikov

$$k = \frac{E}{\omega \cdot \sqrt{A} \cdot (1 - \nu^2)} \quad (\text{Ec. 3.305})$$

$$\omega = \frac{100}{4.03 \cdot \frac{L}{B} + 109.05}$$

3.15.6. Ecuación de la Universidad de Buenos Aires

$$k = \frac{E \cdot (L + 0.5 \cdot B)}{L \cdot B} \quad (\text{Ec. 3.306})$$

3.15.7. Ecuaciones de J. Bowles

Está en función de la tensión admisible:

$$k \left[\frac{kN}{m^3} \right] = 40 \cdot FS \cdot \sigma_{adm} [kPa] \quad (\text{Ec. 3.307})$$

FS es el factor de seguridad empleado para minorar la tensión admisible y esta entre 2 y 3.

3.15.8. Ecuación en función al ensayo SPT

- *En suelos cohesivos*

$$k \left[\frac{t}{m^3} \right] = 40 \cdot N \cdot \frac{1}{B} \cdot \left(1 + \frac{B}{2 \cdot L} \right) \quad (\text{Ec. 3.308})$$

- *En arenas secas*

$$k_{30} \left[\frac{kg}{cm^3} \right] = 10^{\frac{N+2}{34}} \quad (\text{Ec. 3.309})$$

Por Tanto:

$$k \left[\frac{kg}{cm^3} \right] = 10^{\frac{N+2}{34}} \cdot \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad (\text{Ec. 3.310})$$

- *En arenas sumergidas*

$$k_{30} \left[\frac{kg}{cm^3} \right] = 0.6 \cdot 10^{\frac{N+2}{34}} \quad (\text{Ec. 3.311})$$

Por Tanto:

$$k \left[\frac{kg}{cm^3} \right] = 0.6 \cdot 10^{\frac{N+2}{34}} \cdot \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad (\text{Ec. 3.312})$$

3.15.9. Norma boliviana de Diseño Sísmico 2006 (NBDS 2006)

$$k \left[\frac{t}{m^3} \right] = 1000 \cdot \sigma_{adm} \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad (\text{Ec. 3.313})$$

3.15.10. Tabla de Morrison Ingenieros

Es una tabla que está en función de la tensión admisible del terreno, muy aplicado en programas como ETABS y SAFE. Esta tabla es la recopilación de varios ingenieros importantes de sus respectivas épocas y se lo extrajo de la Tesis de maestría “Interacción Suelo Estructuras: Semi - espacio de Winkler”, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona - España. 1993 (Autor Nelson Morrison).

σ (kg/cm ²)	K (kg/cm ³)	σ (kg/cm ²)	K (kg/cm ³)
0.25	0.65	2.15	4.30
0.30	0.78	2.20	4.40
0.35	0.91	2.25	4.50
0.40	1.04	2.30	4.60
0.45	1.17	2.35	4.70
0.50	1.30	2.40	4.80
0.55	1.39	2.45	4.90
0.60	1.48	2.50	5.00
0.65	1.57	2.55	5.10
0.70	1.66	2.60	5.20
0.75	1.75	2.65	5.30
0.80	1.84	2.70	5.40
0.85	1.93	2.75	5.50
0.90	2.02	2.80	5.60
0.95	2.11	2.85	5.70
1.00	2.20	2.90	5.80
1.05	2.29	2.95	5.90
1.10	2.38	3.00	6.00
1.15	2.47	3.05	6.10
1.20	2.56	3.10	6.20
1.25	2.65	3.15	6.30
1.30	2.74	3.20	6.40
1.35	2.83	3.25	6.50
1.40	2.92	3.30	6.60
1.45	3.01	3.35	6.70
1.50	3.10	3.40	6.80
1.55	3.19	3.45	6.90
1.60	3.28	3.50	7.00
1.65	3.37	3.55	7.10
1.70	3.46	3.60	7.20
1.75	3.55	3.65	7.30
1.80	3.64	3.70	7.40
1.85	3.73	3.75	7.50
1.90	3.82	3.80	7.60
1.95	3.91	3.85	7.70
2.00	4.00	3.90	7.80
2.05	4.10	3.95	7.90
2.10	4.20	4.00	8.00

Tabla 3.26. Coeficiente de Balasto para diferentes tensiones admisibles del suelo

Fuente: Nelson Morrison, Tesis de maestría "Interacción Suelo Estructuras: Semi - espacio de Winkler. (1993)

3.15.11. Módulo de Balasto recomendado por CYPECAD

El programa CYPECAD adjunta una lista orientativa de valores del coeficiente de balasto en función de la clase de suelo para placa rectangular de 0.30 x 0.30 m.

Clases de Suelo	k [kg/cm ³]	
Suelo ligero de turba y cenagoso	0,5	1
Suelo pesado de turba y cenagoso	1	1,5
Arena fina de ribera	1	1,5
Capas de humus, arena y grava	1	2
Tierra arcillosa mojada	2	3
Tierra arcillosa húmeda	4	5
Tierra arcillosa seca	6	8
Tierra arcillosa seca dura	10	
Humus firmemente estratificado con arena y pocas piedras	8	10
Lo mismo con muchas piedras	10	12
Grava fina con mucha arena fina	8	10
Grava media con arena fina	10	12
Grava media con arena gruesa	12	15
Grava gruesa con arena gruesa	15	20
Grava gruesa con poca arena	15	20
Grava gruesa con poca arena, muy firmemente estratificada	20	25

Tabla 3.27. Coeficiente de Balasto de acuerdo a recomendaciones de CYPECAD

Fuente: Nelson Morrison, Tesis de maestría "Interacción Suelo Estructuras: Semi - espacio de Winkler. (1993)

Todo lo mencionado corresponde a la determinación de un coeficiente de balasto Vertical, que es el utilizado para zapatas y losas. En el caso de pantallas y pilotes se debe de considerar el coeficiente de balasto horizontal.

3.16. DISEÑO DE ANCLAJE Y EMPALME DE REFUERZO**3.16.1. Anclajes aplicados a la CBH – 87**

Por medio de los anclajes se deben de asegurar la transmisión conjunta de esfuerzos entre el acero y hormigón, garantizando que el acero pueda mover toda su capacidad mecánica sin poner en peligro al hormigón. El anclaje en hormigón armado, se consigue por medio de mecanismos de adherencia, y se efectúa por medio de las siguientes disposiciones:

- Prolongación Recta
- Gancho
- Armadura transversal soldada
- Dispositivos especiales

En barras corrugadas la longitud de anclaje por prolongación recta “ l_b ” se puede calcular a tracción (**barras en posición I**) por medio de:

$$l_b = m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi \leq 15 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 3.314})$$

Para barras a compresión (**barras en posición II**):

$$l_b = 1.4 \cdot m \cdot \phi^2 \leq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \phi \leq 15 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 3.315})$$

Donde: ϕ es el diámetro de la barra corrugada en cm.

“m” es el valor dado en la siguiente tabla:

Calidad el Hormigón	m	
	B 400 S	B 500 S
H – 20	14	19
H – 25	12	15
H – 30	10	13
H – 35	9	12
H – 40	8	11
H – 50	7	10

Tabla 3.28. Valores de “m” para longitud de anclaje

Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

La longitud neta está dada por:

$$l_{neta} = 0.7 \cdot l_b \geq \begin{cases} 0.33 \cdot l_b \text{ (tracción)} \\ 0.66 \cdot l_b \text{ (compresión)} \\ 10 \cdot \phi \text{ o } 15 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.316})$$

Para el anclaje de barras a tracción de una pieza en voladizo, a partir de la sección de empotramiento se tiene:

- $1.3 \cdot l_b$ para grupo de dos barras

- $1.4 \cdot l_b$ para grupos de tres barras
- $1.6 \cdot l_b$ para grupos de cuatro barras

Para el anclaje de grupos de barras en secciones diferentes que dejan de ser necesarias se tiene:

- $1.2 \cdot l_b$ para grupo de dos barras
- $1.3 \cdot l_b$ para grupos de tres barras
- $1.4 \cdot l_b$ para grupos de cuatro barras

Se debe procurar que se cumpla una distancia $\geq l_b$ tal y como se muestra en la siguiente figura:



Figura 3.62. Anclaje de grupo de barras

Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

3.16.2. Anclajes aplicados a la NB – 1225001

La NB – 1225001 opta por las siguientes fórmulas para obtener la longitud de desarrollo:

Para armadura a tracción:

$$l_d = \frac{9 \cdot f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{10 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b \geq 300 \text{ mm} \quad \text{(Ec. 3.317)}$$

Siendo: $c_b + \frac{K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$

$$K_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s \cdot n} \quad \text{(Ec. 3.318)}$$

A_{tr} = Área total de toda la armadura transversal dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través de las armaduras que está siendo desarrollado, mm^2 .

s = Es el espaciamiento máximo de centro a centro del refuerzo transversal dentro de l_d [mm]

n = Número de barras que se empalman o anclan dentro del plano de arrancamiento.

$\lambda = 1.0$ en hormigones de peso normal.

d_b = Es el diámetro nominal de la barra en [mm].

c_b = Es el menor valor entre la distancia desde el eje de una barra o alambre, a la superficie del hormigón más próxima, o la mitad de la separación entre los ejes de las barras o alambres que se están anclando en [mm].

Para los coeficientes ψ se dispone de la siguiente tabla:

FACTOR DE MODIFICACIÓN	CONDICIÓN	VALOR
Ubicación de la armadura ψ_t	Armadura horizontal ubicada de tal manera que se disponga, como mínimo, de 300 mm de hormigón debajo del empalme o anclaje.	1.3
	Otras Situaciones	1.0
Revestimiento ψ_e	Barras o alambres con recubrimiento epóxico y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico, con menos de $3 \cdot d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor de $6 \cdot d_b$.	1.5
	Para todas las otras barras o alambres con recubrimiento epóxico.	1.2
	Armadura sin recubrimiento o con recubrimiento de zinc (galvanizado).	1.0
No obstante, el producto de $\psi_t \cdot \psi_e \leq 1.7$		
Diámetro de Armadura ψ_s	Para barras y alambres corrugados $d_b \leq 20 \text{ mm}$	0.8
	Para barras $d_b \geq 20 \text{ mm}$	1.0
Armadura de confinamiento ψ_r	Armadura encerrada dentro de: a) Una espiral b) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6 \text{ mm}$ y paso 100 mm c) Estribo de barra $d_b = 12 \text{ mm}$. d) Estribos cerrados de confinamiento espaciadas a distancias $\leq 100 \text{ mm}$, centro a centro.	0.75
	Otras situaciones	1.0

Tabla 3.29. Valores de “ ψ ” para longitud de anclaje

Fuente: Normativa boliviana NB – 1225001, Tabla 12.2.4 y tabla 12.3.3, Pag 186 y 187

Para armadura a compresión:

$$l_d \geq \begin{cases} \frac{0.24 \cdot f_y \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \\ 0.0435 \cdot f_y \cdot \psi_r \cdot d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.319})$$

La constante 0.0435 se expresa en [mm²/N].

Longitud de anclaje para barras corrugadas en tracción que terminan en gancho:

$$l_d \geq \begin{cases} \frac{0.24 \cdot f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_c \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot d_b \\ 8 \cdot d_b \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.320})$$

Para los coeficientes ψ se dispone de la siguiente tabla:

FACTOR DE MODIFICACIÓN	CONDICIÓN	VALOR
Revestimiento epóxico ψ_e	Barras o alambres con recubrimiento epóxico y barras con recubrimiento dual de zinc o epóxico	1.2
	Armaduras sin recubrimiento o galvanizadas	1.0
Recubrimiento ψ_c	Para ganchos de barras $d_b \leq 32 \text{ mm}$, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $> 65 \text{ mm}$ y para ganchos de 90° con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho $> 50 \text{ mm}$.	0.7
	Otras situaciones	1.0
Diámetro de armadura ψ_r	Para ganchos de 90° de barras $d_b \leq 32 \text{ mm}$, que se encuentran: a) Confinados a lo largo de l_d con estribos perpendiculares a l_d con $s \leq 3 \cdot d_b$, o bien, b) confinados a lo largo de la barra que se está anclando más allá del gancho por estribos perpendiculares a l_{ext} con $s \leq 3 \cdot d_b$	0.8
	Para ganchos de 180° de barra $d_b \leq 32 \text{ mm}$, que se encuentran confinados con estribos perpendiculares a l_{ext} con $s \leq 3 \cdot d_b$	
	Otras situaciones	1.0

*Tabla 3.30. Valores de “ ψ ” para longitud de anclaje con gancho
Fuente: Normativa boliviana NB – 1225001, Tabla 12.5.2, Pag 189*

3.16.3. Empalme de refuerzo aplicado a la CBH – 87

Tener el concepto claro de empalmes es muy útil debido a que las barras comerciales de acero son de 12 [m] y por necesidades constructivas que puedan aparecer en el manejo de armaduras.

Traslape en barras a tracción:

$$L_s = \alpha \cdot L_{neta} \quad (\text{Ec. 3.321})$$

α es obtenido de la [tabla 3.30](#)

Distancia entre los 2 empalmes más próximos "a"	% de barras traslapadas trabajando a tracción con relación a la sección total del acero					Barras Traslapadas trabajando normalmente a compresión bajo cualquier porcentaje
	20%	25%	33%	50%	> 50%	
$> 10 \cdot \phi$	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	1.0
$\leq 10 \cdot \phi$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.0

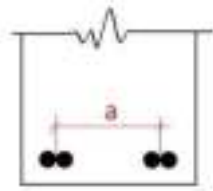


Tabla 3.31. Valores de "α" para Empalmes

Fuente: Elaboración propia

La longitud mínima de traslape debe ser:

$$L_s > \begin{cases} 0.3 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 15 [cm] \end{cases}$$

Se usa el valor mayor de los 3 valores obtenidos de L_s .

3.16.4. Empalme de refuerzo aplicado a la NB – 1225001

Está dado por lo siguiente:

$\frac{A_{s,proporcionada}}{A_{s,requerida}}$	Porcentaje máximo de la armadura A_s , empalmada en la longitud requerida para dicho empalme.	Tipo de empalme	Empalme " l_{st} "
≥ 2	50 %	¹ Clase A	$> 1.0 \cdot l_d$ $> 300 \text{ mm}$
	100 %	² Clase B	$> 1.3 \cdot l_d$ $> 300 \text{ mm}$
< 2	Todos los casos	² Clase B	$> 300 \text{ mm}$

Nota 1: Los empalmes **clase A** son adecuados para situaciones en la que se requiere alta resistencia y precisión, como en áreas críticas o donde el traslape no es viable.

Nota 2: Los empalmes **clase B** son comunes y se utilizan en la mayoría de las aplicaciones donde el traslape es suficiente para cumplir con los requisitos de diseño.

Tabla 3.32. Empalmes por traslape de barras y alambres corrugados

Fuente: Normativa boliviana NB – 1225001, Tabla 12.15.1, Pag 202

3.17. RECUBRIMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

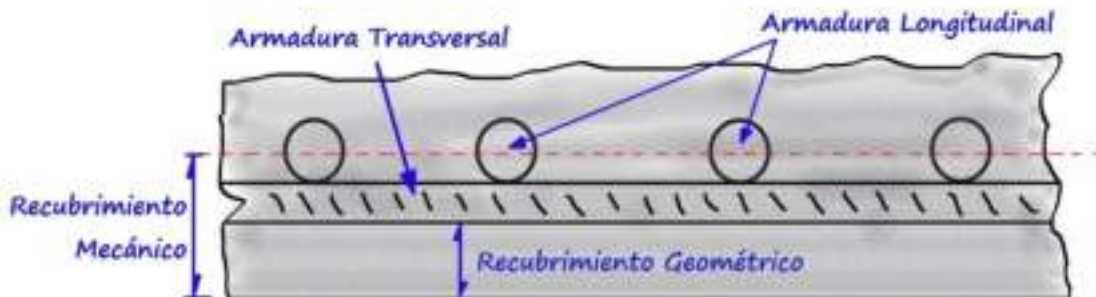


Figura 3.63. Recubrimiento Geométrico y Mecánico

Fuente: Elaboración Propia

La figura 3.63 muestra cual es el recubrimiento geométrico y mecánico, esto es importante a la hora de determinar el recubrimiento en cada elemento estructural. Esto debido a que el recubrimiento geométrico está ligado a la durabilidad de la estructura y el recubrimiento mecánico a al cálculo de resistencia.

3.17.1. Recubrimientos aplicados en la CBH – 87

Se presentan los siguientes recubrimientos mínimos:

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones Ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	Losas o láminas	Hormigón	
No severas	Moderadamente severas	Severas			H 12.5 H 15 H 17.5 H 20	H 40 H 45 H 50 H 55
15	25	35	± 10	- 5	+ 5	- 5

Tabla 3.33. Recubrimiento mínimo aplicado en la CBH – 87

Fuente: Normativa boliviana CBH – 87, Tabla 12.5.3, Pag 236

Las correcciones indicadas en la [tabla 3.33](#), pueden acumularse, pero en ningún caso el recubrimiento resultante podrá ser inferior a **25 mm**.

Adicionalmente la normativa española considera las condiciones de control para garantizar que se cumplan los valores mínimos, prescribiendo lo siguiente:

- 0 mm de adición en el caso de láminas y elementos prefabricados, con nivel intenso de control de ejecución.
- 5 mm en el caso de elementos fabricados in situ con nivel intenso de control de ejecución.
- 10 mm en el resto de los casos

También la normativa española considera los niveles de exposición a los que podría estar expuesta el elemento estructural, tales como:

- Tipo I: Ambiente no agresivo
- Tipo IIa y IIb: Ambiente normal de humedad alta y media respectivamente.
- Tipo IIIa y IIIb: Ambiente marino sumergido y en zona de mareas
- Tipo IV: Ambiente expuesto a corrosión por cloruros.

3.17.2. Recubrimientos aplicados en la NB – 1225001

Se presenta los siguientes recubrimientos mínimos:

	CONDICIÓN	Rec.min. [mm]
a)	Hormigón colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él. (No incluye el espesor de la capa de limpieza)	40
b)	Hormigón expuesto a la intemperie: Barras $d_b > 16 \text{ mm}$	30
	Barras $d_b \leq 16 \text{ mm}$, alambre MW200 o MD200	25
c)	Hormigón no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo: Losas, muros, viguetas: Barras $d_b > 32 \text{ mm}$ Barras $d_b \leq 32 \text{ mm}$	25 20 pero $\geq d_b$
	Vigas, columnas: Armadura principal	d_b $20 \leq \text{rec} \leq 40$
	Estribos abiertos y cerrados	20
	Zunchos en espirales	30
	Cáscaras y placas plegadas: Barras $d_b > 16 \text{ mm}$ Barras $d_b \leq 16 \text{ mm}$, alambre MW200 o MD200	20 15

Tabla 3.34. Recubrimiento mínimo aplicado en la NB - 1225001

Fuente: Normativa boliviana NB – 1225001, Tabla 7.7.1, Pag 91

En recubrimientos el criterio del ingeniero estructural es muy importante ya que se debe de considerar varios factores desde ambientales hasta incluso ubicación de cada elemento estructural. En este aspecto tomar las recomendaciones externas de ingenieros más experimentados y bibliografía especializada es muy útil.

3.18. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA NORMA CBH – 87

La normativa CBH – 87 indica claramente que sirve de base para la construcción de obras que vayan a estar expuestas a condiciones particulares como zonas sísmicas, temperaturas sensiblemente distintas de lo normal, etc. Pero debe de ser complementado o modificado con las reglamentaciones

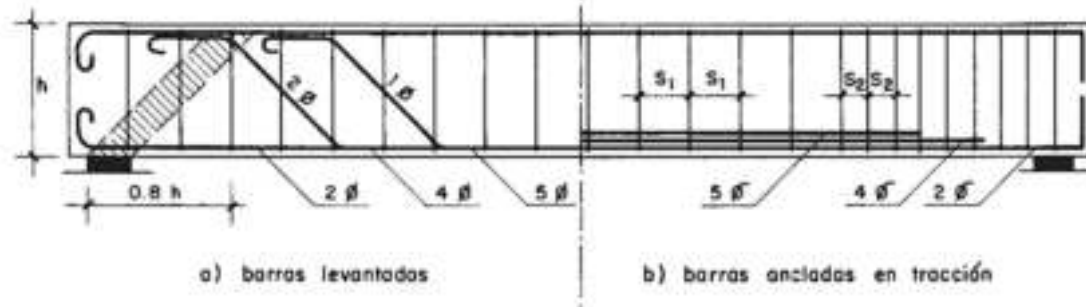
específicas que apliquen a esas condiciones particulares o con medidas derivadas de las características propias de la obra y su uso.

En todo caso lo que trata de decir la norma CBH – 87 es que puede ser usado como punto de partida, pero es necesario adaptar o cambiar partes de la norma para que se adapte mejor a lo que se realice.

En este proyecto se hace el diseño sísmico de una edificación, por lo que es necesario utilizar las recomendaciones que da la norma de construcción sismorresistente NCSE – 02 el cual está de la mano de la normativa española EHE y el código técnico de edificación.

3.18.1. Vigas

- Se recomienda diámetros de 12, 16, 20 y 25 [mm] para la armadura principal
- La armadura de montaje debe de ser de un diámetro mínimo de 10 [mm]
- El espaciamiento mínimo entre barras longitudinales debe ser:
- $e_{min} \geq \begin{cases} 2 [cm] \\ \text{diámetro barra longitudinal mas gruesa} \\ 1.25 \cdot TMN \end{cases}$
- Se recomienda un diámetro de estribos mínimo de 6 [mm] y puede a lo mucho hasta 12 [mm] y su armado puede ser de acuerdo a la siguiente gráfica:



*Figura 3.64. Dos posibles formas de armado de vigas
Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)*

- Es recomendable que los estribos no superen 15 veces el diámetro de la armadura comprimida (esto cuando exista armadura de compresión).

- El diámetro de los estribos debe ser:

$$\phi_e \geq \frac{1}{4} \cdot \phi_{max,armadura\ comprimida}$$

- Es recomendable que el armado de estribos se realice sin interceptar los estribos de las columnas, tal y como se muestra en la siguiente gráfica.

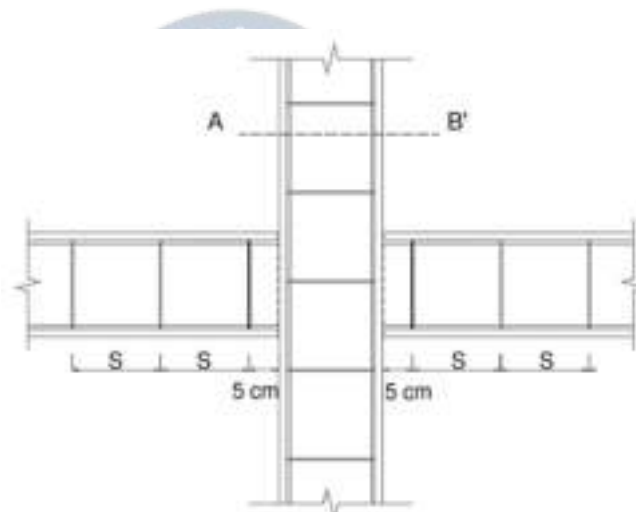


Figura 3.65. Disposición de estribos en intersección de viga - columna

• Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado I

- Para anchos de viga superiores a 40 cm, es recomendable empelar estribos dobles, triples, etc.

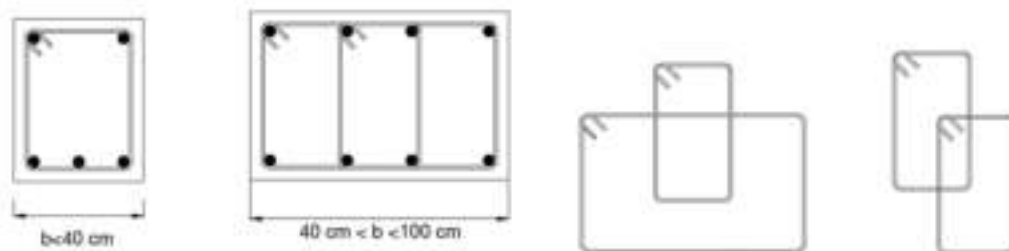
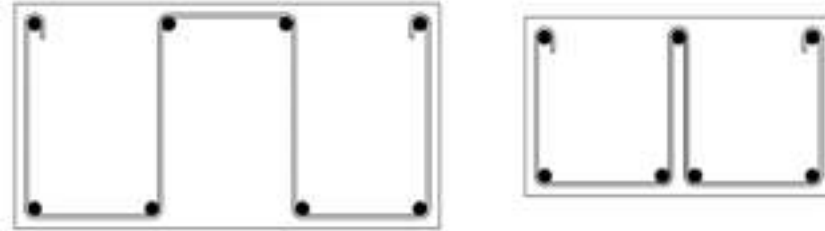


Figura 3.66. Disposición de estribos en vigas con ancho mayor a 40 cm

Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado I

- Los estribos que tengan varias ramas siempre deben de tener una armadura longitudinal en cada doblado:



*Figura 3.67. Disposición de estribos en vigas con ancho mayor a 40 cm
Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado I*

- Si se disponen dos o más capas horizontales de barras, cada capa debe de situarse verticalmente una sobre otra teniendo un espacio en donde pueda ingresar tranquilamente el vibrador.
- En vigas donde su canto útil sea igual o superior a 60 cm, y cualquiera que sea la organización de sus armaduras transversales, es necesario colocar unas armaduras longitudinales de piel en ambos paramentos. Esto ayuda a evitar las fisuras que pueden aparecer por encima del talón inferior en tracción.
- De acuerdo a la instrucción española, estas armaduras de piel no deben de ser de espaciamiento superior a los 30 cm, ni el triple del espesor del alma, no obstante, en situaciones donde exista solicitaciones elevadas (en particular los esfuerzos cortantes) es mejor no rebasar los 20 cm.
- A todas estas disposiciones que se dio, al aplicar cargas laterales sísmicas la normativa NCSE – 02 considera las siguientes disposiciones constructivas complementarias para vigas de hormigón armado:

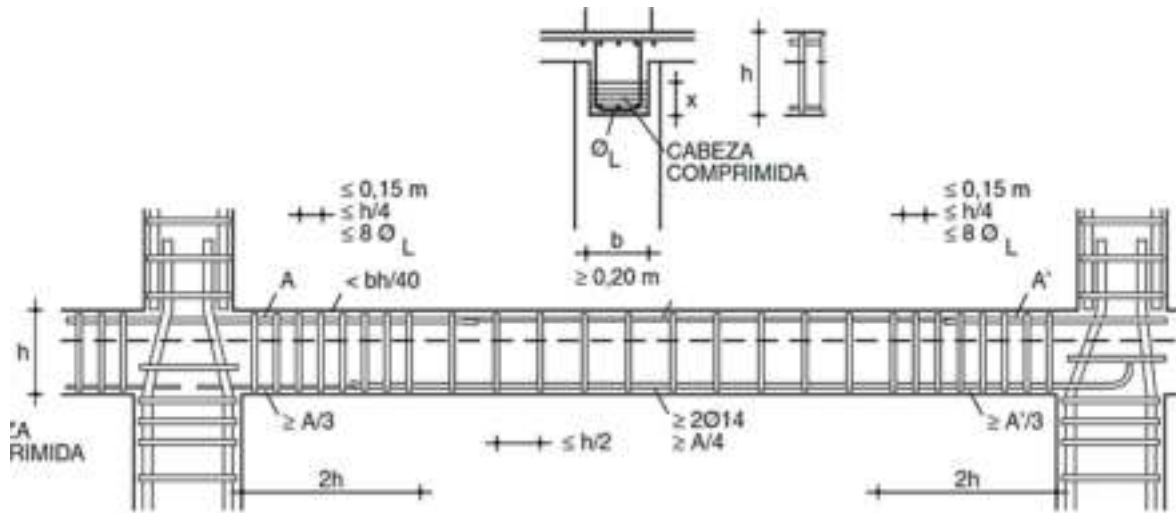


Figura 3.68. Requisitos de vigas para ductilidad alta ($\mu = 3$)

Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02, Figura 4.4, Pag 47

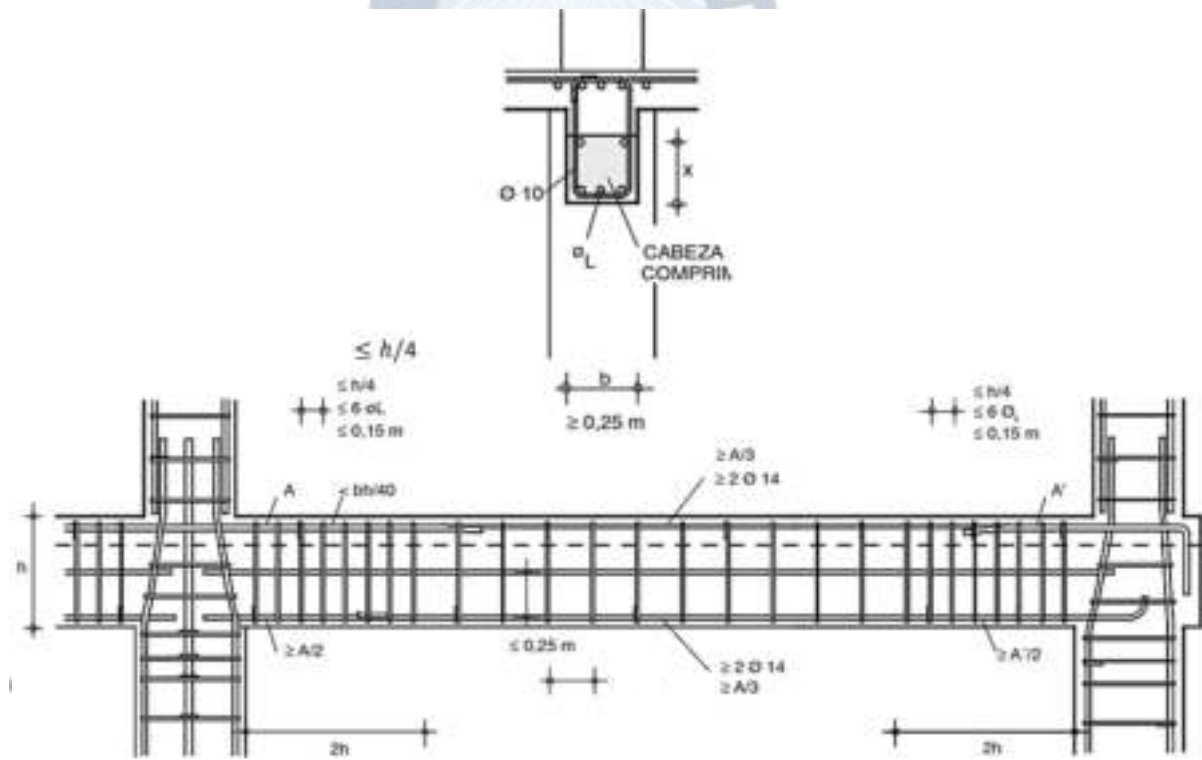


Figura 3.69. Requisitos de vigas para ductilidad muy alta ($\mu = 4$)

Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02, Figura 4.5, Pag 47

3.18.2. Losas

- La separación entre barras de acero en cualquier dirección no debe de superar:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot h \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Prevalece el menor valor en regiones donde está el momento flector mayor.

- Se recomienda un mínimo de 3 barras por cada metro de losa.
- Se dispondrá armaduras ortogonales paralelas a los bordes que sean capaces de resistir los momentos solicitantes.
- De ser necesario debe de considerarse la disposición de armaduras en esquinas, para resistir al momento Torsor

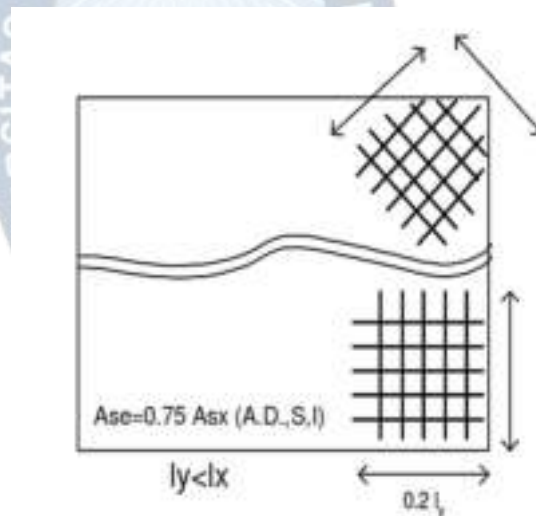


Figura 3.70. Disposición de armaduras a torsión en losas
Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

- En el caso de losas continuas se podrá doblar hasta 2/3 de la armadura de apoyo, llevando el 1/3 restante sin interrupciones de apoyo a apoyo.
- Para losas empotradas o continuas la disposición de la armadura podrá ser:

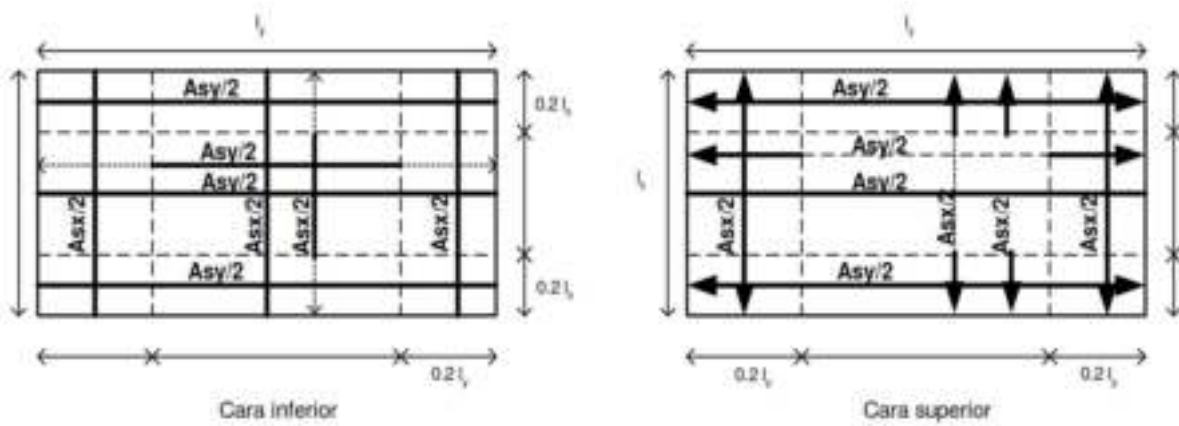


Figura 3.71. Disposición de armaduras en losas empotradas o continuas
 Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

- Se dispondrá armadura paralela al borde empotrado en las esquinas de las losas con apoyos de diferente naturaleza, tal y como se muestra en la siguiente figura:

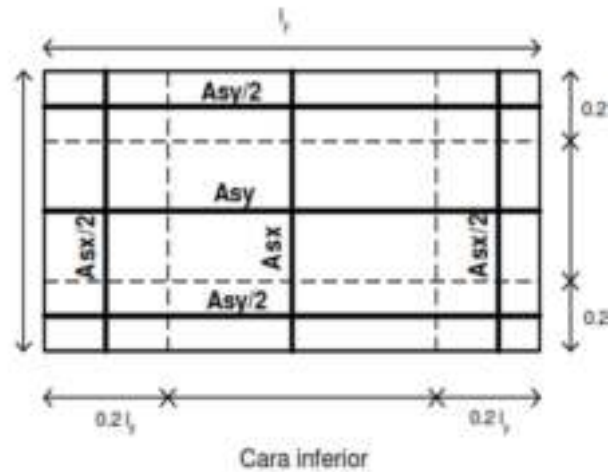
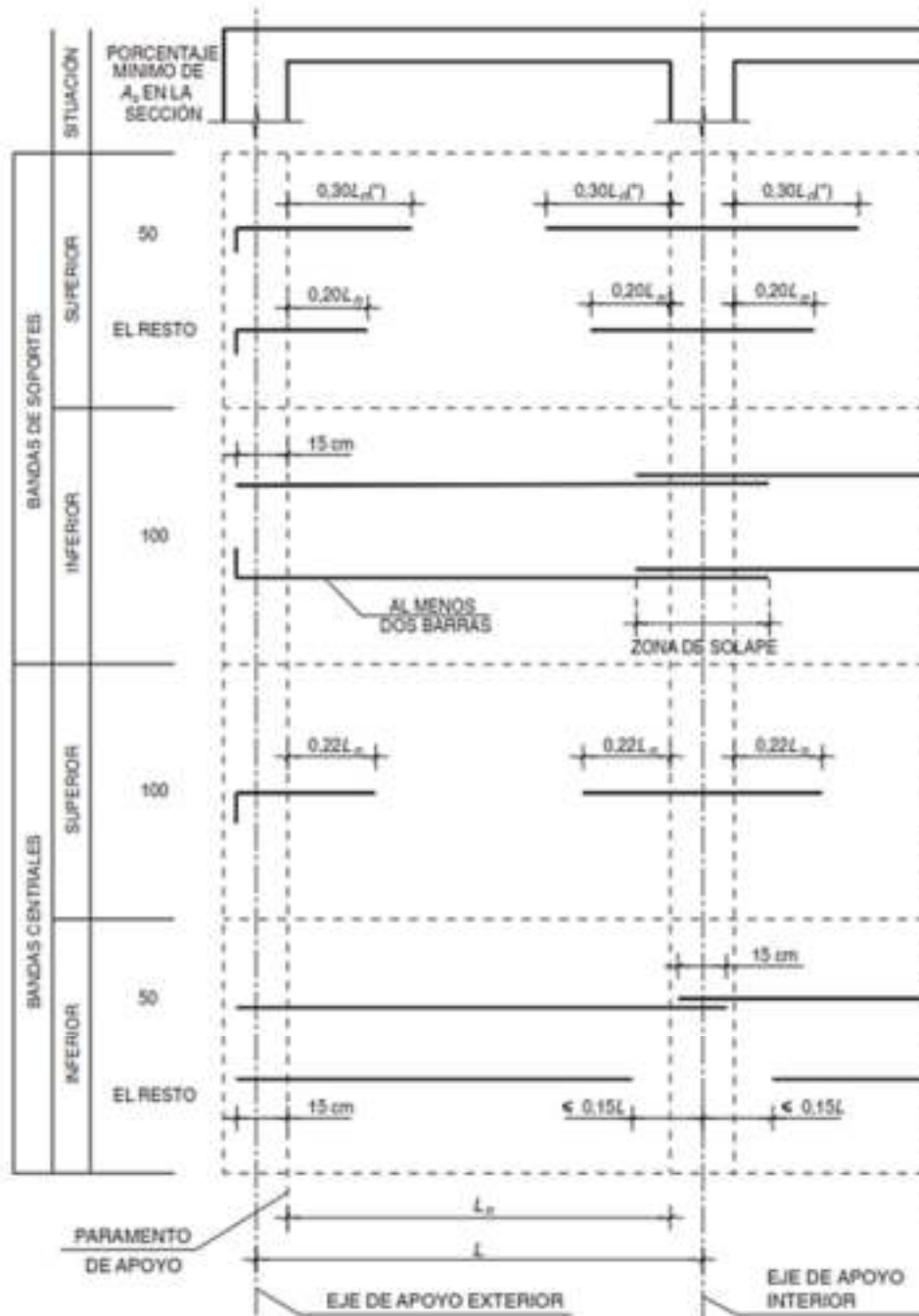


Figura 3.72. Disposición de armaduras en losas con apoyos de diferente naturaleza
 Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

- En losas, no arriostradas frente a desplazamiento, las longitudes de las armaduras se los obtienen por cálculo, pero no son menores a los valores mostrados en la siguiente gráfica:



(*) En el caso de que se dispongan ábacos $0,33L_d$

Figura 3.73. Longitudes mínimas y doblado de las barras
 Fuente: Normativa española EHE – 08, Figura 55.2, Pag 265

Un ejemplo de la distribución de las armaduras puede ser:

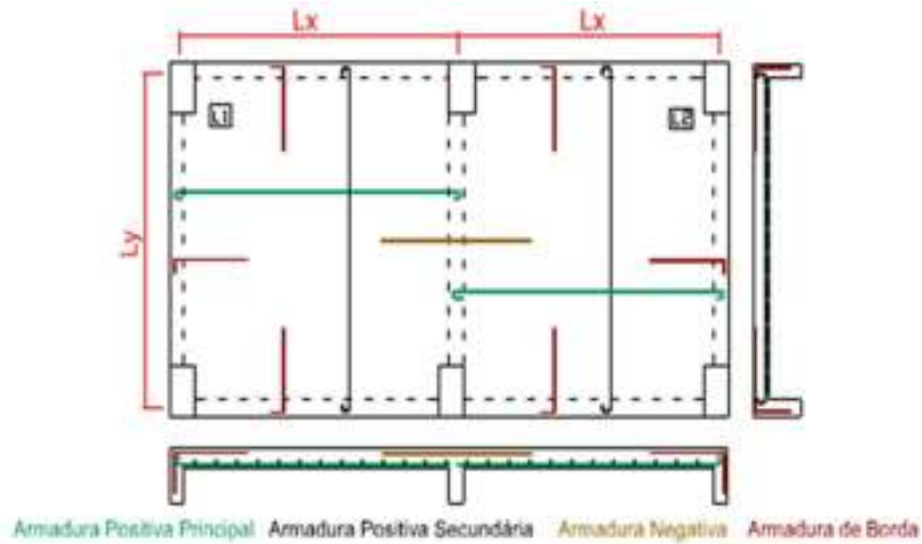


Figura 3.74. Ejemplo de distribución de armaduras en losas
Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

- En los bordes libres de las losas, se dispone las armaduras de la siguiente manera:

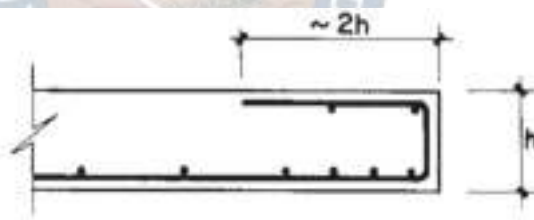


Figura 3.75. Armadura de borde
Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

- En losas aligeradas se dispone lo siguiente:

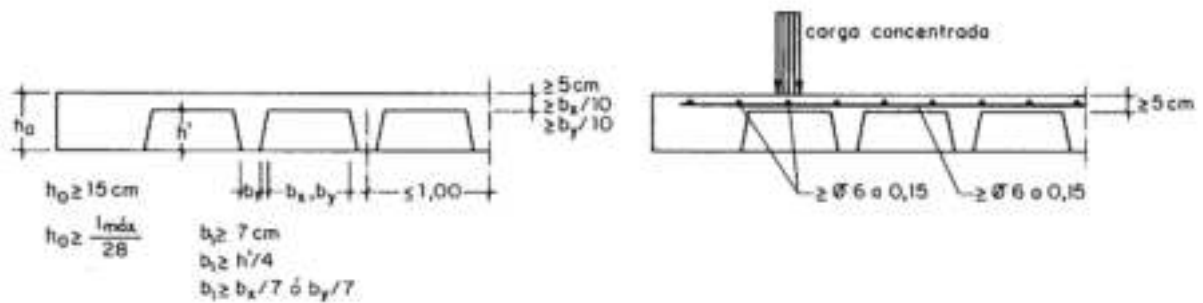


Figura 3.76. Disposiciones constructivas en losas aligeradas
Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

- Los volados con losas aligeradas deben de cumplir:

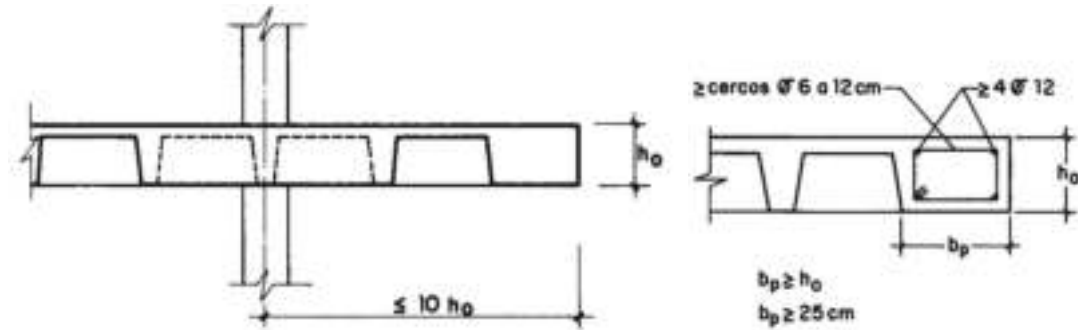


Figura 3.77. Volados en losas aligeradas

Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

3.18.3. Columnas

- Si se tiene dos barras separadas más de 15 cm se las debe de arriostrar mediante estribos para evitar el pandeo de las mismas (Ver figura 3.78).

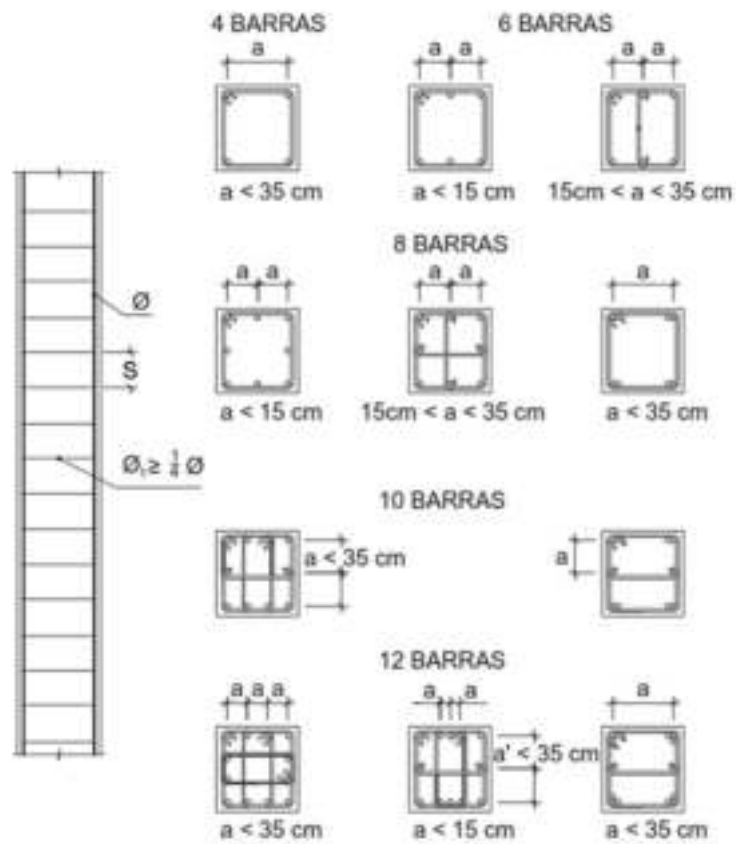


Figura 3.78. Limitaciones en el armado de columnas

Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

- La dimensión mínima de columnas in situ tiene que ser de 25 cm como mínimo.
- El diámetro mínimo de la armadura longitudinal será de 12 mm.
- La separación máxima entre armaduras longitudinales consecutivas será de 35 cm
- Para que el hormigón pueda entrar tranquilamente y haya facilidad de vibrar, la separación mínima entre barras de la misma cara debe de ser mayor o igual a 2 cm, mayor que el diámetro de la barra mayor o 6/5 del TMN. Pero en las barras esquineras si se puede colocar dos o tres barras juntas
- El empalme de las armaduras en columnas viene dado de acuerdo a la siguiente gráfica:

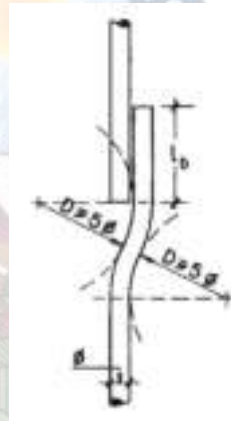


Figura 3.79. Empalme de barras principales en columnas

Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

- El diámetro de los estribos será igual o mayor a un cuarto del diámetro de la barra longitudinal más gruesa y 6 mm.

$$\phi_t = \frac{1}{4} \cdot \phi_{L,max}$$

- La pendiente en cambio de sección de columnas no debe exceder la relación 1:6.
- Para evitar el pandeo la separación mínima entre barras de acero "S" debe ser:

$$S_t \leq 15 \cdot \phi_{min}$$

Siendo ϕ_{min} el diámetro de la barra longitudinal mas delgada.

Sin embargo, en zonas sísmicas o expuestas al viento la separación no debe ser mayor a:

$$S_t \leq 12 \cdot \phi_{min}$$

- La NCSE – 02 recomienda lo siguiente:

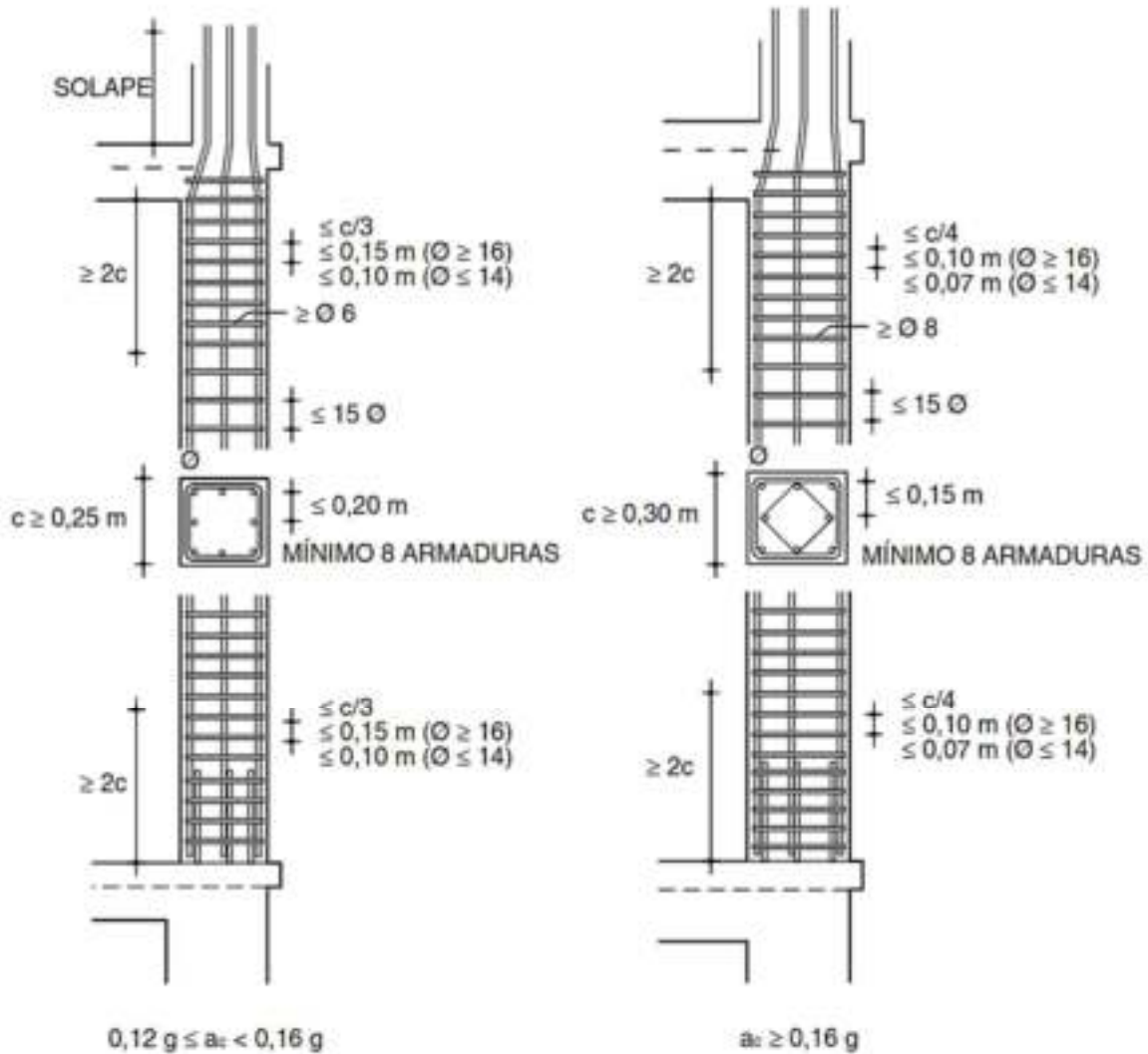


Figura 3.80. Armado de soportes de Hormigón

Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02, Figura 4.6, Pag 52

3.18.4. Muros

- Para prevenir el hinchamiento del encofrado, se puede disponer de armadura transversal en forma de ganchos que prevean el efecto de grandes fuerzas de compresión. Esto se considera cuando el área del refuerzo vertical excede el 2% del área del hormigón. Si la armadura vertical está cerca de la cara del muro de corte debe disponerse cercos mínimamente 4 por cada metro cuadrado de superficie de muro.

La NCSE – 02 recomienda lo siguiente:

- El espesor será al menos 15 cm y mayor que $h/20$.
- La armadura base estará formada por dos mallas, con separación máxima de 15 cm.
- La sección de cada familia de mallas no será inferior a 0.25% de la sección del hormigón ni mayor a 4 %.
- En la parte baja de los dos bordes de los muros se dispondrá cercos como se muestra en la figura:

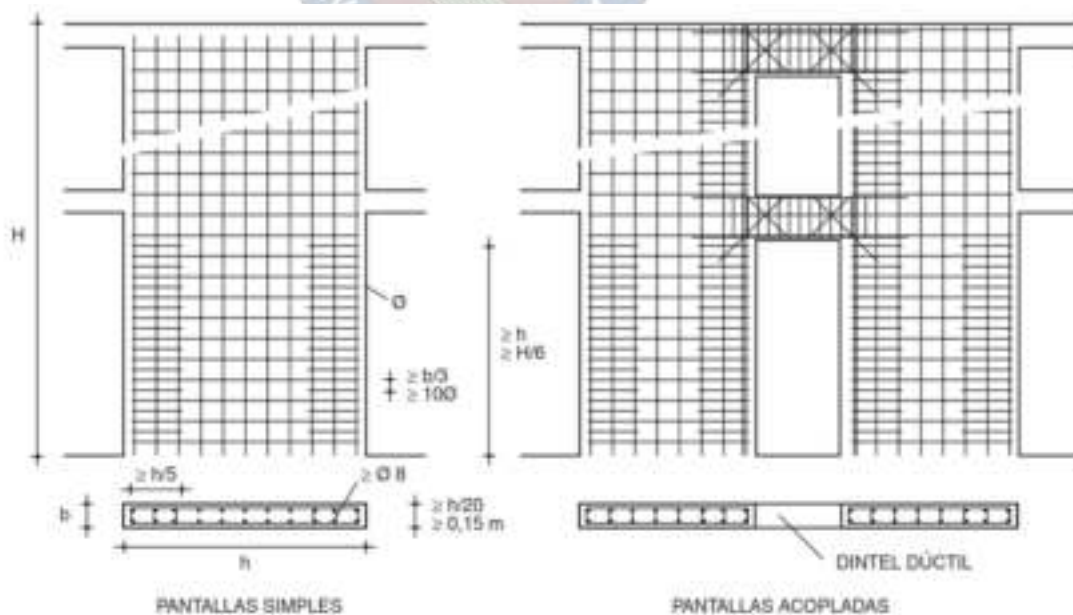


Figura 3.81. Armado de Muros de Hormigón Armado

Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02, Figura 4.6, Pag 52

3.18.5. Cimentaciones

- Bajo cualquier cimentación siempre es necesario disponer de 5 a 10 cm de hormigón de limpieza.
- La altura mínima en el borde será de 25 cm en cimentaciones de hormigón armado.
- La normativa española recomienda no usar en cimentaciones barras de acero de diámetro menores a 12 [mm].
- La separación máxima de armaduras no será superior a 30 [cm] ni inferior a 10[cm]. De ser necesario se agrupan por parejas en contacto.

3.18.6. Escaleras

- Para poder obtener la armadura longitudinal inferior de las escaleras se hace uso de los momentos flectores de cálculo " M_d ". Para la armadura superior en los extremos de la losa de la escalera tiene que resistir un momento negativo igual al 25 % del momento positivo máximo de la losa.
- De acuerdo a recomendaciones de la normativa española, se dispondrá una armadura transversal paralela a la dirección de los apoyos, esta armadura tiene que resistir un momento igual al 20 % del momento según la dirección del tramo inclinado.
- Se tiene que comprobar la losa de las escaleras a esfuerzo cortante " V_d " considerándolo como elemento sin armado a cortante.
- Para el armado de la losa en las dos direcciones, longitudinal y transversal, se distribuirá uniformemente en toda la superficie de la misma.

La configuración geométrica de las escaleras es relevante a la hora de realizar el trazado de las armaduras, donde los solapes y anclajes se los deben de adecuar dependiendo la configuración.

Las siguientes gráficas muestran un esquema del armado de una escalera:

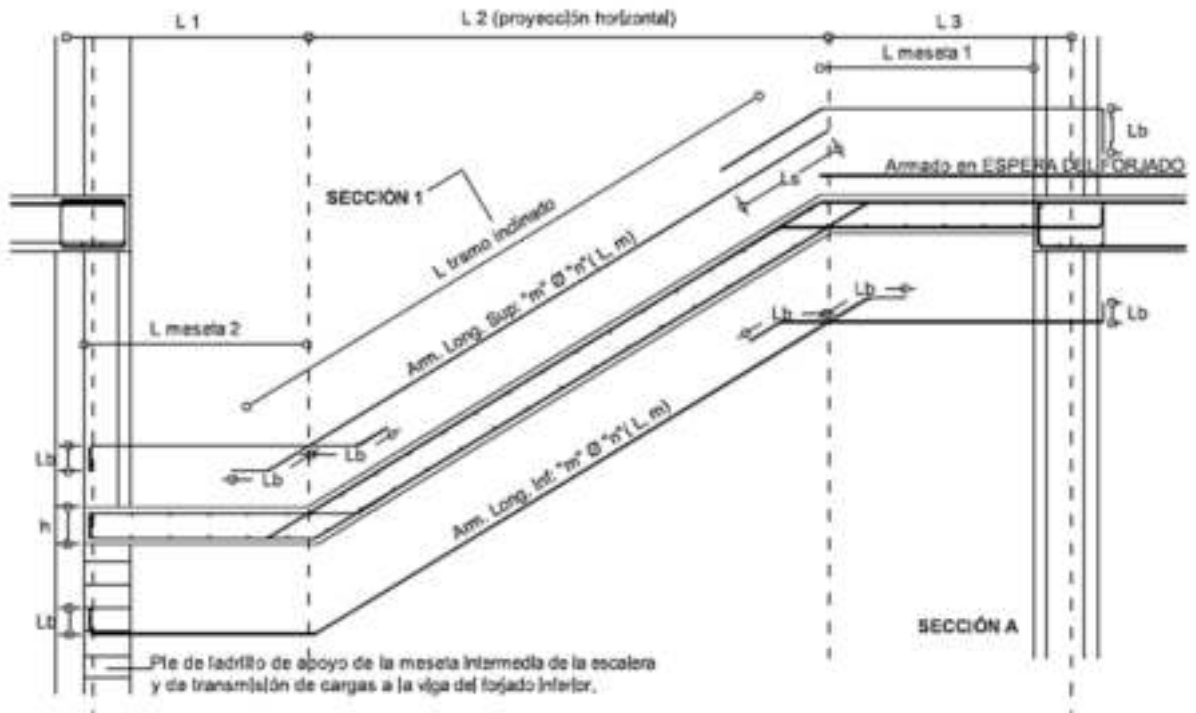


Figura 3.82. Detalle de la armadura de una escalera típica tramo I
 Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

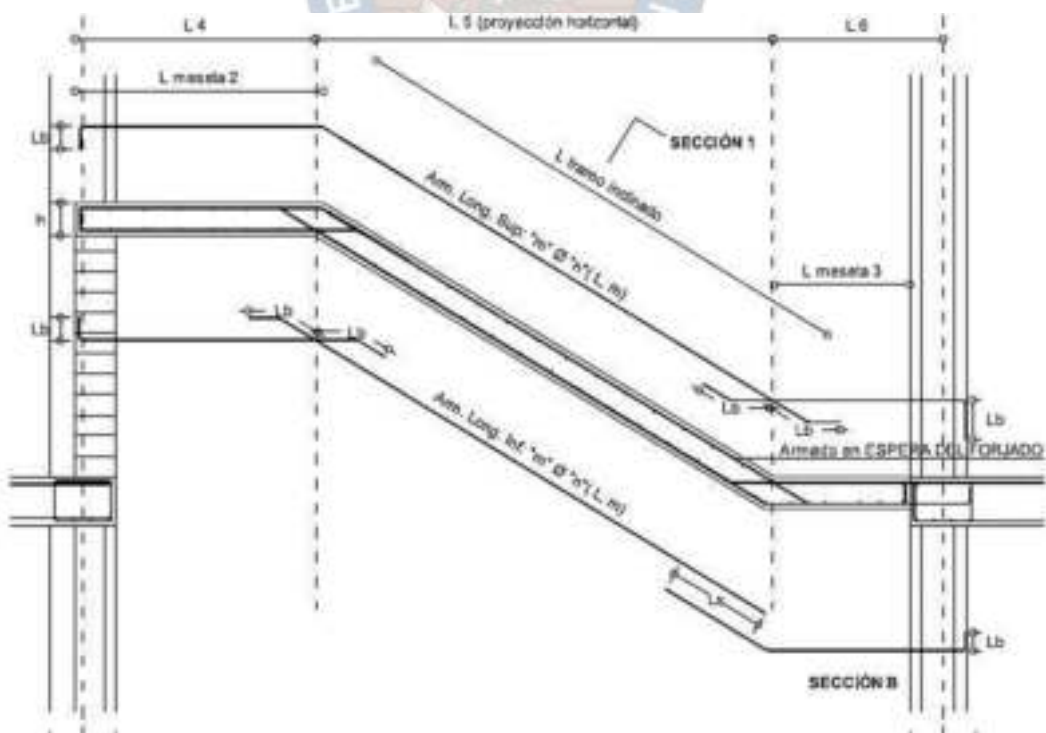


Figura 3.83. Detalle de la armadura de una escalera típica tramo II
 Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

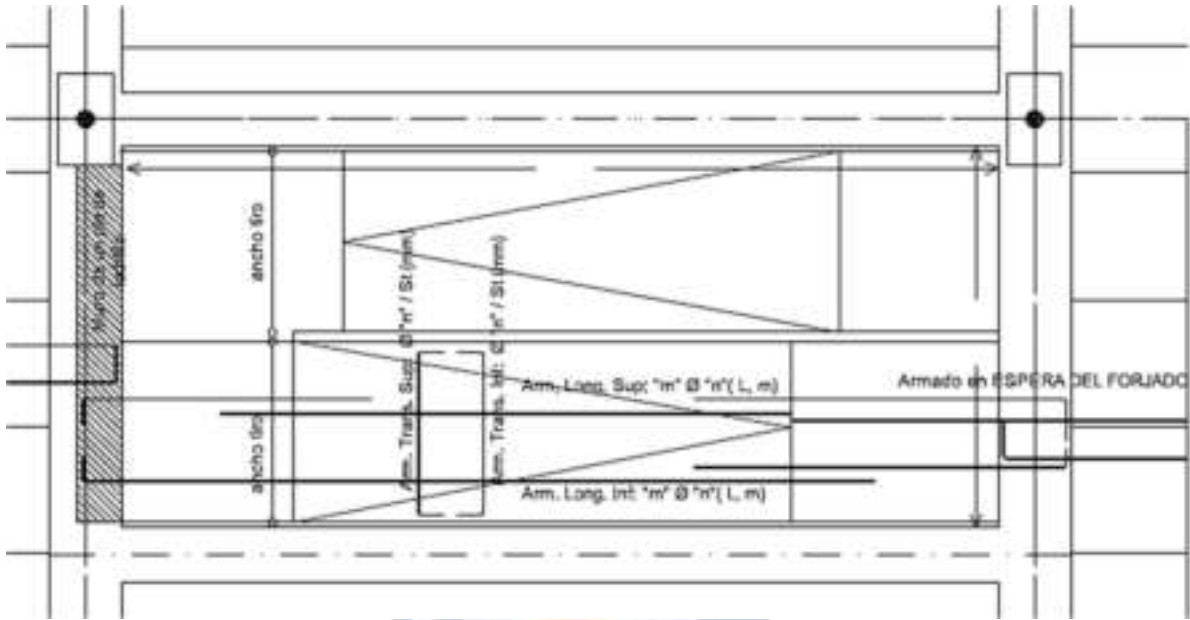


Figura 3.84. Detalle de la armadura de una escalera típica vista en planta

Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

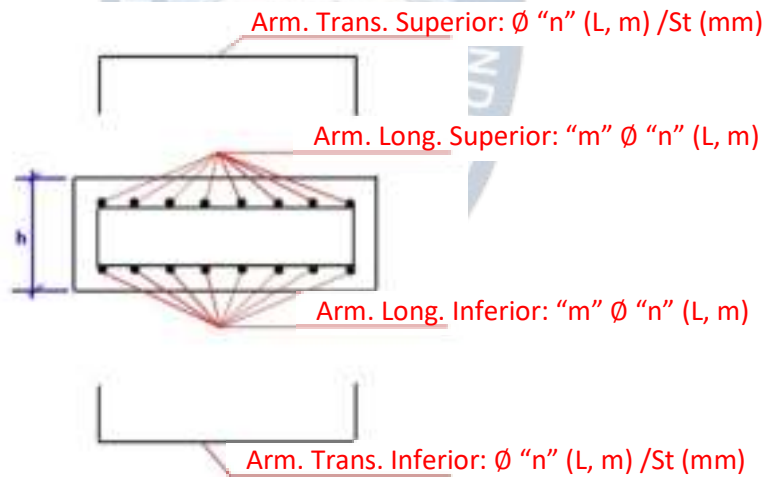


Figura 3.85. Detalle de la Armadura de una escalera típica vista transversal de un tramo

Fuente: Ing. Miguel Muñoz Black, Apuntes de Hormigón Armado II

3.18.7. Doblado de las Armaduras

En las piezas de hormigón armado, las barras deben de doblarse con radios más amplios de los que se utilizan en los ensayos de resistencia del acero, deben de realizarse en frío y a velocidades moderadas. La CBH – 87 dispone la siguiente tabla:

Designación	Doblado Simple			Doblado – desdoblado		
	$\alpha = 180^\circ$			$\alpha = 180^\circ ; \beta = 20^\circ$		
	$\phi \leq 12$	$12 < \phi \leq 25$	$\phi < 25$	$\phi \leq 12$	$12 < \phi \leq 25$	$\phi < 25$
AH 400 N	$3 \cdot \phi$	$3.5 \cdot \phi$	$4 \cdot \phi$	$6 \cdot \phi$	$7 \cdot \phi$	$8 \cdot \phi$
AH 400 F	$3 \cdot \phi$	$3.5 \cdot \phi$	$4 \cdot \phi$	$6 \cdot \phi$	$7 \cdot \phi$	$8 \cdot \phi$
AH 500 N	$4 \cdot \phi$	$4.5 \cdot \phi$	$5 \cdot \phi$	$8 \cdot \phi$	$9 \cdot \phi$	$10 \cdot \phi$
AH 500 F	$4 \cdot \phi$	$4.5 \cdot \phi$	$5 \cdot \phi$	$8 \cdot \phi$	$9 \cdot \phi$	$10 \cdot \phi$
AH 600 N	$5 \cdot \phi$	$5.5 \cdot \phi$	$6 \cdot \phi$	$10 \cdot \phi$	$11 \cdot \phi$	$12 \cdot \phi$
AH 600 F	$5 \cdot \phi$	$5.5 \cdot \phi$	$6 \cdot \phi$	$10 \cdot \phi$	$11 \cdot \phi$	$12 \cdot \phi$

Tabla 3.35. Diámetro de los mandriles en barras corrugadas según la CBH – 87

Fuente: Normativa boliviana CBH – 87, Tabla 4.3.b, Pag 26

Por otro lado, la EHE – 08 y la NCSE - 02 recomiendan:

Designación	Doblado Simple		Doblado – desdoblado		
	$\alpha = 180^\circ$		$\alpha = 180^\circ ; \beta = 20^\circ$		
	$\phi \leq 16$	$\phi > 16$	$\phi \leq 16$	$16 < \phi \leq 25$	$\phi < 25$
B 400 S; B 400 SD; B 500 S y B 500 SD	$5 \cdot \phi$	$6 \cdot \phi$	$5 \cdot \phi$	$8 \cdot \phi$	$10 \cdot \phi$

Tabla 3.36. Diámetro de los mandriles en barras corrugadas según EHE – 08

Fuente: Normativa Española EHE – 08, Tabla 32.2.b y 32.2.c, Pag 118

Además de diámetros mínimos de mandriles para el doblado de las barras:

Clase de barras corrugadas	Ganchos y Patillas		Barras levantadas o curvadas	
	Diámetro de la barra ϕ		Diámetro de la barra ϕ	
	$< 20 \text{ mm}$	$\geq 20 \text{ mm}$	$\leq 20 \text{ mm}$	$> 20 \text{ mm}$
B 400 S y B 400 SD	$4 \cdot \phi$	$7 \cdot \phi$	$10 \cdot \phi$	$12 \cdot \phi$
B 500 S y B 500 SD	$4 \cdot \phi$	$7 \cdot \phi$	$12 \cdot \phi$	$14 \cdot \phi$

Tabla 3.37. Diámetro mínimo de mandril para el doblado de barras

Fuente: Normativa española EHE – 08, Tabla 69.3.4, Pag 328

Para el anclaje de estribos se tiene:

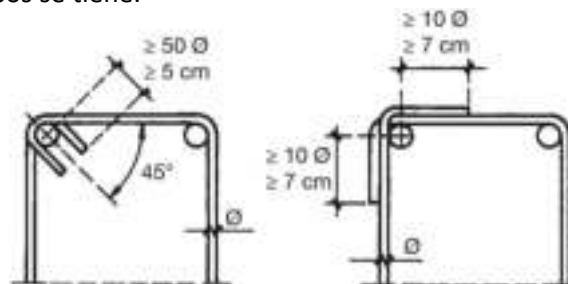


Figura 3.86. Anclaje de estribos

Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

Para el anclaje se puede realizar el doblado de los ganchos de acuerdo a la siguiente gráfica:

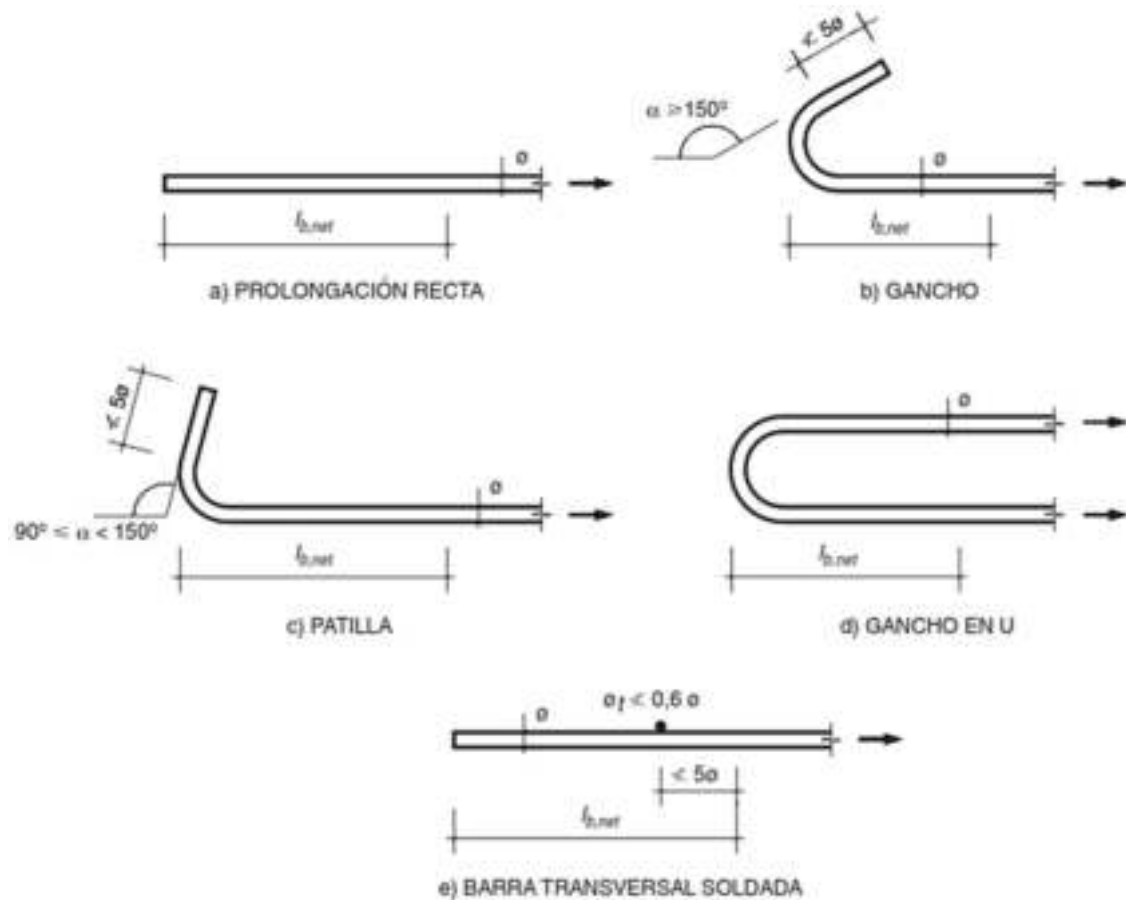


Figura 3.87. Diversos tipos de anclajes de las barras
 Fuente: Normativa española EHE – 08, Figura 69.5.1.1, Pag 332

3.19. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA LA NORMA NB – 1225001

La normativa NB – 1225001:2017 tienen mucha similitud con la normativa ACI 318 – 14, por lo que las disposiciones constructivas que recomienda son en mayoría basadas en el código americano ACI. A diferencia de la norma CBH – 87 tiene un capítulo completo dedicado a disposiciones especiales para el diseño sísmico que trabaja en conjunto con las guías sísmicas complementarias que se sacaron en el país hasta la fecha.

3.19.1. Vigas

- Se recomienda diámetros de 12, 16, 20 y 25 [mm] para la armadura principal

- La armadura de montaje debe de ser de un diámetro mínimo de 10 [mm]
- La separación libre entre barras paralelas de una capa debe de ser mayor o igual que:

$$s_{min} \geq \begin{cases} d_b \\ 25 \text{ mm} \\ \frac{4}{3} \cdot TMN \end{cases}$$

- El diámetro mínimo recomendado de estribos es de 6 [mm], siendo su armado igual a lo presentado en la *figura 3.64*.
- Si se dispones dos o mas capas de armadura longitudinal, las barras deben colocarse sobre las capas inferiores, con una distancia mínima no menor a 25 mm.

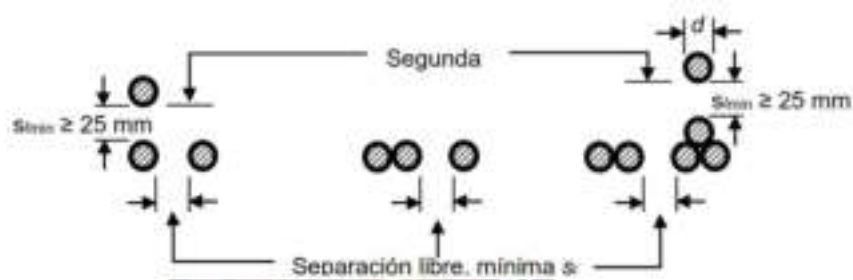


Figura 3.88. Separación libre mínima entre barras ubicados en una capa y separación libre entre capas de armaduras.

Fuente: Normativa NB – 1225001, Figura 7.6.1, Pag 89

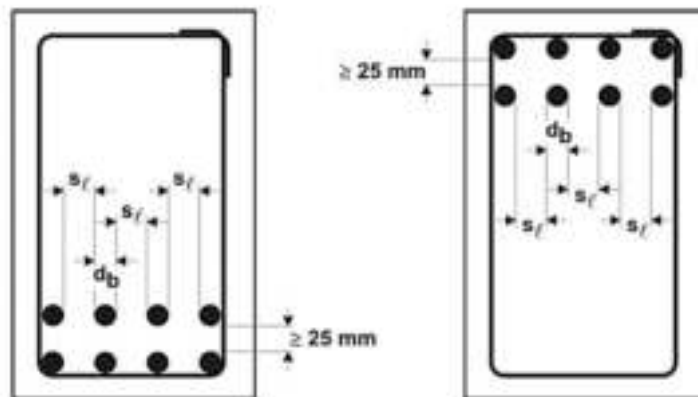


Figura 3.89. Separación de armaduras en vigas

Fuente: Normativa NB – 1225001, Figura 7.6.2, Pag 89

- Cuando las vigas tienen una altura mayor a 600 mm, se tiene que colocar armadura superficial longitudinal uniformemente distribuida en ambas caras laterales del elemento dentro de una distancia $h/2$ cercana a la cara.

Para el análisis sísmico se recomienda las siguientes disposiciones:

- En el diseño de pórticos especiales e intermedios se considera:

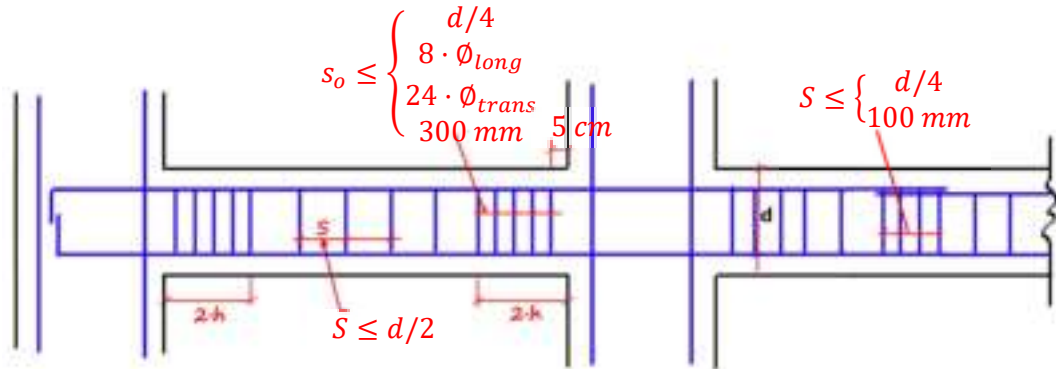


Figura 3.90. Disposición del Refuerzo Transversal para pórticos Especiales e Intermedios
Fuente: Elaboración Propia

3.19.2. Losas

- La separación entre barras de acero en cualquier dirección no debe de superar:

$$s \leq \begin{cases} 2 \cdot h \\ 25 \cdot \Phi_{long} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

- En todas las losas a excepción de las nervadas, la separación de la armadura principal por flexión debe cumplir:

$$s_{l,min} = \begin{cases} \leq 3 \cdot h \\ \leq 25 \cdot \Phi_{long} \\ \leq 300 \text{ mm} \\ \geq 4/3 \cdot TMN \end{cases}$$

- El ancho de nervaduras en losas aligeradas es:

$$b_{min} \geq 100 \text{ mm}$$

$$h_{nervio} \leq 3.5 \text{ ancho menor del nervio}$$

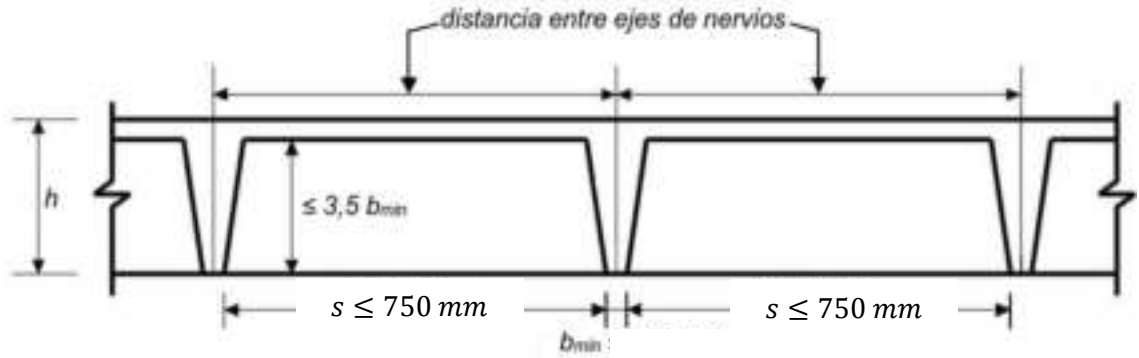


Figura 3.91. Nervios en losas aligeradas
 Fuente: Normativa NB – 1225001, Figura 8.12, Pag 114

- La distribución del acero de refuerzo está dada de la siguiente manera:

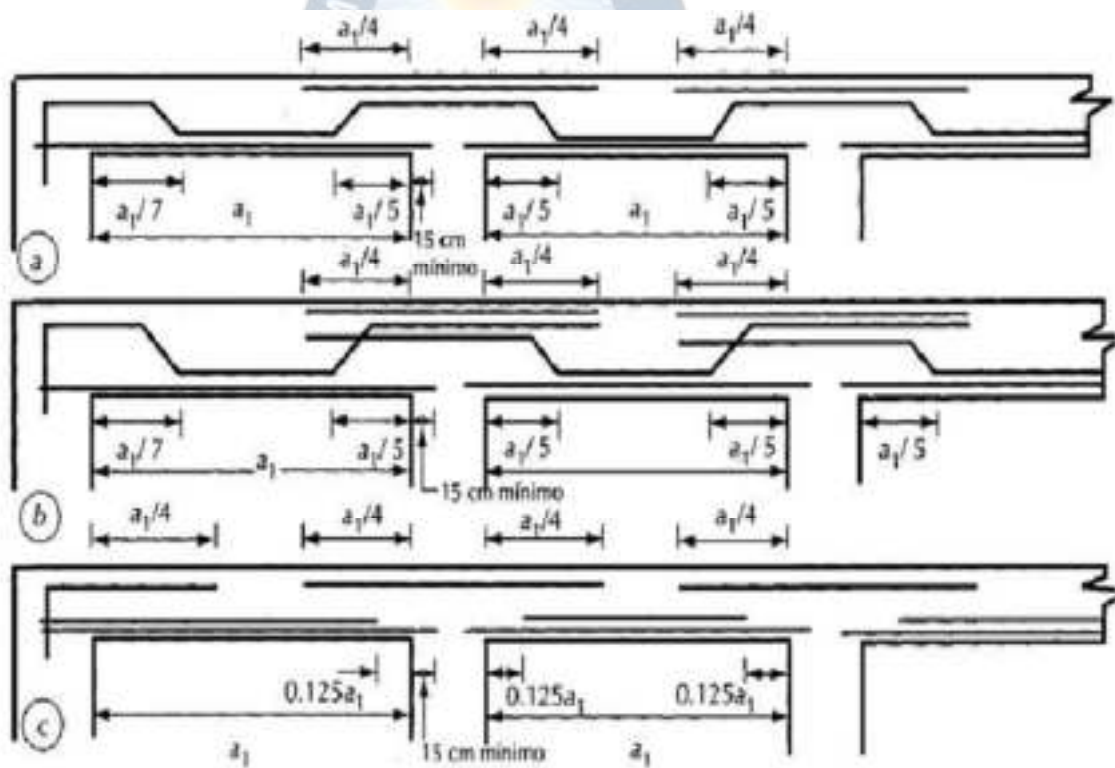


Figura 3.92. Detalle del armado de refuerzo en losas
 Fuente: Ing. Juan Carlos Mojica. Apuntes de Hormigón Armado II

- Si existiera solicitaciones de torsión en las esquinas de las losas apoyadas en los 4 bordes, se debe colocar armaduras especial tal y como se muestra en la siguiente figura:

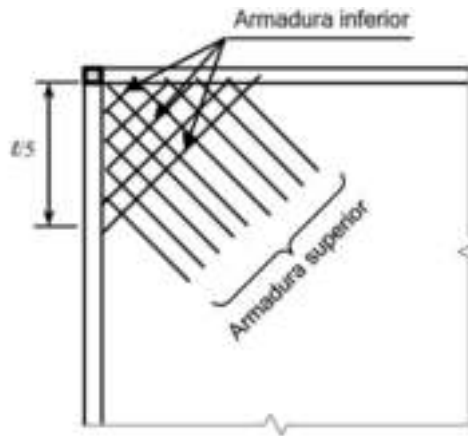


Figura 3.93. Detalle del armado en esquinas debido a la torsión
 Fuente: Marcelo Iriarte Saavedra (2018). Hormigón Estructural (1ra Ed)

3.19.3. Columnas

- Los estribos tienen que disponerse de tal manera que un ángulo interior no mayor a 135° y ninguna barra longitudinal debe de estar separada más de 15 cm.

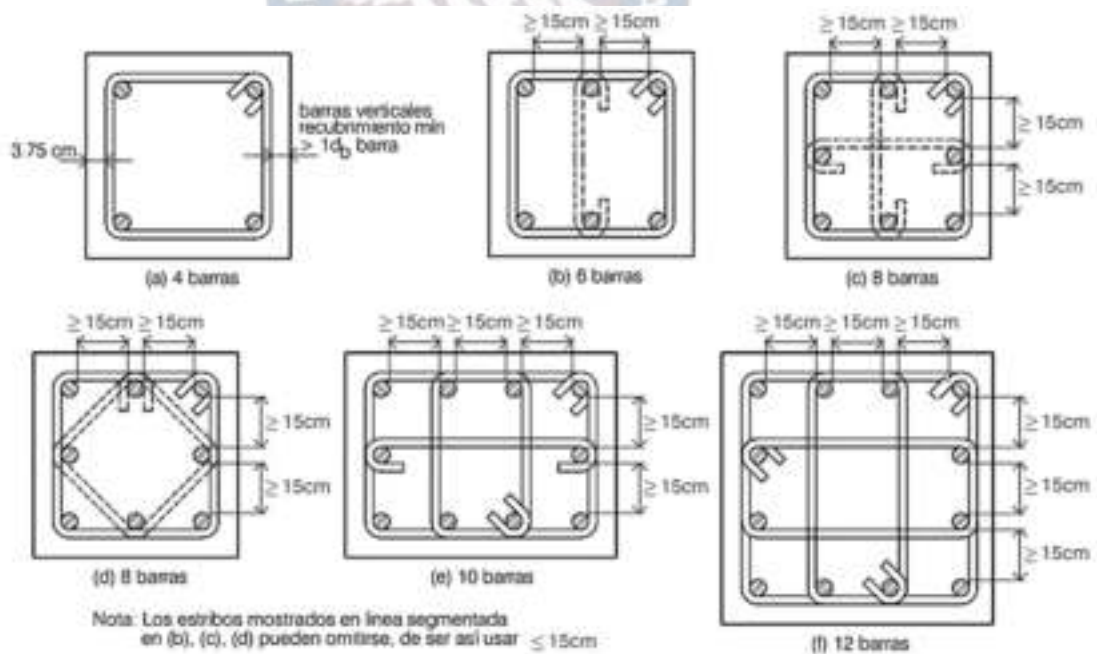


Figura 3.94. Configuraciones típicas de estribos
 Fuente: Ing. Ramiro Saavedra Antezana (2007). Apuntes de Hormigón Armado UMSS

- La mínima dimensión de una columna rectangular hormigonada en obra debe ser mayor a 20 cm.

- El diámetro mínimo de la armadura longitudinal debe ser como mínimo de 12 mm.
- La distancia libre entre barras longitudinales debe de cumplir con:

$$s_{l,min} = \begin{cases} \geq 1.5 \cdot d_b \\ \geq 40 \text{ mm} \\ \geq \frac{4}{3} \text{ del tamaño máximo del agregado grueso} \end{cases}$$

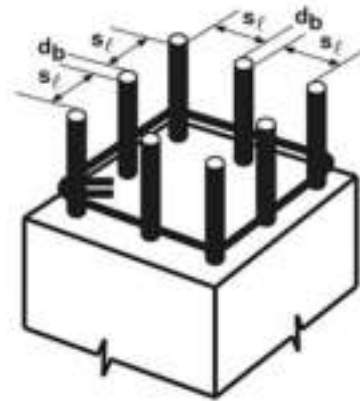


Figura 3.95. Separación de armaduras en columnas

Fuente: Normativa NB – 1225001, Figura 7.6.3, Pag 89

- La pendiente de la parte inclinada de una barra de acero no debe de exceder de 1 a 6 con respecto al eje de la columna.
- El diámetro de los estribos será:

$$\phi_t \geq \begin{cases} 0.25 \cdot \phi_{L,max} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

- El espaciamiento vertical de los estribos debe de cumplir:

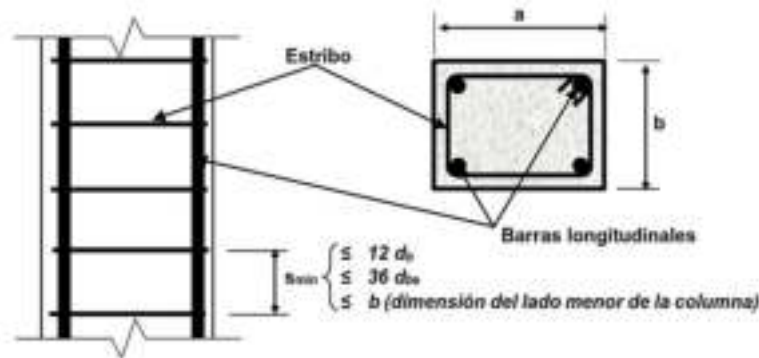


Figura 3.96. Separación Vertical de los estribos cerrados

Fuente: Normativa NB – 1225001, Figura 7.10.5.2, Pag 99

Por su parte la NB – 1225001 en relación con la ACI 318 – 14 recomienda:

- La dimensión mínima en columnas es de 30 cm para pórticos especiales. En pórticos intermedios no se proponen restricciones.
- Para pórticos especiales el empalme de varillas solamente se permite en la zona central del elemento, en cambio en pórticos intermedios no existe limitaciones.

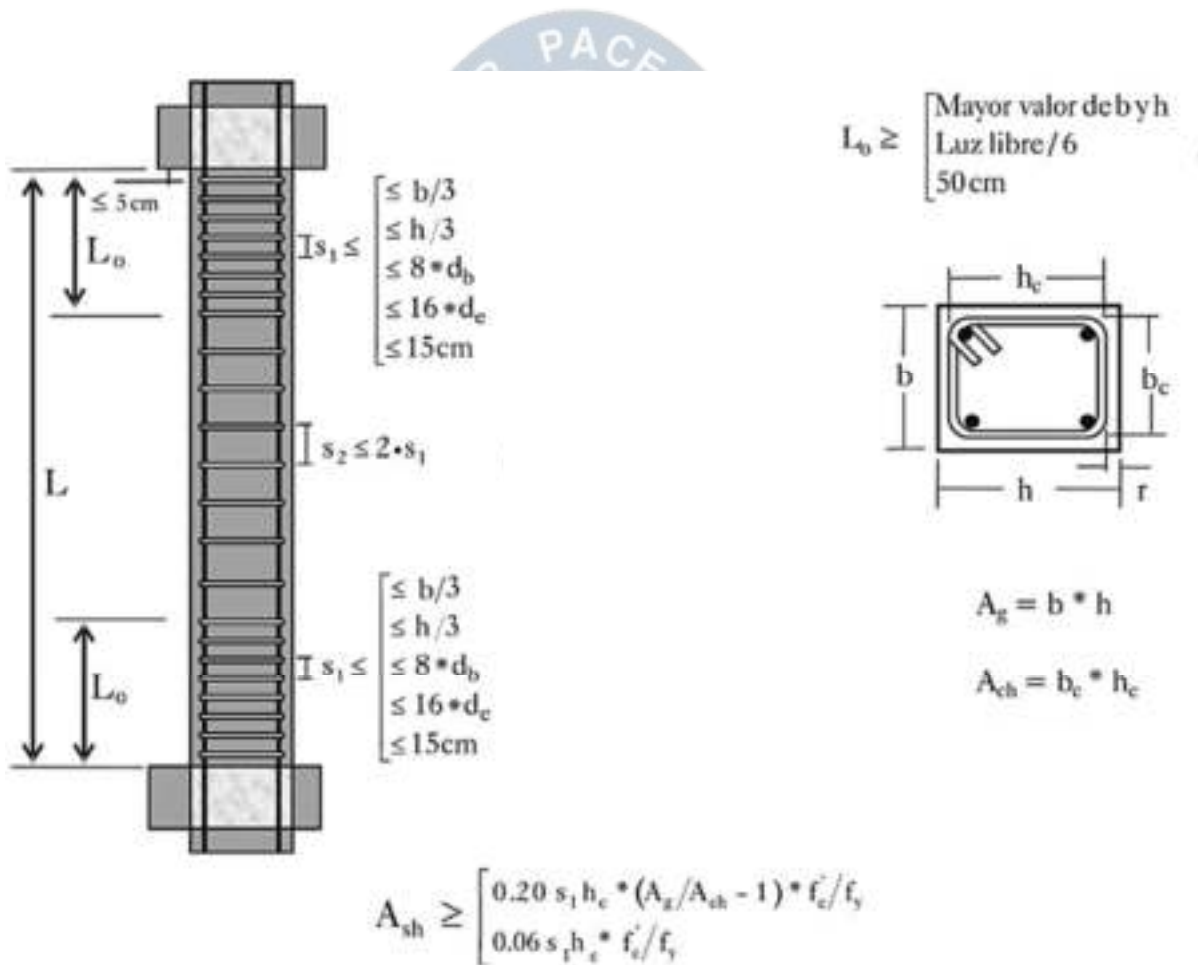


Figura 3.97. Requisitos para columnas de pórticos intermedios resistentes a momentos
 Fuente: Fuente: Roberto Rochel Awad (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios

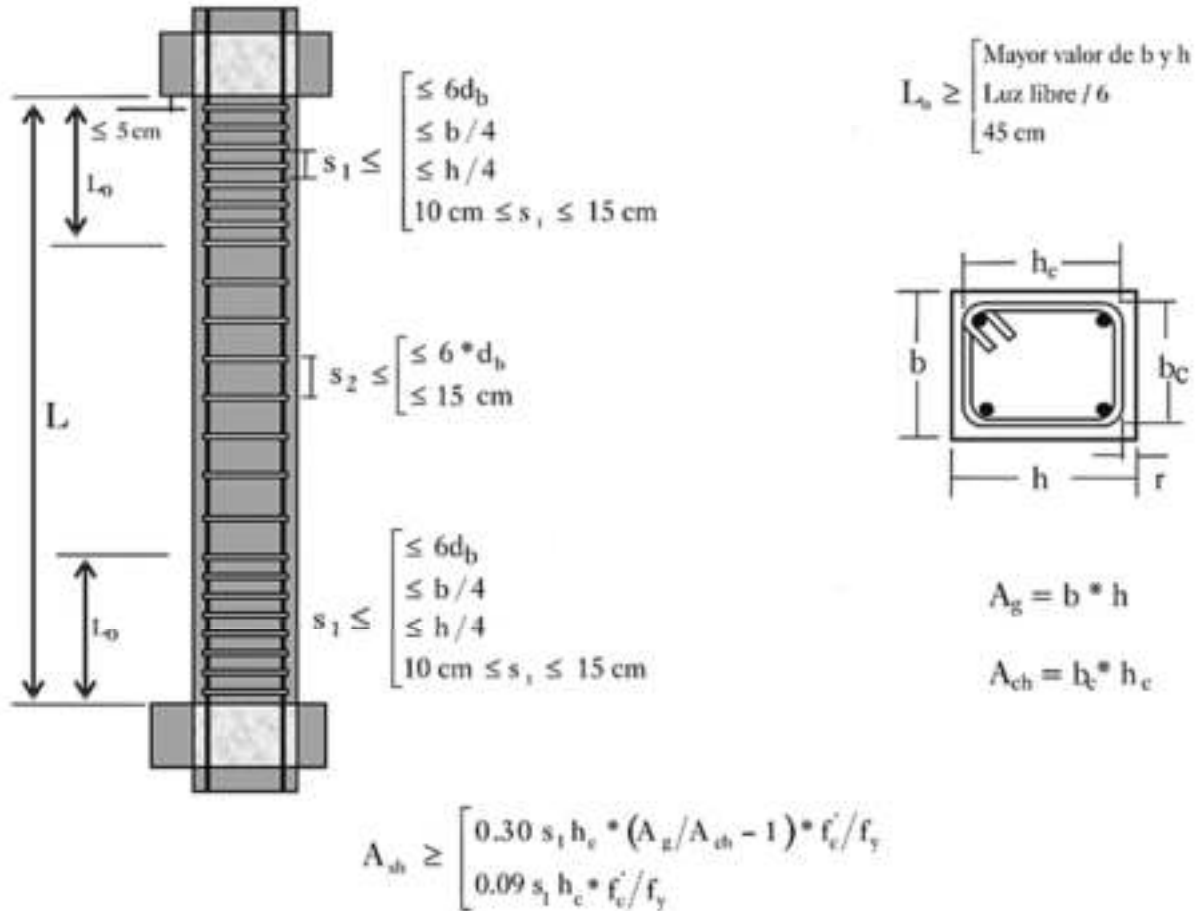


Figura 3.98. Requisitos para columnas de pórticos especiales resistentes a momentos
 Fuente: Fuente: Roberto Rochel Awad (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios

3.19.4. Muros

- El espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal está dado por:

$$s \geq \begin{cases} 3 \cdot h \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

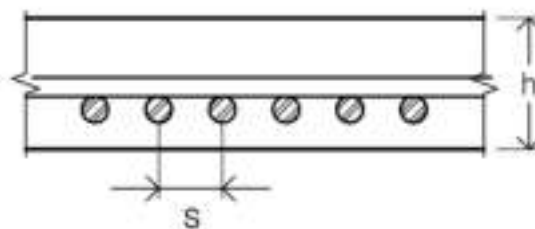


Figura 3.99. Configuraciones típicas de estribos
 Fuente: Ing. Ramiro Saavedra Antezana (2007). Apuntes de Hormigón Armado UMSS

- En muros donde el espesor es mayor o igual de 25 cm, se recomienda las siguientes disposiciones:

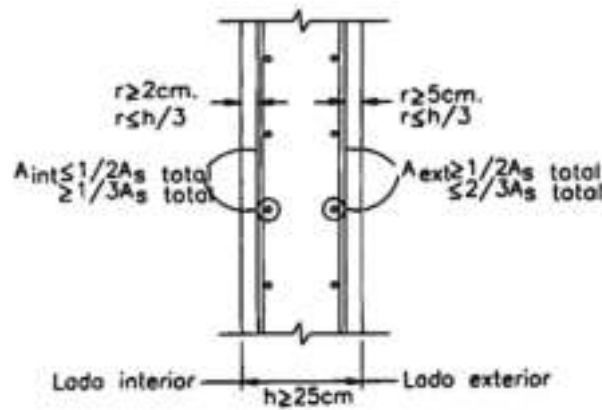


Figura 3.100. Disposiciones constructivas para muros

Fuente: Teodoro E. Harmsen (2002). *Diseño de Estructuras de concreto Armado (3ra Ed)*

- La armadura vertical no necesita estar confinada por estribos laterales cuando la armadura vertical no es mayor de 0.01 veces el área total de hormigón o cuando este refuerzo no trabaja a compresión.

3.19.5. Cimentaciones

- Se adopta disposiciones necesarias de las losas dentro de las cimentaciones.
- El espaciamiento máximo de esta armadura no debe exceder los valores siguientes:

$$s_{min} \begin{cases} \leq 2 \cdot h(\text{de la losa}) \\ \leq 25 \cdot \phi \\ \leq 300 \text{ mm} \end{cases}$$

- Es necesario disponer siempre bajo toda cimentación siempre es necesario disponer 5 cm de hormigón de limpieza.
- Se recomienda usar diámetros mayores a 12 [mm].

3.19.6. Escaleras

Las disposiciones constructivas dadas en el acápite 3.18.6 son adoptadas de igual manera para la aplicación de la normativa NB – 1225001.

3.19.7. Doblado de las Armaduras

- Para el anclaje la NB – 1225001 recomienda los siguientes ganchos:

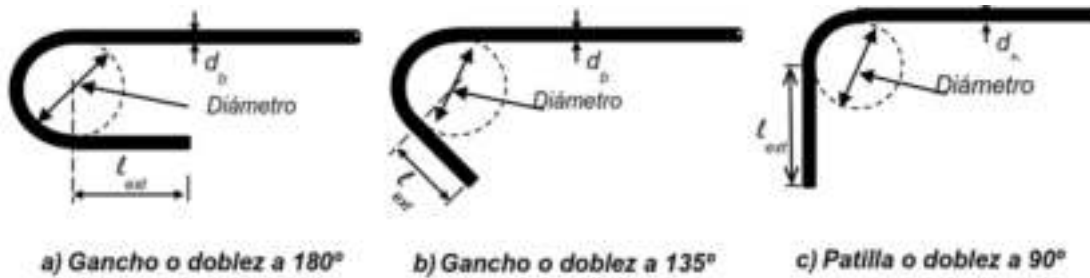


Figura 3.101. Diversos tipos de ganchos

Fuente: Normativa NB – 1225001, Figura 7.1, Pag 83

- También se recomienda los siguientes diámetros:

Tipo de doblado	Diámetro de la barra [mm]	Diámetro interno mínimo [mm]	Prolongación en el extremo libre, "l _{ext} ".	Tipo de gancho normal
Patilla (doblado a 90°)	$6 < d_b \leq 10$	$4 \cdot d_b$	$\geq 12 \cdot d_b$	
	$10 < d_b \leq 25$	$6 \cdot d_b$		
	$25 < d_b \leq 32$	$8 \cdot d_b$		
	$32 < d_b$	$10 \cdot d_b$		
Gancho (Doblado a 180°)	$6 < d_b \leq 10$	$4 \cdot d_b$	$\geq 12 \cdot d_b$ o $\geq 60 \text{ mm}$	
	$10 < d_b \leq 25$	$6 \cdot d_b$		
	$25 < d_b \leq 32$	$8 \cdot d_b$		
	$32 < d_b$	$10 \cdot d_b$		

Nota: Para considerar la prolongación en el extremo libre, l_{ext}, un gancho estándar para barras corrugadas en tracción incluye en su longitud de anclaje, el diámetro de doblado y la longitud de extensión recta. Se permite usar una mayor longitud al final de un gancho, pero esto no se considerará para aumentar la capacidad de anclaje del gancho.

Tabla 3.38. Diámetros mínimos de doblado para barras en tracción

Fuente: Normativa Boliviana NB – 1225001, Tabla 7.2.1, Pag 84

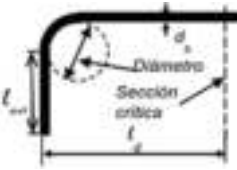
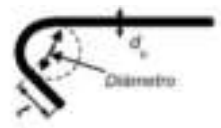
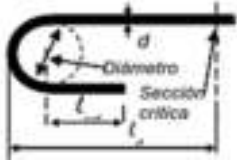
Tipo de doblado	Diámetro de la barra [mm]	Diámetro interno mínimo [mm]	Prolongación en el extremo libre, "l _{ext} ".	Tipo de gancho normal
Patilla (doblado a 90°)	$6 < d_b \leq 16$	$4 \cdot d_b$	$\geq 6 \cdot d_b$ o $\geq 75 \text{ mm}$	
	$16 < d_b \leq 25$	$6 \cdot d_b$	$\geq 12 \cdot d_b$	
Gancho (Doblado a 135°)	$6 < d_b \leq 16$	$4 \cdot d_b$	$\geq 6 \cdot d_b$ o $\geq 75 \text{ mm}$	
	$16 < d_b \leq 25$	$6 \cdot d_b$		
Gancho (Doblado a 180°)	$6 < d_b \leq 16$	$4 \cdot d_b$	$\geq 4 \cdot d_b$ o $\geq 60 \text{ mm}$	
	$16 < d_b \leq 25$	$6 \cdot d_b$		

Tabla 3.39. Diámetros mínimos de doblado para anclaje de estribos, amarres, ganchos y zunchos.
Fuente: Normativa Boliviana NB – 1225001, Tabla 7.2.1, Pag 84

- En estribos se puede considerar:



Figura 3.102. Ejemplos de conformación de estribos
Fuente: Normativa Boliviana NB – 1225001, Figura 7.11.3, Pag 101

3.20. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Ambas normativas bolivianas del hormigón armado (*CBH – 87* y *NB – 1225001*) aparte de presentar la seguridad necesaria frente a los estados límite últimos, también indican que se debe comprobar los **Estados Límite de Servicio**, también denominados **Estados límite de Utilización**.

Dentro de los estados límites de servicio se consideran todas aquellas situaciones que pueden poner a la estructura fuera de servicio por razones de funcionamiento, durabilidad, comodidad o de apariencia.

Para que se pueda garantizar el cumplimiento del estado límite de servicio, se debe de cumplir:

$$C_d \leq E_d \quad (\text{Ec. 3.322})$$

Siendo: C_d = Valor de Cálculo de un determinado efecto.

E_d = Valor Límite admisible

La aplicación de la [ecuación 3.322](#) da a lugar a los siguientes estados:

- Estado límite de Deformación o de Flechas
- Estado límite de Fisuración
- Estado límite de Vibración.

De estos tres, sí o sí deben de comprobarse los dos primeros. El estado límite de vibración solo se lo verifica en casos especiales debido a la complejidad de caracterizar de forma precisa el comportamiento dinámico de las estructuras.

3.20.1. Estado Límite de Deformación

3.20.1.1. Valores Límite admisibles para las flechas

La [normativa CBH – 87](#) recomienda lo siguiente:

El valor máximo admisible de la flecha en forjados y vigas que no tengan que soportar tabiques ni muros es: $L/300$. Donde “L” es la luz del elemento considerado.

Si es el caso de vigas y forjados que tienen que soportar muros o tabiques, el valor de la flecha máxima admisible es:

- Para muros o tabiques hechos con mortero de cemento: **L/500**.
- Para muros o tabiques construidos con mortero de cal: **L/400**.
- Para muros o tabiques construidos con mortero de Yeso: **L/300**.

En cambio, la **normativa NB – 1225001** propone:

Tipo de Elemento	Deflexión considerada	Límite de Deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a Lr, S y R	L/180
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva L .	L/360
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)	L/480
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		L/240

Tabla 3.40. Deflexión máxima admisible calculada

Fuente: Normativa Boliviana NB – 1225001, Tabla 9.5.2.6, Pag 123

3.20.1.2. Métodos simplificados de comprobación

En situaciones normales de uso en edificaciones, se puede evitar la comprobación de flechas si la relación de **canto/luz** no es inferior a lo que señala la siguiente tabla de la **norma CBH – 87**:

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Tramos simplemente apoyados	1/24	1/20	1/18	1/14
Vanos extremos de tramos continuos	1/28	1/24	1/20	1/18
Vanos internos de tramos continuos	1/32	1/28	1/24	1/20
Voladizos	1/16	1/14	1/12	1/10

Tabla 3.41. Valores de la relación canto/luz para los cuales no es necesario comprobar la flecha

Fuente: Normativa Boliviana CBH – 87, Tabla 9.9.10.4.3.b, Pag 198

Los casos de la *tabla 3.41* representan:

Caso 1: Forjados que no han de soportar tabiques ni muros.

Caso 2: Forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de yeso.

Caso 3: Forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cal.

Caso 4: Forjados que han de soportar tabiques o muros contruidos con mortero de cemento

Por otra parte, la **Norma boliviana NB – 1225001**, propone:

Elemento	Simplemente apoyada	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	Voladizo
Losa Maciza Unidireccional	20	24	28	10
Viga o losa nervada unidireccional	16	18.5	21	8

Tabla 3.42. Relación Máxima Luz/Canto que exige de comprobar flechas

Fuente: Elaboración Propia

3.20.1.3. Cálculo de la flecha instantánea

Hoy en día cualquier programa de análisis estructural te calcula directamente la flecha instantánea, pero cuando se necesita obtener este valor manualmente se puede recurrir a diferentes métodos como el método de Branson (Utilizado por ambas normativas), también se puede recurrir a conceptos de resistencia de materiales, mediante la siguiente fórmula:

$$f_{inst} = \alpha \cdot \frac{M_s \cdot L^2}{E \cdot I} \quad (\text{Ec. 3.323})$$

Donde: α = Coeficiente que depende del tipo de carga obtenido (ver *figura 3.102*)

M_s = Momento flector actuante de servicio en la sección de estudio.

L = Longitud de la viga

E = Modulo de deformación de la viga

I = Momento de Inercia en la sección transversal.

Personalmente obtener una flecha instantánea manualmente por esta fórmula es más rápido que por el método de Branson debido a su simplicidad. Y es muy acertado en comparación con otros métodos.

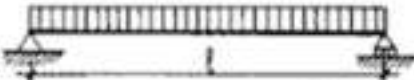
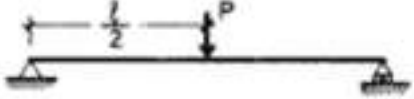
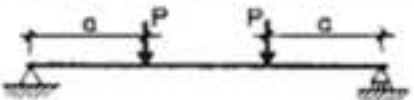
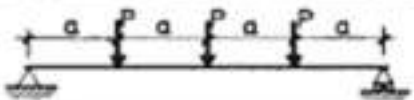

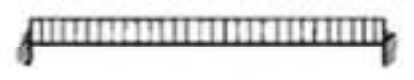
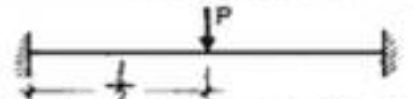
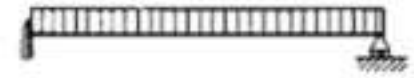
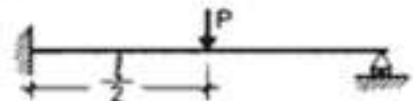
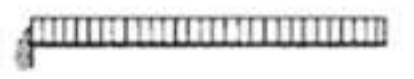

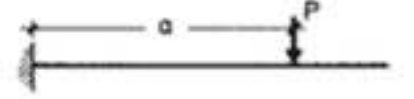
Condiciones de sustentación y tipo de carga	Coeficiente α
	$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{12}$
	$\frac{1}{8} - \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{a}{l}\right)^2$
	$\approx \frac{1}{10}$
	$\frac{1}{8}$
	$\frac{1}{16}$
	$\frac{1}{24}$
	$\approx \frac{1}{23}$
	$\approx \frac{1}{20}$
	$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{3}$
	$\frac{a}{l} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6} \cdot \frac{a}{l}\right)$

Figura 3.103. Valores del coeficiente "α"

Fuente: Jiménez Montoya (2011). Hormigón Armado (15va Ed)

3.20.1.4. Flecha diferida

Es la flecha que aparece durante el transcurso del tiempo debido, la **normativa CBH – 87** propone la siguiente fórmula:

$$f_{dif} = \lambda \cdot f_{inst} \quad (\text{Ec. 3.324})$$

Donde:

$$\lambda = 2 - 1.2 \cdot \left(\frac{A'_s}{A_s} \right) \geq 0.6 \quad (\text{Ec. 3.325})$$

La **normativa NB – 1225001** propone en conjunto con las normativas española y americana la siguiente fórmula:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad (\text{Ec. 3.326})$$

Siendo: ξ = coeficiente dependiente de la duración de la carga (tabla 3.42).

ρ' = Cuantía geométrica de la armadura comprimida en la sección de referencia.

Duración de la Carga	≥ 5 años	1 año	6 meses	3 meses	1 mes	15 días
ξ	2	1.4	1.2	1	0.7	0.5

Tabla 3.43. Valores del coeficiente “ ξ ”

Fuente: Jiménez Montoya (2011). *Hormigón Armado (15va Ed)*

3.20.1.5. Flecha Total

Es la suma de la flecha instantánea más la flecha diferida:

$$f_{total} = f_{inst} + f_{dif} \quad (\text{Ec. 3.327})$$

3.20.2. Estado Límite de Fisuración según CBH – 87

La normativa CBH – 87 toma en cuenta el estado límite de fisuración en función del ambiente donde se ha de encontrar la estructura y la sensibilidad de las armaduras a corrosión.

En cuanto al ambiente se identifica si la estructura está en un lugar en buenas condiciones, severas condiciones o moderadamente buenas.

En cuanto a la sensibilidad de las armaduras a corrosión solo se da en caso de que se use armaduras menores a 4 mm de diámetro, aceros templados, aceros estirados en frío y sometidos a una tracción superior a los 400 MPa.

3.20.2.1. Máxima abertura característica aceptable de fisura

La norma CBH – 87 proporciona la siguiente tabla:

Condiciones de Ambiente	Sensibilidad de las armaduras a corrosión	
	Muy sensibles	Poco sensibles
No severas	$\leq w_2$	$\leq w_3$
Moderadamente severas	$\leq w_1$	$\leq w_2$
Severas	$\leq w_1$	$\leq w_2$ o $\leq w_1$

Tabla 3.44. Máxima abertura característica aceptable de fisura “ w_k ”

Fuente: Normativa Boliviana CBH – 87, Tabla 8.4.2, Pag 93

Para el recubrimiento mínimo prescrito en esta normativa, los valores recomendados para “ w_k ” son:

$$w_1 = 0.1 \text{ [mm]}$$

$$w_2 = 0.2 \text{ [mm]}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ [mm]}$$

Para un recubrimiento “ r ” superior al mínimo “ r_0 ”, estos valores se pueden aumentar en relación $(r/r_0) \leq 1.5$, tomando en cuenta que la abertura de la fisura aumenta, con la distancia de la armadura.

3.20.2.2. Comprobación del estado límite de Fisuración

$$w_k = 1.7 \cdot w_m \quad (\text{Ec. 3.328})$$

Siendo: w_m = La abertura media de las fisuras calculadas para el alargamiento medio del acero.

$$w_m = S_m \cdot \varepsilon_{sm} \quad (\text{Ec. 3.329})$$

ε_{sm} = Es el alargamiento medio del acero

S_m = Distancia media entre fisuras

Si son elementos lineales se puede usar:

$$\sigma_s = 0.7 \cdot f_{yk}$$

Si las armaduras son de alta adherencia y su diámetro es como máximo igual al indicado en la tabla 3.45, válido para $\rho_r = 0.005$.

$w_k = 0.4 \text{ mm}$		$w_k = 0.2 \text{ mm}$	
\emptyset , en mm	σ_s [MPa]	\emptyset , en mm	σ_s [MPa]
≤ 50	200	≤ 50	100
≤ 25	240	≤ 25	120
≤ 20	280	≤ 12	200
σ_s = Tensión de las armaduras, en sección fisurada			

Tabla 3.45. Tensión máxima del acero para no comprobar la fisuración
 Fuente: Normativa Boliviana CBH – 87, Tabla 8.4.3, Pag 94

$$S_m = 2 \left(r + \frac{s}{10} \right) + K_1 \cdot K_2 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_r} \quad \text{(Ec. 3.330)}$$

r = Recubrimiento de la armadura

s = Distancia entre barras. Si $s > 15 \cdot \emptyset$ se tomará $s = 15 \cdot \emptyset$

\emptyset = Diámetro de las barras

K_1 = Coeficiente función de la calidad de adherencia de las barras.

$K_1 = 0.4$ para barras de alta adherencia

$K_1 = 0.8$ para barras lisas

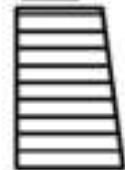
K_2 = Coeficiente que representa la influencia de la forma del diagrama de tensiones en la sección:



$K_2 = 0.125$, en flexión



$K_2 = 0.25$, en tracción



$$K_2 = 0.25 \cdot \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2 \cdot \epsilon_1}$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad \text{(Ec. 3.331)}$$

A_s = Área de la sección de la barra situada en la zona de recubrimiento.

$A_{c,ef}$ = Área de la sección recta de la zona de hormigón (zona de recubrimiento),

donde las barras de la armadura pueden influir de modo efectivo sobre la abertura de

las fisuras.

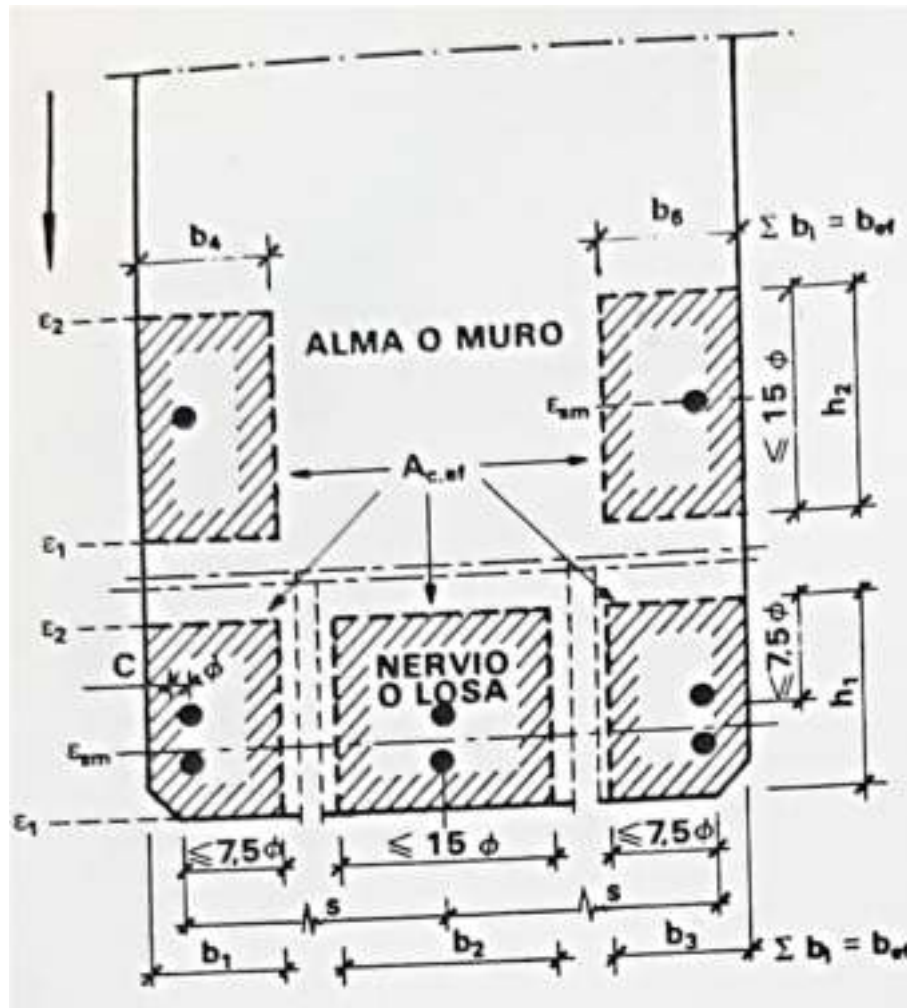


Figura 3.104. Fisuración en elementos de Hormigón Armado.
Fuente: Normativa Boliviana CBH – 87, Figura 8.4.3.a, Pag 95

El alargamiento medio de la armadura situada en la zona de recubrimiento, puede suponerse, teniendo en cuenta la contribución del hormigón traccionado, igual a:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{Ec. 3.332})$$

Donde:

σ_s = Tensión de la armadura, en la sección fisurada, bajo las acciones consideradas.

σ_{sr} = Tensión de la armadura, calculada en la hipótesis de sección fisurada, adoptando como tensión máxima del hormigón traccionado (sección no fisurada).

β_1 = Coeficiente, función de la calidad de adherencia de las barras de valor:

$$\beta_1 = \frac{1}{2.5 \cdot k_1} \quad (\text{Ec. 3.333})$$

β_2 = Coeficiente que representa la influencia de la duración de la aplicación o de la repetición de las cargas:

- Para carga noval: $\beta_2 = 1.0$

- Para cargas de larga duración o gran número de ciclos de carga: $\beta_2 = 0.5$

Las fórmulas anteriores son aplicables tanto antes como después de la estabilización de la fisuración y para los casos en los que las barras atraviesan las fisuras bajo un ángulo “ α ”, comprendido entre 90º y 75º. Si este ángulo “ α ” es inferior a 75º, w_m debe sustituirse por $K_3 \cdot w_m$, siendo:

$$K_3 = 2, \text{ para } \alpha = 45^\circ$$

$$K_3 = 1, \text{ para } \alpha = 75^\circ$$

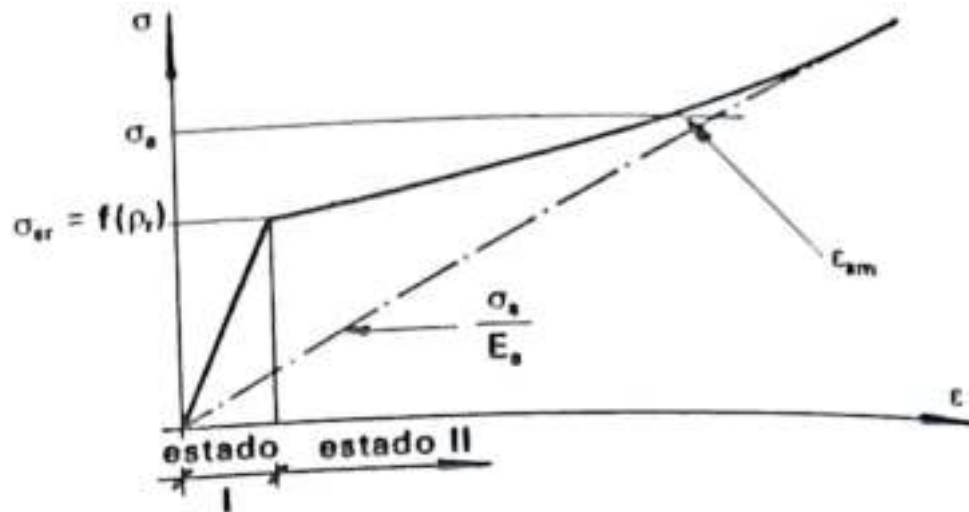


Figura 3.105. Comportamiento axil-elongación considerado por la CBH – 87

Fuente: Normativa Boliviana CBH – 87, Figura 8.4.3.b, Pag 96

En los casos corrientes de piezas lineales sometidas a flexión simple, armadas con barras corrugadas, la limitación correspondiente a los anchos máximos de las fisuras, puede comprobarse, por:

$$w_k = \left(1.5 \cdot r + 0.04 \cdot \frac{\phi}{\rho} \right) \cdot \left(\frac{f_{yd}}{\gamma_f} - \frac{7.5}{\rho} \right) \cdot 10^{-6} \leq w_{max}, \text{ con } \rho \geq 0.01 \quad (\text{Ec. 3.334})$$

En esta expresión se tiene:

r = recubrimiento de la armadura, en mm

ϕ = diámetro de la barra, en mm

ρ = cuantía geométrica de la armadura de tracción, referida a la sección útil del alma, tomando como anchura de la sección la indicada en 8.2.3.2.2 (véase figura 8.2.3.2.2).

γ_f = coeficiente de seguridad de la solicitación, correspondiente al estado límite último.

f_{yd} = resistencia de cálculo del acero, en kp/cm^2 , con el correspondiente al estado límite último.

w_{max} = ancho máximo de las fisuras, cuyo valor es 0,4 mm, 0,2 mm o 0,1 mm, según se trate del primer, segundo o tercer caso.

En el caso de piezas sometidas a tracción simple o compuesta, puede emplearse la misma fórmula anterior, sustituyendo ρ por la cuantía geométrica referida a la sección total del hormigón, dividida por cuatro.

3.20.2.3. Armadura mínima para el control de fisuración.

En todos los casos se debe de considerar un mínimo de armadura, tomando en cuenta que:

- Después de la fisuración, la tensión del acero debe de permanecer inferior a f_{yk} .

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,ef}} = \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad \text{(Ec. 3.335)}$$

- La abertura de fisuras, permanezca inferior al límite especificado.

3.20.2.4. Aberturas de fisuras de esfuerzo cortante.

La disposición de armaduras debe ser tal que asegure el control de la fisura oblicua.

w_k , en mm	0.4				0.2			
f_{yk} en MPa	220	400	360	500	220	400	360	500
Calidad de adherencia	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
$V_s \leq V_{cd}$	300		250		200		150	
$V_{cd} < V_s \leq 3 \cdot V_{cd}$	250		200		150		100	
$V_s > 3 \cdot V_{cd}$	200		150		100		75	

(1) Barras lisas; (2) Barras de alta adherencia

Tabla 3.46. Separación máxima entre estribos para evitar comprobación de fisuras.

Fuente: Normativa Boliviana CBH – 87, Tabla 8.4.5.a, Pag 97

Siendo: V_s = Esfuerzo cortante

$$V_{cd} = 2.5 \cdot \tau_{rd} = 0.25 \cdot \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} : \text{con } \gamma_c = 1.5 \quad \text{(Ec. 3.336)}$$

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctk,0.05}$	1.5	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8
f_{ctm}	1.6	1.9	2.2	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0
$f_{ctk,0.95}$	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8	5.2

Tabla 3.47. Resistencia a tracción del hormigón [MPa]

Fuente: Normativa Boliviana CBH – 87, Tabla 8.4.5.b, Pag 97

3.20.3. Estado Límite de Fisuración según NB – 1225001

Si bien la normativa CBH – 87 tiene un acápite dedicado a la fisuración de elementos estructurales, la normativa NB – 1225001 solo brinda recomendaciones en la distribución de armaduras para que se pueda controlar el ancho de las fisuras correctamente, sin entrar al cálculo de las verificaciones respectivas.

Dado que la NB – 1225001 sigue el lineamiento del código ACI 318 – 14, se puede recurrir a las recomendaciones expuestas del comité ACI 224 “Control de fisuraciones en estructuras de Hormigón”.

3.20.3.1. Cálculo del ancho de fisura en elementos flexionados

El ACI 224 expresa que lo siguiente:

$$w_b = 12.25 \cdot \sqrt[3]{c_b \cdot A} \cdot \beta \cdot (f_s - 34.47) \cdot 10^{-6} \quad (\text{Ec. 3.337})$$

$$w_s = 12.25 \cdot \frac{\sqrt[3]{c_b \cdot A}}{1 + \frac{c_s}{h_1}} \cdot (f_s - 34.47) \cdot 10^{-6} \quad (\text{Ec. 3.338})$$

Siendo:

w_b = Valor del ancho de fisura máximo más probable en el fondo de la viga, mm

w_s = Valor del ancho de fisura máximo más probable a nivel de las armaduras de tracción, mm.

f_s = Tensión de las armaduras, Mpa.

A = Área del hormigón que rodea a una barra, igual al área simétrico con las armaduras dividido por el número de barras, mm².

c_b = Recubrimiento del fondo al baricentro de la barra, mm.

c_s = Recubrimiento lateral al baricentro de la barra, mm.

β = Relación entre la distancia del eje neutro a la cara traccionada y la distancia del eje neutro a la armadura, alrededor de 1,20 en vigas.

h_1 = distancia del eje neutro a la armadura, mm.

3.20.3.2. Anchos de fisura admisibles

Según la ACI 224 se permite lo siguiente:

CONDICIONES DE EXPOSICIÓN	Ancho de fisura w
	mm
Aire seco o estructuras protegidas	0.40
Humedad, aire húmedo, contacto con el suelo	0.30
Químicos para deshielo	0.20
Agua de mar y rocío de agua de mar: humedecimiento y secado	0.15
Estructuras de contención de agua, se excluyen ductos sin presión.	0.10

Tabla 3.48. Anchos de fisuras razonables

Fuente: Control de Fisuración de Estructuras de Hormigón, ACI 224, Tabla 4.1, Pag 22

3.20.3.3. Control de fisuras en losas y placas armadas en dos direcciones

A partir del análisis de datos sobre fisuración en losas armadas en dos direcciones (Nawy y Blair, 1971) se obtuvo la siguiente ecuación para predecir el ancho máximo de fisura:

$$w = k \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt{I} \quad (\text{Ec. 3.339})$$

$$I = \frac{d_{b1} \cdot s_2}{\rho_{t1}} = \frac{s_1 \cdot s_2 \cdot d_c}{d_{b1}} \cdot \frac{8}{\pi} \quad (\text{Ec. 3.340})$$

k = Coeficiente de fractura de valor:

$k = 2.8 \times 10^{-5}$ Para carga uniforme, en losas cuadradas de acción bidireccional restringidas.

$k = 2.1 \times 10^{-5}$ Para cargas o reacciones concentradas o cuando la relación entre el lado corto y el lado largo es menor que 0.75 pero mayores que 0.5

$k = 1.6 \times 10^{-5}$ Para relaciones de aspecto menores que 0.5

f_s = nivel de tensión real promedio bajo cargas de servicio o 40 % de la resistencia a la fluencia especificada.

d_{b1} = Diámetro de las armaduras en la Dirección 1 más próxima a las fibras exteriores del hormigón, mm.

s_1 = Separación de las armaduras en la dirección 1, mm.

s_2 = Separación de las armaduras en la dirección 2, perpendicular a la Dirección 1, mm.

ρ_{t1} = Cuantía de armadura efectiva:

$$\rho_{t1} = \frac{A_s}{1000 \cdot d_{b1} + 167 \cdot c_1} \quad (\text{Ec. 3.341})$$

A_s = Armadura efectiva por metro de ancho, mm²/m.

w = Ancho de fisura en la cara traccionada del hormigón provocada por flexión, mm.

Si en vez de la tensión se utiliza la deformación, la ecuación 3.339 se transforma en:

$$w = k_1 \cdot \beta \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{I} \quad (\text{Ec. 3.342})$$

Donde los valores de $k_1 = 29 \times 10^3$ veces por los valores de "k" listados anteriormente.

3.20.3.4. Distribución de la armadura de flexión en vigas y losas en una dirección

La normativa NB – 1225001 en el artículo 10.6 prescribe reglas para controlar la fisuración por flexión en vigas y losas en una sola dirección. Entre ellas se tiene:

$$s \leq \begin{cases} 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5 \cdot c_c \\ 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) \end{cases} \quad (\text{Ec. 3.343})$$

c_c = Es la menor distancia desde la superficie de la armadura a la cara en tracción.

$$f_s = \frac{2}{3} \cdot f_y$$

Para evitar fisuración en vigas con altura mayor a los 600 mm, es recomendable colocar armadura lateral denominada armadura de piel o de alma. En situaciones sísmicas la altura límite se reduce a 500 mm.

3.20.4. Estado Límite de Fisuración según Normativas Españolas

A diferencia de la CBH – 87 explicada anteriormente, la Normativas EHE – 08 y el CTE tiene un control de fisuración más profundo en relación a la clase de exposición que esté sometida la estructura.

Incluso los estudios de la ACI 224 tuvieron como base conceptos dados en la instrucción española.

La comprobación de fisuración consiste definir inicialmente la anchura máxima admisible y garantizar luego que no se sobrepase esta anchura máxima mediante métodos simplificados o calculando la anchura característica de fisura.

3.20.4.1. Anchura Máxima Admisible.

Está dado por la siguiente tabla:

Condiciones Ambientales de la estructura	Clase general de exposición	W_{max} (mm)
Interiores de edificios	I	0.4
Interiores con humedades altas y en zonas de clima medio. Elementos sumergidos o enterrados.	IIa	0.3
Exteriores en zonas de clima seco.	IIb	0.3
Elementos de estructuras marinas por encima de nivel de pleamar, o permanentemente sumergidas, o próximas a la costa. Elementos en contacto con aguas no marinas de elevado contenido en cloruros.	IIIa, IIIb y IV	0.2
Elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas.	IIIc	0.1

*Tabla 3.49. Valores máximos de la anchura de Fisura, w_{max}
Fuente: Normativa EHE – 08, Tabla 5.1.1.2., Pag 45*

3.20.4.2. Cálculo de la anchura de fisura

$$w_k \leq w_{max} \tag{Ec. 3.344}$$

Donde: w_k = Anchura característica de fisura.
 w_{max} = Anchura máxima permitida

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm,r} \tag{Ec. 3.345}$$

β = Coeficiente de paso del valor medio de la anchura de fisura al valor característico, igual a **1,3** si la fisuración está producida por acciones indirectas únicamente y a **1,7** en el resto de los casos. Se refleja así el hecho, experimentalmente demostrado, de que en el primer caso la dispersión de los valores es inferior a la del segundo.

s_m = Separación media entre fisuras, en mm, de valor:

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi}{\rho} \tag{Ec. 3.346}$$

$\varepsilon_{sm,r}$ = alargamiento medio relativo de las armaduras respecto del hormigón, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras:

$$\varepsilon_{sm,r} = \frac{\rho_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{Ec. 3.347})$$

c = Recubrimiento de las armaduras de tracción.

s = Distancia entre barras longitudinales. Si $s > 15\phi$ se tomará $s = 15\phi$. En el caso de vigas armadas con n barras se tomará $s = b/n$ siendo b el ancho de la viga.

k_1 = Coeficiente de influencia del diagrama de tracciones en la sección. Puede tomarse $k_1 = 0,125$ en flexión simple, $k_1 = 0,25$ en tracción simple, y un valor intermedio en tracción compuesta.

ϕ = Diámetro de la barra traccionada más gruesa, o diámetro equivalente de un grupo de barras.

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eficaz}} \quad (\text{Ec. 3.348})$$

A_s = Sección total de las barras situadas en el área $A_{c,eficaz}$.

$A_{c,eficaz}$ = Área de hormigón que envuelve a las armaduras de tracción, que influye de forma efectiva en el ancho de las fisuras. Puede considerarse como el área rectangular a no más de $7,5\phi$ alrededor de cada barra o grupo, sin superar la mitad del canto en vigas de canto, ni la cuarta parte en vigas planas o losas (figura 3.105).

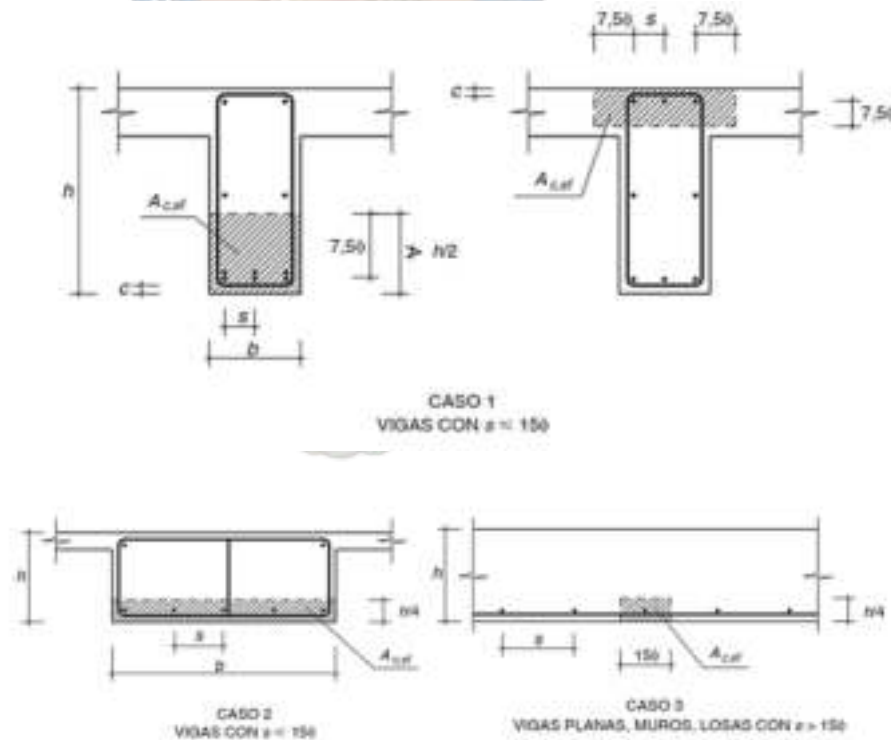


Figura 3.106. Área eficaz de hormigón que influye en el ancho de fisura
Fuente: Normativa EHE – 08, Figura 49.2.4.b., Pag 244

$A_{c,eficaz}$ = Área de hormigón que envuelve a las armaduras de tracción, que influye de forma efectiva en el ancho de las fisuras. Puede considerarse como el área rectangular a no más de $7,5\phi$ alrededor de cada barra o grupo, sin superar la mitad del canto en vigas de canto, ni la cuarta parte en vigas planas o losas (figura xxxx).

k_2 = Coeficiente que depende del carácter de la carga, igual a 0,5 para carga de larga duración o de actuación repetida, e igual a 1 para cargas instantáneas no repetidas (cargas noales, es decir, casos de pruebas de carga, ensayos de laboratorio y similares).

σ_s = Tensión de la armadura bajo la combinación de cargas a considerar (usualmente la casi permanente), en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s} \quad (\text{Ec. 3.349})$$

σ_{sr} = Tensión de la armadura en el instante inmediatamente posterior a aquél en que se fisura el hormigón (calculada, por tanto, en la hipótesis de sección fisurada), es decir, cuando la tracción de la fibra más extendida del hormigón alcanza el valor de la resistencia a flexotracción.

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0.8 \cdot d \cdot A_s} \quad (\text{Ec. 3.350})$$

$$f_{ctm,fl} = \left(1.6 - \frac{h}{1000}\right) \cdot f_{ct,m} \leq f_{ct,m} \quad (\text{Ec. 3.351})$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

M_k = Momento para el que se comprueba el ELF.

M_f = Momento de fisuración que provoca una tensión en la fibra más traccionada.

3.21. CONTROL ESTABLECIDO EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

Toda estructura de Hormigón Armado a momento de terminar el proceso constructivo, presenta una diversidad de características que pueden diferir de las que se especifica inicialmente en el proyecto; Algunos ejemplos pueden ser la variación de armaduras en los elementos estructurales o la variación de resistencia inicial del hormigón con la que fue presentado el proyecto original.

La magnitud de todas estas diferencias entre la estructura ya construida y la proyectada es una referencia de cómo ha sido controlado la obra en todo el proceso constructivo.

Una obra controlada estrictamente garantiza que se cumplirá en gran mayoría (por no decir todas) las especificaciones dadas para la construcción de la estructura. Y, por lo tanto, los resultados esperados en la construcción se asemejarán mucho más a los esperados teóricamente. Por el contrario en una obra poco controlada, las diferencias serán mayores y dará lugar a obtener estructuras que no cumplan con las normativas utilizadas.

En Bolivia, la normativa CBH – 87 al estar en directa relación con la normativa española posee una sección completa dedicada al control de una estructura de hormigón armado. Esto debido a que los coeficientes de seguridad sugeridos por la normativa están muy relacionados con el tipo de control que se realizará en la obra hasta su entrega final, lógicamente sin dejar de lado el dimensionamiento y diseño sugeridos por dicha normativa.

En cambio, la normativa NB – 1225001 se enfoca principalmente en los aspectos de diseño y dimensionamiento de estructuras de hormigón armado, sin tomar en cuenta específicamente el control de ejecución que se debe de realizar en la fase de construcción de una estructura.

Pero eso no significa que la normativa esté incompleta en ese aspecto, más al contrario debido a que la NB – 1225001 está basada totalmente en la ACI 318 – 14, se tiene la opción de considerar que las regulaciones establecidas en otros documentos del mismo código ACI también se puedan aplicar a la normativa NB – 1225001 (normas *ACI 301* y *ACI 311*).

De esta manera se llega a obtener un control de muy buena calidad durante la ejecución de la obra, garantizando que los resultados obtenidos en la construcción sean lo más preciso posible a los esperados al iniciar la obra.

Lamentablemente la implementación de esta solución está alejada de la realidad en el ámbito de la construcción en Bolivia, creando secuelas a largo plazo.

3.22. CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES

Dependiendo la importancia de la obra, es importante realizar el control de calidad de los materiales a utilizarse, con el que podrá verificarse si se reúnen las características indicadas en las disposiciones generales del proyecto.

3.22.1. Control de Calidad del Hormigón

3.22.1.1. Norma CBH – 87

La norma CBH – 87 recomienda realizar ensayos de control considerando las siguientes condiciones:

- *Condiciones de Control Reducido (CCR)*
- *Condiciones de Control Normal (CCN)*
- *Condiciones de Control Intenso (CCI)*

A **nivel de control reducido CCR** los ensayos de control se realizan exclusivamente en obras donde la resistencia de proyecto no sea superior a 15 MPa. En este grupo se aplican obras de escasa importancia donde no es prescindible recurrir a estudios de laboratorio especializados. Para este nivel se puede dividir la obra en partes sucesivas (lotes) inferiores al menor de 50 m³ o 50 amasadas.

A **nivel de control normal CCN** se dividirá la obra en partes sucesivas(lotes), donde cada parte será inferior al menor de 20 m³ o 20 amasadas. El control verifica si el hormigón de cada lote es aceptable tomando como número mínimo de lotes a muestrearse igual a tres. En este nivel de control las muestras de Hormigón se toman de manera aleatoria entre los componentes de la obra.

A **nivel de control Intenso CCI** es necesario que la resistencia de proyecto sea mayor a 25 MPa o cuando el coeficiente de minoración del hormigón sea menor o igual a 1.5. Se dividirá la obra en partes sucesivas (lotes) inferiores al menor de 10 m³ o 10 amasadas, verificando que el hormigón sea aceptable en cada lote. El número mínimo de lotes a muestrearse en este caso es de seis.

Un lote de control es la cantidad de amasadas de hormigón que se lo prepara y coloca en obra sometiéndolo a análisis de una sola vez, para ser aceptada o rechazada.

Si se relaciona el número de amasadas y el número de probetas que debe de muestrearse por cada lote, se tiene:

f_{ck} [MPa]	Número de Amasadas	Número de probetas
$f_{ck} \leq 25$	≥ 2	≥ 2
$25 < f_{ck} \leq 35$	≥ 4	≥ 4
$f_{ck} > 35$	≥ 6	≥ 6

Tabla 3.50. Número de Amasadas y probetas

Fuente: Ing. Fernando Cerruto (2015), *Introducción al Diseño de Mezclas de Hormigón (7ma Ed)*

3.22.1.2. Norma NB – 1225001

Por su parte la normativa NB – 1225001 tiene un capítulo de calidad del hormigón, mezclado y colocación donde especifica que la producción del hormigón sea tal que se minimice la frecuencia de resultados de resistencia inferior a $f'c$. (Siendo $f'c \geq 17.5$ MPa).

A diferencia de la CBH – 87, la calidad del hormigón no está condicionado bajo ningún criterio de control, pero establece ciertas recomendaciones para que los especialistas encargados puedan realizar los ensayos de acuerdo a lo que se requiera en la obra.

La cantidad de ensayos que se tiene que realizar en general es de una vez como mínimo cada 50 m³ de hormigón por día. Si la cantidad total de hormigón es menor que 40 m³ no se requieren ensayos de resistencia.

Un ensayo de resistencia debe realizarse como mínimo con dos probetas obtenidas de la muestra de hormigón.

3.22.2. Control de Calidad del Acero

La **norma CBH – 87** establece tres niveles de control para controlar la calidad del acero: Control reducido, normal e intenso.

Las barras de acero deben de tener obligatoriamente su certificado de garantía de especificaciones técnicas a la hora de ser entregadas en obra.

A nivel de **control reducido** el valor del límite elástico debe ser superior a 215 MPa. Se debe de controlar cada diámetro y tipo de acero utilizado.

A nivel de **control normal** se tomarán dos probetas por cada diámetro y partida de 20 toneladas o fracción, para poder comprobar la sección equivalente, resaltos dentro de los límites admisibles establecidos en los certificados de homologación, ensayos de doblado y desdoblado.

Durante la ejecución de la obra determinar al menos en dos ocasiones y como mínimo en una probeta de cada diámetro utilizado se debe de comprobar su límite elástico, carga de rotura y alargamiento en rotura.

En niveles de **control Intenso** se tomarán dos probetas para cada diámetro y partida de 20 toneladas fracción, donde se comprobarán la sección equivalente, resaltos dentro de los límites admisibles que dan los certificados de homologación, ensayos de doblado y desdoblados.

Durante la ejecución de la obra se deben de realizar ensayos periódicos (mínimamente tres veces) y una comprobación por cada 50 toneladas de acero. En dicha comprobación se tomará mínimamente una probeta de cada uno de los diámetros utilizados.

La **normativa NB – 1225001** no establece ninguna recomendación en cuanto a la calidad del acero, pero como se basa en la ACI 318 – 14 se tiene la opción de revisar compendios que el mismo código ACI establece.

3.23. CONTROL DE EJECUCIÓN

En un control de ejecución se vigila y comprueba que se realizan correctamente todas las operaciones de una obra de Hormigón Armado. Las operaciones son las siguientes:

Fase de control de Ejecución	Operaciones que se controlan
PREVIO AL HORMIGONADO	<ul style="list-style-type: none"> • Revisión de los planos de proyecto y de obra. • Comprobación, en su caso, de hormigoneras, vibradores, maquinaria de transporte, máquinas de hormigonado continuo, aparatos de medida, moldes para las probetas, equipos de laboratorio, dispositivos de seguridad, medidas de seguridad y otros. • Replanteo. • Excavaciones para cimientos y muros. • Encofrados y moldes. • Andamiajes. • Doblado de Armaduras • Colocación de Armaduras (tipo, diámetro, posición, ejecución y otros.) • Comprobación y recubrimientos. • Empalmes de armaduras. • Previsión de juntas de hormigonado y retracción. • Previsión de juntas de dilatación. • Previsión del hormigonado en tiempo frío. • Previsión del hormigonado en tiempo caluroso. • Previsión del hormigonado bajo lluvia.
DURANTE EL HORMIGONADO	<ul style="list-style-type: none"> • Condiciones de trabajo (clima, iluminación, protecciones). • Dosificación. • Amasado, transporte y colocación del hormigón. • Compactación del hormigón. • Juntas de hormigonado y retracción. • Juntas de dilatación. • Hormigonado en tiempo frío. • Hormigonado en tiempo caluroso. • Hormigonado bajo lluvia. • Acabado de superficie de hormigón visto en su caso.
POSTERIOR AL HORMIGONADO	<ul style="list-style-type: none"> • Curado. • Desencofrado, desmoldado y reapuntado. • Tolerancias en dimensiones, flechas y contraflechas, combas laterales, acabado de superficies y otros. • Transporte y colocación de elementos prefabricados. • Previsión de acciones mecánicas durante la ejecución. • Reparación de defectos superficiales.

Tabla 3.51. Operaciones que se tienen que controlar durante la ejecución de la Obra

Fuente: Ing. Fernando Cerruto (2015), Introducción al Diseño de Mezclas de Hormigón (7ma Ed)

Además de lo que la [tabla 3.51](#) recomienda controlar, también es importante comprobar que el hormigón cumpla las especificaciones de calidad al momento de ser transportado, colocado y curado. Igualmente, en el acero después de realizar el corte, doblado y colocado de armaduras. También es recomendable realiza la comprobación de luces y dimensiones de los elementos construido garantizando de esta forma que la obra terminada es de la calidad exigida en el proyecto.

3.23.1. Control de Ejecución según Norma CBH – 87

La normativa CBH – 87 considera tres niveles de control de ejecución, que afectan directamente a los coeficientes de seguridad recomendados por esta normativa y ya mostrados en el [párrafo 3.8.3](#) de este capítulo:

- a) **Control de Ejecución a nivel reducido:** Se realizan muy pocas visitas de inspección, sin carácter periódico, donde se hacen observaciones no sistemáticas de las operaciones ya mencionadas hace poco.
- b) **Control de Ejecución a nivel normal:** Se realizan algunas visitas de inspección relativamente frecuentes y vistas de inspección de obra, donde se comprueba sistemáticamente y por rotación, un conjunto parcial de las operaciones ya mencionadas. Al final de la obra se tiene que cumplir la verificación de todas las operaciones ya mencionadas en dos o tres visitas.
- c) **Control de Ejecución a nivel intenso:** Se realiza el control permanentemente hasta que finalice la obra, donde se tendrá un profesional legalmente habilitado, con registro en el consejo nacional de ingeniería el cual realizará comprobaciones continuadas y sistemáticas de la totalidad de las operaciones prescritas en la [tabla 3.51](#).

3.23.2. Control de Ejecución según la Norma NB – 1225001

La normativa NB – 1225001 no cuenta con recomendaciones explícitas para controlar el avance de la obra hasta su finalización.

Pero como se indicó varias veces, la NB – 1225001 tiene completa base fundamental en la ACI 318 -14, lo que permite indagar sobre cómo se tiene que controlar una obra de Hormigón Armado.

El *acápito 26.13* de la normativa ACI 318 – 14 aclara que no importa si se tiene los mejores materiales y la mejor práctica de diseño, todo ello deja de ser efectivo si no se realiza correctamente la construcción. Para ello se considera la posibilidad de que la inspección de la construcción se lleve a cabo por o bajo la supervisión del profesional facultado para diseñar, siendo aquella la mejor calificada para comprobar si la construcción está de acuerdo con especificaciones del proyecto.

Si no es posible ello la persona que realice el control debe ser un profesional calificado con su respectivo certificado de acreditación.

La normativa ACI 318 – 14 también recomienda recurrir como complemento al ACI 311 *“manual para supervisar obras de Concreto”* que es muy adecuado a la hora de realizar el respectivo control en la ejecución de una obra, además que se relaciona con la ACI 301

La *tabla 3.51* tiene en general una gran relación con la ACI 311 por lo que también es adecuado usarlo para la normativa NB – 1225001.

También al hacerse comparaciones respectivas, la ACI 318 – 14 obtiene resultados muy próximos a los obtenidos con la EHE – 08 en condiciones normales que equivaldría a los resultados que se obtiene con la CBH – 87 en condiciones de control intenso. Pero como la EHE – 08 tiene un control más riguroso, antes se debe de realizar ciertas mejoras a la ACI 318 – 14 que también se pueden aplicar a la NB – 1225001.

Por lo tanto, las mejoras necesarias en la NB – 1225001 (basado en la ACI 318 – 14) para asemejarse al control intenso de la CBH – 87 son:

- 1) Igualación de frecuencias de muestreo entre NB – 1225001 y CBH – 87 para los respectivos ensayos.

- 2) Implementar inspecciones continuas e independientes durante todas las fases de construcción.
- 3) Implementar controles adicionales sobre la calidad de los materiales y los procedimientos de mezcla, manejo, transporte y curado. Además de considerar factores ambientales.
- 4) Tener una documentación más detallada, con registros completos de materiales y procesos.

3.24. CYPECAD

Realizar el modelado y diseño de una estructura es una labor de gran responsabilidad, desde hace tiempo esta labor hecha de manera manual resulta complejo por lo que se crearon programas informáticos que ayuden a analizar las posibles soluciones y realicen cuantiosas operaciones matemáticas. Entre todos esos destaca el programa CYPECAD elaborado por CYPE INGENIEROS.

CYPECAD es un programa dedicado al cálculo, diseño y dimensionado de estructuras de hormigón armado. También permite la introducción de barras metálicas como estructuras mixtas.

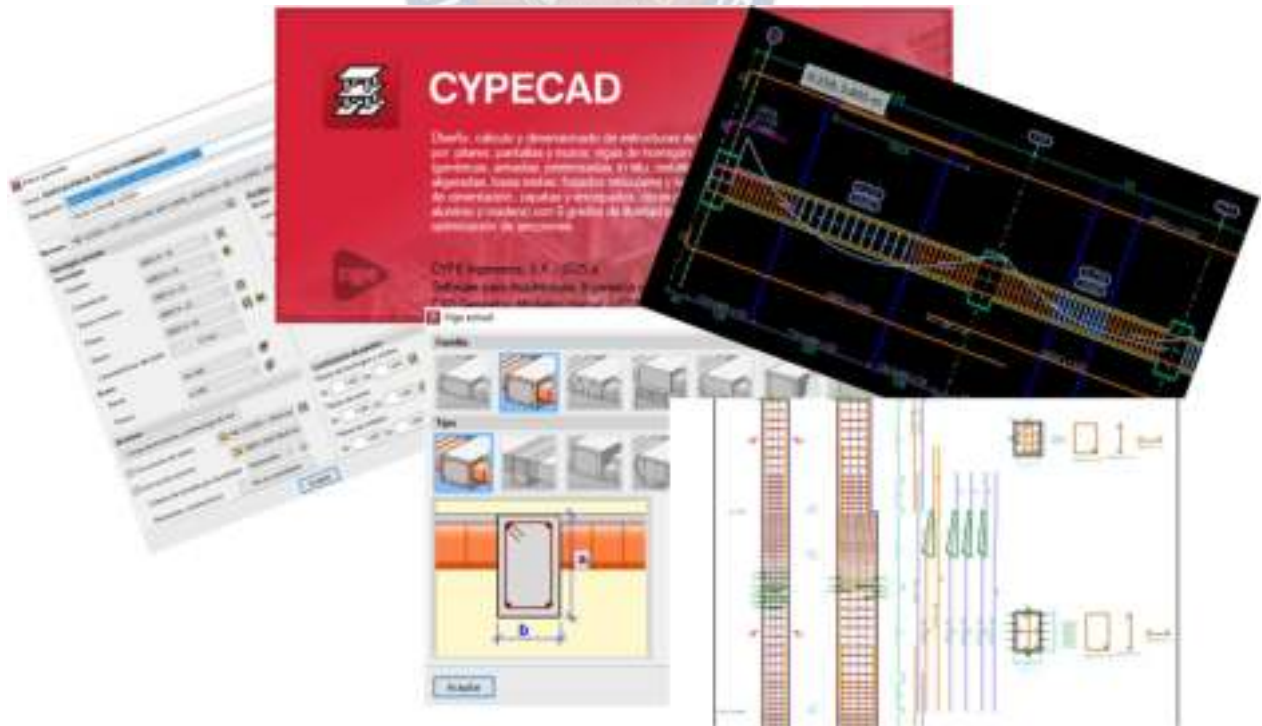


Figura 3.107. Programa CYPECAD

Fuente: Elaboración Propia

El programa define con precisión cada detalle de una estructura como la selección de normativas, selección de materiales, asignación de cargas, selección de materiales, opciones de pandeo, selección del armado estructural, etc.

CYPECAD permite introducir datos geométricos de una estructura de manera eficaz y versátil dándole fiabilidad y rapidez. Con todo ello y más se puede obtener minuciosos listados de verificación dando como resultado un proyecto seguro.

La metodología utilizada por el programa CYPECAD se basa en una combinación de técnicas avanzadas de análisis estructural, siendo el principal el método de elementos finitos (MEF) junto a los métodos matriciales.

Para el cálculo de las solicitaciones específicamente el programa CYPECAD utiliza el método de los elementos finitos y el análisis matricial de barras, permitiendo resolver el comportamiento de la estructura bajo diferentes cargas.

Finalmente, CYPECAD es compatible con flujos de trabajo BIM, permitiendo la importación y exportación de modelos en formato IFC y la interoperabilidad con otros programas como REVIT.

3.25. STRUBIM SHEAR WALLS

Una de las aplicaciones de CYPE INGENIEROS es un programa creado especialmente para muros de corte, este programa es STRUBIM SHEAR WALLS. Este programa es un complemento perfecto para editar muros realizados en CYPECAD, donde se puede realizar diseños de armados especiales o modelarlos como se quiera. Si se usa CYPECAD es imprescindible usar este programa para poder tener resultados más exactos y precisos. De igual manera utiliza una combinación de análisis de elementos finitos y análisis matricial para poder determinar calcular los respectivos muros de corte y vigas de acople.



Capítulo 4

ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA SEGÚN LA NORMA CBH - 87



CAPÍTULO 4

ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA SEGÚN CBH – 87

El presente capítulo se enfoca en la estructuración de la edificación de estudio. En esencia, se trata de crear una estructura sólida y estable a partir de los planos arquitectónicos, que sea capaz de resistir diversas cargas como el peso propio, las cargas muertas que no forman parte de la estructura, las cargas vigas o sobrecargas de uso y las cargas laterales. Esto es fundamental para garantizar la durabilidad y seguridad a largo plazo del edificio y para lograrlo se utilizan elementos estructurales como vigas, columnas, losas y muros, entre otros, y se definen los materiales y dimensiones necesarios.

Con este proceso se garantiza que posteriormente se pueda realizar de manera más precisa el modelado y diseño detallado de la estructura.

4.1. SELECCIÓN DE MATERIALES

De acuerdo al [acápito 3.7](#) del presente proyecto de grado, se emplean los siguientes materiales para el diseño de la edificación de estudio:

4.1.1. Hormigón

- Resistencia característica a Compresión: $f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Módulo de Deformación Longitudinal ([según Ec. 3.15](#)):

$$E_{cm} = 8500 * (21 + 8)^{\frac{1}{3}} \rightarrow E_{cm} = 27264.04 \text{ MPa} = 272640.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.2$
- Módulo de Corte ([según Ec. 3.17](#)):

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{27264.04}{2(1+0.2)} \rightarrow G = 11360.02 \text{ MPa} = 113600.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Coeficiente de Dilatación térmica: $\alpha = 0.00001 \frac{1}{^\circ\text{C}}$
- Peso Específico del Hormigón: $\gamma_c = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

4.1.2. Acero

Se ha seleccionado para este proyecto el uso de barras de construcción **NB 732 – 500** de la distribuidora **Aceros Arequipa**, denominadas también barras **B -500 S** que cumplen con la normativa boliviana NB 732 y tiene las siguientes características:

- Resistencia de fluencia característica del acero: $f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Resistencia a Tracción: $f_{yt} = 600 \text{ MPa} = 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Módulo de Deformación Longitudinal $E_s = 200000 \text{ MPa} = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Módulo de Corte (según Ec. 3.17):

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{200000}{2(1+0.3)} \rightarrow G = 76923,08 \text{ MPa} = 769230,8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$
- Coeficiente de Dilatación Térmica: $\alpha = 0.00001 \frac{1}{^\circ\text{C}}$
- Peso específico del Acero: $\gamma_s = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
- Se producen en barras de **12 metros de longitud** en los siguientes diámetros:

6 mm, 8 mm, 9.5 mm, 12 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm y 32 mm

4.2. ANÁLISIS DE CARGAS

Con el propósito de cumplir los objetivos específicos de este proyecto de grado, se consideran cargas gravitacionales o verticales, que incluyen cargas permanentes, sobrecargas de uso y cargas laterales, como las debidas al viento, movimiento sísmico y entre otras las cargas de empuje de terreno. Este enfoque garantiza que la edificación esté debidamente preparada para resistir y adaptarse eficazmente a diversas situaciones que se presenten durante su periodo de uso.

El análisis de cargas de viento y sismo se los realizará posteriormente en sus respectivos capítulos debido a que requieren un análisis más profundo.

4.2.1. Cargas Muertas no Estructurales

Conocidas también como cargas permanentes, actúan constantemente sobre la estructura manteniendo su magnitud y posición. En este proyecto se consideran dos tipos:

- Cargas debidas a la tabiquería con revestimiento.
- Cargas debidas al revestimiento de piso, contrapiso y cielo raso.

4.2.1.1. Cargas debidas a la Tabiquería con Revestimiento

Para calcular esta carga, se emplean los siguientes datos:

Datos de Materiales	Peso Específico
Mortero	21 kN/m ³
Yeso	12,5 kN/m ³

Tabla 4.1. Pesos específicos de Materiales utilizados en los muros de tabiquería de la edificación según normas CTE DB SE-AE y NB 1225002:1

Fuente: Elaboración Propia

Datos de Ladrillo:			
Tipo:	Ladrillo de 6 huecos económico rayado		
Peso:	2,65 Kg		
Dimensiones:	Alto (h):	15	cm
	Largo (l):	24	cm
	Ancho (b):	10	cm
Marca: INCERPAZ			
Disposición:	Pandereta		



Tabla 4.2. Tipo de ladrillo estándar INCERPAZ

Fuente: Elaboración Propia, Según Especificaciones de Fábrica INCERPAZ

También se toma en cuenta los siguientes espesores según la figura 4.1:

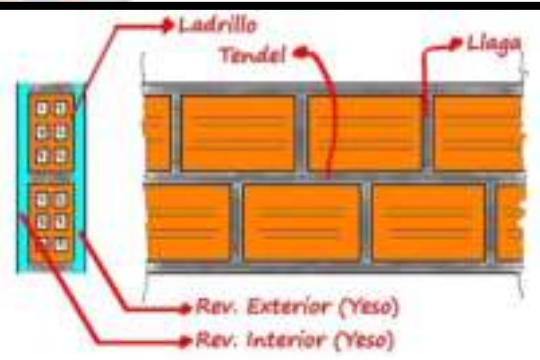
<p>Partes del Muro:</p> <p>Tendel: 2 cm</p> <p>Llaga: 2 cm</p> <p>% pérdida = 10 %</p> <p>Revestimiento Externo: 1.5 cm</p> <p>Revestimiento Interno: 1.5 cm</p>	
---	--

Figura 4.1. Partes de un muro de Tabiquería

Fuente: Creación Propia

Al obtener el número de ladrillos que puede existir en un metro cuadrado de muro de tabiquería, se determina lo siguiente:

$$\text{Número de Ladrillos} = \frac{1}{(l_{lad} + llaga)(h_{lad} + tendel)} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$\text{Número de Ladrillos} = \frac{1}{(0.24 + 0.02)(0.15 + 0.02)}$$

$$N_{lad} = 22.624 \frac{lad}{m^2} = 23 \frac{lad}{m^2}$$

El peso del ladrillo por m² será:

$$\frac{Peso_{lad}}{m^2} = \text{Número de Ladrillos} * Peso_{lad} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$\frac{Peso_{lad}}{m^2} = 22.624 \frac{lad}{m^2} * 2.65 \text{ kg}$$

$$\frac{Peso_{lad}}{m^2} = 59.955 \frac{kg}{m^2} = 0.60 \frac{kN}{m^2}$$

Volumen de mortero:

$$Vol_{mortero} = (1 * 1 * b_{lad}) - (l_{lad} * h_{lad} * b_{lad}) * N_{lad} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$Vol_{mortero} = (1 * 1 * 0.1) \frac{m^3}{m^2} - (0.24 * 0.15 * 0.1) \frac{m^3}{lad} * 22.624 \frac{lad}{m^2}$$

$$Vol_{mortero} = 0.019 \frac{m^3}{m^2}$$

Pero, debido a que existen aberturas donde puede entrar una cierta cantidad de mortero en el ladrillo, se debe considerar un porcentaje de pérdidas del mortero, siendo así lo siguiente:

$$Vol_{mortero_{real}} = Vol_{mortero} * (1 + \%pérdida) \quad (\text{Ec. 4.4})$$

$$Vol_{mortero_{real}} = 0.019 \frac{m^3}{m^2} * (1 + 0.1)$$

$$Vol_{mortero_{real}} = 0.020 \frac{m^3}{m^2}$$

Calculando el peso de mortero que entra en un metro cuadrado de muro:

$$\frac{Peso_{mortero}}{m^2} = Vol_{mortero_{real}} * \gamma_{mortero} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

$$\frac{Peso_{mortero}}{m^2} = 0.020 \frac{m^3}{m^2} * 21 \frac{kN}{m^3}$$

$$\frac{Peso_{mortero}}{m^2} = 0.429 \frac{kN}{m^2}$$

Para el peso del revestimiento externo se tiene:

$$\frac{Peso_{reves_{ext}}}{m^2} = revest_{ext} * \gamma_{yeso} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

$$\frac{Peso_{reves_{ext}}}{m^2} = 0.015 m * 12.5 \frac{kN}{m^3}$$

$$\frac{Peso_{revest_{ext}}}{m^2} = 0.188 \frac{kN}{m^2}$$

Para el peso del revestimiento interno se tiene:

$$\frac{Peso_{reves_{int}}}{m^2} = revest_{int} * \gamma_{yeso} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

$$\frac{Peso_{revest_{int}}}{m^2} = 0.015 m * 12.5 \frac{kN}{m^3}$$

$$\frac{Peso_{revest_{int}}}{m^2} = 0.188 \frac{kN}{m^2}$$

Finalmente obtenemos el peso total en un metro cuadrado de tabiquería:

$$Peso_{total\ del\ muro} = \frac{Peso_{lad}}{m^2} + \frac{Peso_{mortero}}{m^2} + \frac{Peso_{revest_{ext}}}{m^2} + \frac{Peso_{revest_{int}}}{m^2} \quad (\text{Ec. 4.8})$$

$$Peso_{total\ del\ muro} = 0.60 \frac{kN}{m^2} + 0.429 \frac{kN}{m^2} + 0.188 \frac{kN}{m^2} + 0.188 \frac{kN}{m^2}$$

$$\boxed{Peso_{total\ del\ muro} = 1.403 \frac{kN}{m^2}}$$

El valor obtenido representa únicamente un resultado preliminar del peso que se aplicará en las losas correspondientes de la estructura de estudio. Por lo tanto, es necesario seleccionar un sector relativamente denso de muros en la planta tipo del proyecto.

Esta selección se basa en la necesidad de tomar la parte más representativa y, lógicamente, la más desfavorable desde el punto de vista de las cargas que representa un muro de ladrillo.

La ubicación de este sector se lo ilustra en la siguiente figura:

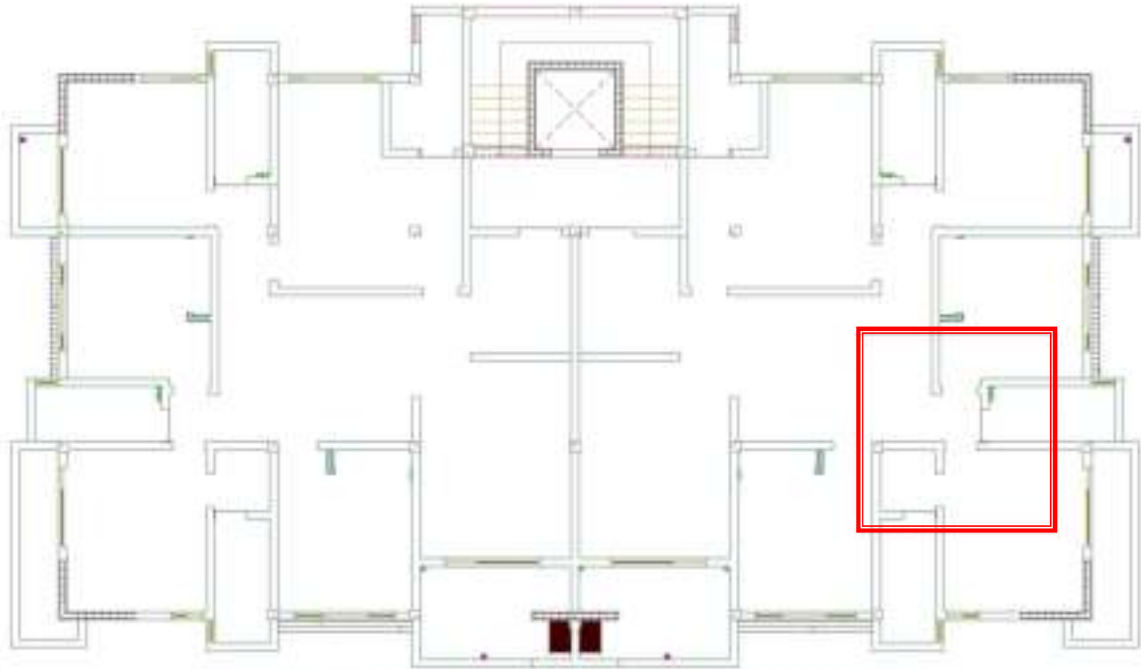


Figura 4.2. Ubicación de muros de tabiquería en el plano típico de la estructura de estudio y Selección de la zona más representativa
 Fuente: Creación Propia

Tomando la muestra seleccionada a detalle de 5 x 5 metros, tendremos lo siguiente:

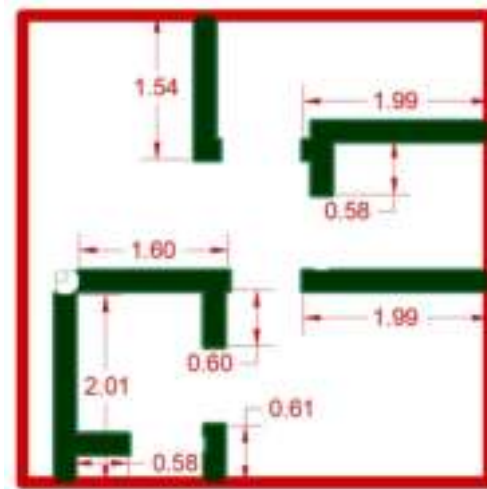


Figura 4.3. Zona representativa de muros de tabiquería del proyecto
 Fuente: Creación Propia

De la *figura 4.3*, se suman todas las longitudes de muro y se obtiene:

$$\text{Longitud total} = 11.50 \text{ m}$$

La superficie que abarca el muro es:

$$\text{Superficie de muros} = \text{longitud total} * \text{altura de piso a techo} \quad (\text{Ec. 4.9})$$

Donde la altura de piso a techo para una losa de 25 cm es $h = 2.8 \text{ m} - 0.25 \text{ m} = 2.55 \text{ m}$,

entonces se tiene:

$$\text{Superficie de muros} = 11.50 \text{ m} * 2.55 \text{ m} = 29.325 \text{ m}^2$$

Cabe mencionar que, en este cálculo, se están pasando por alto los huecos de ventanas, considerándolos como si paredes sólidas.

Finalmente, se multiplica esta superficie por el peso por metro cuadrado de muro calculado anteriormente:

$$\text{Peso muro en losa}_{5 \times 5} = \text{Superficie de muros} * \text{Peso total del muro} \quad (\text{Ec. 4.10})$$

$$\text{Peso muro en losa } 5 \times 5 = 29.325 \text{ m}^2 * 1.403 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 41.146 \text{ kN}$$

Este valor representa la resultante de la carga de todos los muros de tabiquería dentro de un área de 25 m². Por lo que finalmente se obtiene dentro de dicha área la siguiente carga uniforme distribuida:

$$\text{Peso muro tabiquería} = \frac{\text{Peso muro en losa } 5 \times 5}{\text{área de la zona representativa de muros}} \quad (\text{Ec. 4.11})$$

$$\text{Peso muro tabiquería} = \frac{41.15 \text{ kN}}{25 \text{ m}^2}$$

$$\text{Peso muro de tabiquería} = 1.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Se opta por adoptar este valor como una carga uniformemente distribuida en todas las losas de la planta tipo.

Esta elección se respalda en experimentos previos realizados por varios ingenieros, demostrando que los resultados obtenidos en el modelamiento estructural, son comparables a los que se obtiene con cargas lineales colocadas exactamente en la ubicación que sugiere el plano tipo.

Esta elección también asegura la flexibilidad de modificar la tabiquería en el futuro de acuerdo a las necesidades de los ocupantes de cada piso de la edificación.

En cuanto a los muros ubicados en la planta baja y piso doce, se aprecia que se tiene una escasa cantidad de muros de tabiquería, por lo que solo se aplica las cargas por metro lineal respectivas:

- **Planta Baja (PB) con altura de muro de 3.0 m y espesor de losa de 25 cm:**

*Peso muro de tabiquería PB = Peso total de muro * altura de muro*

$$\text{Peso muro de tabiquería PB} = 1.403 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.75 \text{ m}$$

$$\text{Peso muro de tabiquería PB} = 3.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- **Piso 12 (Salón de Eventos) con altura de muro de 3.0 m y espesor de losa de 25 cm:**

*Peso muro de tabiquería P12 = Peso total de muro * altura de muro*

$$\text{Peso muro de tabiquería P12} = 1.403 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 2.75 \text{ m}$$

$$\text{Peso muro de tabiquería P12} = 3.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.2.1.2. Cargas de Revestimiento de Piso, Contrapiso y Cielo Raso

Sean los siguientes datos de acuerdo a la [tabla 4.3](#) y [figura 4.4](#):

Datos de Materiales	Peso Específico
Contrapiso de Hormigón	23 kN/m ³
Piso Parquet	8 kN/m ³
Baldosa cerámica	18 kN/m ³
Yeso	12,5 kN/m ³

Tabla 4.3. Pesos específicos de Materiales utilizados en las losas según normas CTE DB SE-AE y NB 1225002:1

Fuente: Elaboración Propia



Figura 4.4. Partes de una losa de Hormigón Armado
Fuente: Creación Propia

Se determina las cargas de cada parte mencionada en la *figura 4.4*, mediante el siguiente cálculo:

$$CM_{no\ estruct.} = \gamma_{material} * espesor_{material} \quad (\text{Ec. 4.12})$$

Por lo que se tiene los siguientes resultados para ambas normativas:

$$CM_{\text{piso parquet}} = 8 \frac{kN}{m^3} * 0.01\ m = 0.08 \frac{kN}{m^2}$$

$$CM_{\text{contrapiso de Hormigón}} = 23 \frac{kN}{m^3} * 0.05\ m = 1.15 \frac{kN}{m^2}$$

$$CM_{\text{cerámica}} = 18 \frac{kN}{m^3} * 0.01\ m = 0.18 \frac{kN}{m^2}$$

$$CM_{\text{cielo raso}} = 12.5 \frac{kN}{m^3} * 0.02\ m = 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

Una vez que se tuvo las respectivas cargas, se procede a obtener la suma total de las cargas permanentes asignadas a cada piso, como se muestra a continuación:

- **Carga Permanente Total Aplicada a la Planta Baja, Destinados a Tiendas, portería y**

Almacenaje de Productos.

DESCRIPCIÓN	TIPO	ESPELOR [cm]	PESO ESPECIFICO [KN/m3]	CARGA [KN/m2]
MUROS DE TABIQUERÍA	-	-	-	-
REVESTIMIENTO DE PISO	CERÁMICA	1	18	0,18
CONTRAPISO	H°S°	5	23	1,15
CIELO RASO	YESO	2	12,5	0,25
			G =	1,58

Tabla 4.4. Cargas permanentes aplicadas a la Planta Baja

Fuente: Elaboración Propia

- **Carga Permanente Total Aplicada en los Pisos 1 al 11, para uso Departamental.**

DESCRIPCIÓN	TIPO	ESPELOR [cm]	PESO ESPECIFICO [KN/m3]	CARGA [KN/m2]
MUROS DE TABIQUERÍA	-	-	-	1,65
REVESTIMIENTO DE PISO	PARQUET	1	8	0,08
CONTRAPISO	H°S°	5	23	1,15
CIELO RASO	YESO	2	12,5	0,25
			G =	3,13

Tabla 4.5. Cargas permanentes aplicadas desde el 1er piso al 11vo piso

Fuente: Elaboración Propia

- **Carga Permanente Total Aplicada en el Piso 12, Destinada al uso de Fiestas**

DESCRIPCIÓN	TIPO	ESPELOR [cm]	PESO ESPECIFICO [KN/m3]	CARGA [KN/m2]
MUROS DE TABIQUERÍA	-	-	-	-
REVESTIMIENTO DE PISO	CERÁMICA	1	18	0,18
CONTRAPISO	H°S°	5	23	1,15
CIELO RASO	YESO	2	12,5	0,25
			G =	1,58

Tabla 4.6. cargas permanentes aplicadas al 12vo piso

Fuente: Elaboración Propia

- **Carga Permanente Total Aplicada en la Cubierta del Piso 12 y Techo de Sala de Máquinas.**

DESCRIPCIÓN	TIPO	ESPESOR [cm]	PESO ESPECIFICO [KN/m3]	CARGA [KN/m2]
MUROS DE TABIQUERÍA	-	-	-	-
REVESTIMIENTO DE PISO	H°S°	1	23	0,23
CONTRAPISO	H°S°	5	23	1,15
CIELO RASO	YESO	2	12,5	0,25
			G =	1,63

Tabla 4.7. Cargas permanentes aplicadas en la cubierta y Techo de sala de máquinas.

Fuente: Elaboración Propia

Generalmente, se considera igualmente el peso propio de cada elemento que conforma la estructura, como carga permanente. No obstante, el programa CYPECAD ya toma en cuenta este factor al realizar los cálculos correspondientes.

En cuanto a las escaleras, es necesario agregar una carga muerta adicional de **1 kN/m²**, para tener en cuenta la posibilidad de barandas u otros ornamentos.

4.2.2. Sobrecargas de Uso

Debido a las disposiciones arquitectónicas, es posible determinar de manera precisa el propósito que tiene cada piso en la estructura y, en consecuencia, la carga viva que debe de asignarse a cada losa. En relación a lo indicado en el [apartado 3.8](#) del marco teórico y con ayuda de la [tabla 3.1](#) del CTE DB SE – AE (*ver Anexo A.2*), se emplean los siguientes valores:

USO DEL AMBIENTE	SOBRECARGA
Departamentos	2 kN/m ²
Balcones volados (lineal)	2 kN/m
Salón de reuniones y Fiestas	5 kN/m ²
Terraza Inaccesible	1 kN/m ²
Aparcamiento de Vehículos Livianos	2 kN/m ²
Locales comerciales y Almacenes	5 kN/m ²
Escaleras	3 kN/m ²

Tabla 4.8. Valores de sobrecarga de uso

Fuente: CTE DB SE – AE. Seguridad Estructural, Acciones en la edificación

4.2.3. Cargas Especiales

4.2.3.1. Carga del Ascensor

Para este proyecto, se ha elegido el modelo **ORONA 3G X-20 con sala de máquinas**, debido a su eficiencia especial adecuada a edificaciones residenciales y públicas con tráfico moderado. Este modelo destaca por su óptima utilización del espacio y su tecnología de accionamiento directo de última generación (*Gearless*). A continuación, se detallan sus especificaciones técnicas:

DATOS TÉCNICOS	
CÓDIGO:	ORONA 3G X – 20
CARGA:	630 Kg
CAPACIDAD:	8 PERSONAS
VELOCIDAD:	1 m/s
RECORRIDO MAX:	45 m
# MAX DE PARADAS:	16 PARADAS
EMBARQUES:	SIMPLE EMBARQUE
SISTEMA DE ACCIONAMIENTO:	ELÉCTRICO DIRECTO
MANIOBRA:	SISTEMA DE CONTROL ARCA III, MULTIPROCESADOR DE BAJO CONSUMO.
TIPO DE PUERTA:	PUERTA DE ABERTURA CENTRAL
LUZ DE PUERTA:	900 mm = 0.9 m
ALTURA DE PUERTA:	2000 mm = 2 m
ALTURA INTERIOR DE CABINA:	2100 mm = 2.1 m
ESTÉTICA:	ORONA 3G PLUS




Tabla 4.9. Especificaciones técnicas de Ascensor Orona 3G X-20

Fuente: Empresa Especialista en Ascensores ORONA

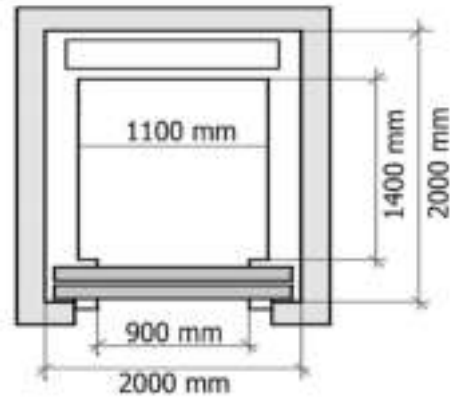


Figura 4.5. Representación gráfica Vista en Planta del Ascensor
Orona 3G X – 20 preparada especialmente para la Edificación de Estudio
Fuente: Empresa Especialista en Ascensores ORONA, Catálogo de especificaciones técnicas

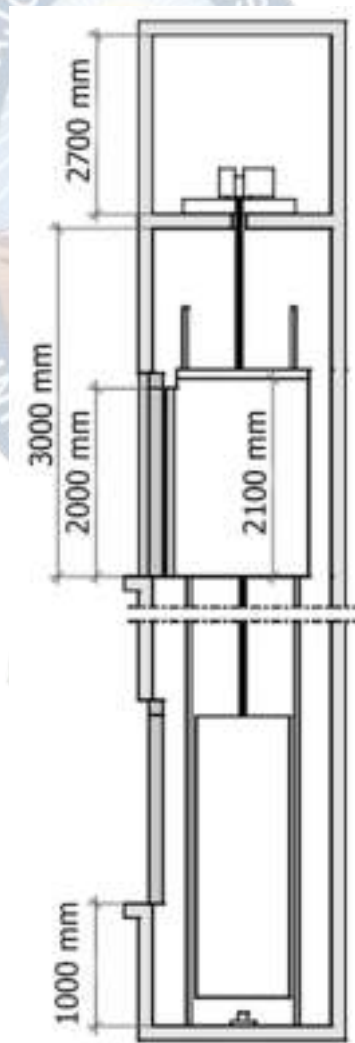


Figura 4.6. Representación gráfica Vista de Perfil del Ascensor
Orona 3G X – 20 preparada especialmente para la Edificación de Estudio
Fuente: Empresa Especialista en Ascensores ORONA, Catálogo de especificaciones técnicas

Las dimensiones presentadas en las *Figuras 4.5 y 4.6* fueron ajustadas cuidadosamente del catálogo de la empresa (*ver Anexo A.3*) para asegurar que se integren adecuadamente con la edificación de estudio.

De acuerdo con la *tabla 4.9*, el ascensor propuesto tiene una capacidad para 8 personas y una carga de 630 kg, lo que lleva a considerar los siguientes aspectos:

- **Carga Viva del Ascensor**

Como la empresa proporciona el peso que debe de soportar el ascensor en cada uno de sus viajes, se asume que este peso corresponde a la carga viva. Para distribuir esta carga de manera adecuada en la losa que cubre el área del pozo del ascensor, se considera que el área total del pozo es de 4 metros cuadrados, como se muestra en la *figura 4.5*. Con esto, se obtiene la siguiente carga distribuida:

$$CV_{Asc} = \frac{P_{Asc}}{A_{pozo}} \quad (\text{Ec. 4.13})$$

$$CV_{Asc} = \frac{630 \text{ kg}}{4 \text{ m}^2} = 157.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow CV_{Asc} = 1.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- **Carga Muerta del Ascensor**

En la losa del Ascensor, se definen diferentes cargas puntuales, como la carga del motor, el sistema de poleas, el sistema de contrapeso y la cabina. La resultante total de todas esas cargas es de 2610 Kg (Valor obtenido del libro “*la Ingeniería del Ascensor*”, del Ing. José Hemmel Cárdenas de la Rosa). Por lo tanto, la carga distribuida será:

$$CM_{Asc} = \frac{R_{Asc}}{A_{pozo}} \quad (\text{Ec. 4.14})$$

$$CM_{Asc} = \frac{2610 \text{ kg}}{4 \text{ m}^2} = 652.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow CM_{Asc} = 6.53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

De igual manera según recomendaciones del autor del libro “*La Ingeniería del Ascensor*”, se coloca en el techo de la sala de máquinas una carga permanente puntual de **20 kN**, esto es para la instalación de un gancho necesario para trabajos de instalación, mantenimiento y futuros recambios.

Es importante destacar que la decisión de utilizar los datos de cargas aplicadas en la sala de maquina dados por el libro “*La Ingeniería del Ascensor*”, es debido a la falta de datos específicos que tendrían que proporcionar los profesionales que instalen todo el sistema del modelo de Ascensor **ORONA 3G X-20**. Esta decisión se basa en la necesidad de garantizar seguridad en el diseño estructural, ya que la disponibilidad de datos precisos es esencial para el cálculo de cargas.

4.2.3.2. Tanque Elevado de Almacenamiento de Agua

En edificios de varios pisos, es importante contar con sistemas de almacenamiento de agua para garantizar un suministro adecuado a todas las áreas de la estructura.

Para ello el principal elemento del sistema es el tanque de almacenamiento que no solo cumple una función crucial en la distribución eficiente del agua, sino que también influye en la carga estructural del edificio, ya que el peso del agua almacenada ejerce una fuerza sobre la estructura. Por ello es imprescindible determinar las cargas asociadas al tanque de almacenamiento.

Considerando esta necesidad, se emplean las fórmulas del **sistema indirecto con bombeo**, las cuales se representan de la siguiente manera:

$$V_{TC} = 0.6 \cdot C_D + (V_{CI} + V_{OU}) \cdot 0.4 \quad \text{(Ec. 4.15)}$$

$$V_{TE} = 0.4 \cdot C_D + (V_{CI} + V_{OU}) \cdot 0.4 \quad \text{(Ec. 4.16)}$$

Donde:

C_D = Consumo Diario (L)

V_{TE} = Volumen del tanque elevado (L)

V_{TC} = Volumen del tanque cisterna (L)

V_{CI} = Volumen contra incendios (L)

V_{OU} = Volumen de otros usos (enfriamiento de sistemas de aire acondicionado, etc.) (L)

Asimismo, se han tomado en cuenta los datos propuestos por el “*Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias*”, lo que lleva a la elaboración de la siguiente tabla:

DATOS TÉCNICOS DE CONSUMO DE AGUA	
# DE PISOS:	12
# DE DEPARTAMENTOS X PISO:	2
# DE TIENDAS PLANTA BAJA:	5
# PERSONAS X DEPARTAMENTO:	5
DOTACIÓN PER CÁPITA:	120 l/hab. – día
DOTACIÓN PARA TIENDAS:	5 l/m ² día
DOTACIÓN PARA SALÓN DE EVENTOS:	20 l/m ² día
ÁREA DE SALA DE EVENTOS:	157.0 m ²
ÁREA DE TIENDAS:	76.5 m ²

Tabla 4.10. Datos para el consumo de agua de la Edificación de Estudio

Fuente: Elaboración Propia

Con ayuda de la [tabla 4.10](#), el consumo diario de todos los departamentos, las tiendas y la sala de reunión o fiestas será:

- **P / Departamentos:**

$$C_{D_1} = \#Pisos * \# \frac{Dep}{piso} * \# \frac{Personas}{Dep} * Dot. Per cápita \quad (\text{Ec. 4.17})$$

$$C_{D_1} = 11 * 2 * 5 * 120 = 13200 \text{ litros/día}$$

- **P / Tiendas:**

$$C_{D_2} = \text{Área Tienda} * Dot. para Tiendas \quad (\text{Ec. 4.18})$$

$$C_{D_2} = 76.5 * 5 = 382.5 \text{ litros/día}$$

- **P / Sala de Copropietarios:**

$$C_{D_3} = \text{Área Sala} * Dot. para Salón de Eventos \quad (\text{Ec. 4.19})$$

$$C_{D_3} = 157.0 * 20 = 3140 \text{ litros/día}$$

Sumando los consumos de agua obtenidos:

$$C_{D_{TOTAL}} = C_{D_1} + C_{D_2} + C_{D_3} \quad (\text{Ec. 4.20})$$

$$C_{D_{TOTAL}} = 13200 + 382.5 + 3140$$

$$C_{D_{TOTAL}} = 16722.5 \text{ litros/día}$$

Reemplazando el consumo total hallado en las ecuaciones (4.15) y (4.16), con un porcentaje de reserva del 10 % para el volumen contra incendios, se obtiene:

$$V_{TC} = 0.6 \cdot 16722.5 + (0.1 \cdot 16722.5) \cdot 0.6$$

$$V_{TC} = 11036.9 \text{ litros} = 11,04 \text{ m}^3$$

$$V_{TE} = 0.4 \cdot 16722.5 + (0.1 \cdot 16722.5) \cdot 0.4$$

$$V_{TE} = 7358.0 \text{ litros} = 7.358 \text{ m}^3$$

Una vez calculados los volúmenes necesarios para cada tanque, se procede a determinar las cargas que se aplicarán en la estructura de estudio.

- **Carga muerta del Tanque Cisterna de Agua**

El tanque cisterna dispuesto para el proyecto de grado tiene las siguientes dimensiones:

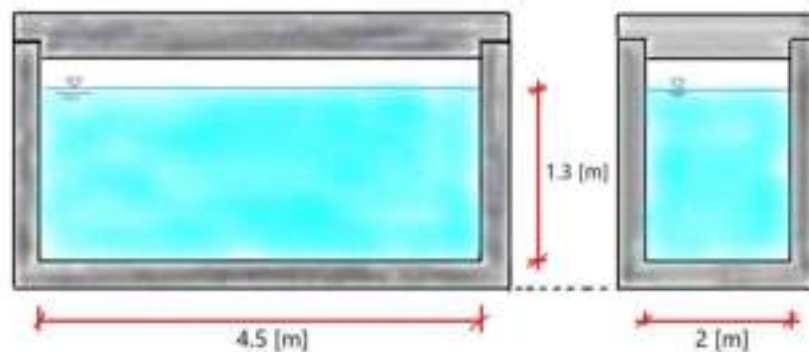


Figura 4.7. Dimensiones adoptadas del tanque Cisterna

Fuente: Elaboración Propia

El volumen del tanque, mostrado en la *figura 4.7*, es de $V = 3.312 \text{ m}^3$ de Hormigón. Para determinar el peso propio del tanque cisterna se multiplica dicho volumen por el peso específico del

hormigón armado, obteniendo un valor de **82.8 kN**. Este peso se distribuye sobre un área de **28.16 m²** generando así la siguiente carga muerta:

$$CM_{TC} = \frac{P_{tanque\ cisterna}}{A_{tanque\ cisterna}} \quad (\text{Ec. 4.21})$$

$$CM_{TC} = \frac{82.8}{28.16} \rightarrow CM_{TC} = 2.94 \frac{kN}{m^2}$$

- **Carga Viva del Tanque Cisterna de Agua**

Considerando un peso específico del agua de 100 kN y el área de la losa donde se colocará el tanque de 28.16 m², se tiene:

$$CV_{TC} = \frac{P_{agua}}{A_{losa\ tanque}} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

$$CV_{TC} = \frac{100 [kN]}{28.16 [m^2]} = 3.55 \frac{kN}{m^2} \rightarrow CV_{TC} = 3.55 \frac{kN}{m^2}$$

- **Carga Muerta del Tanque de Almacenamiento de Agua**

Para el volumen de tanque de almacenamiento, se hace uso de las siguientes características:

DATOS CARACTERÍSTICOS DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO	
MARCA:	CAMPEÓN
CAPACIDAD:	7500 litros
CANTIDAD:	1
PESO:	190 kg = 1.9 kN
ANCHO:	216 cm
ALTO:	258.5 cm
ÁREA DONDE SE EMPLAZA EL TANQUE:	17.16 m ²



Tabla 4.11. Especificaciones técnicas de Tanque de Almacenamiento

Fuente: Empresa Plásticos Carmen

La carga muerta del tanque de almacenamiento de Agua es:

$$CM_{TA} = \frac{P_{\text{tanque Campeón}}}{A_{\text{losa tanque Campeón}}} \quad (\text{Ec. 4.23})$$

$$CM_{TA} = \frac{1.9 \text{ kN}}{17.16 \text{ m}^2} \rightarrow CM_{TA} = 0.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- **Carga viva del Tanque de Almacenamiento de Agua**

Si el Peso del agua es: 100 kN, entonces:

$$CV_{TA} = \frac{P_{\text{agua}}}{A_{\text{losa tanque Almacenamiento}}} \quad (\text{Ec. 4.24})$$

$$CV_{TA} = \frac{100 \text{ kN}}{17.16 \text{ m}^2} = 5.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Considerando una carga de mantenimiento de 1 kN/m², tenemos una carga viva a ser aplicada de:

$$CV_T = 6.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4.2.3.3. Empuje de Terreno

La edificación de estudio cuenta con un subsuelo destinado al estacionamiento de vehículos livianos, por lo que es necesario considerar las fuerzas del empuje de terreno que generan presión lateral en los muros de sótano. Para ello se toma en cuenta los datos dados en el [acápite 2.4](#), obteniendo la siguiente configuración en función de la profundidad:

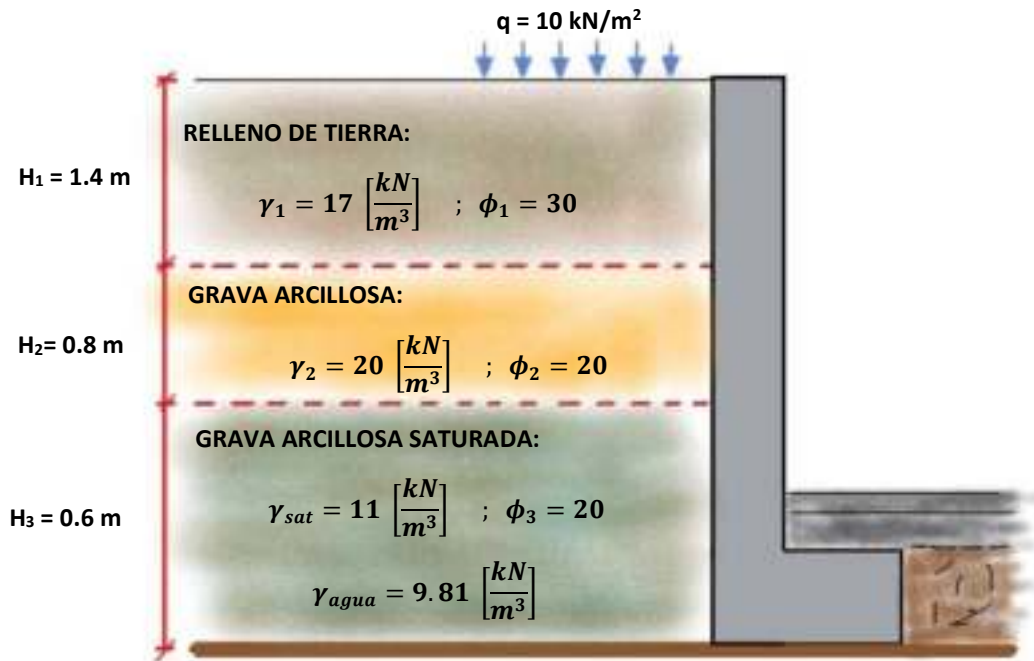


Figura 4.8. Características geotécnicas de los suelos a ser aplicadas en los Muros de Sótano de la Edificación de Estudio
 Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo de la presión lateral descrito en el acápite 3.11.5.1 se tiene:

- Para una profundidad “ $z < 2.2 \text{ m}$ ” y la ecuación 3.23 y ecuación 3.24:

$$\sigma = K_o(q + \gamma \cdot z) = (1 - \text{sen } \phi') \cdot (q + \gamma \cdot z)$$

$$\sigma = (1 - \text{sen } \phi') \cdot (q + \gamma \cdot z)$$

$$\text{Para } z = 1 \text{ [m]} \rightarrow \sigma = (1 - \text{sen } 30) \cdot (10 + 17 \cdot 1) \rightarrow \sigma = 13.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

- Para una profundidad “ $z > 2.2 \text{ m}$ ” y aplicando la ecuación 3.23 y ecuación 3.25:

$$\sigma = K_o[q + \gamma_1 \cdot H_1 + \gamma_2 \cdot H_2 + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(z - H_1 - H_2)] + \gamma_w(z - (H_1 + H_2))$$

$$\sigma = (1 - \text{sen } \phi'_3) \cdot [q + \gamma_1 \cdot H_1 + \gamma_2 \cdot H_2 + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(z - H_1 - H_2)] + \gamma_w(z - (H_1 + H_2))$$

Para: $z = 2.6 \text{ m}$:

$$\sigma = (1 - \text{sen } 20) \cdot [10 + 17 \cdot 1.4 + 20 \cdot 0.8 + (11 - 9.81)(2.6 - 1.4 - 0.8)] + \dots$$

$$\dots + 9.81 \cdot (2.6 - (1.4 + 0.8)) \rightarrow \sigma = 37.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Efectuando el mismo análisis se obtiene los siguientes resultados a ser aplicados en los muros de sótano de la edificación:

	Prof. m	σ_{ha} (+) kN/m ³	σ_{he} (-) kN/m ³	σ_y (+) kN/m ³	σ_{ho} (-) kN/m ³
RELLENO DE TIERRA	0,0	5,00	5,00	5,00	5,00
	0,2	6,70	6,70	6,70	6,70
	0,4	8,40	8,40	8,40	8,40
	0,6	10,10	10,10	10,10	10,10
	0,8	11,80	11,80	11,80	11,80
	1,0	13,50	13,50	13,50	13,50
	1,2	15,20	15,20	15,20	15,20
	1,4	16,90	16,90	16,90	16,90
GRAVA ARCILLOSA	1,4	22,24	22,24	22,24	22,24
	1,6	24,87	24,87	24,87	24,87
	1,8	27,50	27,50	27,50	27,50
	2,0	30,14	30,14	30,14	30,14
	2,2	32,77	32,77	32,77	32,77
GRAVA ARCILLOSA SATURADA	2,4	34,89	34,89	34,89	34,89
	2,6	37,00	37,00	37,00	37,00
	2,8	39,12	39,12	39,12	39,12
	3,0	41,24	41,24	41,24	41,24
	3,2	43,36	43,36	43,36	43,36
	3,4	45,48	45,48	45,48	45,48
	3,6	47,60	47,60	47,60	47,60

Tabla 4.12. Cargas Laterales debido al Empuje del Suelo
Fuente: Elaboración Propia

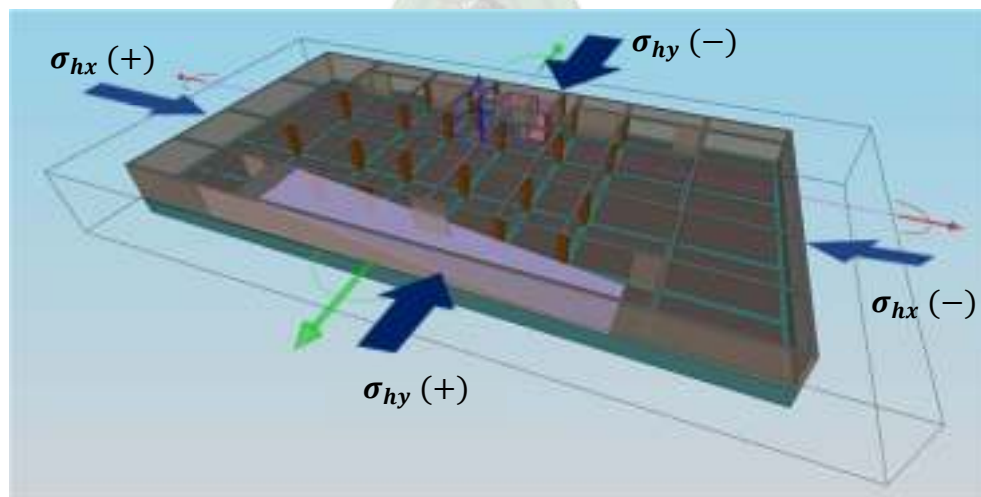
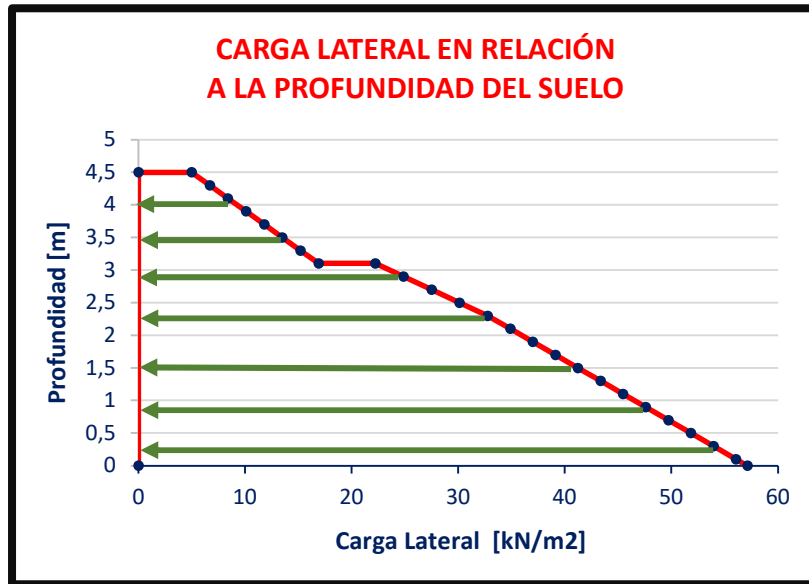


Figura 4.9. Dirección de las Presiones Laterales
Fuente: Elaboración Propia



*Figura 4.10. Diagrama de la Presión Lateral del suelo
Fuente: Elaboración Propia*

4.2.3.4. Carga de Nieve y Granizo

Pese a que no existe mucha información de alcance nacional para determinar las cargas de nieve y granizo, existen algunas referencias bibliográficas que obtuvieron datos para su determinada región.

A ello viene el caso de la tesis *“Cargas gravitatorias y viento para estructuras de edificios en la ciudad de La Paz”* del Ing. Eric Osvaldo Llanos Lema, quien obtuvo datos para la ciudad de La Paz y el Alto hasta el año 2007.

La tesis indica que el evento más común en La Paz es el granizo por lo que su carga es de mayor consideración, concluyendo que se encuentra entre los valores de **0.1 y 0.3 kN/m²**, también recomienda tomar en cuenta lo que indica las normativas españolas en cuanto a alturas mayores a 1200 msnm, donde se da un valor de carga de nieve de 1.10 kN/m² que se acerca a los valores presentados por la tesis de **1.09 kN/m²**.

Por otro lado, para el año 2017 se realizó en Sucre el cálculo de la densidad del granizo alcanzando un valor de 700 kg/m^3 , y también se verificó la altura que el granizo podía alcanzar en una superficie plana era pasando los 30 cm.

Actualmente gracias a estas aportaciones la SIB recomienda para Sucre tomar una carga mínima de diseño de 140 Kg/m^2 y una carga máxima de 250 Kg/m^2 .

Debido a que este proyecto se encuentra ubicado en el centro de la ciudad de La Paz, se adopta un término medio suponiendo que se tendrá una altura de granizo de 20 cm y la densidad de 700 kg/m^3 , se obtiene:

$$q_g = \text{Densidad del Granizo} \cdot \text{altura de granizo} \quad (\text{Ec. 4.25})$$

$$q_g = 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.20 \text{ m} = 1.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Por lo que, para nuestro proyecto de grado utilizamos como carga oficial de nieve:

$$CV_{\text{Nieve}} = 1.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

4.3. POSICIONAMIENTO DE ELEMENTO ESTRUCTURALES

Con los planos arquitectónicos dados en el [acápite 2.3.2](#), se busca la mejor manera de poder ubicar los elementos estructurales, de forma que se pueda tener distancias mas o menos equidistantes entre columnas, ubicación de muros de corte que puedan minimizar la falla por torsión en la estructura antes eventos sísmicos y en lo posible se deben de alinear las columnas por lo menos en una dirección.

Para este proyecto se crearon varios esquemas considerando de varias maneras la ubicación de los elementos estructurales hasta obtener el esquema mostrado en la siguiente figura, donde existe armonía con la arquitectura y no genera muchos conflictos a la hora del dimensionamiento y diseño de la edificación.

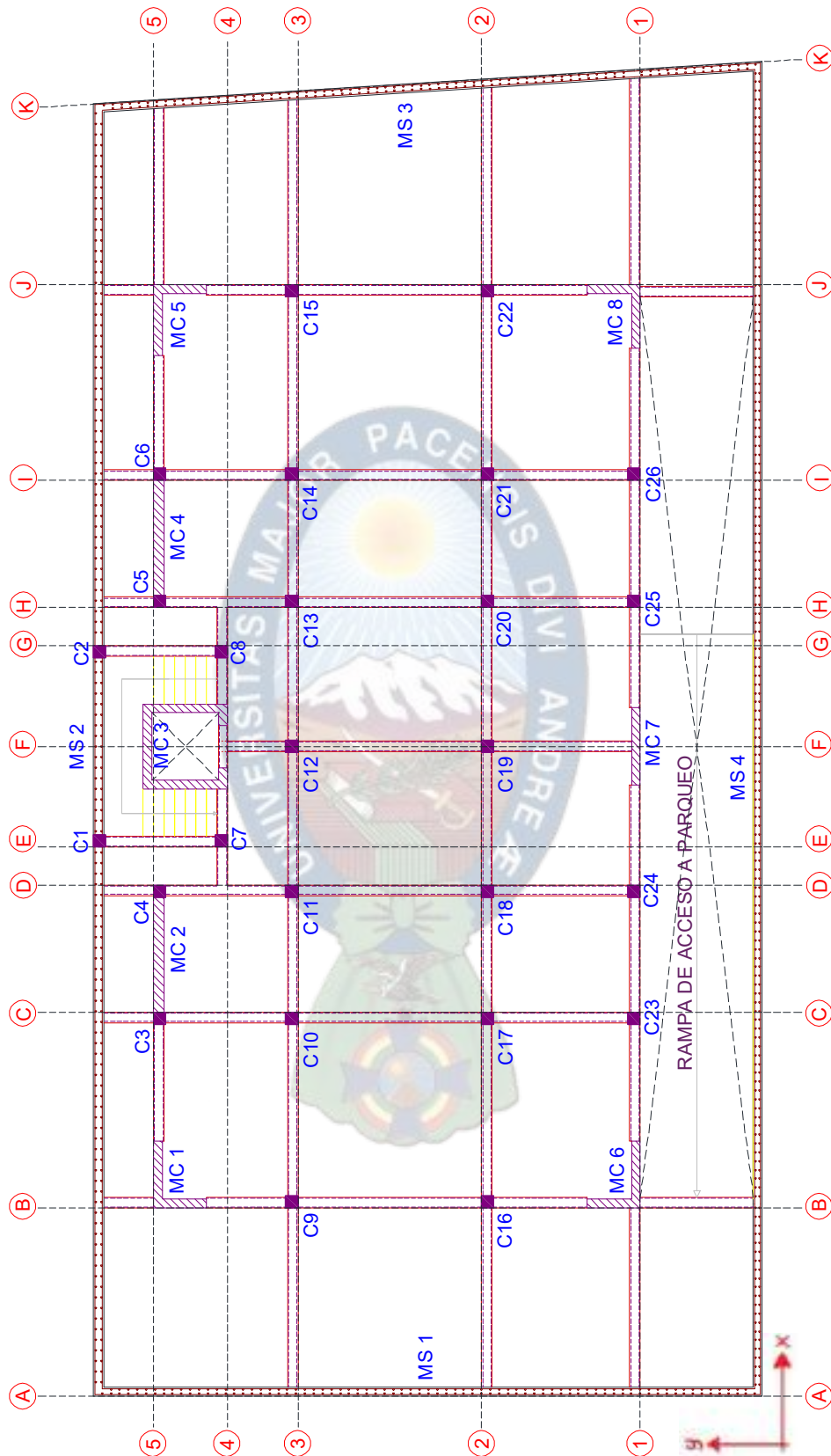


Figura 4.11. Esquema de ubicación de columnas, vigas y muros de la edificación de estudio

Fuente: Elaboración Propia

4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN CBH – 87

Ya obtenido el modelado donde se encontrarán ubicados los elementos estructurales, se hace su predimensionamiento en relación a lo explicado en el [acápite 3.12](#).

4.4.1. Predimensionamiento de Vigas.

Para el predimensionamiento de las vigas, se toma la longitud más desfavorable (longitud más larga) de cada eje, esto para que exista continuidad en las dimensiones y sea estético en la construcción.

De la [figura 4.11](#) la viga ubicada en el eje 1 y entre los ejes J – K tiene longitud de 5.85 m, por lo que se tiene:

- **Criterio Económico (Ec. 3.33):**

$$\text{a) } h_1 = \frac{L_c}{10} = \frac{5.85}{10} = 0.59 \text{ m}$$

$$\text{b) } h_2 = \frac{L_c}{12} = \frac{5.85}{12} = 0.49 \text{ m}$$

- **Criterio por Deformación (Tabla. 3.13):**

$$\text{c) } h_3 = \frac{L_c}{18} = \frac{5.85}{18} = 0.33 \text{ m}$$

Debido a que la Edificación tiene que resistir sobrecargas altas, se escoge una altura de la viga de 60 cm , esta altura será aplicada a todas las vigas de la edificación.

Altura elegida $\rightarrow h_{viga} = 60 \text{ cm}$

- **Base de la Viga (Ec. 3.34):**

$$\text{a) } b_1 = \frac{h}{3} = \frac{60 \text{ cm}}{3} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{b) } b_1 = \frac{h}{5} = \frac{60}{5} = 12 \text{ cm}$$

Ancho elegido $\rightarrow b_{viga} = 25 \text{ cm}$

4.4.2. Predimensionamiento de Losas.

En este proyecto se hace uso de dos tipos de losa: *losa maciza* y *losa aligerada*, al igual que en las vigas se busca la losa que tenga la mayor dimensión de todas para posteriormente uniformizar y aplicar a todas las demás losas conforme a lo que se dijo en el *apartado 3.12.1.1*.

Para las losas macizas se tiene una longitud máxima de 5.55 m, ubicado en el eje 5 entre los ejes B y C (*figura 4.11*), aplicando la *Ec 3.29* se tiene:

$$h = \frac{5.55}{30} = 0.185 \text{ m}$$

Altura Elegida → $h_{\text{losa,mza}} = 20 \text{ cm}$

Esto valor también se aplica a las rampas.

En cuanto a las losas aligeradas la longitud mayor que se tiene es de 5.85 m, ubicada en el eje 1 y entre los ejes J – K (*figura 4.11*), de acuerdo a la *Ec 3.30* se tiene:

$$h = \frac{5.85}{25} = 0.234 \text{ m}$$

Altura Elegida → $h_{\text{losa,alig}} = 25 \text{ cm}$

De acuerdo a las recomendaciones dadas el dimensionamiento de la losa aligerada será de la siguiente manera:

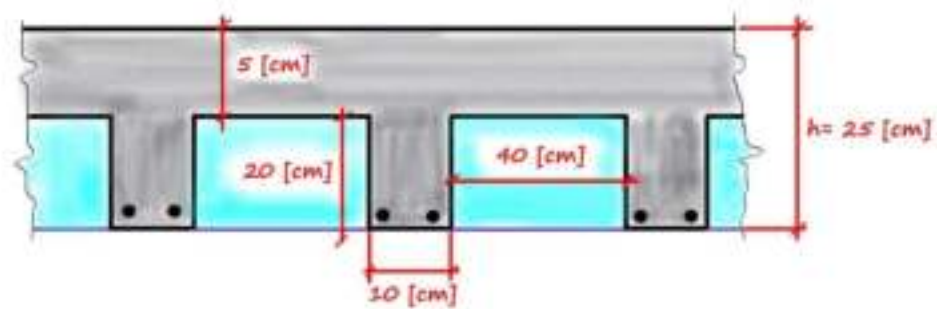


Figura 4.12. Dimensiones de Losa aligerada

Fuente: Elaboración Propia

4.4.3. Predimensionamiento de Muros

Para este proyecto es necesario que estos muros de corte puedan resistir cargas laterales como fuerzas sísmicas y de viento. De acuerdo a la normativa CBH – 87 se sugiere inicialmente un espesor mínimo de 10 cm, pero yendo al lado seguro y de acuerdo a sugerencia dada en el [acápito 3.12.4.1](#) escoge un espesor mínimo de:

Espesor Elegido $\rightarrow e_{mc} = 20 \text{ cm}$

Para muros de sótano tampoco se tiene alguna referencia en la normativa CBH – 87, por lo que de experiencias y recomendaciones externas aplicamos un espesor de:

Espesor Elegido $\rightarrow e_{ms} = 25 \text{ cm}$

4.4.4. Predimensionamiento de Columnas.

Para el predimensionamiento de las columnas primeramente se realiza un modelamiento matemático de la estructura de estudio, para ello se utilizará columnas de la más mínima dimensión que en este caso será de 25x25 cm, esto solo para conocer las solicitaciones axiales tentativas que llegarán a cada columna y poder determinar de manera más exacta la dimensión que requieren.

Teniendo en cuenta ello, se puede usar tres diferentes alternativas que son: utilizar un software comercial de cálculo de solicitaciones, aplicar conceptos de análisis matricial para obtener nuestras propias solicitaciones o aplicar un sencillo análisis de descenso de cargas.

Como se tiene el privilegio de tener un producto original de estructuras llamado *CYPECAD*, se hace el uso de este programa a fin de determinar las solicitaciones preliminares.

El proceso de creación del modelo estructural de la edificación se lo mostrará a detalle en el [capítulo 8: modelamiento estructural](#), por lo que en este punto solo se muestran las solicitaciones axiales preliminares obtenidas en cada columna de acuerdo a lo que muestra la [figura 4.11](#).

N° PISO	ESFUERZO AXIAL [kN]								
	C 1	C 2	C 3	C 4	C 5	C 6	C 7	C 8	C 9
T.S.M.	55,75	55,85	-	92,61	93,81	-	278,13	279,51	-
CUB.	60,1	60,19	81,71	97,58	98,77	82,97	283,1	284,48	-
12	127,32	126,48	178,89	238,25	241,66	176,21	293,43	304,66	100,68
11	131,87	131,04	254,7	310,92	311,48	249,74	318,05	309,21	200,01
10	231,03	230,07	331,88	388,73	387,34	324,52	359,04	352,92	297,8
9	328,33	327,15	410,61	469,89	467,04	400,82	411,51	406,86	397,3
8	424,64	423,19	491,25	554,97	550,91	478,99	470,99	467,02	499,84
7	520,82	519,11	573,64	644,13	639,04	558,9	535,03	531,37	607,45
6	617,63	615,71	658,11	737,6	731,59	640,86	601,99	598,38	721,59
5	715,76	731,71	744,77	835,76	828,85	725,01	670,63	666,84	844,23
4	815,85	813,75	832,11	939,11	931,43	811,45	739,66	735,39	977,56
3	918,45	916,44	923,21	1048,83	1040,24	900,19	807,24	802,11	1123,91
2	1023,9	1022,14	1016,52	1166,97	1157,44	991,3	869,8	863,23	1286,44
1	1133,96	1132,62	1109,78	1290,63	1280,17	1082,55	927,53	920,07	1466
PB	1133,96	1132,62	1109,78	1290,63	1280,17	1082,55	927,53	920,07	1919,42

Tabla 4.13. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 1 al 9

Fuente: Elaboración Propia

N° PISO	ESFUERZO AXIAL [kN]								
	C 10	C 11	C 12	C 13	C 14	C 15	C 16	C 17	C 18
T.S.M.	-	72,46	87,85	69,12	-	-	-	-	-
CUB.	84,01	77,43	92,82	74,09	84,09	-	-	139,84	149,72
12	319,22	299,31	252,24	296	318,07	100,1	93,12	394,42	375,7
11	487,43	445,65	347,38	441,39	484,48	198,49	186	565,74	554,03
10	656,22	589,56	444,84	584,66	651,67	295,44	280,44	740,18	735,75
9	829,67	733,34	545,11	727,93	823,56	394,31	379,06	921,01	920,3
8	1007,98	879,75	648,98	873,82	1000,72	496,65	482,68	1108,14	1108,83
7	1194,65	1029,99	757,67	1023,5	1185,99	603,94	593,22	1304,37	1301,57
6	1390,39	1185,81	872,37	1178,67	1380,41	717,79	711,93	1510,1	1499,45
5	1596,97	1348,49	994,69	1340,59	1585,77	840,26	840,96	1726,69	1703,03
4	1816,7	1519,23	1126,65	1510,52	1804,06	973,51	982,67	1955,68	1912,66
3	2051,12	1699,55	1270,75	1689,8	2037,47	1120,05	1139,93	2198,92	2128,43
2	2302,58	1890,92	1430,19	1880,02	2288,06	1283,04	1316,32	2458,22	2350,16
1	2578,94	2097,09	1609,84	2084,75	2563,88	1463,4	1513,65	2738,96	2576,75
PB	2915,25	2359,94	1899,05	2358,39	2893,32	1910,89	1965,69	3124,69	2901,6

Tabla 4.14. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 10 al 18

Fuente: Elaboración Propia

N° PISO	ESF. AXIAL [kN]							
	C 19	C 20	C 21	C 22	C 23	C 24	C 25	C 26
T.S.M.	-	-	-	-	-	-	-	-
CUB.	151,36	149,29	140,49	-	140,75	26,82	27,62	139,2
12	354	374,5	395,35	93,98	247,93	173,15	173,38	250,22
11	507,59	552,63	566,89	187,43	334,52	289,22	289,13	340,66
10	664,7	734,04	741,53	282,34	424,72	402,09	401,58	434,66
9	826,33	918,16	922,58	381,2	518,15	513,29	511,94	531,9
8	992,67	1106,71	1107,67	484,51	614,72	623,85	625,5	620,87
7	1164,91	1298,84	1304,04	595,2	714,16	734,46	735,19	723,76
6	1343,82	1496,06	1509,81	714,24	816,61	845,95	846,2	829,27
5	1530,61	1698,87	1726,39	843,64	922,07	959,22	959,09	937,37
4	1726,8	1907,6	1955,32	985,8	1030,64	1075,25	1074,75	1048,22
3	1934,19	2122,3	2198,39	1143,55	1142,38	1195,17	1194,26	1161,91
2	2155,07	2342,77	2457,39	1320,51	1257,49	1320,4	1319	1278,61
1	2393,66	2567,72	2738,11	1518,47	1374,44	1453,17	1450,61	1397,12
PB	2751,2	2895,34	3117,6	1974,1	1515,76	1598,2	1594,03	1539,38

Tabla 4.15. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 19 al 26

Fuente: Elaboración Propia

Con las solicitaciones ya obtenidas, se procede a obtener las dimensiones preliminares de cada columna de acuerdo a lo explicado en el [acápite 3.12.3.1](#).

Como ejemplo demostrativo se muestra a continuación la Columna rectangular “C 17” de la Planta baja ([tabla 4.14](#)):

- **Datos:** $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$; $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$; $N_d = 3124.69 \text{ kN}$

- **Materiales:**

Hormigón H-25: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.40} = 17.857 \text{ MPa} = 1.786 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Acero B500S: $f_{yc,d} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.1} = 454.54 \text{ MPa} = 45.45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Pero la resistencia de cálculo del acero debe de limitarse al valor de $f_{yc,d} = 400 \text{ MPa}$.

- **Predimensionamiento:**

De la *Ecuación 3.44* se tiene:

$$A_c \geq \frac{\gamma_n * N_d - 0.1 N_d}{f_{cd}}$$

De donde, por lógica se puede analizar que:

$$A_c = \text{Área de la sección} - \text{Área de barras de acero} \quad (\text{Ec. 4.26})$$

Pero la *Ecuación 3.35* muestra que:

$$A'_s = 0.1 \cdot \frac{N_d}{f_{yc,d}}$$

Por lo que A_c , reemplazado en la (Ec. 4.26) para una sección rectangular es:

$$A_c = a * b - 0.1 \frac{N_d}{f_{yc,d}} \quad (\text{Ec. 4.27})$$

Reemplazando la *Ecuación 4.27* en la *Ecuación 3.44*, se tiene:

$$\left(a * b - 0.1 \frac{N_d}{f_{yc,d}} \right) \geq \frac{\gamma_n * N_d - 0.1 N_d}{f_{cd}} \quad (\text{Ec. 4.28})$$

Aplicando, además la ecuación 3.42 se halla la siguiente expresión:

$$\left(a * b - 0.1 \frac{N_d}{f_{yc,d}} \right) \geq \frac{\left(\frac{b+5}{b} \right) * N_d - 0.1 N_d}{f_{cd}}$$

De donde se realiza operaciones, llegando a obtener la siguiente ecuación:

$$a * f_{cd} * b^2 - \left(0.1 * \frac{f_{cd}}{f_{yc,d}} + 0.9 \right) * N_d * b - 5N_d = 0 \quad (\text{Ec. 4.29})$$

Reemplazando los datos para $a = 40 \text{ cm}$:

$$40 \text{ cm} * 1.79 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * b^2 - \left(0.1 * \frac{1.786 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} + 0.9 \right) * 3124.69 \text{ [KN]} * b - 5 * 3124.69 \text{ KN} = 0$$

$$71.6 * b^2 - 2826.17 * b - 15623.45 = 0$$

$$b = 44.39 \text{ cm} \cong 45 \text{ cm}$$

Verificando:

$$\gamma_n = \frac{b + 5}{b} \geq \frac{9}{8} \rightarrow \gamma_n = \frac{45 + 5}{45} \geq \frac{9}{8} \rightarrow \gamma_n = 1.11 > 1.125 \quad \text{No Cumple}$$

Como no cumple, se tiene volver a operar la *Ecuación 4.28*, pero adoptando $\gamma_n = 1.125$:

$$b \geq \left(\frac{1.125 \cdot N_d - 0.1 \cdot N_d}{f_{cd}} + 0.1 \cdot \frac{N_d}{f_{y_c,d}} \right) \cdot \frac{1}{a}$$

$$b \geq \left(\frac{1.125 \cdot 3124.69 - 0.1 \cdot 3124.69}{1.786} + 0.1 \cdot \frac{3124.69}{40} \right) \cdot \frac{1}{40}$$

$$b \geq 45.03 \text{ cm}$$

Finalizando con el ejemplo mostrado, las dimensiones de la columna “**C 17**” ubicada en la planta baja serán:

$$\text{Dimensiones elegidas} \rightarrow \begin{cases} a = 40 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

Siguiendo este proceso de cálculo para todas las columnas de la estructura de estudio, y considerando además disposiciones constructivas se asignaron las siguientes dimensiones:

N° PISO	ESF. AXIAL [kN]								
	C 1	C 2	C 3	C 4	C 5	C 6	C 7	C 8	C 9
T.S.M.	25x25	25x25	-	25x25	25x25	-	25x25	25x25	-
CUB.	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	-
12	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
11	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
10	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
9	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
8	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
7	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
6	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
5	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
4	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
3	25x25	25x25	25x25	30x30	30x30	25x25	25x25	25x25	30x30
2	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	25x25	30x30
1	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	30x30
PB	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	30x40

Tabla 4.16. Dimensiones seleccionadas para las columnas 1 al 9

Fuente: Elaboración Propia

N° PISO	ESF. AXIAL [kN]								
	C 10	C 11	C 12	C 13	C 14	C 15	C 16	C 17	C 18
T.S.M.	-	25x25	25x25	25x25	-	-	-	-	-
CUB.	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	-	-	25x25	25x25
12	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
11	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
10	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
9	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
8	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	30x30	30x30
7	30x30	30x30	25x25	30x30	30x30	25x25	25x25	30x30	30x30
6	30x30	30x30	25x25	30x30	30x30	25x25	25x25	30x40	30x30
5	30x40	30x30	25x25	30x30	30x40	25x25	25x25	30x40	30x40
4	30x40	30x40	30x30	30x40	30x40	25x25	25x25	30x40	30x40
3	30x40	30x40	30x30	30x40	30x40	30x30	30x30	40x40	40x40
2	40x40	30x40	30x30	30x40	40x40	30x30	30x30	40x40	40x40
1	40x40	30x40	30x40	30x40	40x40	30x40	30x40	40x40	40x40
PB	40x50	40x40	30x40	40x40	40x50	30x40	30x40	40x50	40x50

Tabla 4.17. Dimensiones seleccionadas para las columnas 10 al 18

Fuente: Elaboración Propia

N° PISO	ESF. AXIAL [kN]							
	C 19	C 20	C 21	C 22	C 23	C 24	C 25	C 26
T.S.M.	-	-	-	-	-	-	-	-
CUB.	25x25	25x25	25x25	-	25x25	25x25	25x25	25x25
12	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
11	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
10	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
9	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
8	25x25	30x30	30x30	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
7	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
6	30x30	30x40	30x40	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
5	30x40	30x40	30x40	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
4	30x40	30x40	30x40	25x25	30x30	30x30	30x30	30x30
3	30x40	30x40	40x40	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
2	40x40	40x40	40x40	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
1	40x40	40x40	40x40	30x40	30x30	30x40	30x40	30x30
PB	40x40	40x50	40x50	30x40	30x40	30x40	30x40	30x40

Tabla 4.18. Dimensiones seleccionadas para las columnas 19 al 26

Fuente: Elaboración Propia

Como se ve en las tablas recientes se adoptó cinco dimensiones diferentes de columnas:

25 x 25 ; 30 x 30 ; 30 x 40 ; 40 x 40 ; 40 x 50

4.4.5. Predimensionamiento de Escaleras

Tomando las consideraciones hechas en el [acápite 3.12.5](#), se adopta inicialmente una **Huella** $h = 30 \text{ cm}$, **Contrahuella** $c = 20 \text{ cm}$ y el **ancho de los escalones por tramo de 1.4 m**.

Con estos datos, que posiblemente cambien, se realiza los siguientes cálculos:

- **Predimensionamiento de escaleras para una altura de 2.8 m:**

El sector donde se emplazará estas escaleras es de 5.2 x 3.5 m, teniendo una altura de piso a piso de 2.8 m, por lo que el número de escalones que tendrá las escaleras de piso a piso es de:

$$N^{\circ} \text{ de escalones} = \frac{\text{altura de piso a piso}}{\text{contrahuella}} \quad (\text{Ec.4.30})$$

$$N^{\circ} \text{ de escalones} = \frac{2.8 \text{ m}}{0.20 \text{ m}} = 14 \text{ escalones}$$

Comprobando el valor de la contrahuella oficial:

$$c = \frac{\text{altura de piso a piso}}{N^{\circ} \text{ de escalones}} \quad (\text{Ec.4.31})$$

$$c = \frac{2.8 \text{ m}}{14 \text{ escalones}} = 0.20 \text{ m} \rightarrow c = 20 \text{ cm}$$

Como son 14 escalones, mitad será para un tramo y la otra para el otro, por lo que la distancia desde el primer escalón hasta el tramo de descanso es:

$$L_{\text{horizontal tramo 1}} = \text{huella} * \frac{N^{\circ} \text{ de escalones}}{2} \quad (\text{Ec.4.32})$$

$$L_{\text{horizontal tramo 1}} = 0.3 \text{ m} * \frac{14}{2} = 2.1 \text{ m}$$

Haciendo la diferencia entre la longitud total horizontal de la escalera (3.5 m) y la última longitud horizontal del tramo 1 hallada, determinamos una **longitud de descanso de 1.40 m**

- **Predimensionamiento de escaleras para una altura de 3 m:**

Adoptando igualmente una huella de $h = 30 \text{ cm}$ y contrahuella de $c = 18 \text{ cm}$, por lo que reemplazando en la [Ec. \(4.30\)](#) obtenemos:

$$N^{\circ} \text{ de escalones} = \frac{3.0 \text{ [m]}}{0.20 \text{ [m]}} = \mathbf{15 \text{ escalones}}$$

Comprobando el valor de la contrahuella oficial en la *Ec. (4.31)*:

$$c = \frac{3.5 \text{ m}}{20 \text{ escalones}} = 0.175 \text{ [m]} \rightarrow \mathbf{c = 17.5 \text{ cm}}$$

Par este caso se tiene 15 escalones, por lo que la longitud horizontal del tramo 1 es:

$$L_{\text{horizontal tramo 1}} = \text{huella} * \frac{N^{\circ} \text{ de escalones} - 1}{2} \quad \text{(Ec.4.33)}$$

$$L_{\text{horizontal tramo 1}} = 0.3 \text{ [m]} * \left(\frac{15 - 1}{2} \right) = 2.1 \text{ m}$$

Haciendo la diferencia entre la longitud total horizontal de la escalera (3.5 m) y la última longitud hallada determinamos una **longitud de descanso de 1.40 m**.

La siguiente figura muestra las dimensiones a ser utilizadas en el presente proyecto:

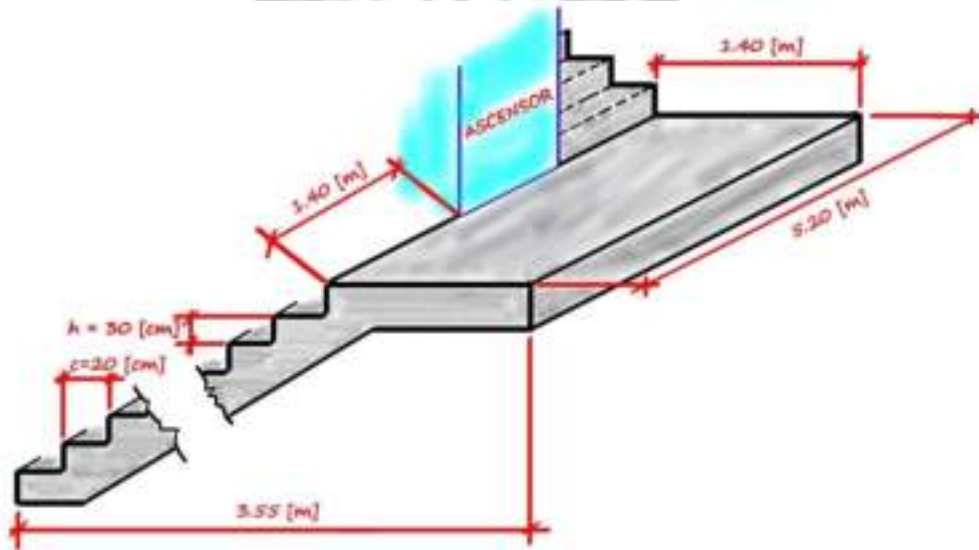


Figura 4.13. Dimensionamiento de escaleras

Fuente: Elaboración Propia

Para el espesor de la losa se tiene de acuerdo a la *Ec. 3.29*:

$$h = \frac{5.20}{30} = 0.1173 \text{ m}$$

Espesor Elegido → $h_{\text{losa,esc}} = 20 \text{ cm}$

4.4.6. Predimensionamiento de Losa de Cimentación

Inicialmente al realizar un modelado rápido para el predimensionamiento de Columnas se pudo evidenciar que más del 60% de las zapatas cubre el área asignada para el emplazamiento de la estructuración, por lo que se decide usar Losa Radier.

Según lo explicado en el *acápito 3.12.6*, la losa de cimentación será:

$$h = (10 \cdot l + 30) \text{ cm} \quad (\text{Ec.4.33})$$

Para una longitud mayor de 5.55 m:

$$h = (10 \cdot 5.55 + 30) \text{ cm} = 85.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la altura escogida para el proyecto es:

$$\text{Espesor Elegido} \rightarrow h_{\text{losa,cim}} = 90 \text{ cm}$$

4.5. RESUMEN DE RESULTADOS FINALES

Habiendo realizado todos los cálculos respectivos que competen a este capítulo, se presenta el siguiente resumen a fin de facilitar su uso en el desarrollo de este proyecto.

4.5.1. Materiales

HORMIGÓN	
Resistencia Característica a Compresión:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Módulo de Deformación Longitudinal:	$E_{cm} = 27264.04 \text{ MPa} = 272640.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente de Poisson:	$\mu = 0.2$
Módulo de Corte:	$G = 11360.02 \text{ MPa} = 113600.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente de Dilatación Térmica:	$\alpha = 0,00001 \frac{1}{^\circ\text{C}}$
Peso Específico del Hormigón:	$\gamma_c = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Tabla 4.19. Características Mecánicas del Hormigón aplicado a la CBH – 87

Fuente: Elaboración Propia

ACERO	
Marca y Modelo de las Barras de Acero:	Aceros Arequipa NB 732 – 500 (B 500 S)
Resistencia de Fluencia característica del Acero:	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a Tracción:	$f_{yt} = 600 \text{ Mpa} = 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Módulo de Deformación Longitudinal	$E_s = 200000 \text{ Mpa} = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente de Poisson:	$\mu = 0.3$
Módulo de Corte:	$G = 76923.08 \text{ Mpa} = 769230.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente de Dilatación Térmica:	$\alpha = 0,00001 \frac{1}{^\circ\text{C}}$
Peso Específico del Hormigón:	$\gamma_s = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Longitud máxima de cada barra:	$L = 12 \text{ m}$
Diámetros disponibles:	6, 8, 9.5, 12, 16, 20, 25 y 32 mm

Tabla 4.20. Características Mecánicas del Acero aplicado a CBH – 87

Fuente: Elaboración Propia

4.5.2. Análisis de cargas

- **Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso**

PISO	CARGA PERMANENTE
T.S.M.	1,63 kN/m ²
CUBIERTA	1,63 kN/m ²
PISO 12	1.58 kN/m ²
PISO 1 A 11	3,13 kN/m ²
PLANTA BAJA	1,58 kN/m ²
CARGA LINEAL PB y P12	3.86 kN/m
CARGA ESCALERAS	1 kN/m ²

Tabla 4.21. Cargas Permanentes para la edificación aplicada con CBH – 87

Fuente: Elaboración Propia

PISO	CARACTERÍSTICA	SOBR. USO
T.S.M.	Terraza Inaccesible	1 kN/m ²
CUBIERTA	Terraza Inaccesible	1 kN/m ²
PISO 12	Salón de Reuniones	5 kN/m ²
	Volados (lineal)	2 kN/m
PISO 1 A 11	Departamentos	2 kN/m ²
	Balcones	2 kN/m ²
	Balcones (lineal)	2 kN/m
PLANTA BAJA	Tiendas	5 kN/m ²
	Almacenes	5 kN/m ²
SÓTANO	Rampa	2 kN/m ²
	Aparcamiento de Vehículos Livianos	2 kN/m ²
ESCALERAS		3 kN/m ²

Tabla 4.22. Sobrecargas de Uso para la edificación aplicada con CBH – 87

Fuente: Elaboración Propia

- **Cargas Especiales**

	CARACTERÍSTICA	CARGA MUERTA	SOBR. VIVA
T.S.M.	Gancho de Mantenimiento	20 kN	-
	Tanque de Almacenamiento de Agua	0.11 kN/m ²	6.83 kN/m ²
	Nieve y Granizo	-	1.40 kN/m ²
CUBIERTA	Sala de Máquina de Ascensor	6.53 kN/m ²	1.58 kN/m ²
	Nieve y Granizo	-	1.40 kN/m ²
PLANTA BAJA	Peso Muro de Tabiquería	4,209 kN/m	-
	Tanque Cisterna de Agua	2.94 kN/m ²	3.55 kN/m ²
SÓTANO	Foso de Ascensor	-	3 kN/m ²

Tabla 4.23. Cargas Especiales para la edificación aplicado a CBH – 87

Fuente: Elaboración Propia

- *Empuje de Terreno*

	Prof. m	σ_{ha} (+) kN/m ³	σ_h (-) kN/m ³	σ_{fy} (+) kN/m ³	σ_{hoy} (-) kN/m ³
RELLENO DE TIERRA	0,0	5,00	5,00	5,00	5,00
	0,2	6,70	6,70	6,70	6,70
	0,4	8,40	8,40	8,40	8,40
	0,6	10,10	10,10	10,10	10,10
	0,8	11,80	11,80	11,80	11,80
	1,0	13,50	13,50	13,50	13,50
	1,2	15,20	15,20	15,20	15,20
	1,4	16,90	16,90	16,90	16,90
GRAVA ARCILLOSA	1,4	22,24	22,24	22,24	22,24
	1,6	24,87	24,87	24,87	24,87
	1,8	27,50	27,50	27,50	27,50
	2,0	30,14	30,14	30,14	30,14
	2,2	32,77	32,77	32,77	32,77
GRAVA ARCILLOSA SATURADA	2,4	34,89	34,89	34,89	34,89
	2,6	37,00	37,00	37,00	37,00
	2,8	39,12	39,12	39,12	39,12
	3,0	41,24	41,24	41,24	41,24
	3,2	43,36	43,36	43,36	43,36
	3,4	45,48	45,48	45,48	45,48
	3,6	47,60	47,60	47,60	47,60

Tabla 4.24. Cargas laterales para los muros de sótano de la edificación

Fuente: Elaboración Propia

4.5.3. Predimensionamiento de elementos estructurales

- *Vigas*

Altura elegida $\rightarrow h_{viga} = 60 \text{ cm}$

Ancho elegido $\rightarrow b_{viga} = 25 \text{ cm}$

- *Losas*

Losa Maciza $\rightarrow h_{losa,mza} = 20 \text{ cm}$

Losa Aligerada $\rightarrow h_{losa,mza} = 25 \text{ cm}$ (Ver figura 4.12)

Losa Escaleras $\rightarrow h_{losa,mza} = 20 \text{ cm}$

Losa Rampa $\rightarrow h_{losa,mza \text{ rampa}} = 20 \text{ cm}$

- **Muros**

Muros de Corte → $e_{mc} = 20 \text{ cm}$

Muros de Sótano → $e_{ms} = 25 \text{ cm}$

- **Columnas**

Se hace uso de las siguientes dimensiones de acuerdo a las *tablas 4.16, 4.17 y 4.18*:

$C 25 \times 25$; $C 30 \times 30$; $C 30 \times 40$; $C 40 \times 40$; $C 40 \times 50$

- **Losa de Cimentación**

Espesor Elegido → $h_{losa,cim} = 90 \text{ cm}$

- **Escaleras**

NIVEL	DESCRIPCIÓN	
PARA ALTURAS DE 2.8 m y 3.0 m	HUELLA:	30 cm
	CONTRAHUELLA:	20 cm
	DESCANSO LONGITUDINAL:	1,4 m
	DESCANSO TRANSVERSAL:	5.20 m

Tabla 4.25. Dimensiones escogidas para las escaleras de la edificación

Fuente: Elaboración Propia



Capítulo 5

ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA SEGÚN LA NORMA NB - 1225001



CAPÍTULO 5

ESTRUCTURACIÓN DEL SISTEMA SEGÚN NB – 1225001

5.1. PROCEDIMIENTO A SEGUIR

Al igual que en el otro capítulo se procede a obtener los materiales, análisis de cargas y el dimensionamiento de los elementos estructurales, pero con la diferencia que esta vez se tomará en cuenta las recomendaciones que da la normativa NB – 1225001.

5.2. MATERIALES

En relación al *acápito 3.7* del presente proyecto de grado, se emplean los siguientes materiales:

5.2.1. Hormigón

- Resistencia característica a Compresión: $f'_{ck} = 25 \text{ MPa} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Módulo de Deformación Longitudinal (*Ec. 3.14*):

$$E_{cm} = 4700 * (f'_c)^{\frac{1}{2}} = E_{cm} = 23500 \text{ MPa} = 235000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.2$
- Módulo de Corte (*Ec. 3.17*):

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{23500}{2(1+0.2)} \quad G = 9791.667 \text{ MPa} = 97916.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Coeficiente de Dilatación térmica: $\alpha = 0.00001 \frac{1}{^\circ\text{C}}$
- Peso Específico del Hormigón: $\gamma_c = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

5.2.2. Acero

Al igual que en el capítulo 4 se selecciona Barras de Construcción **NB 732 – 500** de la distribuidora **Aceros Arequipa** denominado también **AH – 500**, que están en relación a la norma boliviana NB 732, tiene las siguientes características:

- Resistencia de fluencia característica del acero: $f_{yk} = 500 \text{ MPa} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Resistencia a Tracción: $f_{yt} = 600 \text{ MPa} = 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Módulo de Deformación Longitudinal $E_s = 200000 \text{ MPa} = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Coeficiente de Poisson: $\mu = 0.3$
- Módulo de Corte (*según Ec. 3.17*):

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{200000}{2(1+0.3)} \rightarrow G = 76923,08 \text{ MPa} = 769230,8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$
- Coeficiente de Dilatación Térmica: $\alpha = 0.00001 \frac{1}{^\circ\text{C}}$
- Peso específico del Acero: $\gamma_s = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
- Se producen en barras de **12 metros de longitud** en los siguientes diámetros:
6 mm, 8 mm, 9.5 mm, 12 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm y 32 mm

5.3. ANÁLISIS DE CARGAS

Al igual que en la normativa CBH – 87, en este caso se hará el análisis de cargas permanentes, sobrecargas de uso y cargas especiales necesarias para el modelado final de la estructura.

5.3.1. Carga Muerta no estructural

5.3.1.1. Carga por Tabiquería con Revestimiento

Debido a que las normativas NB – 1225002 (para la NB 122501) y el CTE DB SE – AE (para la CBH – 87) especifican los mismos pesos específicos para el mortero y Yeso, se mantiene los resultados obtenidos en los cálculos del *acápite 4.2.1.1* del anterior capítulo, siendo estos:

$$\text{Peso muro de tabiquería} = 1.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Y el peso de tabiquería lineal para la planta baja y el piso 12 es:

$$\text{Peso muro de tabiquería} = 3.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5.3.1.2. Cargas de Revestimiento de Contrapiso, Piso y Cielo Raso

De igual manera los pesos específicos asignados para los revestimientos de contrapiso, piso y cielo raso son iguales en ambas normativas (CTE DB SE – AE y NB – 1225002), por lo que se mantiene lo explicado en el capítulo anterior, dando como resultado lo siguiente:

- Carga Permanente total aplicada en la Planta Baja, destinados al Almacenamiento de productos.

DESCRIPCIÓN	TIPO	ESPESOR [cm]	PESO ESPECIFICO [KN/m3]	CARGA [KN/m2]
MUROS DE TABIQUERÍA	-	-	-	-
REVESTIMIENTO DE PISO	CERÁMICA	1	18	0,18
CONTRAPISO	H°S°	5	23	1,15
CIELO RASO	YESO	2	12,5	0,25
G =				1,58

*Tabla 5.1. Cargas permanentes aplicadas a la Planta Baja
Fuente: Elaboración Propia*

- Carga Permanente total aplicada desde el 1^{er} piso al 11^{vo} piso, destinados al uso departamental.

DESCRIPCIÓN	TIPO	ESPESOR [cm]	PESO ESPECIFICO [KN/m3]	CARGA [KN/m2]
MUROS DE TABIQUERÍA	-	-	-	1,65
REVESTIMIENTO DE PISO	PARQUET	1	8	0,08
CONTRAPISO	H°S°	5	23	1,15
CIELO RASO	YESO	2	12,5	0,25
G =				3,13

*Tabla 5.2. Cargas permanentes aplicadas desde el 1er piso al 11vo piso
Fuente: Elaboración Propia*

- Carga Permanente total aplicada en el 12^{vo} piso, destinada al uso de Fiestas

DESCRIPCIÓN	TIPO	ESPESOR [cm]	PESO ESPECIFICO [KN/m3]	CARGA [KN/m2]
MUROS DE TABIQUERÍA	-	-	-	-
REVESTIMIENTO DE PISO	CERÁMICA	1	18	0,18
CONTRAPISO	H°S°	5	23	1,15
CIELO RASO	YESO	2	12,5	0,25
			G =	1,58

Tabla 5.3. cargas permanentes aplicadas al 12vo Piso

Fuente: Elaboración Propia

- Carga Permanente total aplicada en la cubierta del Piso 12 y Sala de Máquinas.

DESCRIPCIÓN	TIPO	ESPESOR [cm]	PESO ESPECIFICO [KN/m3]	CARGA [KN/m2]
MUROS DE TABIQUERÍA	-	-	-	-
REVESTIMIENTO DE PISO	H°S°	1	23	0,23
CONTRAPISO	H°S°	5	23	1,15
CIELO RASO	YESO	2	12,5	0,25
			G =	1,63

Tabla 5.4. Cargas permanentes aplicadas a la cubierta del piso 12 y techo de sala de máquinas.

Fuente: Elaboración Propia

El peso propio de cada elemento estructural lo calcula automáticamente el programa CYPECAD, evitando así el trabajo de incluir en el proceso de cálculo.

Para las escaleras se debe de considerar también una carga muerta extra de **1 kN/m²**, esto por el motivo de que se pueda tener barandas o algún tipo de adorno.

5.3.2. Sobrecargas de Uso

En este punto ya existe variaciones en cuanto a normativas, siendo que la Norma NB – 1225001 recomienda utilizar los valores dados por la NB – 1225002, por lo que se escoge de la tabla (4.1) de la Norma NB – 1225002 (*ver Anexo A.2*):

USO DEL AMBIENTE	SOBRECARGA
Departamento	2 kN/m ²
Balcones	3 kN/m ²
Azoteas Inaccesibles	1 kN/m ²
Salón de reuniones	5 kN/m ²
Garajes para automóviles	2.5 kN/m ²
Locales comerciales y Almacenes	6 kN/m ²
Escaleras	3 kN/m ²

Tabla 5.5. Valores de sobrecarga de uso extraídas de la norma NB - 1225002

Fuente: Norma NB – 1225002, Acciones sobre estructuras – Parte 1: Especificaciones

5.3.3. Cargas Especiales

Las cargas especiales asignadas para la edificación de estudio, son similares a las explicadas en el anterior capítulo. Ya que son valores reales obtenidos de datos de investigación, por lo que se tiene:

- **Ascensor**

$$CV_{Asc} = 1.58 \frac{kN}{m^2}$$

$$CM_{Asc} = 6.53 \frac{kN}{m^2}$$

Gancho de mantenimiento = 20 kN en el techo de la sala de máquinas.

- **Tanque Cisterna de Agua**

$$CM_{TC} = 2.94 \frac{kN}{m^2}$$

$$CV_{TC} = 3.55 \frac{kN}{m^2}$$

- **Tanque de Almacenamiento de Agua**

$$CM_T = 0.11 \frac{kN}{m^2}$$

$$CV_T = 6.83 \frac{kN}{m^2}$$

- *Empuje de Terreno.*

	Prof. [m]	σ_{ha} (+) [kN/m ³]	σ_{he} (-) [kN/m ³]	σ_y (+) [kN/m ³]	σ_{hy} (-) [kN/m ³]
RELLENO DE TIERRA	0,0	5,00	5,00	5,00	5,00
	0,2	6,70	6,70	6,70	6,70
	0,4	8,40	8,40	8,40	8,40
	0,6	10,10	10,10	10,10	10,10
	0,8	11,80	11,80	11,80	11,80
	1,0	13,50	13,50	13,50	13,50
	1,2	15,20	15,20	15,20	15,20
	1,4	16,90	16,90	16,90	16,90
GRAVA ARCILLOSA	1,4	22,24	22,24	22,24	22,24
	1,6	24,87	24,87	24,87	24,87
	1,8	27,50	27,50	27,50	27,50
	2,0	30,14	30,14	30,14	30,14
	2,2	32,77	32,77	32,77	32,77
GRAVA ARCILLOSA SATURADA	2,4	34,89	34,89	34,89	34,89
	2,6	37,00	37,00	37,00	37,00
	2,8	39,12	39,12	39,12	39,12
	3,0	41,24	41,24	41,24	41,24
	3,2	43,36	43,36	43,36	43,36
	3,4	45,48	45,48	45,48	45,48
	3,6	47,60	47,60	47,60	47,60

Tabla 5.6. Cargas Laterales debido al Empuje del Suelo
Fuente: Elaboración Propia

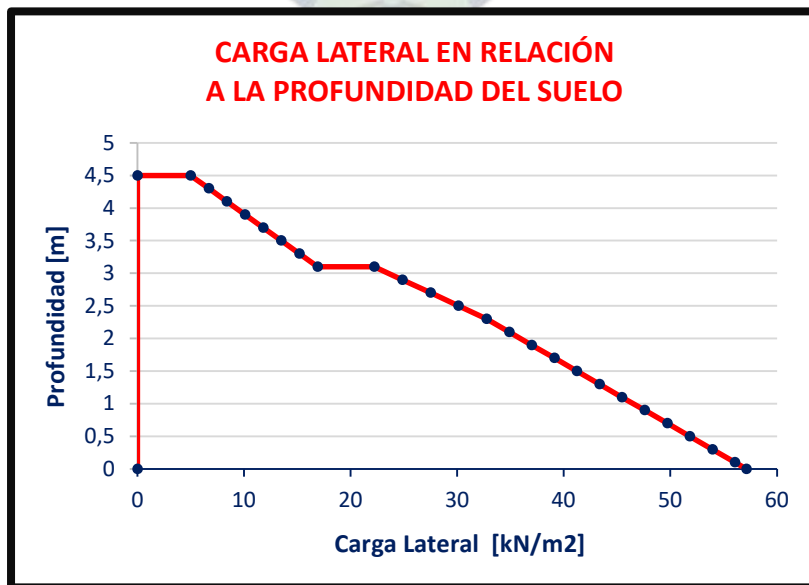


Figura 5.1. Diagrama de la Presión Lateral del suelo
Fuente: Elaboración Propia

- Carga de Nieve y Granizo

$$CV_{Nieve} = 1.40 \frac{kN}{m^2}$$

5.4. POSICIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para hacer posteriormente una comparación de resultados adecuado, se mantiene el posicionamiento de elementos estructurales mostrado en la *figura 4.11* del anterior capítulo.

5.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SEGÚN NB – 1225001

Para el predimensionamiento de elementos estructurales se recurre al *acápite 3.12* del marco teórico.

5.5.1. Predimensionamiento de Vigas

En la normativa NB 1225001, es importante tener en cuenta la parte más desfavorable (la longitud más larga), ya que corresponderían a ser los más críticos y con ello garantizaríamos la continuidad de dimensiones y la estética en la construcción.

De la *figura 4.11*, se calcula las alturas de cada tramo de acuerdo al *acápite 3.12.1.2*, y se escoge el valor máximo obtenido:

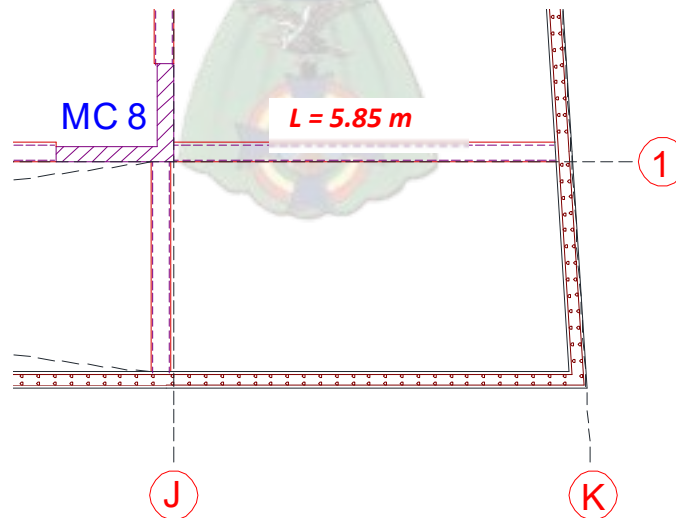


Figura 5.2. Determinación de la altura mínima de la viga en el Eje 1, entre ejes J y K
Fuente: Elaboración Propia

- **Criterio Económico (Ec. 3.33):**

$$\text{a) } h_1 = \frac{L_c}{10} = \frac{5.85}{10} = 0.59 \text{ m}$$

$$\text{b) } h_2 = \frac{L_c}{12} = \frac{5.85}{12} = 0.49 \text{ m}$$

- **Criterio por Deformación (Tabla. 3.14):**

- c) Como se usa acero AH 500, se debe de realizar la modificación indicada en el

acápite 3.12.1.2:

$$h = \frac{l}{18.5} \cdot \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{5.85}{18.5} \cdot \left(0.4 + \frac{500}{700} \right) = 0.35 \text{ m}$$

Ya que la Edificación tiene que soportar cargas laterales como viento y sismo, se escoge una altura de la viga de 60cm. Esta altura será aplicada a todas las vigas de la edificación.

Altura elegida $\rightarrow h_{viga} = 60 \text{ cm}$

- **Base de la Viga (Ec. 3.34):**

$$\text{a) } b_1 = \frac{h}{3} = \frac{60 \text{ cm}}{3} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{b) } b_1 = \frac{h}{5} = \frac{60}{5} = 12 \text{ cm}$$

Ancho elegido $\rightarrow b_{viga} = 25 \text{ cm}$

5.5.2. Predimensionamiento de Losas.

Al igual a lo que se mencionó en el anterior capítulo, se hace uso de **losas macizas** y **losas aligeradas**. Para las losas macizas se escoge la losa que tenga el ancho más grande como se presenta en la siguiente figura:

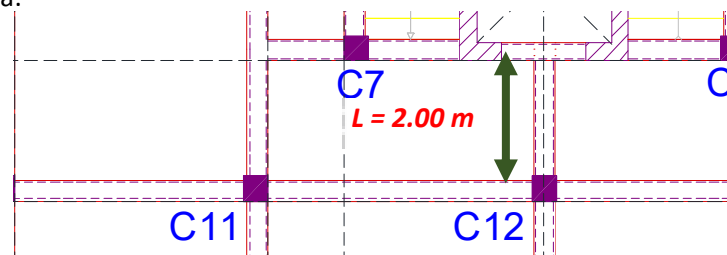


Figura 5.3. Losa maciza en una dirección
Fuente: Elaboración Propia

Debido a que se usa el acero AH 500 y con ayuda de la *tabla 3.11*, se obtiene:

$$h = \frac{l}{20} \cdot \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right) = \frac{2.0}{20} \cdot \left(0.4 + \frac{500}{700}\right) = 0.12 \text{ m}$$

Altura Elegida → $h_{losa,mza} = 15 \text{ cm}$

Para la rampa se obtiene su espesor de acuerdo a la *figura 4.11* y considerándolo como

maciza:

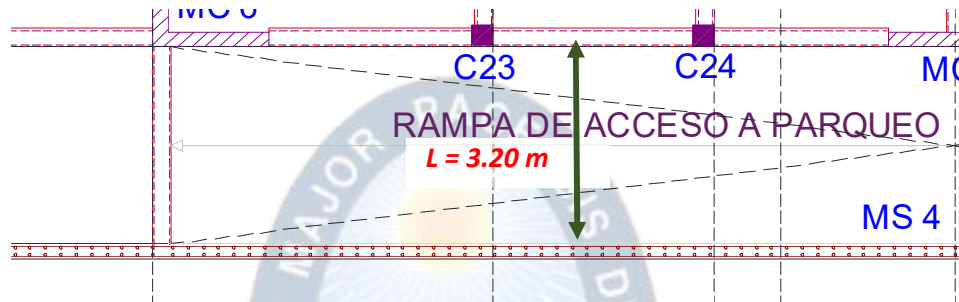


Figura 5.4. Losa de Rampa Maciza

Fuente: Elaboración Propia

$$h = \frac{l}{20} * \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right) = \frac{3.20}{20} * \left(0.4 + \frac{500}{700}\right) = 0.178 \text{ m}$$

Altura Elegida → $h_{losa,mza} = 20 \text{ cm}$

En cuanto a las losas aligeradas se escoge la losa de mayor dimensión del esquema mostrado

en la *figura 4.11* y se obtiene el espesor de la losa de acuerdo a la *tabla 3.12*.

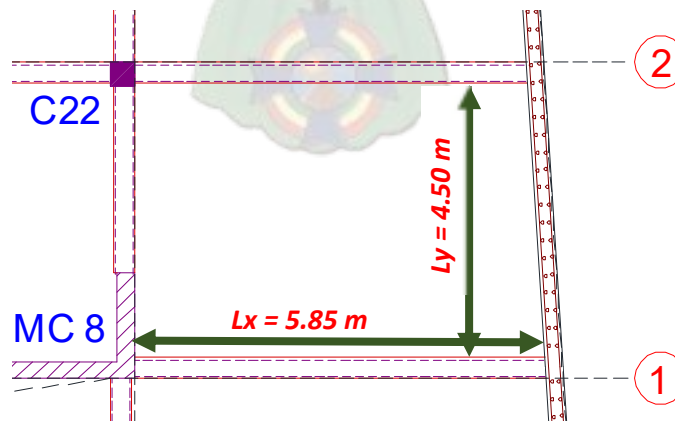


Figura 5.5. Losa Aligerada en dos direcciones

Fuente: Elaboración Propia

Donde se asume para el predimensionamiento un valor promedio de $\alpha_{fm} = 1.1$:

$$h \geq \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5 \left(\frac{l_{n\text{larga}}}{l_{n\text{corta}}} \right) \cdot (\alpha_{fm} - 0.2)} = \frac{(5.85 - 0.25) \cdot 1000 \cdot \left(0.8 + \frac{500}{1400} \right)}{36 + 5 \left(\frac{5.85}{4.50} \right) \cdot (0.2 - 0.2)} = 154.84 \text{ mm}$$

Pero cabe recordar que el aligerante escogido tiene una altura de 20 cm, y considerando un espesor de la capa de compresión de 5 cm, se tiene:

$$\text{Altura Elegida} \rightarrow h_{\text{losa,aligerada}} = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, considerando las recomendaciones dadas en el [acápite 3.19.2](#) junto con la altura elegida, la losa aligerada será de la siguiente manera:

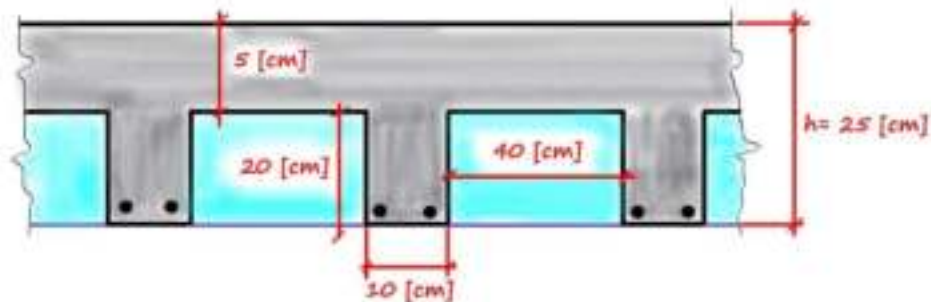


Figura 5.6. Dimensiones de Losa aligerada

Fuente: Elaboración Propia

5.5.3. Predimensionamiento de Muros

Siguiendo las recomendaciones dadas en el [acápite 3.12.4.2](#), y recomendaciones externas se adopta las siguientes recomendaciones:

- **Muros de Corte** (Ec. 3.49):

$$e = \frac{2.8 \text{ m}}{25} = 0.11 \text{ m}$$

$$\text{Espesor Elegido} \rightarrow e_{mc} = 20 \text{ cm}$$

- *Muros de Sótano:*

Esesor Elegido → $e_{ms} = 25 \text{ cm}$

5.5.4. Predimensionamiento de Columnas

De igual manera tal y como se explicó en la sección 4.5.4 del capítulo anterior, para el predimensionamiento de columnas según la norma NB – 1225001, se realiza un modelo matemático de la estructura de estudio con columnas de 25x25 (de acuerdo al esquema mostrado en la [figura 4.11](#)), obteniéndose así según el cálculo realizado las siguientes solicitaciones axiales:

ESF. AXIAL [kN]									
N° PISO	C 1	C 2	C 3	C 4	C 5	C 6	C 7	C 8	C 9
T.S.M.	44,5	44,35	-	87,89	89,63	-	268,97	275,51	-
CUB.	48,36	48,22	71,07	92,3	94,04	72,48	273,39	279,93	-
12	122,83	121,69	159,46	225,08	227,46	157,17	281,38	268,57	75,07
11	126,88	125,73	229,3	293,36	293,73	225,44	296,57	288,84	161,36
10	219,86	218,5	300,53	365,43	364,4	294,86	328,4	323,45	246,39
9	310,16	308,56	373,08	440,03	437,95	365,43	372,54	369,21	332,77
8	400,65	398,83	447,27	517,18	514,25	437,54	422,68	420,22	421,77
7	490,92	488,91	523,15	597,3	593,63	511,29	477,32	475,27	514,7
6	581,72	579,58	600,93	680,43	676,06	586,88	534,71	532,74	612,97
5	673,72	671,5	680,75	766,63	761,6	664,5	593,62	591,44	718,15
4	767,56	765,34	762,79	856,05	850,37	744,35	652,86	651,21	832,01
3	863,91	861,77	847,22	948,87	942,55	826,62	711,06	707,58	956,58
2	963,22	961,28	934,27	1046,2	1039,26	911,59	765,54	760,8	1094,46
1	1067,77	1066,08	1022,7	1143,32	1135,83	998,04	818,08	813,19	1245,9
PB	1067,77	1066,08	1022,7	1143,32	1135,83	998,04	818,08	813,19	1710,57

Tabla 5.7. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 1 al 9

Fuente: Elaboración Propia

ESF. AXIAL [kN]									
N° PISO	C 10	C 11	C 12	C 13	C 14	C 15	C 16	C 17	C 18
T.S.M.	-	57	27,18	50,02	-	-	-	-	-
CUB.	71,32	61,41	31,59	54,43	71,17	-	-	117,96	125,85
12	269,23	265,06	218,46	278,56	285,8	74,12	67,43	336,46	335,57
11	426,27	408,28	335,02	418,72	440	160,39	154,24	498,56	503,91
10	583,24	549,06	451,43	557,37	594,19	245,19	241,87	662,88	675,59
9	744,26	689,41	568,7	695,98	752,66	331,28	332,23	832,84	849,84
8	910,39	831,57	687,87	836,64	916,47	420,01	426,47	1009,18	1027,49
7	1083,12	976,88	809,85	980,61	1087,1	512,71	525,77	1193,03	1209,2
6	1264,02	1126,56	935,68	1129,04	1266,11	610,81	631,51	1385,6	1395,57
5	1454,8	1281,61	1066,48	1282,9	1455,21	715,9	745,27	1588,28	1587,11
4	1657,32	1443	1203,51	1443,13	1656,27	829,76	868,9	1802,63	1784,15
3	1873,69	1611,68	1348,18	1610,66	1871,41	954,45	1004,52	2030,46	1986,79
2	2105,85	1788,62	1502,13	1786,47	2102,58	1092,58	1154,88	2272,62	2194,92
1	2361,56	1976,91	1667,55	1973,42	2357,82	1244,43	1320,68	2537,53	2407,35
PB	2720,62	2243,61	1950,68	2242,04	2703,11	1705,98	1786,96	2951,07	2755,09

Tabla 5.8. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 10 al 18

Fuente: Elaboración Propia

ESF. AXIAL [kN]								
N° PISO	C 19	C 20	C 21	C 22	C 23	C 24	C 25	C 26
T.S.M.	-	-	-	-	-	-	-	-
CUB.	126,85	123,97	118,47	-	126,03	17,74	18,53	125,23
12	335,81	351,03	355,16	67,47	219	154,92	152,42	221,46
11	480,29	518,1	513,89	154,58	295,43	259,31	260,45	290,77
10	628,88	688,15	677,2	242,82	375,27	360,68	361,18	375,26
9	781,75	860,9	846,26	333,85	458,12	460,36	460,77	462,14
8	939,24	1037,15	1021,83	428,71	543,67	559,24	559,73	551,16
7	1101,95	1217,51	1204,99	528,59	631,74	658,07	658,7	642,25
6	1270,7	1402,57	1396,95	634,86	722,23	757,54	758,3	735,44
5	1446,55	1592,79	1599,09	749,12	815,11	858,35	859,15	830,74
4	1630,82	1788,47	1812,95	873,22	910,39	961,27	962,01	928,19
3	1825,2	1989,65	2040,33	1009,32	1008,05	1067,23	1067,74	1027,77
2	2031,85	2196,19	2283,04	1160,18	1108,1	1177,34	1177,44	1129,51
1	2254,68	2406,67	2546,93	1326,53	1209,33	1293,53	1292,5	1232,48
PB	2638,42	2758,04	2953,28	1800,44	1349,21	1432,62	1430,68	1372,69

Tabla 5.9. Esfuerzos Axiales obtenidos del modelamiento Estructural – Columnas 19 al 26

Fuente: Elaboración Propia

Ya obtenidas las solicitaciones, se calculando las secciones de las columnas, tal y como se lo explicó en [acápite 3.12.3.2](#) del marco teórico, para ello se muestra el siguiente ejemplo:

- **COLUMNA RECTANGULAR C 7(Planta Baja)**

- **Datos:** $f'_c = 25 \text{ MPa}$; $f_y = 500 \text{ MPa}$; $P_u = 2951.07 \text{ kN}$
- **Predimensionamiento:**

De la [ecuación \(3.47\)](#), se tiene:

$$A_g \geq \frac{P_u}{0.80\phi (0.85f'_c(1 - \rho_t) + f_y\rho_t)}$$

Como es sección rectangular, $A_g = a * b$; el factor de reducción de resistencia es de **0.65**, de acuerdo a lo establecido en la [tabla 3.6](#) del marco teórico. La cuantía ρ_t debe de estar entre **0.01 y 0.02**; por lo tanto, adoptamos un término medio de $\rho_t = 0.015$ y $a = 40 \text{ cm}$. Reemplazando todo ello en la fórmula obtenemos:

$$0.4 \text{ m} * b \geq \frac{2951.07 \text{ kN}}{0.80 * 0.65 \left[0.85 * 25 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} (1 - 0.015) + 500 \times 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.015 \right]}$$

$$b = 0.499 \text{ m} \cong 50 \text{ cm}$$

Finalizando con el ejemplo mostrado, las dimensiones de la columna “**C 17**” ubicada en la planta baja serán:

$$\text{Dimensiones elegidas} \rightarrow \begin{cases} a = 40 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

Siguiendo este proceso de cálculo para todas las columnas de la estructura de estudio, y considerando además disposiciones constructivas se asignaron las siguientes dimensiones:

N° PISO	ESF. AXIAL kN								
	C 1	C 2	C 3	C 4	C 5	C 6	C 7	C 8	C 9
T.S.M.	25x25	25x25	-	25x25	25x25	-	25x25	25x25	-
CUB.	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	-
12	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
11	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
10	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
9	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
8	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
7	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
6	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
5	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
4	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
3	25x25	25x25	25x25	30x30	30x30	25x25	25x25	25x25	30x30
2	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	25x25	30x30
1	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	30x30
PB	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	30x40

Tabla 5.10. Dimensiones seleccionadas para las columnas C 1 al C 9

Fuente: Elaboración Propia

N° PISO	ESF. AXIAL kN								
	C 10	C 11	C 12	C 13	C 14	C 15	C 16	C 17	C 18
T.S.M.	-	25x25	25x25	25x25	-	-	-	-	-
CUB.	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	-	-	25x25	25x25
12	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
11	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
10	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
9	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
8	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	30x30	30x30
7	30x30	30x30	25x25	30x30	30x30	25x25	25x25	30x30	30x30
6	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	30x40	30x40
5	30x40	30x30	30x30	30x30	30x40	25x25	25x25	30x40	30x40
4	30x40	30x40	30x30	30x40	30x40	25x25	25x25	30x40	30x40
3	40x40	30x40	30x40	30x40	40x40	30x30	30x30	40x40	40x40
2	40x40	30x40	30x40	30x40	40x40	30x30	30x30	40x40	40x40
1	40x40	40x40	30x40	40x40	40x40	30x30	30x30	40x50	40x50
PB	40x50	40x40	40x40	40x40	40x50	30x40	30x40	40x50	40x50

Tabla 5.11. Dimensiones seleccionadas para las columnas C 10 al C 18

Fuente: Elaboración Propia

N° PISO	ESF. AXIAL kN							
	C 19	C 20	C 21	C 22	C 23	C 24	C 25	C 26
T.S.M.	-	-	-	-	-	-	-	-
CUB.	25x25	25x25	25x25	-	25x25	25x25	25x25	25x25
12	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
11	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
10	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
9	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
8	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
7	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
6	30x30	30x40	30x40	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
5	30x40	30x40	30x40	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
4	30x40	30x40	40x40	25x25	25x25	30x30	30x30	30x30
3	40x40	40x40	40x40	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
2	40x40	40x40	40x40	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
1	40x40	40x50	40x50	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
PB	40x50	40x50	40x50	30x40	30x40	30x40	30x40	30x40

Tabla 5.12. Dimensiones seleccionadas para las columnas C 19 al C 26

Fuente: Elaboración Propia

Como se ve en las tablas recientes se adoptó cinco dimensiones diferentes de columnas:

25 x 25 ; 30 x 30 ; 30 x 40 ; 40 x 40 ; 40 x 50

5.5.5. Predimensionamiento de Escaleras

Como ya se explicó en el capítulo anterior, las normativas CBH – 87 y NB – 1225001 no dan recomendaciones sobre el predimensionamiento de escaleras. Por lo que se adopta las mismas dimensiones calculadas en el capítulo anterior (*ver figura 4.13*).

En cuanto a su espesor se trata de una losa maciza por lo que de acuerdo a la *tabla 3.11* se tiene:

$$h = \frac{l}{20} \cdot \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{1.4}{10} \cdot \left(0.4 + \frac{500}{700} \right) = 0.156 \text{ m}$$

Altura Elegida → $h_{\text{losa,mza}} = 20 \text{ cm}$

5.5.6. Predimensionamiento de Losa de Cimentación

Se adopta lo indicado en el *acápite 4.4.6*:

$$\text{Espesor Elegido} \rightarrow h_{\text{losa,cim}} = 90 \text{ cm}$$

5.6. RESUMEN DE RESULTADOS FINALES

Sea el siguiente resumen de resultados de acuerdo a la normativa NB – 1225001:

5.6.1. Materiales

HORMIGÓN	
Resistencia Característica a Compresión:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Módulo de Deformación Longitudinal:	$E_{cm} = 23500 \text{ MPa} = 235000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente de Poisson:	$\mu = 0.2$
Módulo de Corte:	$G = 9791.667 \text{ Mpa} = 97916.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente de Dilatación Térmica:	$\alpha = 0,00001 \frac{1}{^\circ\text{C}}$
Peso Específico del Hormigón:	$\gamma_c = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Tabla 5.13. Características Mecánicas del Hormigón aplicados a la NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

ACERO	
Marca y Modelo de las Barras de Acero:	Aceros Arequipa NB 732 – 500 (AH 500)
Resistencia de Fluencia característica del Acero:	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a Tracción:	$f_{yt} = 600 \text{ Mpa} = 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Módulo de Deformación Longitudinal	$E_s = 200000 \text{ Mpa} = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente de Poisson:	$\mu = 0.3$
Módulo de Corte:	$G = 76923.08 \text{ Mpa} = 769230.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Coefficiente de Dilatación Térmica:	$\alpha = 0,00001 \frac{1}{^\circ\text{C}}$
Peso Específico del Hormigón:	$\gamma_s = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Longitud máxima de cada barra:	$L = 12 \text{ m}$
Diámetros disponibles:	6, 8, 9.5, 12, 16, 20, 25 y 32 mm

Tabla 5.14. Características Mecánicas del Acero aplicados a la NB - 1225001

Fuente: Elaboración Propia

5.6.2. Análisis de cargas

- *Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso*

PISO	CARGA PERMANENTE
T.S.M.	1,63 kN/m ²
CUBIERTA	1,63 kN/m ²
PISO 12	1.58 kN/m ²
PISO 1 A 11	3,13 kN/m ²
PLANTA BAJA	1,58 kN/m ²
CARGA ESCALERAS	1,00 kN/m ²
CARGA LINEAL PB y P12	3.86 kN/m

Tabla 5.15. Cargas Permanentes para la edificación aplicada con la NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

PISO	CARACTERÍSTICA	SOBR. USO
T.S.M.	Terraza Inaccesible	1 kN/m ²
CUBIERTA	Terraza Inaccesible	1 kN/m ²
PISO 12	Salón de Reuniones	5 kN/m ²
	Volados	3 kN/m
PISO 1 A 11	Departamentos	2 kN/m ²
	Balcones	3 kN/m ²
PLANTA BAJA	Tiendas	6 kN/m ²
	Almacenes	6 kN/m ²
SÓTANO	Rampa	2.5 kN/m ²
	Aparcamiento de Vehículos Livianos	2.5 kN/m ²
ESCALERAS		3 kN/m ²

Tabla 5.16. Sobrecargas de Uso para la edificación aplicada con la NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

- *Cargas Especiales*

	CARACTERÍSTICA	CARGA MUERTA	SOBR. VIVA
T.S.M.	Gancho de Mantenimiento	20 kN	-
	Tanque de Almacenamiento de Agua	0.11 kN/m ²	6.83 kN/m ²
	Nieve y Granizo	-	1.40 kN/m ²
CUBIERTA	Sala de Máquina de Ascensor	6.53 kN/m ²	1.58 kN/m ²
	Nieve y Granizo	-	1.40 kN/m ²
PLANTA BAJA	Peso Muro de Tabiquería	3.86 kN/m	-
	Tanque Cisterna de Agua	2.94 kN/m ²	3.55 kN/m ²
SÓTANO	Foso de Ascensor	-	3 kN/m ²

Tabla 5.17. Cargas adicionales para la edificación aplicado a la NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

- *Empuje de Terreno*

	Prof. m	σ_{hx} (+) [kN/m ³]	σ_{hx} (-) [kN/m ³]	σ_{hy} (+) [kN/m ³]	σ_{hy} (-) [kN/m ³]
RELLENO DE TIERRA	0,0	5,00	5,00	5,00	5,00
	0,2	6,70	6,70	6,70	6,70
	0,4	8,40	8,40	8,40	8,40
	0,6	10,10	10,10	10,10	10,10
	0,8	11,80	11,80	11,80	11,80
	1,0	13,50	13,50	13,50	13,50
	1,2	15,20	15,20	15,20	15,20
	1,4	16,90	16,90	16,90	16,90
GRAVA ARCILLOSA	1,4	22,24	22,24	22,24	22,24
	1,6	24,87	24,87	24,87	24,87
	1,8	27,50	27,50	27,50	27,50
	2,0	30,14	30,14	30,14	30,14
	2,2	32,77	32,77	32,77	32,77
GRAVA ARCILLOSA SATURADA	2,4	34,89	34,89	34,89	34,89
	2,6	37,00	37,00	37,00	37,00
	2,8	39,12	39,12	39,12	39,12
	3,0	41,24	41,24	41,24	41,24
	3,2	43,36	43,36	43,36	43,36
	3,4	45,48	45,48	45,48	45,48
	3,6	47,60	47,60	47,60	47,60

Tabla 5.18. Cargas laterales para los muros de sótano de la edificación

Fuente: Elaboración Propia

5.6.3. Predimensionamiento de elementos estructurales

- Vigas

Altura elegida → $h_{viga} = 60 \text{ cm}$

Ancho elegido → $b_{viga} = 25 \text{ cm}$

- Losas

Losa Maciza → $h_{losa,mza} = 15 \text{ cm}$

Losa Aligerada → $h_{losa,mza} = 25 \text{ cm}$ (Ver figura 5.6)

Losa Escaleras → $h_{losa,mza} = 20 \text{ cm}$

Losa Rampa → $h_{losa,mza \text{ rampa}} = 20 \text{ cm}$

- Muros

Muros de Corte → $e_{mc} = 20 \text{ cm}$

Muros de Sótano → $e_{ms} = 25 \text{ cm}$

- Columnas

Se hace uso de las siguientes dimensiones de acuerdo a las *tablas 5.10, 5.11 y 5.12*:

$C 25 \times 25$; $C 30 \times 30$; $C 30 \times 40$; $C 40 \times 40$; $C 40 \times 50$

- Losa de Cimentación

Espesor Elegido → $h_{losa,cim} = 90 \text{ cm}$

- Escaleras

NIVEL	DESCRIPCIÓN	
PARA ALTURAS DE 2.8 m y 3.0 m	HUELLA:	30 cm
	CONTRAHUELLA:	20 cm
	DESCANSO LONGITUDINAL:	1,4 m
	DESCANSO TRANSVERSAL:	5.20 m

Tabla 5.19. Dimensiones escogidas para las escaleras de la edificación

Fuente: Elaboración Propia



Capítulo 6

ANÁLISIS EÓLICO



CAPÍTULO 6

ANÁLISIS EÓLICO SOBRE LA ESTRUCTURA

Este capítulo tiene como principio fundamental obtener el análisis de las cargas de viento sobre la estructura de estudio, garantizando con ello su seguridad y estabilidad. Para ello se hace uso de las recomendaciones dadas en la **NB – 1225003 “Acciones sobre las estructuras – Acción de Viento”**, que serán de uso aplicativo para la complementación de cargas en las normativas CBH – 87 y NB – 1225001.

6.1. PARÁMETROS DE CÁLCULO

6.1.1. Velocidad de Viento

La normativa NB – 1225003 proporciona una serie de datos de velocidades de viento, las principales se los muestra en la siguiente tabla:

CIUDAD	V m/s	CIUDAD	V m/s
Cochabamba	44.3	Sucre	32.4
La Paz	29.5	Tarija	24.0
Oruro	29.4	Trinidad	40.0
Potosí	30.2	Cobija	26.5
Santa Cruz	42.6		

Tabla 6.1. Velocidades básicas de Viento en las ciudades Principales según NB – 1225003

Fuente: Normativa NB – 1225003 – 1, Tabla 5.3, pág. 15,16 y 17

Por otro lado, la tesis **“Acción del Viento sobre estructuras”** del **Ingeniero Daniel Trujillo** recomienda los siguientes valores:

CIUDAD	V m/s	CIUDAD	V m/s
Cochabamba	52	Sucre	45
La Paz	37	Tarija	42
Oruro	38	Trinidad	51
Potosí	50	Cobija	39
Santa Cruz	62	El Alto	46

Tabla 6.2. Velocidades básicas de Viento en Bolivia según Ing. Trujillo.

Fuente: Tesis EMI: “Acción del Viento sobre estructuras”, Ing. Daniel Trujillo (1992)

Por otro lado, la tesis “*Cargas gravitatorias y viento para estructuras de edificios en la ciudad de La Paz*” del Ing. Eric Osvaldo Llanos Lema proporciona los siguientes valores de velocidad de viento:

ESTACIÓN	ALTITUD msnm	V _{max}		ρ _{aire} kg/m ³	q ₁₀ daN/m ²
		m/s	km/h		
Central La Paz	3632	41.35	148.86	0.85741	74.1271
El Alto	4071	47.14	169.704	0.8212	92.271
Zona Sur	3365	43.981	158.33	0.85243	83.3131

Tabla 6.3. Cuadro Final de valores de Velocidades Máximas de Diseño para estructuras en las Ciudades de La Paz y El Alto.

Fuente: Tesis UMSA: “Cargas gravitatorias y viento para estructuras de edificios en la ciudad de La Paz”. Llanos Lema Eric Osvaldo (2007), cuadro 6.15.

Todos estos valores son velocidades de viento de diseño a una altura de 10 m, en terreno abierto y libre de obstáculos, además que están calculadas para una duración de ráfaga de tres segundos y un periodo de retorno de 50 años o probabilidad anual de 0.02.

Para este proyecto se selecciona la velocidad mayor asignada para la ciudad de La Paz, donde curiosamente esa velocidad es la que proporciona la tesis del Ing. Eric Osvaldo Llanos Lema, quien se dedicó a realizar un estudio profundo en la ciudad de La Paz y el Alto.

$$\text{Velocidad Elegida} \rightarrow V_{La Paz} = 41.35 \frac{m}{s}$$

Se tiene que suponer que este valor proviene de cualquier dirección horizontal por lo que será aplicado en todas direcciones de la Edificación.

6.1.2. Datos de la Edificación

La Edificación de estudio tiene una altura total de:

$$H = 42.3 \text{ m}$$

Considerando el análisis de viento para una altura a nivel del suelo de (*Ver figura 6.1*):

$$h = 39.50 \text{ m}$$

Las longitudes de la edificación son: $L_x = 26.15 \text{ m}$; $L_y = 15.50 \text{ m}$

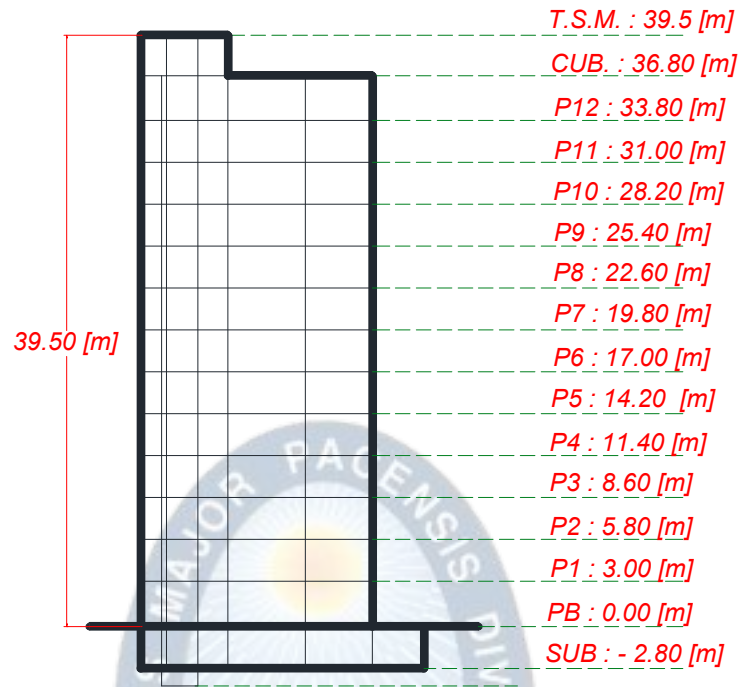


Figura 6.1. Altura de Edificación que afecta la carga de Viento
Fuente: Elaboración Propia

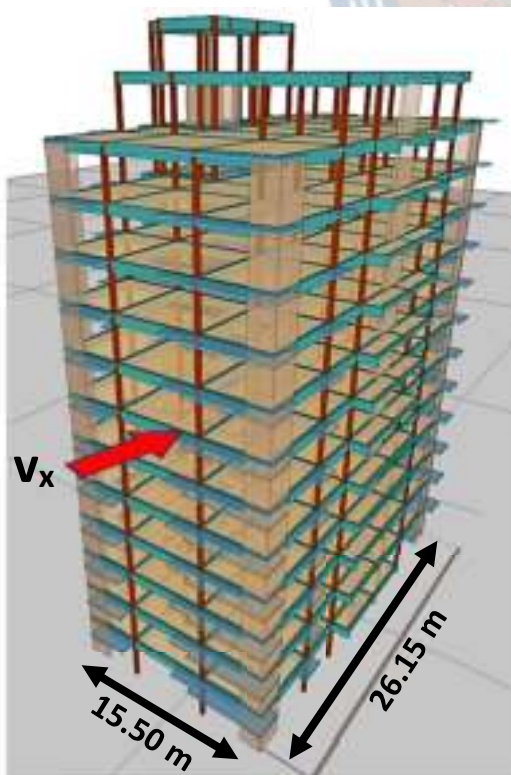


Figura 6.2. Datos para el análisis de Viento en "X"
Fuente: Elaboración Propia

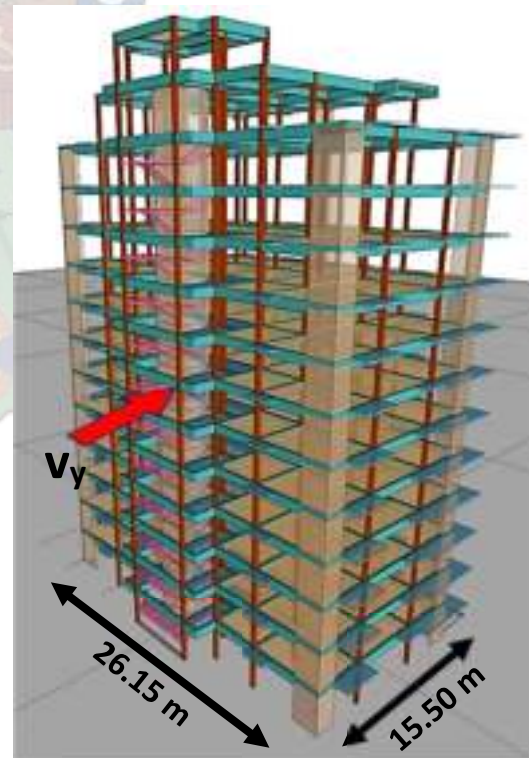


Figura 6.3. Datos para el análisis de Viento en "Y"
Fuente: Elaboración Propia

6.2. ANÁLISIS DE CARGA DE VIENTO

La normativa NB – 1225003 determina los valores de las acciones producidas por el viento sobre las estructuras en su etapa de servicio, el criterio analítico que aplica es parecido a los que da la *sociedad americana de ingenieros civiles ASCE*.

6.2.1. Velocidad básica del viento

De acuerdo a lo establecido en el *párrafo 6.1.2* del presente capítulo el valor de la velocidad básico del viento es:

$$v_{b,0} = 41.35 \frac{m}{s}$$

6.2.2. Factor de direccionalidad del viento

Se lo determina de la siguiente tabla:

Tipo de Estructura	Factor de direccionalidad "K _d "
Edificios:	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0.85
Componentes y revestimientos	0.85
Cubiertas abovedadas	0.85
Chimeneas, tanques y estructuras similares:	
Cuadradas	0.9
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Carteles llenos	0.85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0.85
Torres reticuladas:	
Triangular, cuadrada, rectangular	0.85
Toda otra sección transversal	0.95

Tabla 6.4. Factor de Direccionalidad "K_d"

Fuente: NB – 1225003, *Acciones sobre la estructura – Acción del viento – Tabla 5.3.4, página 18*

Por lo que para el presente proyecto se utiliza:

$$K_d = 0.85$$

6.2.3. Factor de importancia

Antes de determinar el factor de importancia es necesario ubicar en que categoría se encuentra la edificación de estudio, esto se lo realiza mediante las siguientes tablas:

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitada a: <ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones Agrícolas • Ciertas instalaciones temporales • Instalaciones menores para almacenamiento 	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> • Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área. • Edificios y otras estructuras con escuelas primarias, secundarias o instalaciones para guarderías con capacidad mayor que 150 personas. • Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas. • Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 para universidades o instalaciones para educación de adultos. Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes, pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. <ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones para cárceles y detenciones. • Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV. 	III

Tabla 6.5. Categorías de Estructura (parte I)

Fuente: NB – 1225003, Acciones sobre la estructura – Acción del viento – Tabla 5.4.1, página 19

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
<p>Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Instalaciones petroquímicas. • Instalaciones para almacenamiento de combustibles. • Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos. • Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos. <p>Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.</p>	III
<p>Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia. • Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia. • Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias. • Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias de utilidad pública necesarias en una emergencia. • Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo, pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de subestaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego. • Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia. • Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios. • Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional. 	IV

Tabla 6.6. Categorías de Estructura (parte II)

Fuente: NB – 1225003, Acciones sobre la estructura – Acción del viento – Tabla 5.4-1, página 19 y 20

A partir de ello se puede obtener el factor de importancia en relación a la siguiente tabla:

Categoría	<i>I</i>
I	0.87
II	1.00
III	1.15
IV	1.15

Tabla 6.7. Factor de importancia *I*

Fuente: NB – 1225003, Acciones sobre la estructura – Acción del viento. Tabla 5.4-2, página 21

Por lo que para este proyecto, se opta por:

CATEGORIA DE ESTRUCTURA: II

Factor de Importancia: 1.00

6.2.4. Categoría de exposición

Es necesario para cada dirección del viento considerar una categoría de exposición que muestre adecuadamente las irregularidades del terreno próximas a la edificación, por lo que la NB – 1225003 recomienda escoger una de estas categorías:

Exposición A. Centro de grandes ciudades con al menos 50 % de los edificios de altura mayor que **20.0 m**. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición **A** prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos **800.0 m** o **10** veces la altura del edificio u otra estructura, la que sea mayor. Se tendrán en cuenta los posibles efectos de acanala miento o presiones dinámicas incrementadas debido a que el edificio o estructura se localiza en la estela de edificios adyacentes.

Exposición B. Áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas, o terrenos con numerosas construcciones próximas entre sí, del tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. El uso de esta categoría de exposición está limitado a aquellas áreas para las cuales el terreno representativo de la Exposición **B** prevalece en la dirección de barlovento en una distancia de al menos **500.0 m** o **10** veces la altura del edificio u otra estructura, al que sea mayor.

Exposición C. Terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con altura generalmente menores que 10 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.

Exposición D. Áreas costeras planas, sin obstrucciones, expuestas al viento soplando desde aguas abiertas en una distancia de al menos **1600.0 m**. Esta exposición se debe aplicar solamente a aquellos edificios y otras estructuras expuestas al viento soplando desde el agua. La exposición D se extiende tierra adentro desde la costa a una distancia de **500.0 m** o **10** veces la altura del edificio o estructura, la que sea mayor. (Fuente: NB – 1225003, Acciones sobre la estructura – Acción del viento)

De dichas explicaciones, el adoptado por el lugar de ubicación del proyecto es:

CATEGORIA DE EXPOSICIÓN: B

6.2.5. Coeficiente de Exposición de la Presión de la Velocidad

Para poder determinar el coeficiente de exposición, se usa las siguientes fórmulas:

$$\text{Para: } 5.0 \text{ m} \leq z \leq z_g \quad k_z = 2.01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} \quad (\text{Ec.6.1})$$

$$\text{Para: } z < 5.0 \text{ m} \quad k_z = 2.01 \left(\frac{5}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Donde los valores de α y z_g , se obtienen de la siguiente tabla:

c	α	z_g (m)	\hat{a}	\hat{b}	$\bar{\alpha}$	\bar{b}	c	l	$\bar{\epsilon}$	z^{min} (m)
A	5.0	457	1/5	0.64	1/3.0	0.30	0.45	55	1/2	18.3
B	7.0	366	1/7	0.84	1/4.0	0.45	0.30	98	1/3	9.2
C	9.5	274	1/9.5	1.00	1/6.5	0.65	0.20	152	1/5	4.6
D	11.5	213	1/11.5	1.07	1/9.0	0.80	0.15	198	1/8	2.1

Tabla 6.8. Constantes de exposición del terreno

Fuente: NB – 1225003, Acciones sobre la estructura – Acción del viento. Tabla 5.5.4-2, página 24

Para una altura de 39.5 m, $\alpha = 7.0$ y $z_g = 366$ se tiene:

$$\text{Para: } 5.0 \text{ m} \leq z \leq z_g \quad k_z = 2.01 \left(\frac{39.5}{366} \right)^{\frac{2}{7}} \rightarrow \boxed{k_z = 1.064}$$

$$\text{Para: } z < 5.0 \text{ m} \quad k_z = 2.01 \left(\frac{5}{366} \right)^{\frac{2}{7}} \rightarrow \boxed{k_z = 0.589}$$

6.2.6. Factor topográfico del terreno

La topografía del terreno hace que se forme una aceleración del viento, en especial cuando hay colinas o crestas, por ello se incluye en el cálculo de cargas de viento la siguiente expresión:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (\text{Ec. 6.3})$$

Donde K_1 , K_2 y K_3 se obtiene de tablas especificados en la norma NB 1225003, como ya se vio anteriormente, nuestro terreno de ubicación de la edificación se encuentra prácticamente en un terreno relativamente plano, por lo que directamente K_2 será de valor muy cercano a cero lo cual provocará, que se dé el siguiente resultado:

$$\boxed{K_{zt} = 1.00}$$

6.2.7. Presión Dinámica

La presión dinámica evaluada a una altura z , está dada por la siguiente expresión:

$$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I \quad (\text{Ec 6.4})$$

Donde: K_d = factor de direccionalidad del viento

K_z = Coeficiente de exposición para la presión dinámica

K_{zt} = Factor topográfico del terreno

q_z = Presión dinámica calculada a una altura z

V = Velocidad básica del viento

I = Factor de importancia

Reemplazando los valores obtenidos con anterioridad en la [Ec. 6.4](#) se tiene lo siguiente:

$$\text{Para: } 5.0 \text{ m} \leq z \leq h \quad q_z = 0.613 \cdot 2.01 \left(\frac{z}{366} \right)^{\frac{2}{7}} \cdot 1.00 \cdot 0.85 \cdot 41.35^2 \cdot 1.00 \frac{N}{m^2} \quad (\text{Ec 6.5})$$

$$\text{Para: } z < 5.0 \text{ m} \quad q_z = 0.613 \cdot 0.589 \cdot 1.00 \cdot 0.85 \cdot 41.35^2 \cdot 1.00 = 525.181 \frac{N}{m^2}$$

6.2.8. Factor de Ráfaga

Este factor se lo determina mediante la siguiente ecuación:

$$G = 0.925 \cdot \frac{1 + 1.7 \cdot g_Q \cdot I_{\bar{z}} \cdot Q}{1 + 1.7 \cdot g_V \cdot I_{\bar{z}}} \quad (\text{Ec 6.6})$$

Donde la intensidad de la turbulencia a una altura equivalente de la estructura dada es:

$$I_{\bar{z}} = c \cdot \left(\frac{10}{\bar{z}}\right)^{\frac{1}{6}}$$

Siendo así: c y z_{min} es extractado de la [tabla 6.8](#); $c = 0.30 \text{ m}$ y $z_{min} = 9.2 \text{ m}$.

$$\bar{z} = \{\max(0.6 \cdot h), z_{min}\} = \{\max(0.6 \cdot 39.50), 9.20\} \rightarrow \bar{z} = 23.7 \text{ m}$$

Por lo que se tiene:

$$I_{\bar{z}} = 0.30 \cdot \left(\frac{10}{23.7}\right)^{\frac{1}{6}} \rightarrow I_{\bar{z}} = 0.26$$

Por otra parte g_Q y g_V se adoptarán igual a **3.40**

Para la respuesta base “Q”, se tiene la siguiente expresión:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \cdot \left(\frac{B + h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0.63}}} \quad (\text{Ec 6.7})$$

Del cual:

$$L_{\bar{z}} = \ell \cdot \left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\epsilon}}$$

Siendo que ℓ y $\bar{\epsilon}$ se los obtiene de la [tabla 6.8](#), $B =$ *dimensión horizontal del edificio*

perpendicular a la dirección “X” del viento = 15.50 m y $h = 39.5 \text{ m}$, reemplazando en la [Ec. 6.7](#):

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \cdot \left(\frac{15.50 + 39.5}{98 \cdot \left(\frac{23.7}{10}\right)^{\frac{1}{3}}}\right)^{0.63}}} \rightarrow Q = 0.86$$

Para el viento en la *dirección “Y”* se tiene B = 26.15 m:

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.63 \cdot \left(\frac{26.15 + 39.5}{98 \cdot \left(\frac{23.7}{10} \right)^{\frac{1}{3}}} \right)^{0.63}}} \rightarrow Q = 0.84$$

Reemplazando todo lo necesario en la *ecuación 6.6*, se logra obtener:

Dirección “X”:

$$G = 0.925 \cdot \frac{1 + 1.7 \cdot 3.40 \cdot 0.26 \cdot 0.86}{1 + 1.7 \cdot 3.40 \cdot 0.26} \rightarrow G = 0.85$$

Dirección “Y”:

$$G = 0.925 \cdot \frac{1 + 1.7 \cdot 3.40 \cdot 0.26 \cdot 0.84}{1 + 1.7 \cdot 3.40 \cdot 0.26} \rightarrow G = 0.84$$

6.2.9. Presión de Diseño

Esta presión que actúa sobre la edificación se obtiene con ayuda de la siguiente expresión:

$$p = qG C_p - q_i (G C_{pi}) \frac{N}{m^2} \quad \text{(Ec 6.8)}$$

Donde: $q = q_z$ para paredes de barlovento evaluadas a una altura z sobre el nivel del suelo.

$q = q_h$ para paredes de sotavento, paredes laterales y techos, evaluados a la altura media del techo, h .

$q_i = q_z$ para paredes de barlovento, paredes laterales, paredes de sotavento y techos.

G = factor de ráfaga.

C_p = coeficiente de presión externa, el cual se obtiene de la siguiente tabla:

Superficie	L/B	C _p	Usar con
Pared a Barlovento	Todas	0.8	q _z
Pared a sotavento	0 – 1	-0.5	q _z
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Paredes laterales	Todas	-0.7	q _z

Tabla 6.9. Coeficientes de Presión en Paredes C_p

Fuente: NB – 1225003, Acciones sobre la estructura – Acción del viento. Tabla 7.2.1-2, página 34

(GC_{pi}) = coeficiente de presión interna, obtenida de la siguiente tabla:

Clasificación de Cerramiento	GC_{pi}
Edificios Abiertos	0.00
Edificios parcialmente cerrados	+0.55 -0.55
Edificios Cerrados	+0.18 -0.18

Tabla 6.10. Coeficientes de Presión interna GC_{pi}

Fuente: NB – 1225003, Acciones sobre la estructura – Acción del viento. Tabla 7.2.1-1, página 34

Por lo que para el presente proyecto se utilizarán los siguientes coeficientes:

Para vientos en dirección "X":

Coeficiente de Presión a Barlovento: $C_p = 0.8$

Coeficiente de Presión a Sotavento (con $L/B = 26.15/15.50 = 1.69$): $C_p = -0.362$

Coeficiente de Presión en Paredes Laterales: $C_p = -0.7$

Para vientos en dirección "Y":

Coeficiente de Presión a Barlovento: $C_p = 0.8$

Coeficiente de Presión a Sotavento (con $L/B = 15.50/26.15 = 0.59$): $C_p = -0.50$

Coeficiente de Presión en Paredes Laterales: $C_p = -0.7$

Debido a que la edificación de estudio es cerrada, los signos positivo y negativo hacen que las presiones se igualen, y por lo tanto no se utilizan.

6.2.10. Casos de carga Parcial y Total

Para el sistema principal resistente a la fuerza del viento de edificios con altura media superior a los 20 m, se tiene que calcular para los momentos torsores resultantes de las cargas de viento de diseño obtenidas por medio de los siguientes casos:

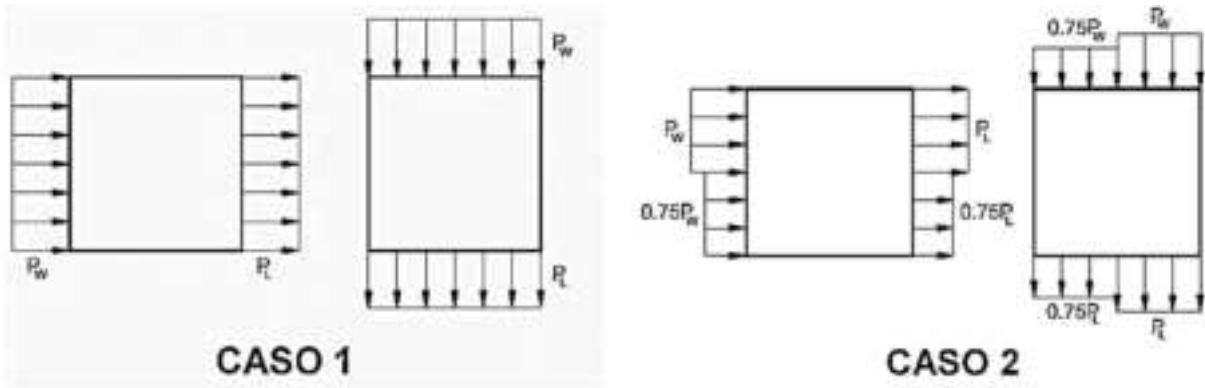


Figura 6.4. Casos de carga total y parcial 1 y 2

Fuente: NB – 1225003, Acciones sobre la estructura – Acción del viento. Figura 7.3-1, página 39

- **Caso 1:** Presiones totales de viento de diseño que actúan sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura considerados separadamente.
- **Caso 2:** Presión de viento definida como en el Caso 1, pero con una reducción del 25% en la presión que actúa sobre el 50% del área proyectada limitada por el borde extremo proyectado del edificio.

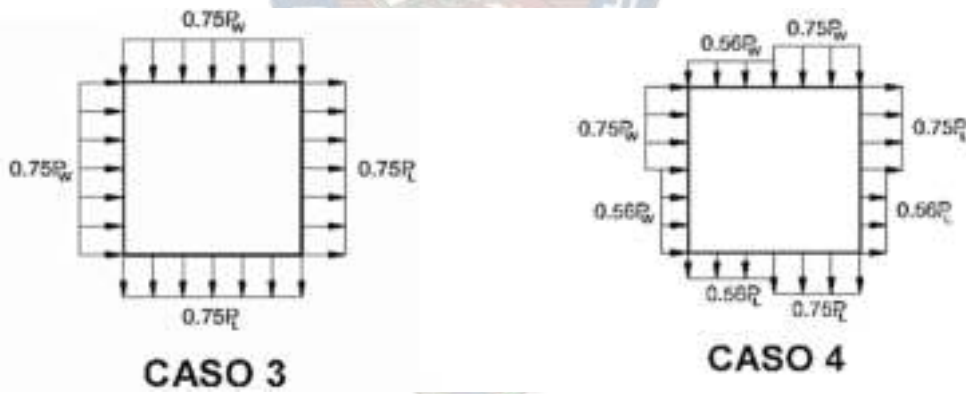


Figura 6.5. Casos de carga total y parcial 3 y 4

Fuente: NB – 1225003, Acciones sobre la estructura – Acción del viento. Figura 7.3-2, página 40

- **Caso 3:** Presión del viento definida como en el Caso 1, pero considerando que actúa simultáneamente el 75% del valor especificado.
- **Caso 4:** Presión del viento como en el Caso 3, pero con un 25% de reducción de estas presiones actuando sobre el 50% del área proyectada limitada por el borde extremo proyectado del edificio.

Para este proyecto se adopta el **caso 1**, en donde la edificación estará expuesta a fuerzas de barlovento y sotavento. Esto es aplicable para la dirección de viento “X” y dirección de viento “Y”.

6.2.11. Cargas de Viento

Se determinan mediante la siguiente expresión:

$$F_i = p_i \cdot A_i = p_i \cdot (b \cdot h) \quad (\text{Ec 6.9})$$

Donde: p_i = Presión de viento

A_i = Área de la planta “i” sobre la cual actual la presión de diseño de viento.

6.2.12. Tablas Resumen

Para entender de mejor manera las tablas a presentarse antes se realiza el siguiente ejemplo:

Para una de altura $h = 39.5 \text{ m}$ en la **dirección “X”** de la edificación de estudio, se reemplaza en la *Ec. 6.5*:

$$q_z = 0.613 \cdot 2.01 \left(\frac{39.5}{366} \right)^2 \cdot 1.00 \cdot 0.85 \cdot 41.35^2 \cdot 1.00 = 947.92 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0.948 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Como: $G = 0.85$, $C_p = 0.8$ (para barlovento), $C_p = -0.362$ (para Sotavento), $C_p = -0.7$ (para paredes laterales) y reemplazando en la *Ec. 6.8*, obtenemos la siguiente presión de diseño:

$$p = 0.948 \cdot 0.85 \cdot 0.8 - 0 = 0.645 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (a barlovento)}$$

$$p = 0.948 \cdot 0.85 \cdot (-0.362) - 0 = -0.292 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (a sotavento)}$$

$$p = 0.948 \cdot 0.85 \cdot (-0.7) - 0 = -0.564 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ (Paredes Laterales)}$$

$$P = p_{\text{barlovento}} - p_{\text{sotavento}} = 0.645 - (-0.292) = 0.937 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Reemplazando la presión final de diseño en la *Ec. 6.9*, se obtiene:

$$F = 0.937 \cdot (7.83) = 7.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Expresando de la misma manera para las diferentes alturas de piso de la edificación y direcciones de viento se logra obtener los siguientes resultados:

- Viento a 0° (+X)

PISO	h	b	z	kz	qz	pbar	psot	plat	P	At	F
	m	m	m		N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²	m ²	kN
TSM.	2,7	5,8	39,5	1,064	947,925	644,589	-291,676	-564,015	936,265	7,830	7,331
CUB.	3	15,5	36,8	1,043	928,942	631,680	-285,835	-552,720	917,516	44,175	40,531
P 12	2,8	15,5	33,8	1,018	906,644	616,518	-278,974	-539,453	895,492	44,950	40,252
P 11	2,8	15,5	31	0,993	884,518	601,472	-272,166	-526,288	873,638	43,400	37,916
P 10	2,8	15,5	28,2	0,966	860,915	585,422	-264,904	-512,244	850,326	43,400	36,904
P 9	2,8	15,5	25,4	0,938	835,573	568,190	-257,106	-497,166	825,295	43,400	35,818
P 8	2,8	15,5	22,6	0,907	808,149	549,541	-248,667	-480,849	798,209	43,400	34,642
P 7	2,8	15,5	19,8	0,873	778,178	529,161	-239,445	-463,016	768,607	43,400	33,358
P 6	2,8	15,5	17	0,836	745,007	506,605	-229,239	-443,279	735,843	43,400	31,936
P 5	2,8	15,5	14,2	0,794	707,666	481,213	-217,749	-421,061	698,962	43,400	30,335
P 4	2,8	15,5	11,4	0,746	664,624	451,944	-204,505	-395,451	656,449	43,400	28,490
P 3	2,8	15,5	8,6	0,688	613,201	416,977	-188,682	-364,855	605,659	43,400	26,286
P 2	2,8	15,5	5,8	0,615	547,931	372,593	-168,598	-326,019	541,191	43,400	23,488
P 1	3	15,5	3	0,589	525,181	357,123	-161,598	-312,483	518,721	44,950	23,317
PB	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tabla 6.11. Análisis por Viento a 0° en dirección "X", según norma NB – 1225003

Fuente: Elaboración Propia

- Viento a 90° (-Y)

PISO	h	b	z	kz	qz	pbar	psot	plat	P	At	F
	m	m	m		N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²	m ²	kN
TSM.	2,7	7,85	39,5	1,064	947,925	637,006	-398,128	-557,380	1035,134	10,598	-10,970
CUB.	3	15,1	36,8	1,043	928,942	624,249	-390,155	-546,218	1014,404	43,035	-43,655
P 12	2,8	26,2	33,8	1,018	906,644	609,265	-380,790	-533,107	990,055	75,980	-75,224
P 11	2,8	26,2	31	0,993	884,518	594,396	-371,498	-520,097	965,894	73,360	-70,858
P 10	2,8	26,2	28,2	0,966	860,915	578,535	-361,584	-506,218	940,119	73,360	-68,967
P 9	2,8	26,2	25,4	0,938	835,573	561,505	-350,941	-491,317	912,446	73,360	-66,937
P 8	2,8	26,2	22,6	0,907	808,149	543,076	-339,423	-475,192	882,499	73,360	-64,740
P 7	2,8	26,2	19,8	0,873	778,178	522,936	-326,835	-457,569	849,771	73,360	-62,339
P 6	2,8	26,2	17	0,836	745,007	500,644	-312,903	-438,064	813,547	73,360	-59,682
P 5	2,8	26,2	14,2	0,794	707,666	475,552	-297,220	-416,108	772,772	73,360	-56,691
P 4	2,8	26,2	11,4	0,746	664,624	446,627	-279,142	-390,799	725,770	73,360	-53,242
P 3	2,8	26,2	8,6	0,688	613,201	412,071	-257,544	-360,562	669,616	73,360	-49,123
P 2	2,8	26,2	5,8	0,615	547,931	368,209	-230,131	-322,183	598,340	73,360	-43,894
P 1	3	26,2	3	0,509	453,862	304,995	-190,622	-266,871	495,617	75,980	-37,657
PB	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tabla 6.12. Análisis por Viento a 90° en dirección "-Y", según norma NB – 1225003

Fuente: Elaboración Propia

- Viento a 180° (-X)

PISO	h	b	z	kz	q _z	pbar	psot	plat	P	At	F
	m	m	m		N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²	m ²	kN
TSM.	2,7	5,8	39,5	1,064	947,925	644,589	-291,676	-564,015	936,265	7,830	-7,331
CUB.	3	15,5	36,8	1,043	928,942	631,680	-285,835	-552,720	917,516	44,175	-40,531
P 12	2,8	15,5	33,8	1,018	906,644	616,518	-278,974	-539,453	895,492	44,950	-40,252
P 11	2,8	15,5	31	0,993	884,518	601,472	-272,166	-526,288	873,638	43,400	-37,916
P 10	2,8	15,5	28,2	0,966	860,915	585,422	-264,904	-512,244	850,326	43,400	-36,904
P 9	2,8	15,5	25,4	0,938	835,573	568,190	-257,106	-497,166	825,295	43,400	-35,818
P 8	2,8	15,5	22,6	0,907	808,149	549,541	-248,667	-480,849	798,209	43,400	-34,642
P 7	2,8	15,5	19,8	0,873	778,178	529,161	-239,445	-463,016	768,607	43,400	-33,358
P 6	2,8	15,5	17	0,836	745,007	506,605	-229,239	-443,279	735,843	43,400	-31,936
P 5	2,8	15,5	14,2	0,794	707,666	481,213	-217,749	-421,061	698,962	43,400	-30,335
P 4	2,8	15,5	11,4	0,746	664,624	451,944	-204,505	-395,451	656,449	43,400	-28,490
P 3	2,8	15,5	8,6	0,688	613,201	416,977	-188,682	-364,855	605,659	43,400	-26,286
P 2	2,8	15,5	5,8	0,615	547,931	372,593	-168,598	-326,019	541,191	43,400	-23,488
P 1	3	15,5	3	0,589	525,181	357,123	-161,598	-312,483	518,721	44,950	-23,317
PB	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tabla 6.13. Análisis por Viento a 180° en dirección “-X”, según norma NB – 1225003

Fuente: Elaboración Propia

- Viento a 270° (+Y)

PISO	h	b	z	kz	q _z	pbar	psot	plat	P	At	F
	m	m	m		N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²	N/m ²	m ²	kN
TSM.	2,7	7,85	39,5	1,064	947,925	637,006	-398,128	-557,380	1035,134	10,598	10,970
CUB.	3	15,1	36,8	1,043	928,942	624,249	-390,155	-546,218	1014,404	43,035	43,655
P 12	2,8	26,2	33,8	1,018	906,644	609,265	-380,790	-533,107	990,055	75,980	75,224
P 11	2,8	26,2	31	0,993	884,518	594,396	-371,498	-520,097	965,894	73,360	70,858
P 10	2,8	26,2	28,2	0,966	860,915	578,535	-361,584	-506,218	940,119	73,360	68,967
P 9	2,8	26,2	25,4	0,938	835,573	561,505	-350,941	-491,317	912,446	73,360	66,937
P 8	2,8	26,2	22,6	0,907	808,149	543,076	-339,423	-475,192	882,499	73,360	64,740
P 7	2,8	26,2	19,8	0,873	778,178	522,936	-326,835	-457,569	849,771	73,360	62,339
P 6	2,8	26,2	17	0,836	745,007	500,644	-312,903	-438,064	813,547	73,360	59,682
P 5	2,8	26,2	14,2	0,794	707,666	475,552	-297,220	-416,108	772,772	73,360	56,691
P 4	2,8	26,2	11,4	0,746	664,624	446,627	-279,142	-390,799	725,770	73,360	53,242
P 3	2,8	26,2	8,6	0,688	613,201	412,071	-257,544	-360,562	669,616	73,360	49,123
P 2	2,8	26,2	5,8	0,615	547,931	368,209	-230,131	-322,183	598,340	73,360	43,894
P 1	3	26,2	3	0,509	453,862	304,995	-190,622	-266,871	495,617	75,980	37,657
PB	0	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tabla 6.14. Análisis por Viento a 270° en dirección “Y”, según norma NB - 1225003

Fuente: Elaboración Propia



Capítulo 7

ANÁLISIS SÍSMICO



CAPÍTULO 7

ANÁLISIS SÍSMICO SOBRE LA ESTRUCTURA

En la actualidad, es de suma importancia realizar el análisis sísmico en una edificación. Esto garantiza un adecuado comportamiento sísmico resistente que asegura su estabilidad y, al mismo tiempo, minimiza los posibles daños estructurales que puedan causar futuros movimientos sísmicos en el terreno.

En este capítulo, se presentan los criterios necesarios para obtener las fuerzas sísmicas que se aplicarán en la estructura de estudio. Para lograr este propósito la norma CBH – 87 establece que se debe recurrir a normativas complementarias que sean parte de su código base, en este caso se hace uso de la **Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02**.

Por otro lado, la NB – 1225001 aconseja usar las normativas sísmicas elaboradas en el país. Hasta la fecha de elaboración de este proyecto se tiene como actualización la **Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020 (GBDS 2020)** y la **Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023** que son muy similares a excepción de algunas mejoras realizadas.

7.1. ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA GBDS 2020

7.1.1. Parámetros de Cálculo

La GBDS 2020 establece los siguientes parámetros para poder determinar el análisis sísmico correspondiente:

7.1.1.1. Clasificación de Edificios y Estructuras

En el capítulo 3 de la guía se plantea el factor de importancia dependiendo del tipo de edificio a diseñarse, obteniéndose así lo siguiente:

TIPO DE EDIFICIO: TIPO II
Factor de Importancia (I_e): 1.0

7.1.1.2. Tipo de Suelo

De acuerdo a las propiedades del suelo donde se emplaza la edificación, se puede llegar a clasificar de acuerdo a las siguientes tablas:

Suelo	Descripción
S0	Roca dura
S1	Roca
S2	Suelo muy rígido - roca blanda
S3	Suelo rígido
S4	Suelo blando
S5	Requiere un análisis de respuesta de sitio

Tabla 7.1. Tipos de Suelo.

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 5-1

Tipo de suelo	V_{c30} (m/s)	N_{60} (golpes)	S_u (kPa)
S0	> 1500		
S1	760 a 1500		
S2	370 a 760	> 50	> 100
S3	180 a 370	15 a 50	50 a 100
S4	< 180	< 15	< 50
S5	Estudio geotécnico y de mecánica de suelos		

Tabla 7.2. Parámetros del Suelo.

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 5-2

En este proyecto no se cuenta con un estudio de suelos completo, pero si se tiene la tensión admisible de **150 kPa**. Tomando la recomendación del Ing. Rolando Grandi, se recurre a la Guía Boliviana de Diseño sísmico 2018, que tiene el tipo de suelo según su tensión admisible, Siendo así que se considera al suelo como **suelo compuesto por gravas y arenas medianamente densas y compactas que pueden tener también suelos cohesivos firmes, con velocidad de onda cortante de 300 m/s**. Por lo tanto, de las *tablas 7.1 y 7.2* se selecciona:

TIPO DE SUELO: S3

DESCRIPCIÓN: SUELO RÍGIDO

7.1.2. Ubicación Física y Geográfica

El lugar de emplazamiento del edificio de estudio, está ubicado específicamente en la ciudad de La Paz, por la zona central, en inmediaciones de la Cervecería Boliviana Nacional.



Figura 7.1. Ubicación de lugar donde se emplazará la edificación

Fuente: Elaboración Propia

7.1.3. Módulo de Elasticidad

La GBDS 2020 en su acápite 7.10.2 recomienda cambiar el valor dado por la NB – 1225001, y propone la siguiente ecuación:

$$E_c = 3830 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec 7.1})$$

Para un $f'_c = 25 \text{ MPa}$, se obtiene:

$$E_c = 3830 \cdot \sqrt{25} = 19150 \text{ MPa} \rightarrow E_c = 19150 \text{ MPa}$$

7.1.4. Parámetros del Movimiento Sísmico

La Guía Boliviana de Diseño Sísmico recomienda varios parámetros a tomar en cuenta para la fuerza sísmica que actuará en la edificación de estudio, los cuales veremos a continuación.

7.1.4.1. Máxima Aceleración en el Terreno PGA

Para ello se recurre a la GBDS 2020 en el capítulo 2, que proporciona el siguiente mapa probabilístico de amenaza sísmica para 475 años y un 10% de excedencia (ver figura 7.2).

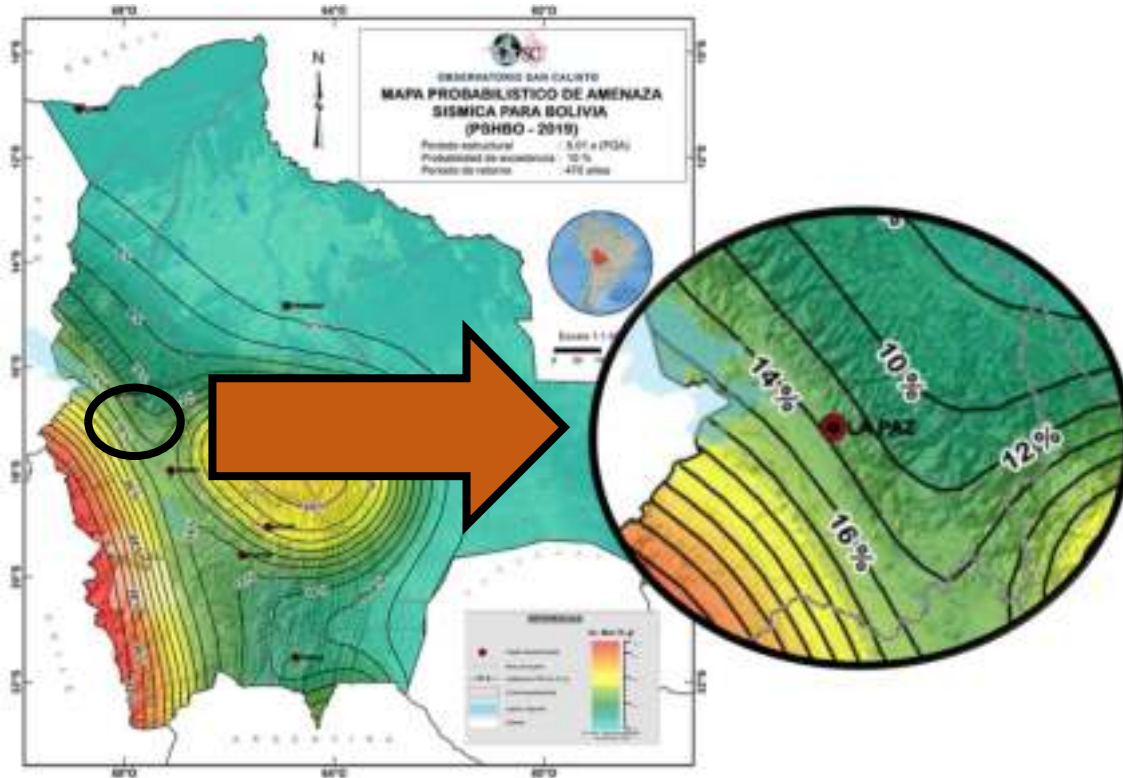


Figura 7.2. Mapa probabilístico de amenaza sísmica para 475 años
 Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, figura 2-5 (pág. 8)

Para la ubicación establecida del proyecto se usa:

$$S_o = 14 \% \cdot g = 0.14 \cdot g$$

7.1.4.2. Coeficientes de Sitio F_a y F_v

La Guía Boliviana de Diseño Sísmico establece que el tipo de suelo causa cierto efecto en la acción sísmica, por lo que se estableces valores de F_a y F_v que están en función de S_o , de acuerdo a las siguientes tablas:

Tipo de suelo	S_o					
	< 0.067	0.133	0.2	0.267	0.333	> 0.4
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
S2	1.3	1.3	1.2	1.1	1.1	1.1
S3	1.6	1.4	1.2	1.1	1.1	1.1
S4	2.4	1.7	1.3	1.2	1.2	1.2

Nota: Se permite interpolación lineal para valores intermedios.

Tabla 7.3. Coeficiente de Sitio de periodo corto F_a .

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 6-4 (Pág. 25)

Tipo de suelo	S_o					
	< 0.044	0.089	0.133	0.178	0.222	> 0.267
S0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	4.2	3.3	2.8	2.4	2.4	2.4

Nota: Se permite interpolación lineal para valores intermedios.

Tabla 7.4. Coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_v .

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 6-5(Pág. 25)

Para el tipo de Suelo seleccionado en el párrafo 7.1.1.2. “S3” y previamente interpolando se obtiene:

$F_a = 1.379$
 $F_v = 1.984$

7.1.5. Categoría de Diseño Sísmico

La GBDS 2020 define la categoría de diseño sísmico (CDS) para una estructura de acuerdo a la siguiente tabla:

$F_a \cdot S_o$	Tipo de edificio	
	I, II, III	IV
$F_a \cdot S_o < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \cdot S_o < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \cdot S_o < 0.200$	B, C	D
$0.200 \leq F_a \cdot S_o$	B, C, D	D

Tabla 7.5. Categoría de Diseño Sísmico en función de F_a , S_o y Tipo de Edificio

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 7-2(Pág. 31)

De donde, se determinar la siguiente categoría de diseño sísmico:

$$F_a \cdot S_o = 1.379 \cdot 0.14 = 0.193 \rightarrow 0.133 \leq F_a \cdot S_o < 0.200 \therefore \text{CDS} = \text{B, C}$$

$$F_v \cdot S_o = 1.984 \cdot 0.14 = 0.278 \rightarrow 0.133 \leq F_a \cdot S_o \therefore \text{CDS} = \text{B, C, D}$$

Cabe recordar que la **CDS “A”** corresponde a una estructura que **no requiere diseño sísmico**, la **CDS “B”** corresponde a un **detallado ordinario**, la **CDS “C”** corresponde a un **detallado intermedio** y la **CDS “D”** corresponde a un **detallado especial**. Por lo que para el presente proyecto se escogerá:

CATEGORIA DE DISEÑO SÍSMICO: “C”
DETALLADO INTERMEDIO

7.1.6. Factor de Modificación de Respuesta Básica R_0 y Factor C_{d0}

El factor de modificación de respuesta básica depende de la ductilidad, la sobre resistencia, la redundancia y el amortiguamiento que podría haber en una estructura. Su valor se obtiene de las siguientes tablas:

Sistema Estructural	R_0	C_{d0}
Hormigón		
Sistema de Pórticos		
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	7	5.5
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3	2.5
Columnas Conectadas con Entrepisos con Vigas Planas (Pórticos Ordinarios). Altura máxima 27 m.	2.5	1.8
Columnas Conectadas con Entrepisos sin Vigas (Pórticos Ordinarios). Altura máxima 27 m.	2.5	1.8
Sistema de Muros		
Muros estructurales Especiales	6	5.1
Muros estructurales Ordinarios	5	4.5
Sistemas Duales		
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5.5
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5.1
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.5	5.3
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5	4.5
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4	3.6
Pórticos Especiales con Muros Especiales Conectados con Entrepisos con Vigas Planas	5.5	4.9
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios Conectados con Entrepisos sin Vigas	4	3.6
Sistemas de muros de ductilidad limitada	4	3.6
Acero		
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	4	3.6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados	7	5.5
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados	4	3.6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados	8	5.5
Estructuras definidas con perfiles laminados en frío	3	2.5
Albañilería armada o confinada	3	2.5
Madera diseñada por esfuerzos admisibles	5	4.5

Tabla 7.6. Coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_v .

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 6-5(Pág. 25)

Para la edificación de estudio, se tiene un sistema dual conformado por pórticos Intermedios con Muros Ordinarios. Por lo tanto:

$$R_0 = 5$$

$$C_{d0} = 4.5$$

7.1.7. Irregularidades

Para el buen desempeño estructural de la edificación es bueno condicionar las irregularidades que podrían existir al momento de someterse a fuerzas laterales, esto puede traer problemas bruscos de rigidez y resistencia entre otras. Por lo que la GBDS 2020 propone dos factores de irregularidades:

- Irregularidades en altura I_a
- Irregularidades en planta I_p

7.1.7.1. Irregularidades en Altura I_a

Irregularidades estructurales en altura	I_a
<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.75
<p>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia de entrepiso inmediato superior.</p>	
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.50
<p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso determinado según la sección 7.8.1, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.90

Tabla 7.7. Irregularidades y factores de Irregularidad I_a (Parte I)

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 7-2(Pág. 31)

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.	0.80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior supere el 25% de la fuerza cortante total.	0.60

Tabla 7.8. Irregularidades y factores de Irregularidad I_a (Parte II)
Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 7-2(Pág. 31)

7.1.7.2. Irregularidades en Planta I_p

Irregularidades estructurales en planta	I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 7-4 .	0.75
Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en Tabla 7-4 .	0.60
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.	0.90
Discontinuidad del diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidades cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0.85
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10% de la fuerza cortante de piso.	0.90

Tabla 7.9. Irregularidades y factores de Irregularidad I_p
Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 7-2(Pág. 31)

De acuerdo a la edificación de estudio, se puede definir preliminarmente:

- **Irregularidad de rigidez – Piso Blando**, esto debido a que en el sector de la planta baja al primer piso se tiene una mayor altura en comparación con los otros pisos: $I_a = 0.75$
- **Irregularidad de Masa o Peso**, debido a que en la terraza se tiene más peso que en los demás pisos: $I_a = 0.90$

Por tanto, se adopta los siguientes valores:

$$I_a = 0.75$$

$$I_p = 1.00$$

7.1.8. Factor Topográfico

En zonas de cresta de terreno la GBDS 2020 recomienda un determinado proceso que se encuentra en su sección correspondiente. Pero Debido a que el lugar de emplazamiento es un sector relativamente plano, se asume el siguiente factor:

$$\tau = 1.0$$

7.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

En el análisis sísmico, la GBDS 2020 recomienda emplear tres métodos de análisis diferentes: el análisis estático, el análisis modal espectral y el análisis tiempo – historia.

El **análisis estático** solo puede usarse cuando se está en zonas sísmicas con $S_o \leq 0.10$ y para estructuras sin irregularidades que no excedan los 30 m de altura; el **análisis dinámico o modal espectral** hace uso de un espectro de aceleraciones que pretende representar el movimiento que tendrá el suelo en caso de sismo. El **análisis lineal tiempo – historia** solo se lo utiliza cuando existen varios registros de aceleración que sean compatibles con el espectro de respuesta de diseño del lugar de emplazamiento de la obra.

7.3. ANÁLISIS DINÁMICO

Como se lo indico, este método hace uso de un espectro de aceleraciones que simula el movimiento del suelo frente a sismos; este mismo espectro representa la envolvente o promedio de varios espectros de respuesta para diferentes periodos de sismo.

7.3.1. Espectro Elástico de Respuesta

Está definida por lo siguiente:

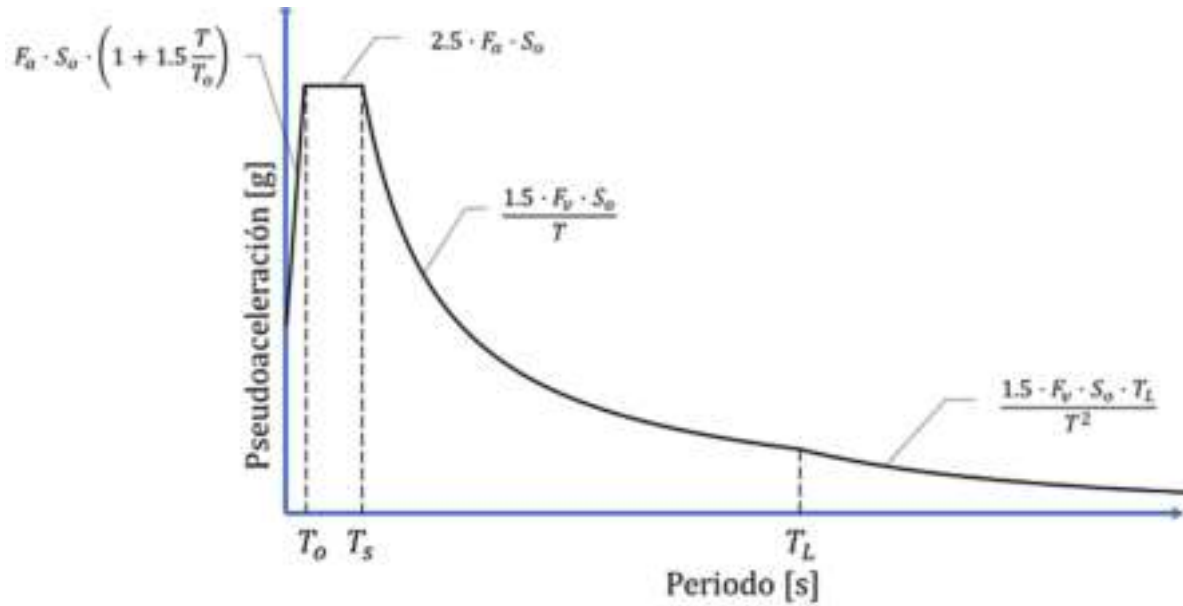


Figura 7.3. Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020
Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, figura 6-6 (pág. 23)

Siendo los Periodos limite inicial, corto y largo los siguientes:

$$T_0 = 0.15 \cdot \frac{F_v}{F_a} \quad (\text{Ec 7.2}) \quad T_s = 0.6 \cdot \frac{F_v}{F_a} \quad (\text{Ec 7.3}) \quad T_L = 4 \cdot \frac{F_v}{F_a} \quad (\text{Ec 7.4})$$

Reemplazando F_a y F_v obtenidos en acápite anteriores, se tiene:

$T_0 = 0.216$ $T_s = 0.863$ $T_L = 5.756$

7.3.2. Construcción del Espectro elástico de Respuesta

1) En periodos inferiores a T_0 , el espectro elástico está dado por:

$$0 < T < T_0 \rightarrow S_{ae} = F_a \cdot S_0 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_0}\right) \quad (\text{Ec 7.5})$$

Para $T = 0.00 \text{ seg} \rightarrow S_{ae} = 1.379 \cdot 0.14 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{0}{0.216}\right) = 0.19307$

Para $T = 0.216 \text{ seg} \rightarrow S_{ae} = 1.379 \cdot 0.14 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{0.216}{0.216}\right) = 0.48266$

Tomando de la misma manera para intervalos de 0.050 s, obtenemos el siguiente

gráfico:

T s	S _{ae}
0.000	0.19307
0.050	0.26016
0.100	0.32725
0.150	0.39434
0.200	0.46143
0.216	0.48269

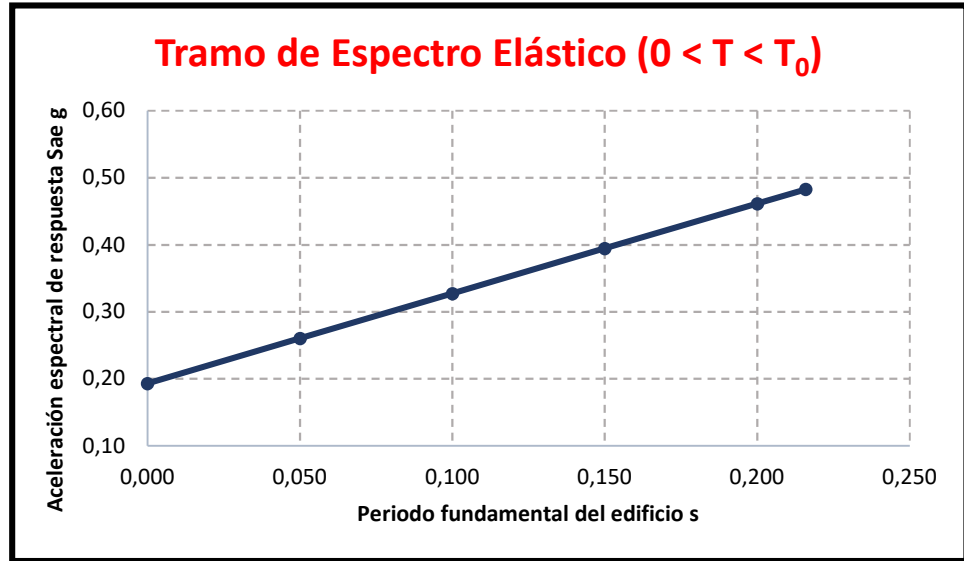


Figura 7.4. 1er tramo del Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020

Fuente: Elaboración propia

2) Para periodos dados entre T₀ y T_s, el espectro elástico está dado por:

$$T_0 < T < T_s \rightarrow S_{ae} = 2.5 \cdot F_a \cdot S_0 \quad (\text{Ec 7.6})$$

$$\text{Para } T = T_0 = 0.216 \text{ seg} \rightarrow S_{ae} = 2.5 \cdot 1.379 \cdot 0.14 = 0.48269$$

$$\text{Para } T = T_s = 0.863 \text{ seg} \rightarrow S_{ae} = 2.5 \cdot 1.379 \cdot 0.14 = 0.48269$$

De la misma manera asumiendo intervalos de cada 0.05 s, se obtiene:

T s	S _{ae}
0.216	0.48269
0.300	0.48269
0.350	0.48269
0.400	0.48269
0.450	0.48269
0.500	0.48269
0.550	0.48269
0.600	0.48269
0.650	0.48269
0.700	0.48269
0.750	0.48269
0.800	0.48269
0.850	0.48269
0.863	0.48269

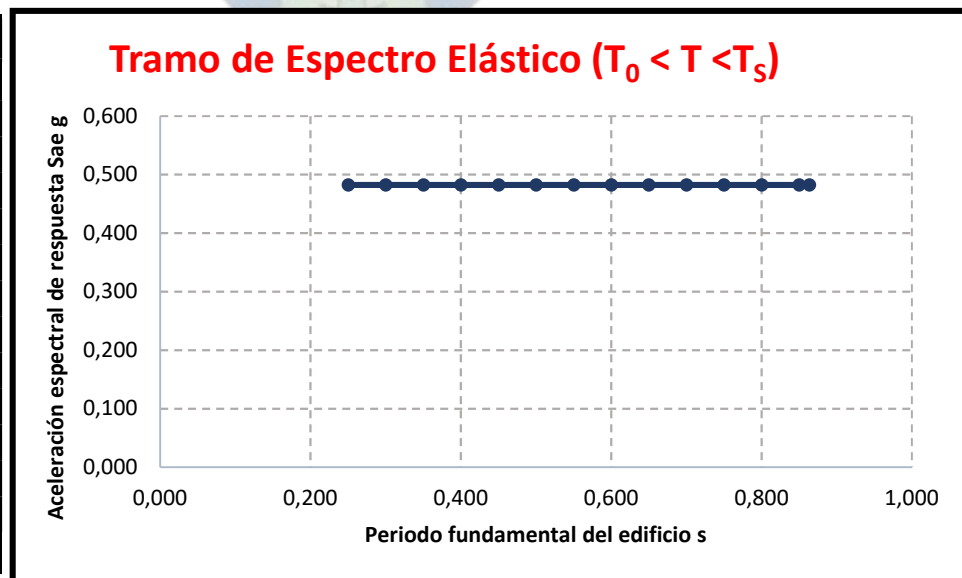


Figura 7.5. 2do tramo del Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020

Fuente: Elaboración Propia

3) Para periodos dados entre T_s y T_L , el espectro elástico está dado por:

$$T_s < T < T_L \rightarrow S_{ae} = \frac{1.5 \cdot F_v \cdot S_0}{T} \quad (\text{Ec 7.7})$$

T s	Sae	T s	Sae
0,863	0,48269	3,400	0,12257
1,000	0,41673	3,600	0,11576
1,200	0,34728	3,800	0,10967
1,400	0,29767	4,000	0,10418
1,600	0,26046	4,200	0,09922
1,800	0,23152	4,400	0,09471
2,000	0,20837	4,600	0,09059
2,200	0,18942	4,800	0,08682
2,400	0,17364	5,000	0,08335
2,600	0,16028	5,200	0,08014
2,800	0,14883	5,400	0,07717
3,000	0,13891	5,600	0,07442
3,200	0,13023	5,756	0,07248

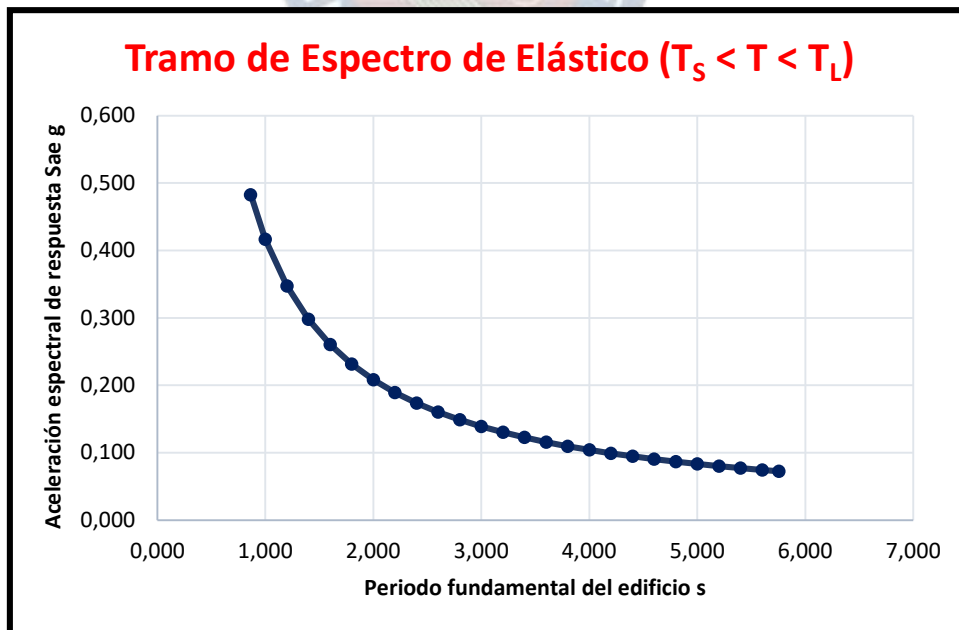


Figura 7.6. 3er tramo del Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020

Fuente: Elaboración Propia

4) En periodos superiores a T_L , el espectro elástico está dado por:

$$T_L < T \rightarrow S_{ae} = \frac{1.5 \cdot F_v \cdot S_0 \cdot T_L}{T^2} \quad (\text{Ec 7.8})$$

T s	Sae	T s	Sae
5,756	0,07248	8,000	0,03748
5,800	0,07130	8,200	0,03567
6,000	0,06663	8,400	0,03399
6,200	0,06240	8,600	0,03243
6,400	0,05856	8,800	0,03097
6,600	0,05506	9,000	0,02961
6,800	0,05187	9,200	0,02834
7,000	0,04895	9,400	0,02715
7,200	0,04627	9,600	0,02603
7,400	0,04380	9,800	0,02498
7,600	0,04153	10,000	0,02399
7,800	0,03942		

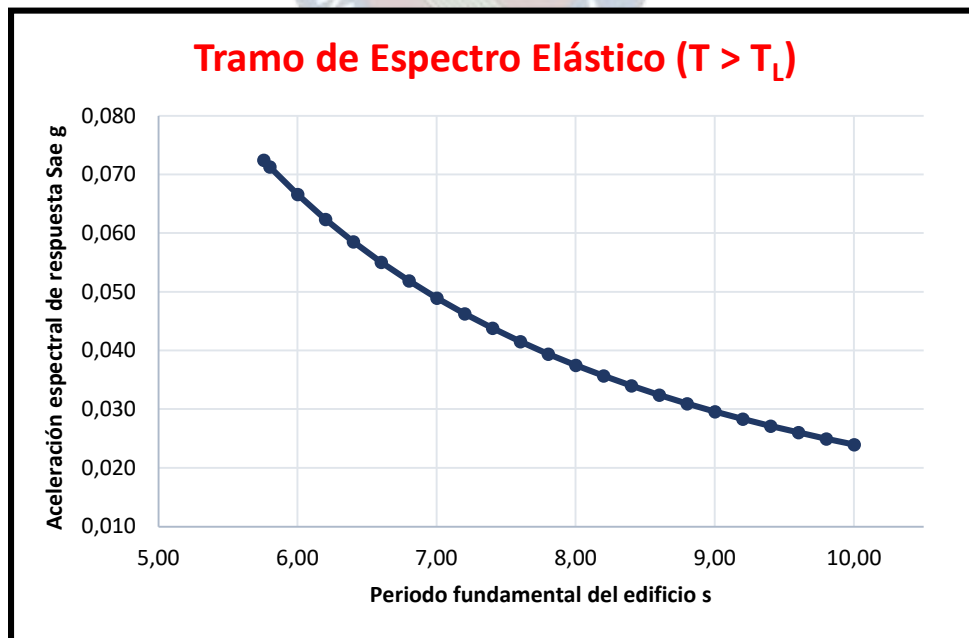


Figura 7.7. 4to tramo del Espectro elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020
Fuente: Elaboración Propia

- 5) Finalmente, ya obtenido cada tramo del espectro elástico, se procede a unir cada tramo dándonos el siguiente resultado final:

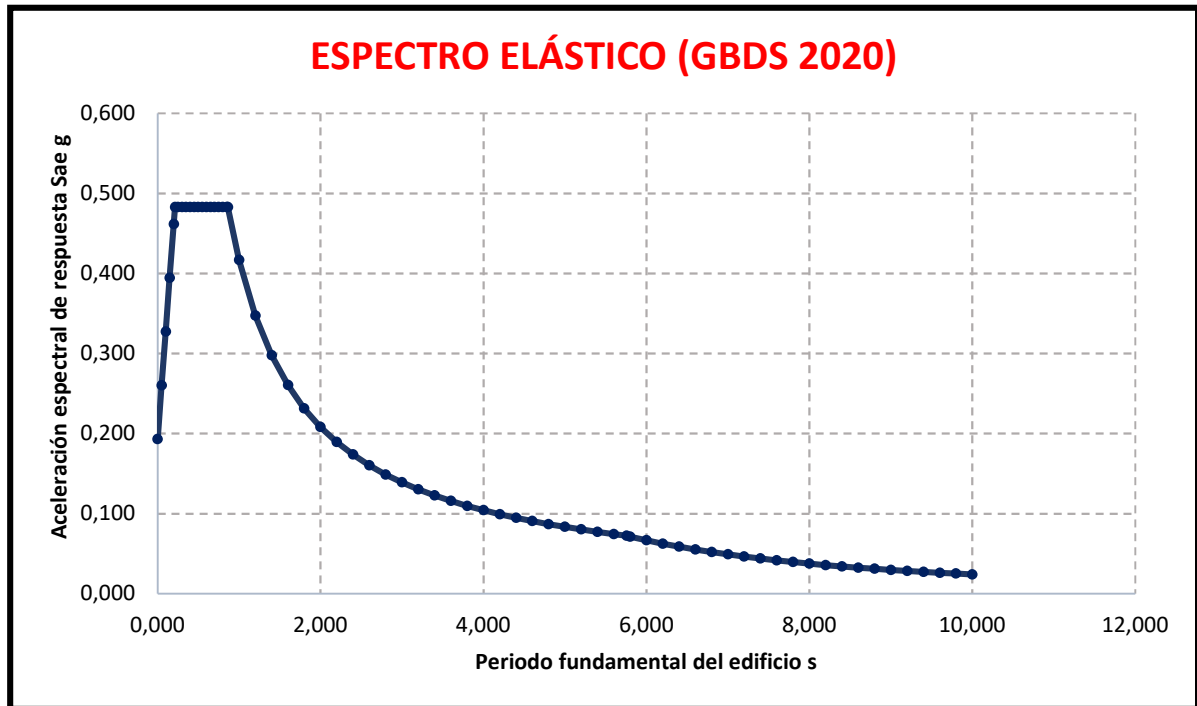


Figura 7.8. Espectro Elástico de pseudoaceleración según GBDS - 2020
Fuente: Elaboración Propia

7.3.3. Espectro de Diseño

El espectro de Diseño S_a , es el espectro elástico afectado por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{I_e \cdot S_{ae} \cdot \tau}{R} \quad (\text{Ec 7.9})$$

Cabe decir que el espectro elástico da resultados muy alejados de lo que realmente podría suceder al momento de efectuarse el sismo, por lo que es necesario considerar los factores que toman el comportamiento inelástico de la estructura a través del factor R , I_e y τ .

7.3.3.1. Factor de Modificación de Respuesta R

Está representada por la siguiente expresión:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad (\text{Ec 7.10})$$

Reemplazando con los valores obtenidos anteriormente ($R_0 = 5$; $I_a = 0.75$; $I_p = 1$) se obtiene:

$$R = 3.75$$

Por lo tanto, Reemplazando en la (Ec. 7.9) con $I_e = 1$ y $\tau = 1$:

$$S_a = \frac{I_e \cdot S_{ae} \cdot \tau}{R} = \frac{1 \cdot S_{ae} \cdot 1}{3.75} = \frac{S_{ae}}{3.75}$$

Quedando Finalmente los siguientes resultados:

T [s]	Sae [m/s ²]	Sa [m/s ²]	T [s]	Sae [m/s ²]	Sa [m/s ²]	T [s]	Sae [m/s ²]	Sa [m/s ²]
0,000	0,193	0,051	3,200	0,130	0,035	6,600	0,055	0,015
0,200	0,461	0,123	3,400	0,123	0,033	6,800	0,052	0,014
0,216	0,483	0,129	3,600	0,116	0,031	7,000	0,049	0,013
0,400	0,483	0,129	3,800	0,110	0,029	7,200	0,046	0,012
0,600	0,483	0,129	4,000	0,104	0,028	7,400	0,044	0,012
0,800	0,483	0,129	4,200	0,099	0,026	7,600	0,042	0,011
0,863	0,483	0,129	4,400	0,095	0,025	7,800	0,039	0,011
1,000	0,417	0,111	4,600	0,091	0,024	8,000	0,037	0,010
1,200	0,347	0,093	4,800	0,087	0,023	8,200	0,036	0,010
1,400	0,298	0,079	5,000	0,083	0,022	8,400	0,034	0,009
1,600	0,260	0,069	5,200	0,080	0,021	8,600	0,032	0,009
1,800	0,232	0,062	5,400	0,077	0,021	8,800	0,031	0,008
2,000	0,208	0,056	5,600	0,074	0,020	9,000	0,030	0,008
2,200	0,189	0,051	5,756	0,072	0,019	9,200	0,028	0,008
2,400	0,174	0,046	5,800	0,071	0,019	9,400	0,027	0,007
2,600	0,160	0,043	6,000	0,067	0,018	9,600	0,026	0,007
2,800	0,149	0,040	6,200	0,062	0,017	9,800	0,025	0,007
3,000	0,139	0,037	6,400	0,059	0,016	10,000	0,024	0,006

Tabla 7.10. Valores para el Espectro Elástico (T – Sae) y Espectro de Diseño (T – Sa) según GBDS 2020
Fuente: Elaboración Propia

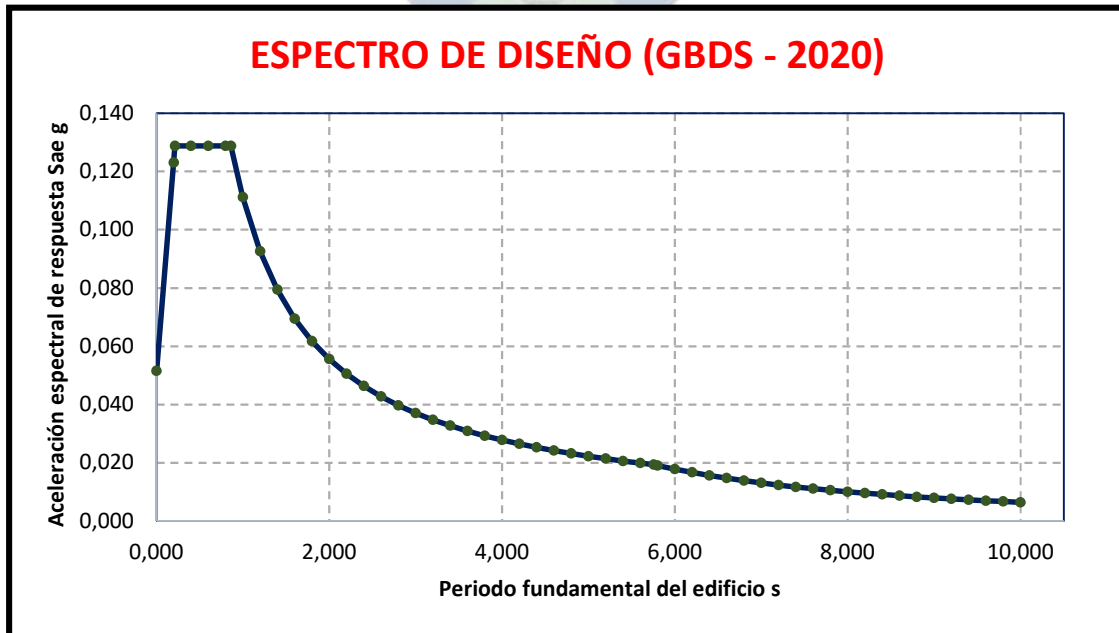
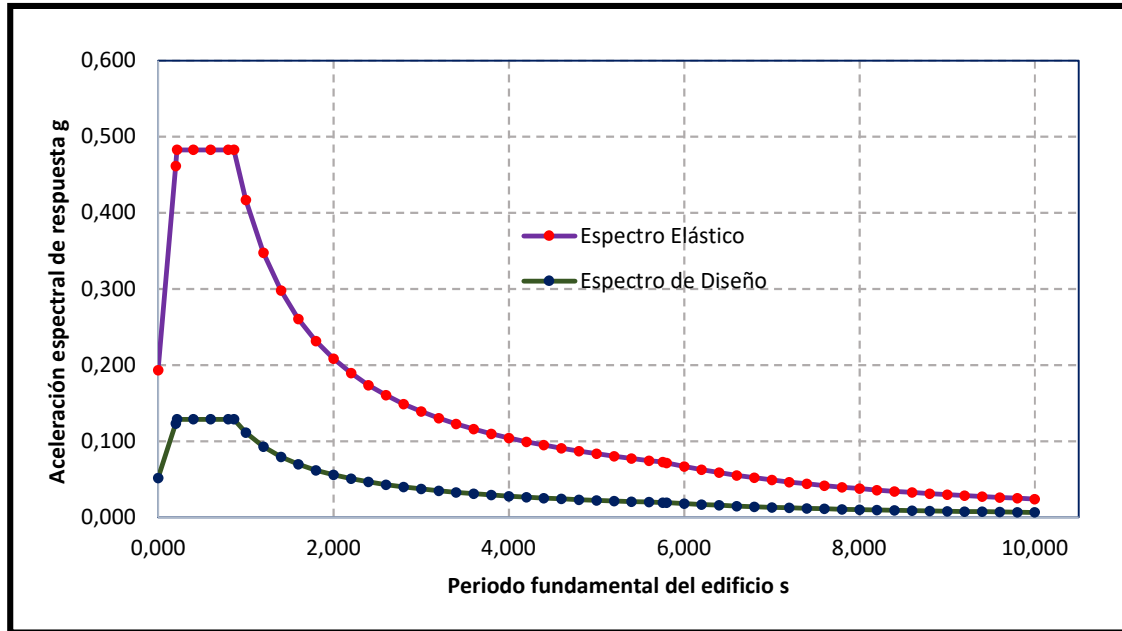


Figura 7.9. Espectro Elástico de Diseño según GBDS 2020
Fuente: Elaboración Propia

Si se compara ambos espectros se puede ver lo siguiente:



*Figura 7.10. Comparación entre el Espectro Elástico y el Espectro de Diseño según GBDS 2020
Fuente: Elaboración Propia*

7.4. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Con el objetivo de evitar daños en los elementos no estructurales, mejorar la confiabilidad de estabilidad y resistencia de una estructura y evitar problemas con construcciones adyacentes es necesario hacer el debido control de las deformaciones laterales en la estructura de estudio. Para ello la GBDS 2020 prescribe para desplazamientos laterales la siguiente expresión:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (\text{Ec 7.11})$$

Siendo: C_d = Factor de amplificación de desplazamientos

δ_{xe} = Desplazamiento determinado por el análisis elástico

I_e = Factor de Importancia

7.4.1. Derivas de Piso

La deriva es la relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y la altura de piso, y debe ser menor a lo expresado en la siguiente tabla:

Material predominante	$\Delta_i = \delta_i/h_i$
Hormigón armado	0.012
Muros de ductilidad limitada	0.005
Acero	0.010
Albañilería confinada y/o armada	0.004
Madera	0.007

Tabla 7.11. Valores de Máxima Deriva de Piso

Fuente: Guía Boliviana de Diseño Sísmico 2020, tabla 7-4 (pág. 35)

Por lo que la deriva de piso máxima que se permite en este proyecto es de:

$$\Delta_{max} = \frac{\delta_{max}}{h_i} = 0.012$$

7.5. ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NCSE – 02 EN RELACIÓN A LA GBDS 2020

La Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02 tiene como propósito dar a conocer las condiciones técnicas que deben cumplir las edificaciones de Hormigón Armado para resistir los efectos sísmicos que podrían ocurrir en su vida útil. Con el fin de proteger la vida y la propiedad en caso de un evento sísmico. Esta normativa es permitida para ser complementaria con todas las normativas españolas disponibles, entre ellas la EHE – 08 y la CBH – 87.

7.5.1. Mapa de Peligrosidad Sísmica

La norma NCSE – 02, provee un mapa para poder obtener la aceleración sísmica básica “ a_b ” de acuerdo a su región, en Bolivia el Observatorio San Calixto nos presenta el mapa probabilístico de amenaza sísmica mostrado en la *figura 7.2*, a pesar de que este valor es el acertado para el País, si se lo aplica en la normativa NCSE – 02 se obtendrá resultados que no son adecuados.

Por lo que para obtener un espectro elástico de diseño similar al presentado en la GBDS – 2020, se escoge una aceleración básica de:

$$\text{Aceleración Sísmica Básica elegida} \rightarrow a_b = 0.12 \cdot g$$

Este valor mostrará al final de este capítulo que con los respectivos ajustes se obtendrá una coincidencia muy cercana al espectro oficial obtenido por la GBDS – 2020.

7.5.2. Clasificación de las Edificaciones

La NCSE – 02 establece:

CLASIFICACIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES	TIPO DE OBRA
1. De importancia Moderada	Construcciones que no ocasionen víctimas, interrumpan un servicio primario, o produzcan daños económicos significativos a terceros.
2. De Importancia Normal	Construcciones que puedan interrumpir un servicio para la colectividad, o producir pérdidas económicas, sin que se interrumpa ningún servicio imprescindible, ni pueda darse lugar a efectos catastróficos.
3. De Importancia Especial	Aquellas construcciones que ante un evento sísmico se interrumpa un servicio imprescindible o de lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen construcciones que se consideran en el planeamiento urbanístico, como también: Hospitales, Instalaciones básicas de comunicación, Edificios para organización ante eventos catastróficos, Construcciones de almacenamientos de recursos básicos como agua, gas, combustibles, etc., estructuras pertenecientes a vías de comunicación como puentes, instalaciones industriales, grandes construcciones de ingeniería civil como presas o plantas nucleares, construcciones destinadas a la ocupación masiva de personas.

Tabla 7.12. Clasificación de Construcciones según NCSE – 02

Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02, párrafo 1.2.2. (pág. 8)

Para el proyecto se adopta:

CATEGORÍA: II

7.5.3. Aceleración Sísmica de Cálculo

Está dada por la siguiente expresión:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (\text{Ec 7.12})$$

7.5.3.1. Coeficiente Adimensional de Riesgo

Toma los siguientes valores:

IMPORTANCIA	COEFICIENTE
Construcciones de Importancia Normal	$\rho = 1.00$
Construcciones de Importancia Especial	$\rho = 1.30$

Tabla 7.13. Coeficientes Adimensionales de Riesgo

Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02, párrafo 2.2. (pág. 13)

Ya que la edificación de estudio es de importancia normal, se escoge:

$$\rho = 1.00$$

7.5.3.2. Clasificación del Terreno

La normativa NCSE – 02 clasifica los terrenos en los siguientes tipos:

	TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE "C"
I	Roca compactada, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizaña, $V_s > 750$ m/s.	1.0
II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizaña, 750 m/s $\geq V_s > 400$ m/s.	1.3
III	Suelo granular de compactación media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizaña, 400 m/s $\geq V_s > 200$ m/s	1.6
IV	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizaña, $V_s \leq 200$ m/s.	2.0

Tabla 7.14. Clasificación de Construcciones de acuerdo a la NCSE – 02

Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02, párrafo 1.2.2. (pág. 8)

Tomando en cuenta nuevamente la recomendación del Ing. Grandi (párrafo 7.1.1.2) se escoge

el tipo de terreno para **suelos compuestos por gravas y arenas medianamente densas y compactas**

que pueden tener también suelos cohesivos firmes, con velocidad $V_s = 300$ m/s.:

$$C = 1.6$$

7.5.3.3. Coeficiente de Amplificación del terreno

Toma los siguientes valores:

- Para $\rho \cdot a_b \leq 0.1 \cdot g$:

$$S = \frac{C}{1.25} \quad (\text{Ec 7.13})$$

- Para $0.1 \cdot g < \rho \cdot a_b < 0.4 \cdot g$:

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1.25} \right) \quad (\text{Ec 7.14})$$

- Para $\rho \cdot a_b \geq 0.4 \cdot g$:

$$S = 1.0$$

Siendo: C = Coeficiente de terreno, que depende de la clasificación del terreno dada en la [tabla 7.13](#)

Considerando ellos, para $\rho \cdot a_b = 0.08$, se aplica la Ec. 7.12:

$$S = \frac{C}{1.25} = \frac{1.6}{1.25} = 1.28$$

$$S = 1.28$$

7.5.4. Modificación del espectro de respuesta elástica en función del amortiguamiento

Para valores de amortiguamiento (Ω) diferentes del 5 %, los valores de $\alpha(T)$ dados para periodos $T \geq T_A$ multiplicarán por el factor:

$$v = \left(\frac{5}{\Omega} \right)^{0.4} \quad (\text{Ec 7.15})$$

Siendo (Ω) el amortiguamiento de la estructura expresado como porcentaje crítico.

Para el caso de la edificación de estudio se toma un amortiguamiento de ($\Omega = 5\%$), por lo que se tiene:

$$v = 1.00$$

7.5.5. Espectro de Respuesta Elástica

La norma establece lo siguiente:

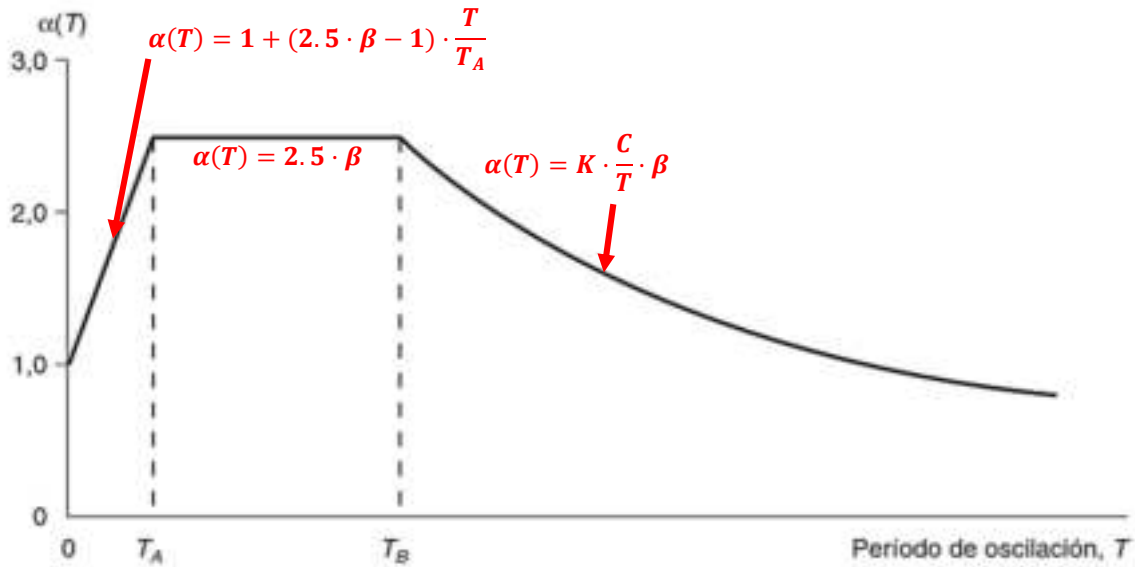


Figura 7.11. Espectro de Respuesta Elástica según NCSE – 02

Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02, Figura 2.2. (pág. 8)

Donde los Periodos T_A y T_B son los siguientes:

$$T_A = K \cdot \frac{C}{10} \quad (\text{Ec 7.16}) \quad T_B = K \cdot \frac{C}{2.5} \quad (\text{Ec 7.17})$$

Siendo “K” el coeficiente de contribución que tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados por el lugar de estudio. La NCSE – 02 provee una serie de datos en su ANEJO 1 dependiendo el lugar y la aceleración básica.

Para determinar el valor de “K” es necesario encontrar un municipio en España que tenga cierta similitud con la ciudad de La Paz. En este caso se escogió el **municipio de Granada** que comparte algunas similitudes geológicas y topográficas.

Aunque a que esta región de Granada no se encuentra a una altitud comparable a la de La Paz ni tiene exactamente las mismas características sísmicas, la presencia de terrenos montañosos y la complejidad del suelo pueden ofrecer cierta igualdad en términos geotécnicos y de diseño estructural.

Por lo tanto, se adopta:

$$K = 1.30$$

Reemplazando “K” y “C” en las ecuaciones 7.16 y 7.17:

$$T_A = 1.30 \cdot \frac{1.60}{10} \rightarrow T_A = 0.208 \quad \wedge \quad T_B = 1.30 \cdot \frac{1.60}{2.5} \rightarrow T_B = 0.832$$

7.5.6. Construcción del Espectro elástico de Respuesta

Se debe considerar que el espectro elástico trabaja sin ductilidad donde el coeficiente de respuesta “β” será: β = 1 (ver Ec. 7.21). Por lo que se obtiene tomando en cuenta la Ec. 7.12:

1) En periodos inferiores a T_A, el espectro elástico está dado por:

$$0 < T < T_A \rightarrow S_{ae} = a_c \cdot \alpha(T) = S \cdot \rho \cdot a_b \cdot \left[1 + (2.5 \cdot \beta - 1) \cdot \frac{T}{T_A} \right] \quad (\text{Ec 7.18})$$

$$\text{Para } T = 0.00 \text{ seg} \rightarrow S_{ae} = 1.28 \cdot 1.0 \cdot 0.12 \cdot \left[1 + (2.5 \cdot 1 - 1) \cdot \frac{0}{0.208} \right] = 0.154$$

$$\text{Para } T_A = 0.208 \text{ seg} \rightarrow S_{ae} = 1.28 \cdot 1.0 \cdot 0.12 \cdot \left[1 + (2.5 \cdot 1 - 1) \cdot \frac{0.208}{0.208} \right] = 0.384$$

Tomando de la misma manera para intervalos de 0.050 s, obtenemos el siguiente gráfico:

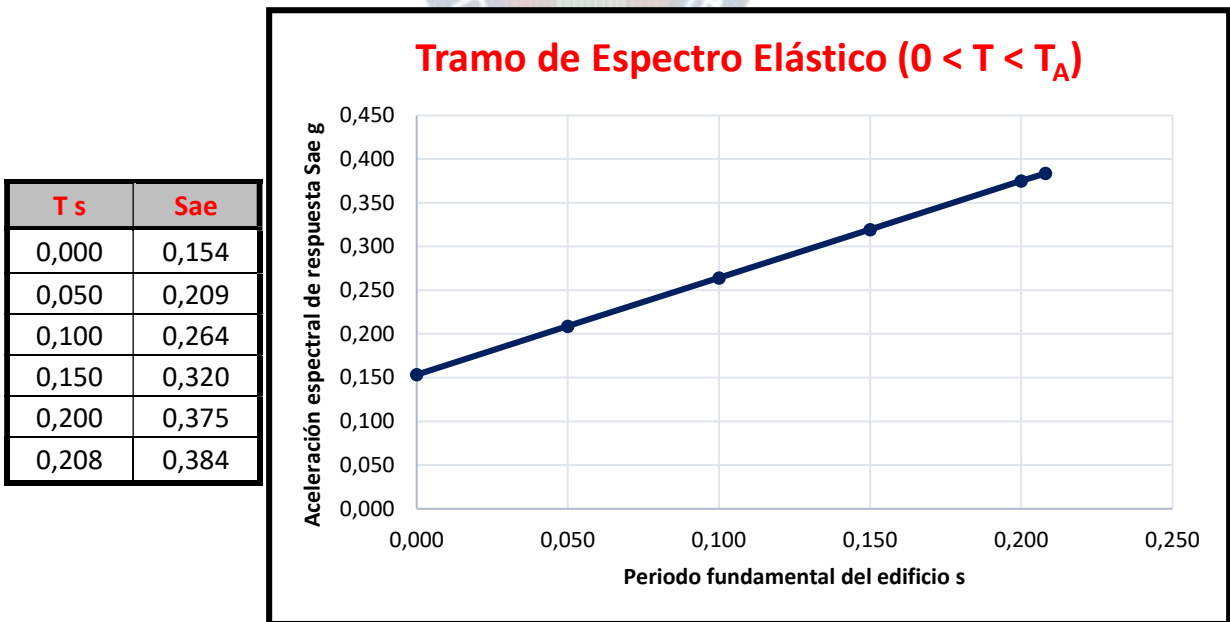


Figura 7.12. 1er tramo del Espectro elástico de aceleraciones según NCSE - 02

Fuente: Elaboración propia

2) Para periodos dados entre T_A y T_B , el espectro elástico está dado por:

$$T_A < T < T_B \rightarrow S_{ae} = 2.5 \cdot \beta \cdot a_c = 2.5 \cdot \beta \cdot S \cdot \rho \cdot a_b \quad (\text{Ec 7.19})$$

Para $T = T_A = 0.216 \text{ seg} \rightarrow S_{ae} = 2.5 \cdot 1.0 \cdot 1.28 \cdot 1.0 \cdot 0.12 = 0.384$

Para $T = T_B = 0.863 \text{ seg} \rightarrow S_{ae} = 2.5 \cdot 1.0 \cdot 1.28 \cdot 1.0 \cdot 0.12 = 0.384$

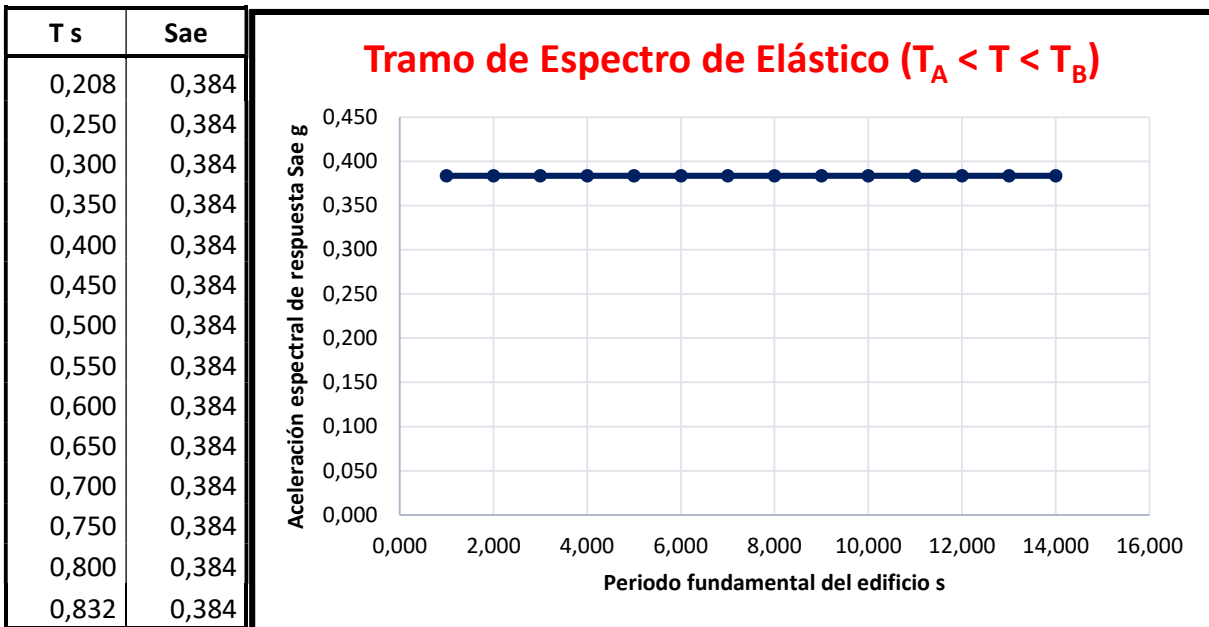


Figura 7.13. 2do tramo del Espectro elástico de aceleraciones según NCSE – 02

Fuente: Elaboración propia

3) En periodos superiores a T_B , el espectro elástico está dado por:

$$T_B < T \rightarrow S_{ae} = a_c \cdot K \cdot \frac{C}{T} \cdot \beta = S \cdot \rho \cdot a_b \cdot K \cdot \frac{C}{T} \cdot \beta \quad (\text{Ec 7.20})$$

Para $T = 10 \text{ seg} \rightarrow S_{ae} = 1.28 \cdot 1.0 \cdot 0.12 \cdot 1.30 \cdot \frac{1.60}{10} \cdot 1 = 0.032$

T s	Sae	T s	Sae	T s	Sae
0,832	0,384	3,000	0,106	7,000	0,046
1,000	0,319	3,500	0,091	7,500	0,043
1,200	0,266	4,000	0,080	8,000	0,040
1,400	0,228	4,500	0,071	8,500	0,038
1,600	0,200	5,000	0,064	9,000	0,035
1,800	0,177	5,500	0,058	9,500	0,034
2,000	0,160	6,000	0,053	10,000	0,032
2,500	0,128	6,500	0,049		

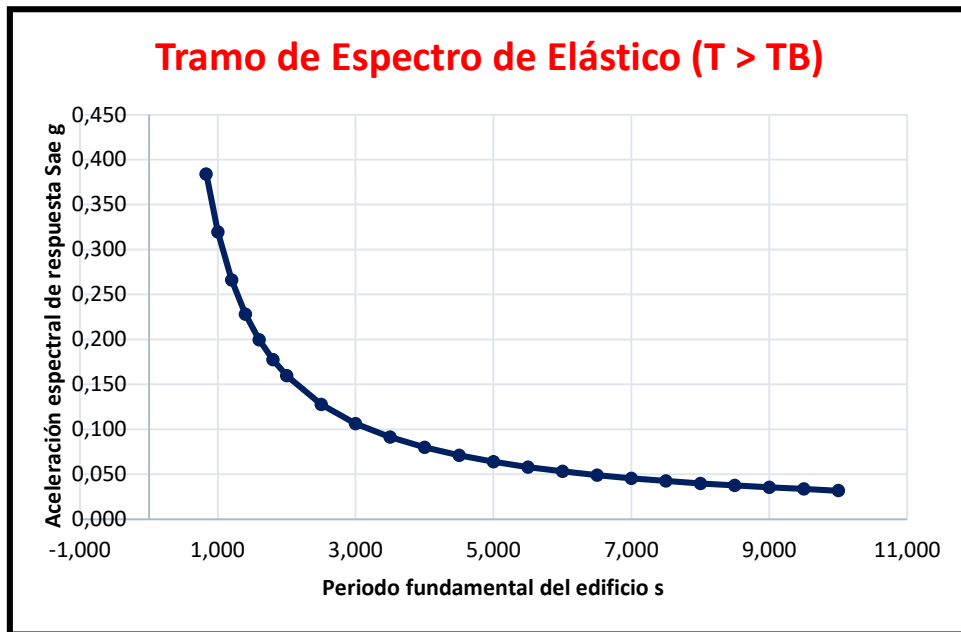


Figura 7.14. 3er Tramo del Espectro Elástico de Aceleraciones según NCSE – 02
Fuente: Elaboración propia

4) Finalmente, ya obtenido cada tramo del espectro elástico, se procede a unir cada tramo dándonos el siguiente resultado final:

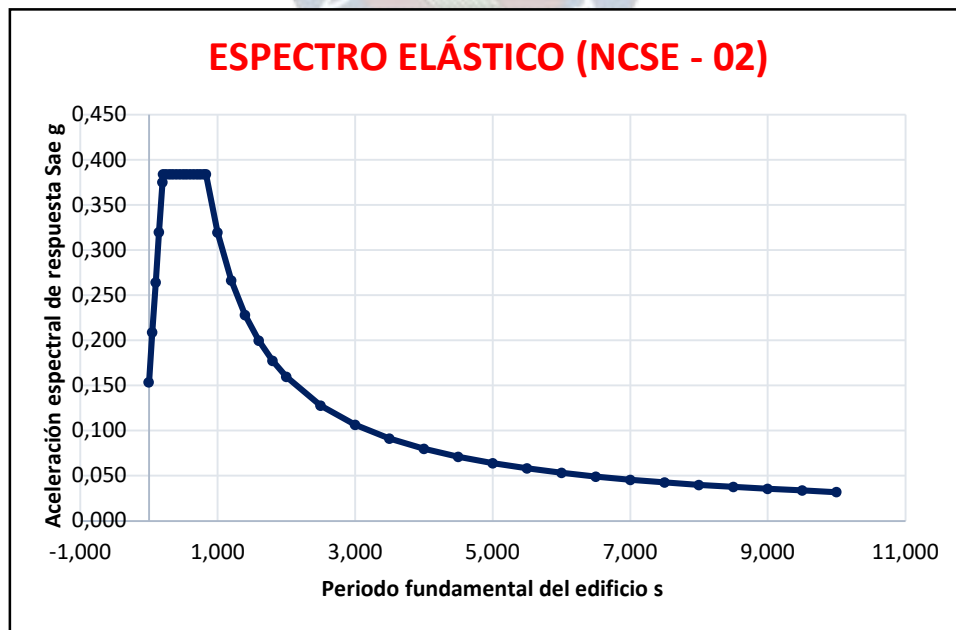


Figura 7.15. Espectro elástico de aceleraciones según NCSE – 02
Fuente: Elaboración propia

7.5.7. Espectro de Diseño

El espectro de diseño sísmico se obtiene de acuerdo al nivel de ductilidad escogida para el proyecto.

7.5.7.1. Coeficiente de Respuesta

Expresado por:

$$\beta = \frac{v}{\mu} \quad (\text{Ec 7.21})$$

Siendo: v = Factor de modificación para el espectro en función del amortiguamiento, definido en el párrafo 7.5.4.

μ = Coeficiente de comportamiento por ductilidad

La siguiente tabla facilita los valores del coeficiente de respuesta más frecuentes para una edificación:

Tipo de Estructura	Comportamiento de las plantas	Ω %	Coeficiente de comportamiento por ductilidad			Sin ductilidad
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	$\mu = 1$
Hormigón Armado o Acero Laminado	Diáfana	4	0.27	0.36	0.55	1.09
	Compartimentada	5	0.25	0.33	0.50	1.00
Muros y Tipos similares	Compartimentada	6	-	-	0.46	0.93

Tabla 7.15. Coeficientes de Respuesta provisto por la NCSE – 02

Fuente: Norma de Construcción Sismorresistente NCSE – 02, Tabla 3.1. (pág. 30)

7.5.7.2. Coeficiente de comportamiento por ductilidad

Este coeficiente depende de la organización, material y detalles constructivos que se escojan para cada modelo estructural.

Si: $\mu = 1$ → Sin Ductilidad

Si: $\mu = 2$ → Ductilidad Baja

Si: $\mu = 3$ → Ductilidad Alta

Si: $\mu = 4$ → Ductilidad muy Alta

La elección de “ μ ” es una de las decisiones más importantes que existe a la hora de aplicar el diseño sísmico en una edificación. Una mayor ductilidad permite el aumento de la deformación plástica, teniéndose que diseñar con mayor cantidad de armaduras.

A mayor ductilidad puede existir mayor desplazamiento, lo que provoca un aumento en los efectos P – Delta dando como resultado daños no estructurales y riesgo de golpeteo. Pero se pueden mitigar estos riesgos con un buen diseño.

Lo mejor ventaja es que la capacidad de disipación de energía es mayor frente a un terremoto más severo, reduciendo significativamente el riesgo de que colapse la estructura.

En este proyecto de la selección de la ductilidad se lo realiza comparando con lo que se escogió para la GBDS – 2020, donde se aclaró que la edificación de estudio es un ***sistema dual conformado por pórticos y muros***. Entonces se adopta:

Ductilidad Alta → $\mu = 3$

Para este valor se debe verificar las siguientes condiciones dadas en el [acápite 3.7.3.1 b\)](#) de la NCSE – 02:

- La resistencia a las acciones horizontales se consigue principalmente por medio de pantallas no acopadas de hormigón armado o diagonales metálicas.
- En estructuras con vigas de hormigón armado, éstas tienen que ser de canto.
- El dimensionado y detalle tienen que asegurar la formación de mecanismos estables de alta capacidad de disipación de energía durante los movimientos sísmicos, que se distribuyen de manera uniforme en toda la estructura.

7.5.8. Espectro de Diseño de Aceleraciones

Conociendo el tipo de ductilidad que se aplicara en el diseño de la edificación, se obtiene las siguientes ecuaciones para el espectro elástico de diseño:

1) En periodos inferiores a T_A , el espectro elástico está dado por:

$$0 < T < 0.208 \rightarrow S_a = 0.1536 \cdot \left[1 + \left(2.5 \cdot \frac{1}{3} - 1 \right) \cdot \frac{T}{0.208} \right] \quad (\text{Ec 7.22})$$

2) Para periodos dados entre T_A y T_B , el espectro elástico está dado por:

$$0.208 < T < 0.832 \rightarrow S_a = 0.128$$

3) En periodos superiores a T_B , el espectro elástico está dado por

$$0.832 < T \rightarrow S_a = \frac{0.3195}{3 \cdot T} \quad (\text{Ec 7.23})$$

Con lo que se obtiene los siguientes resultados:

T s	Sae [m/s ²]	Sa [m/s ²]	T [s]	Sae [m/s ²]	Sa [m/s ²]
0,000	0,154	0,154	1,400	0,228	0,076
0,050	0,209	0,147	1,600	0,200	0,067
0,100	0,264	0,141	1,800	0,177	0,059
0,150	0,320	0,135	2,000	0,160	0,053
0,200	0,375	0,129	2,500	0,128	0,043
0,208	0,384	0,128	3,000	0,106	0,035
0,250	0,384	0,128	3,500	0,091	0,030
0,300	0,384	0,128	4,000	0,080	0,027
0,350	0,384	0,128	4,500	0,071	0,024
0,400	0,384	0,128	5,000	0,064	0,021
0,450	0,384	0,128	5,500	0,058	0,019
0,500	0,384	0,128	6,000	0,053	0,018
0,550	0,384	0,128	6,500	0,049	0,016
0,600	0,384	0,128	7,000	0,046	0,015
0,650	0,384	0,128	7,500	0,043	0,014
0,700	0,384	0,128	8,000	0,040	0,013
0,750	0,384	0,128	8,500	0,038	0,013
0,800	0,384	0,128	9,000	0,035	0,012
0,832	0,384	0,128	9,500	0,034	0,011
1,000	0,319	0,106	10,000	0,032	0,011
1,200	0,266	0,089			

Tabla 7.16. Valores para el Espectro Elástico ($T - S_{ae}$) y Espectro de Diseño ($T - S_a$) según NCSE – 02

Fuente: Elaboración Propia

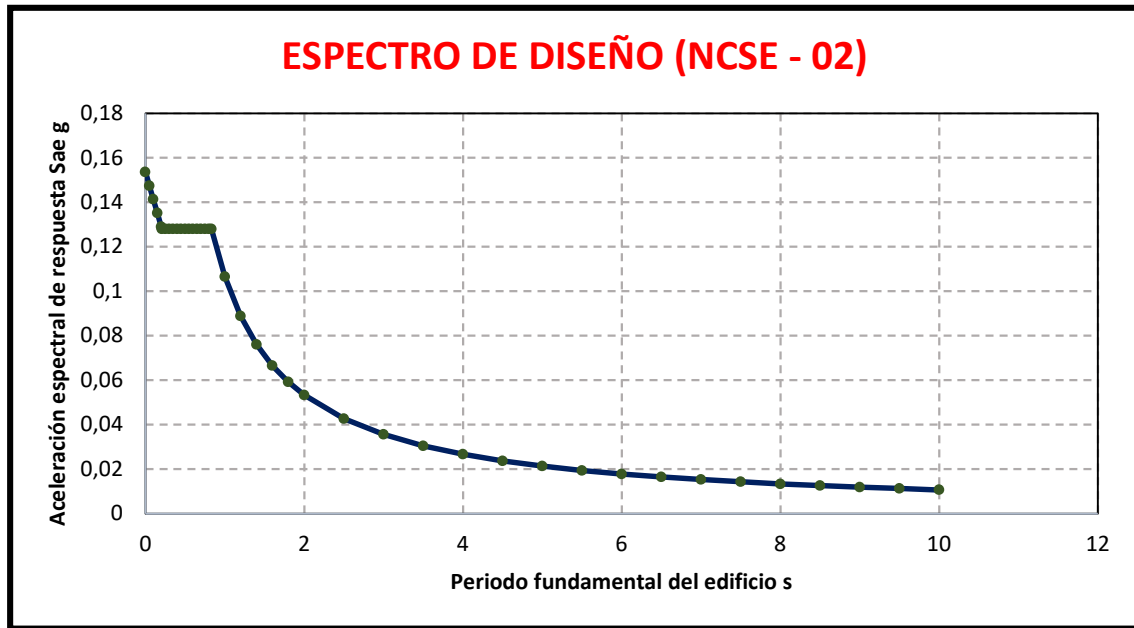


Figura 7.16. Espectro Elástico de Diseño según NCSE – 02 en relación a GBDS 2020
 Fuente: Elaboración propia

Comparando los espectros obtenidos en la NCSE – 02:

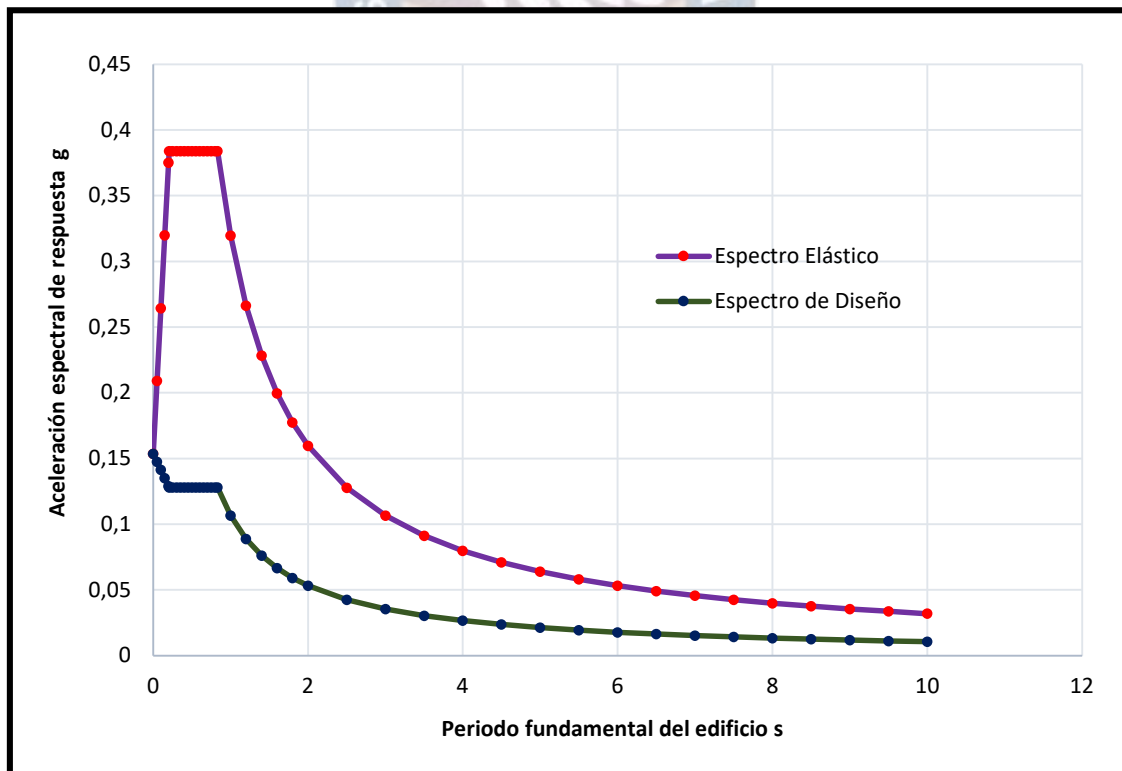


Figura 7.17. Comparación entre el Espectro Elástico y el Espectro de Diseño según NCSE – 02 (GBDS 2020)
 Fuente: Elaboración propia

7.6. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS

Se determina mediante la siguiente expresión:

$$u = u_e \cdot \mu \quad (\text{Ec 7.24})$$

Donde: u_e = Desplazamiento lineal equivalente, calculado en régimen elástico

μ = Coeficiente de comportamiento por ductilidad definido como:

$$u_{ij,max} = \frac{a_{ij,max}}{\omega_i^2} \quad (\text{Ec 7.25})$$

$$a_{ij,max} = \alpha_i \cdot \eta_{ij} \cdot a_c$$

$a_{ij,max}$ = Componente del vector aceleración asociado al modo de vibración i , correspondiente al grado de libertad j .

ω_i = Frecuencia propia del modo de vibración i ($\omega_i = 2 \cdot \pi / T_i$)

η_{ij} = Factor de distribución del modo de vibración i , correspondiente a la masa m , en el grado de libertad j .

$$\eta_{ij} = \phi_{ik} \cdot \frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot \phi_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot \phi_{ik}^2} \quad (\text{Ec 7.26})$$

n = Número de Plantas

m_k = Masa de La planta k definida en el acápite 3.2 de la NCSE – 02

ϕ_{ik} = Coeficiente de forma correspondiente a la planta k en el modo i

$$\phi_{ik} = \text{sen} \left[\frac{(2 \cdot i - 1) \cdot \pi \cdot h_k}{2 \cdot H} \right] \quad (\text{Ec 7.27})$$

h_k = Altura sobre rasante de la planta k

H = Altura total de la estructura del edificio.

La normativa exige este cálculo para la comprobación de posibles choques con las edificaciones vecinas.

7.6.1. Derivas de Piso

La norma no recomienda valores máximos de desplazamiento para el control del desplazamiento relativo. Pero se puede recurrir a otras referencias como la *Covenin* que considera los siguientes valores máximos de derivas:

$$\Delta_{max} = 0.012 \text{ (para edificaciones esenciales)}$$

$$\Delta_{max} = 0.024 \text{ (para edificaciones no esenciales)}$$

De no satisfacerse estos valores, se procede a incrementar las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales.

7.7. ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NBDS 2023

Como se sabe la NBDS 2023 es la actualización de la GBDS 2020, donde se llegaron a ajustar algunos parámetros y otros se mantuvieron.

Ya que sigue el mismo proceso realizado en el *acápite 7.1* de este capítulo, directamente se muestran los parámetros seleccionados para el presente proyecto con sus respectivas modificaciones:

TIPO DE EDIFICACIÓN (*Tabla 5 de NBDS 2023*):

“TIPO II “
“Factor de Importancia (I_e): 1.0”

TIPO DE SUELO (*Tabla 1 de NBDS 2023*):

“S3” SUELO RÍGIDO

MÓDULO DE ELASTICIDAD (*Artículo 16 de NBDS 2023*):

$$E_c = 3830 \cdot \sqrt{25} = 19150 \text{ MPa} \rightarrow E_c = \mathbf{19150 \text{ MPa}}$$

MÁXIMA ACELERACIÓN EN EL TERRENO PGA (*Misma gráfica en la GBDS 2020 y NBDS 2023*):

$S_o = 14 \% \cdot g = \mathbf{0.14 \cdot g}$

COEFICIENTES DE SITIO F_a (*Tabla 3 de NBDS 2023*):

$F_a = \mathbf{1.379}$

COEFICIENTES DE SITIO F_v (*Tabla 4 de NBDS 2023 es diferente a la GBDS 2020*):

Tipo de suelo	S_o					
	< 0.053	0.107	0.160	0.213	0.267	> 0.320
S0	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S1	0.64	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
S2	1.2	1.3	1.5	1.5	1.5	1.4
S3	2.0	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7
S4	3.5	3.0	2.8	2.4	2.4	2.4

*Tabla 7.17. Coeficiente de Sitio de Periodo Largo F_v s/NBDS 2023
 Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, tabla 4(Pág. 12)*

$F_a = \mathbf{2.0}$

CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO (Tabla 6 y 7 de NBDS 2023 es diferente a la GBDS 2020):

$F_a \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_a \cdot S_0 < 0.067$	A	A
$0.067 \leq F_a \cdot S_0 < 0.133$	B	C
$0.133 \leq F_a \cdot S_0 < 0.200$	B, C	D
$0.200 \leq F_a \cdot S_0$	C, D	D

Tabla 7.18. Categoría de Diseño Sísmico en función de F_a , S_0 y Tipo de Edificio s/NBDS 2023
Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, tabla 6(Pág. 17)

$F_v \cdot S_0$	Tipo de estructura	
	I, II, III	IV
$F_v \cdot S_0 < 0.054$	A	A
$0.054 \leq F_v \cdot S_0 < 0.106$	B	C
$0.106 \leq F_v \cdot S_0 < 0.160$	B, C	D
$0.160 \leq F_v \cdot S_0$	C, D	D

Tabla 7.19. Categoría de Diseño Sísmico en función de F_v , S_0 y Tipo de Edificio s/NBDS 2023
Fuente: Norma Boliviana de Diseño Sísmico 2023, tabla 7(Pág. 17)

CATEGORIA DE DISEÑO SÍSMICO: "C"
DETALLADO INTERMEDIO

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN "R", AMPLIACIÓN "Cd" y

DERIVA " Δ " (Tabla 8 de NBDS 2023 es diferente a la GBDS 2020, Ver Anexo A.4):

$R = 5.5$; $C_d = 4.5$; $\Delta = 0.008$

IRREGULARIDADES (Tabla 9 y 10 de NBDS 2023 es diferente a la GBDS 2020, Ver Anexo A.4):

$I_a = 0.15$

$I_p = 0.00$

Para la NBDS 2023 las irregularidades no afectan al espectro elástico, sino directamente a las derivas.

FACTOR TOPOGRÁFICO (Artículo 7 de la NBDS 2023):

$\tau = 1.0$

ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA (Artículo 10 de NBDS 2023 diferente al de la GBDS 2023):

$$T_0 = 0.15 \cdot \frac{F_v}{F_a} \quad (\text{Ec 7.28}) \quad T_S = 0.5 \cdot \frac{F_v}{F_a} \quad (\text{Ec 7.29}) \quad T_L = 4 \cdot \frac{F_v}{F_a} \quad (\text{Ec 7.30})$$

$T_0 = 0.218$	$T_S = 0.725$	$T_L = 5.801$
---------------	---------------	---------------

$$0 < T < T_0 \rightarrow S_{ae} = F_a \cdot S_0 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{T}{T_0}\right) \quad (\text{Ec 7.31})$$

$$T_0 < T < T_S \rightarrow S_{ae} = 2.5 \cdot F_a \cdot S_0 \quad (\text{Ec 7.32})$$

$$T_S < T < T_L \rightarrow S_{ae} = \frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0}{T} \quad (\text{Ec 7.33})$$

$$T > T_L \rightarrow S_{ae} = \frac{1.25 \cdot F_v \cdot S_0 \cdot T_L}{T} \quad (\text{Ec 7.34})$$

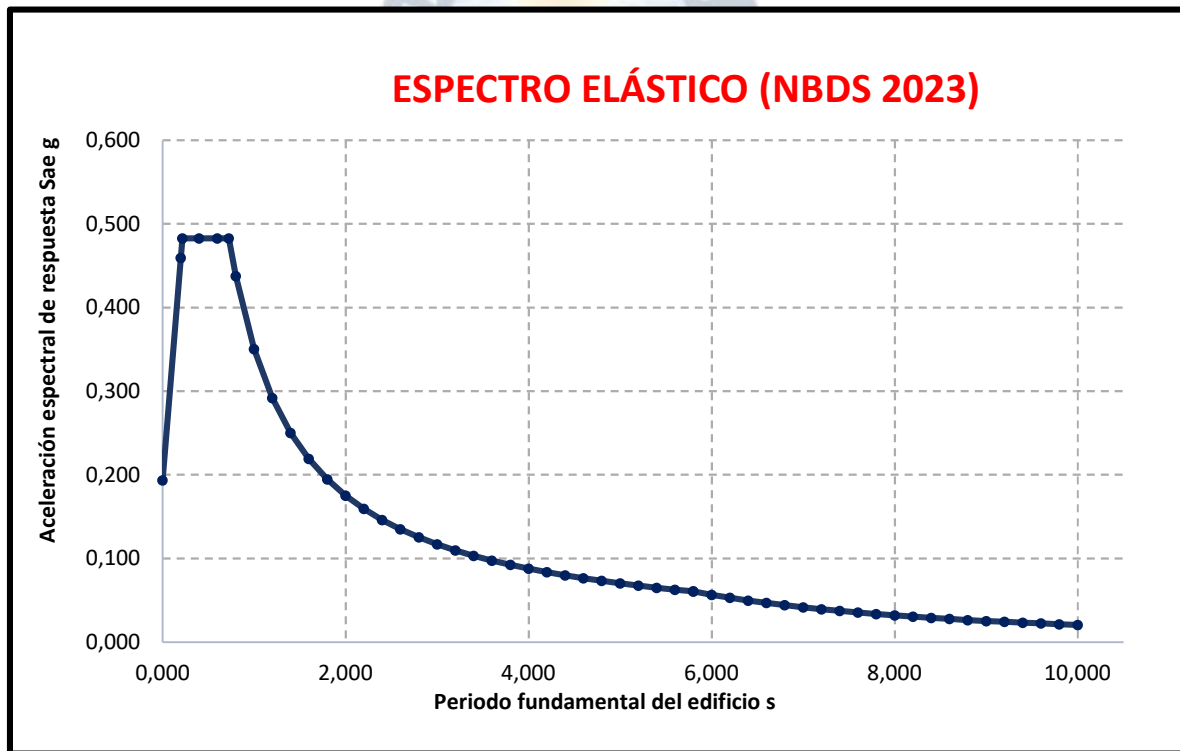


Figura 7.18. Espectro Elástico de pseudoaceleración según NBDS 2023

Fuente: Elaboración Propia

ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA (Artículo 20 de NBDS 2023 diferente al de la GBDS 2023):

$$S_a = \frac{S_{ae} \cdot I_e \cdot \tau}{R} \quad (\text{Ec 7.35})$$

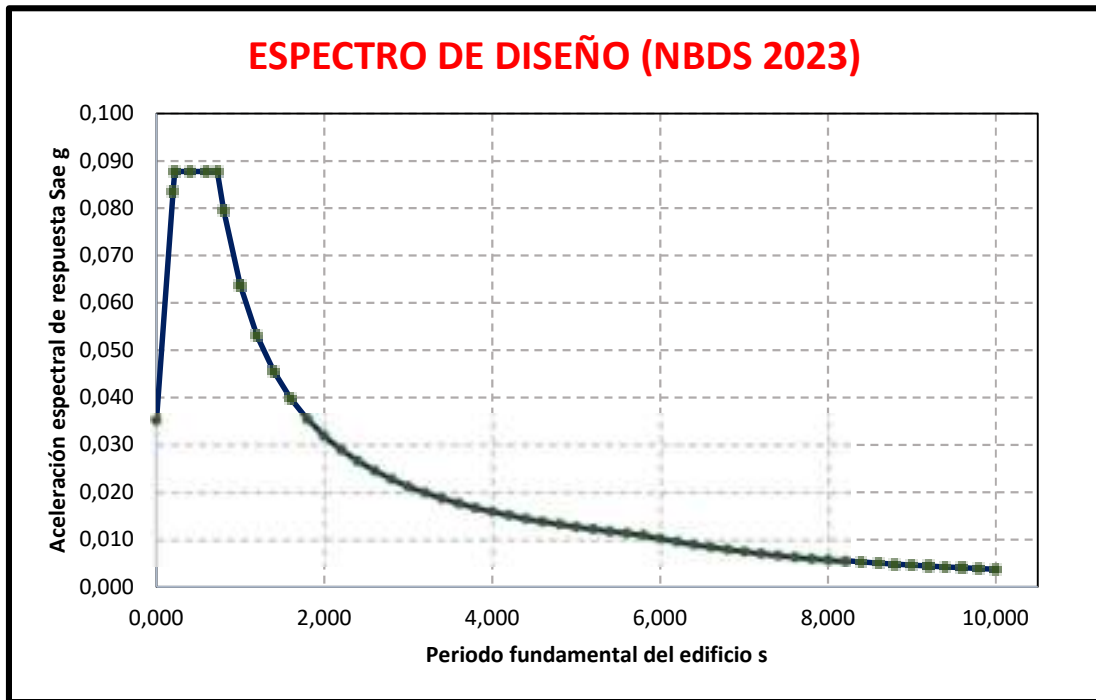


Figura 7.19. Espectro Elástico de Diseño según NBDS 2023

Fuente: Elaboración Propia

Si se compara ambos espectros se puede ver lo siguiente:

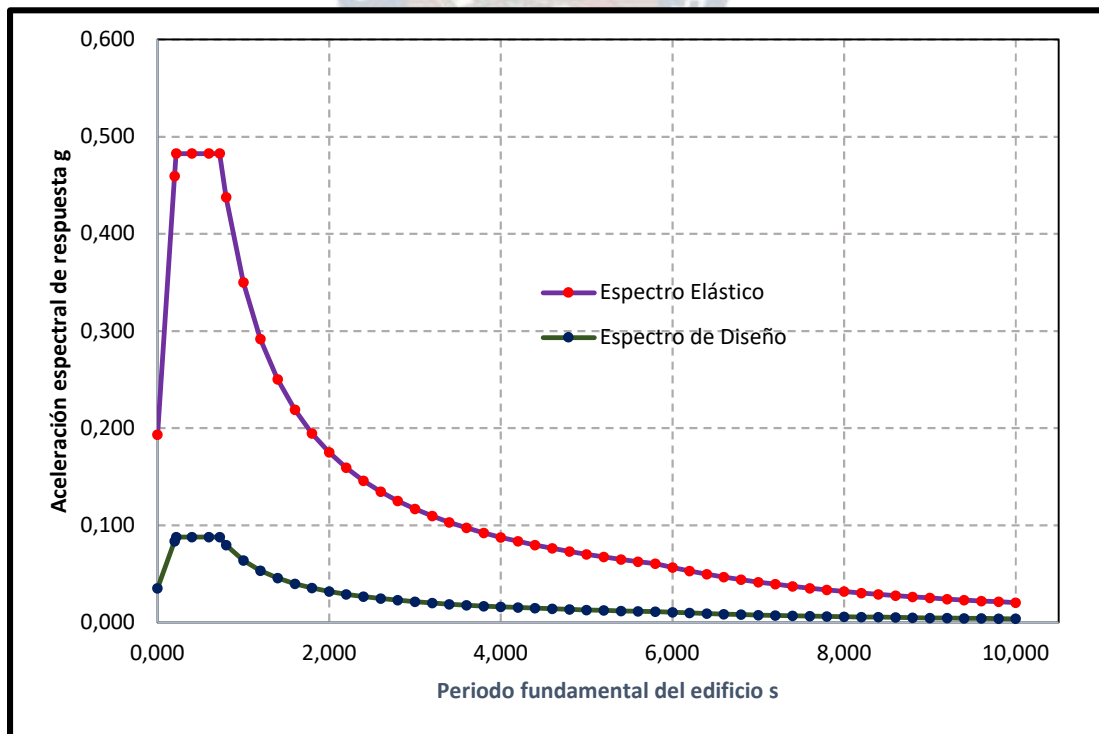


Figura 7.20. Comparación entre el Espectro Elástico y el Espectro de Diseño según NBDS 2023

Fuente: Elaboración Propia

CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS (*Artículo 15 de NBDS 2023*):

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (\text{Ec 7.36})$$

DERIVAS DE PISO (*Artículo 15 de NBDS 2023 diferente al de la GBDS 2023*):

$$\Delta_i = \frac{\delta_i}{h_i} \cdot FIT \quad (\text{Ec 7.37})$$

$$\text{Siendo: } FIT = 1 - \sum I_a - \sum I_p$$

7.8. ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NCSE 02 EN RELACIÓN A LA NBDS 2023

Como ya se explicó anteriormente, se tiene que escoger una aceleración sísmica básica para que en este caso se pueda obtener un espectro elástico de diseño idéntico al que recomienda la Normativa NBDS 2023. Dicho esto, la aceleración básica seleccionada es:

$$\text{Aceleración Sísmica Básica elegida} \rightarrow a_b = 0.082 \cdot g$$

Los demás parámetros seleccionados en el *acápite 7.5.1* del presente capítulo se mantienen, llegando a obtener el siguiente espectro de diseño:

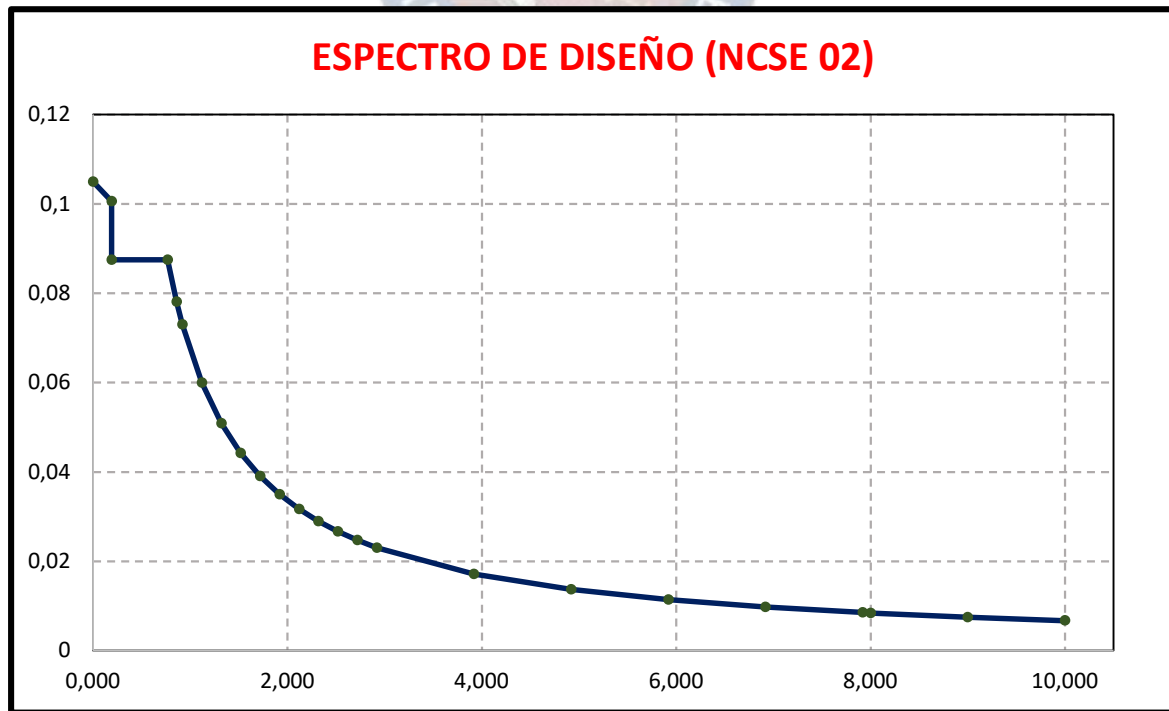


Figura 7.21. Espectro Elástico de Diseño según NCSE – 02 en relación a NBDS 2023

Fuente: Elaboración propia

7.9. ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LA GBDS – 2020, NBDS 2023 Y LA NCSE – 02

La *figura 7.22* y *figura 7.23* muestran como el primer tramo correspondientes a periodos de vibración cortos tiene una diferencia significativa entre la NCSE – 02 y las normas GBDS 2020 y NBDS 2023.

Esto es porque el espectro de diseño de la NCSE – 02 afectado por La ductilidad, busca obtener una alta capacidad de disipación de energía desde el inicio de los eventos sísmicos (esto fue pensado gracias a los registros de eventos sísmicos obtenidos por el sector en el pasado).

Por otro lado, el tercer tramo y el tramo final que es la curva descendente, están influenciados por el terreno que estará sometida al evento sísmico, con lo que se confirma que se escogió correctamente la región española parecida a la ciudad de La Paz.

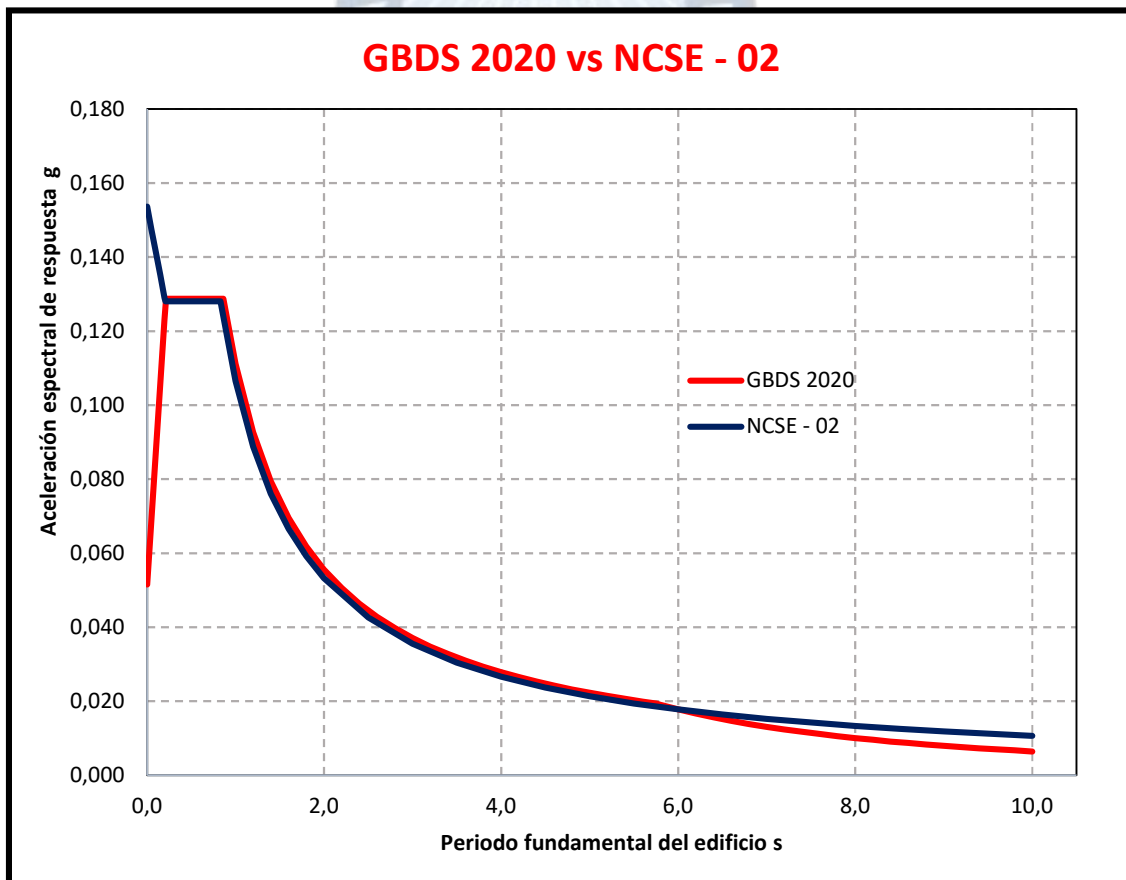


Figura 7.22. Comparación de Espectros de Diseño de la GBDS 2020 y la NCSE – 02

Fuente: Elaboración propia

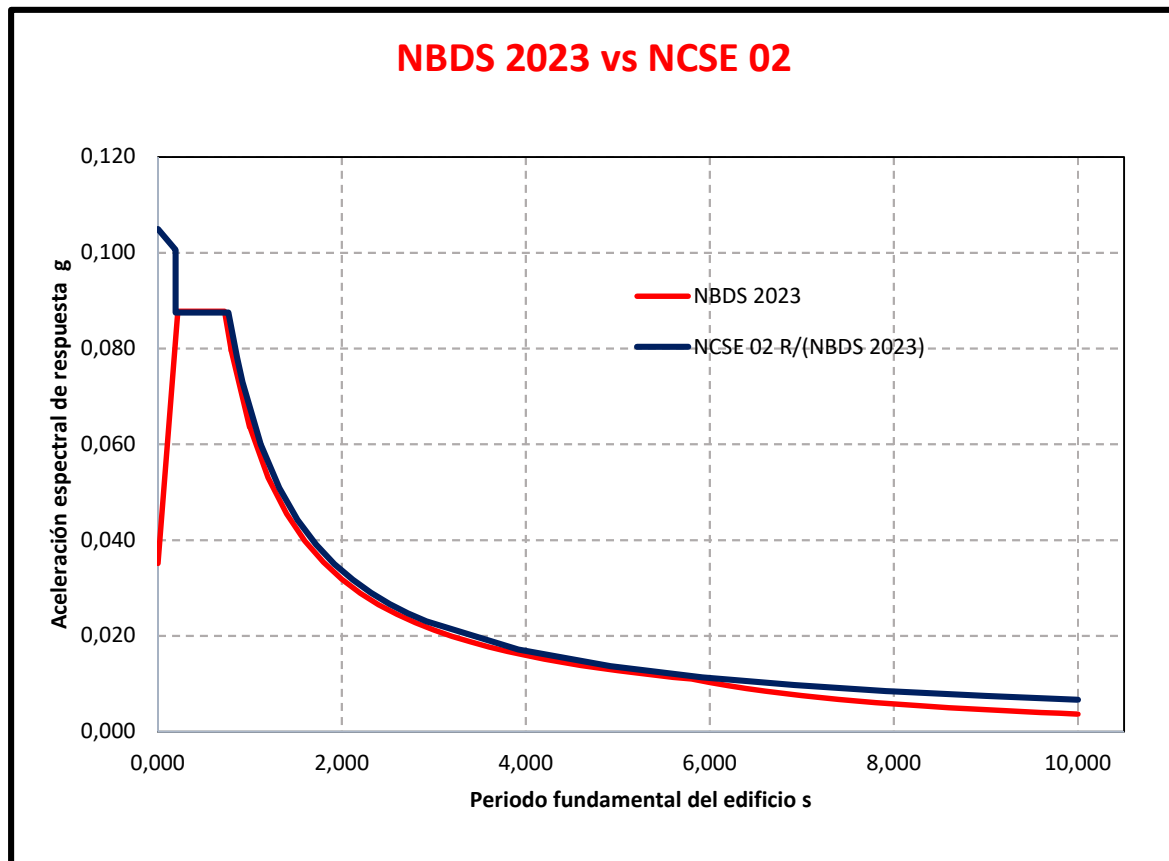


Figura 7.23. Comparación de Espectros de Diseño de la GBDS 2020 y la NCSE - 02

Fuente: Elaboración propia

En la *figura 7.24* se demuestra como la NBDS 2023 modificó algunas fórmulas, valores y parámetros para que el espectro elástico no sea castigado como en el caso de la GBDS 2020.

Pero a cambio de tener un espectro menor al de la GBDS 2020, la NBDS 2023 considera que las irregularidades existentes en la edificación afecten al control de desplazamientos restringiendo de esta manera más que la GBDS 2020.

Y aunque no existieran irregularidades en una edificación, las derivas máximas de la NBDS 2023 son más estrictas que la GBDS 2020.

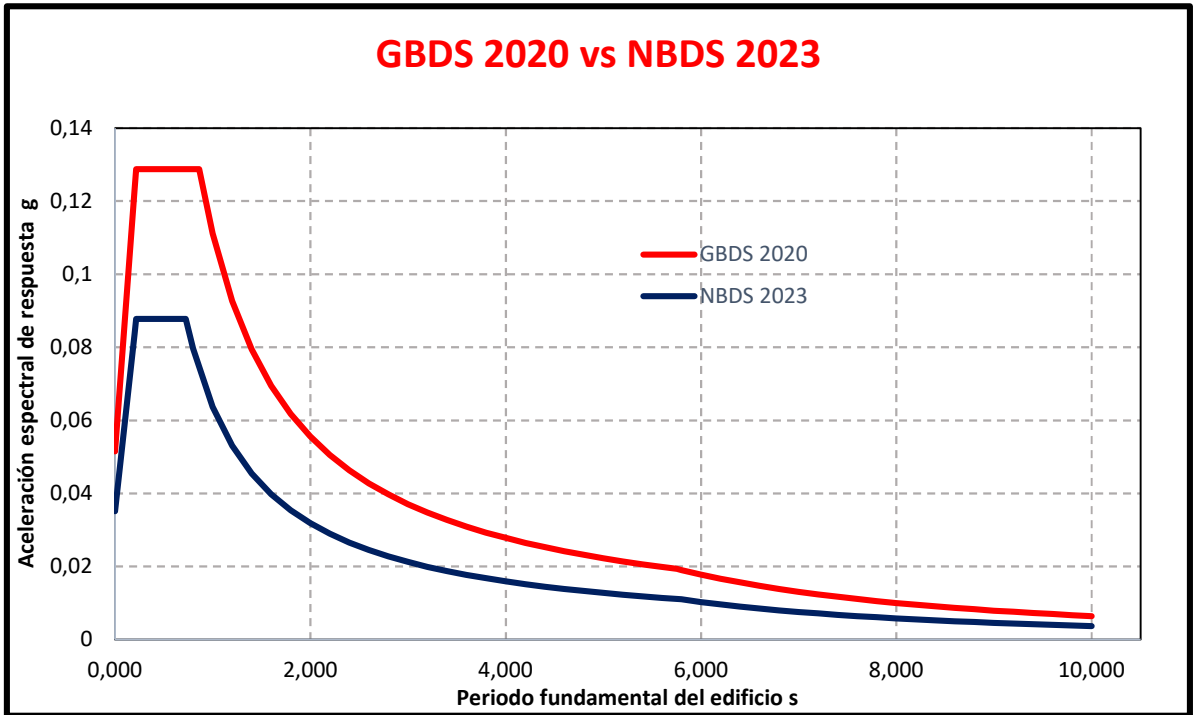


Figura 7.24. Comparación de Espectros de Diseño de la GBDS 2020 y la NBDS 2023

Fuente: Elaboración propia



Capítulo 8

MODELAMIENTO ESTRUCTURAL



CAPÍTULO 8

MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

8.1. INTRODUCCIÓN

Hoy en día parte fundamental del desarrollo de un proyecto estructural es la creación de un modelo matemático o digital que represente a la edificación de estudio. Representar virtualmente todos los elementos estructurales que represente correctamente a la edificación permite analizar y evaluar la respuesta del edificio frente a las diversas cargas y fuerzas que se presenten en su vida útil.

Por ello, es recomendable hacer uso de herramientas denominadas “programas” que facilitan y aceleran el proceso de creación de modelos tridimensionales.

En Bolivia existen muchos programas para que el ingeniero civil dedicado al cálculo estructural sismorresistente pueda escoger, programas que tienen gran renombre en el campo mundial de la ingeniería, entre todos esto el CYPECAD es una gran alternativa que, además de su gran versatilidad, genera excelentes planos.

Con este programa, la edificación de estudio de este proyecto será modelada de la manera más próxima a la realidad. Y este capítulo muestra justamente el proceso y desarrollo para la concepción de dicho modelado dentro del programa, con todos los datos ya obtenidos hasta ahora.

8.2. PROCEDIMIENTO A SEGUIR

En este capítulo se realizará el modelado de la estructura teniendo como material principal al Hormigón Armado. Usando el programa **CYPECADv25.b**, este proyecto se realizará en cuatro etapas:

1. Creación y configuración del Programa
2. Creación del modelo matemático
3. Asignación de cargas verticales y laterales
4. Cálculo del modelo matemático.

8.3. CREACIÓN Y CONFIGURACIÓN DEL PROGRAMA

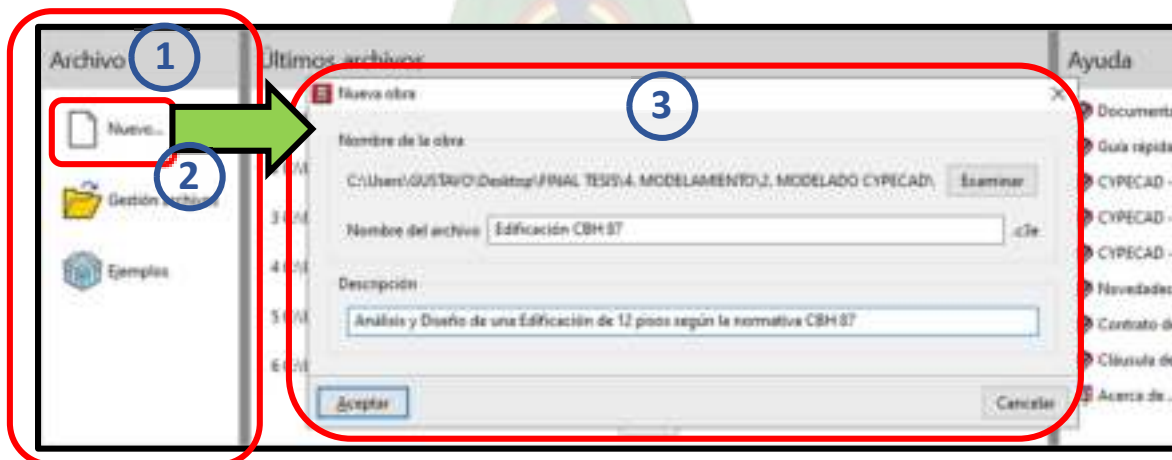
8.3.1. Creación del Proyecto

La creación de los nuevos proyectos (uno para cada normativa de estudio), se inicia mediante la selección del módulo CYPECAD desde la interfaz CYPE.



*Figura 8.1. Selección del módulo CYPECAD
Fuente: Lista de Módulos de CYPE. Versión 2025.b*

Para comenzar dentro del módulo CYPECAD, se puede ir a la parte donde dice “Archivo” y se pulsa en “Nuevo...”. En esta nueva ventana se procede a configurar la ubicación donde se guardará el proyecto, el nombre del proyecto y opcionalmente se puede colocar una descripción del proyecto.



*Figura 8.2. Creación del nuevo Proyecto
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b*

Después, se procede a deseleccionar la opción de “Vinculación con un proyecto de *BIMServer.center*” y se opta por seleccionar la opción de “Obra vacía”, dependiendo del gusto del proyectista.

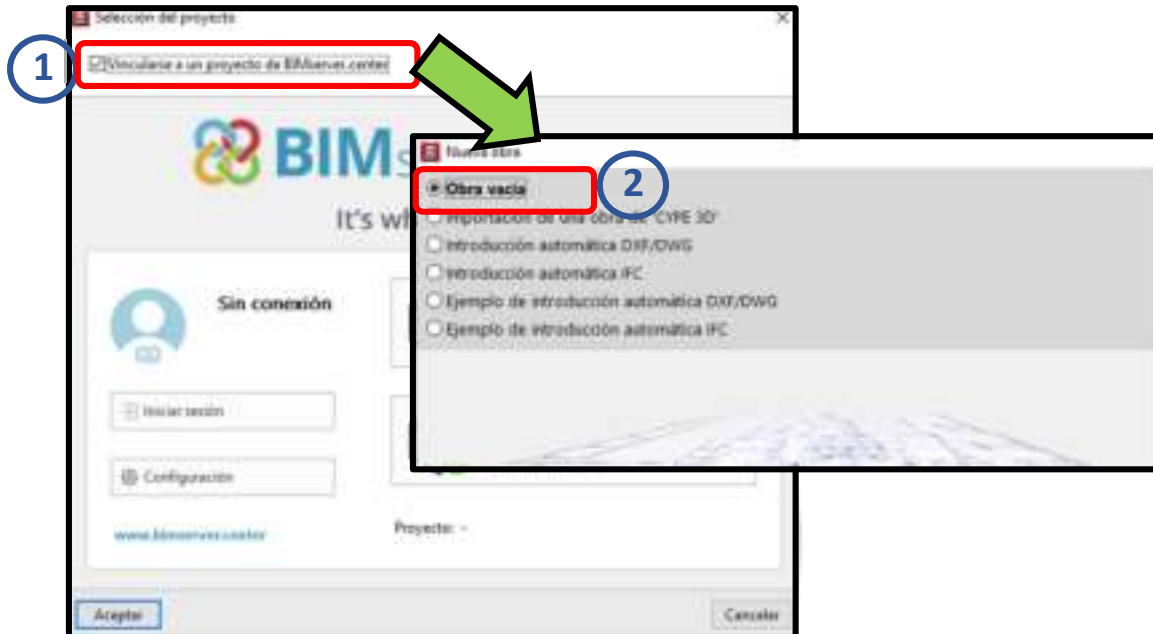


Figura 8.3. Selección de Nueva obra vacía
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

8.3.2. Datos Generales de obra

Una vez que el proyecto ha sido creado, la configuración inicial del programa comienza en la ventana “**Datos generales**”. En la venta de datos generales se puede modificar:

- *Normativa de Uso*
- *Tipo de Hormigón y modalidad de control*
- *Tipo de Acero y modalidad de control*
- *Clases de acero laminado y acero conformado.*
- *Valor característico de las acciones*
- *Conjunto de cargas especiales*
- *Combinación y coeficientes de Ponderación de las acciones*
- *Coefficientes de Pandeo*

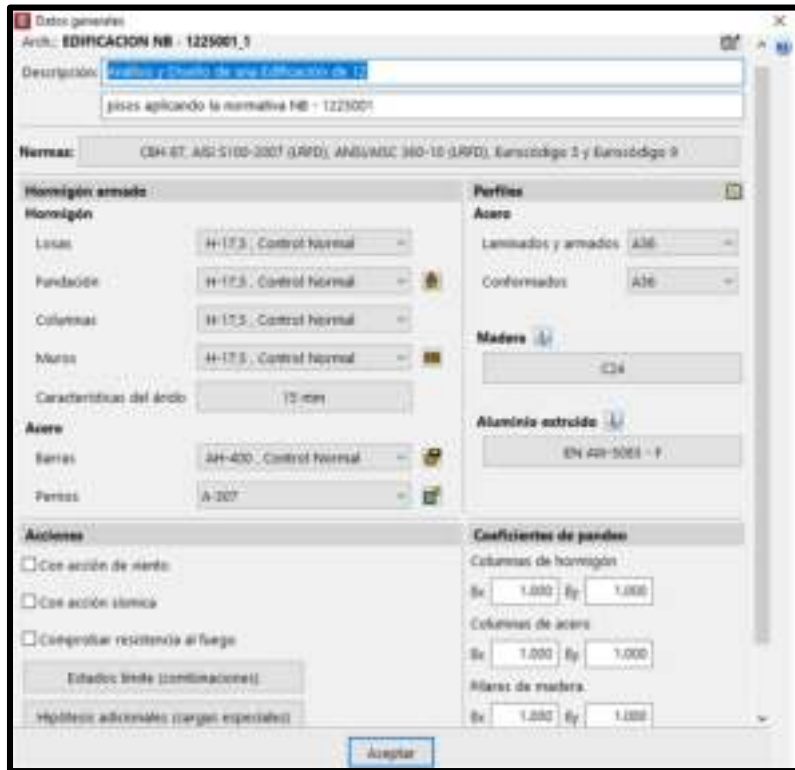


Figura 8.4. Ventana “Datos generales”
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

8.3.2.1. Selección de Normas

En la sección etiquetada como “Normas” (ver figura 8.4), se realiza la configuración de la normativa que se aplicará para llevar a cabo el análisis de la edificación, para el proyecto de grado se configura de la siguiente manera:

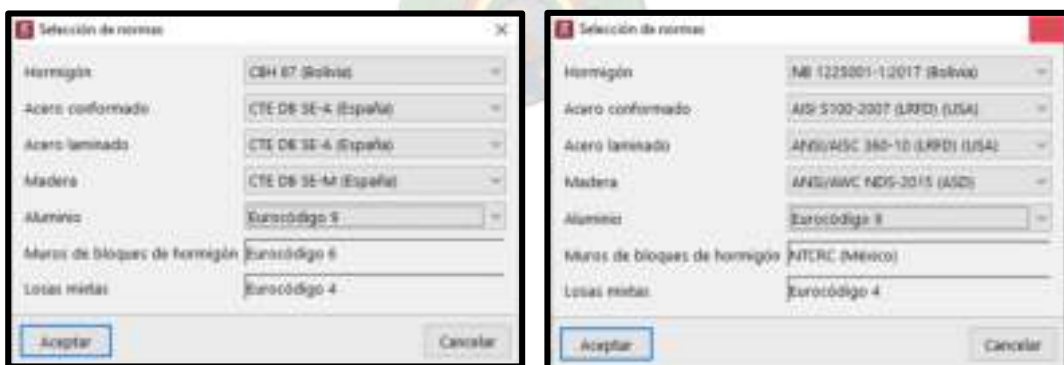


Figura 8.5. Ventana Selección de Normas
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

8.3.2.2. Materiales

En la ventana de datos generales (ver figura 8.4), se selecciona el tipo de hormigón y acero que se utilizará en el proyecto, y dependiendo la normativa se hace la selección del control que se realizará en el proyecto.



Figura 8.6. Selección de materiales (izquierda CBH – 87 y derecha NB – 1225001)
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

En la parte derecha de la selección de materiales mostradas en la figura 8.6, existen varios botones para colocar las configuraciones adicionales a los elementos estructurales

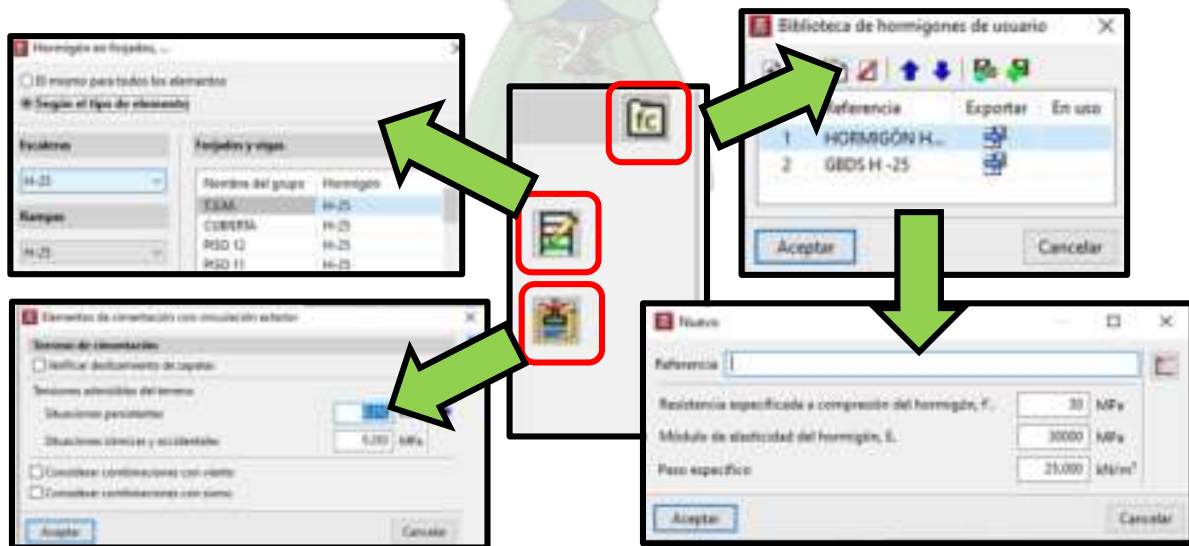


Figura 8.7. Propiedades avanzadas para la selección de materiales (Parte I)
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

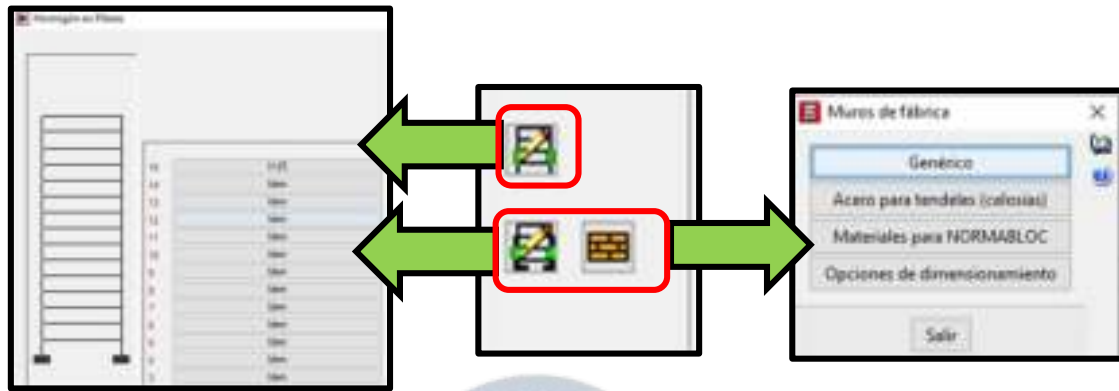


Figura 8.8. Propiedades avanzadas para la selección de materiales Parte II)

Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

En la parte de aceros existe probablemente el botón mas importante del programa, ya que si se lo configura adecuadamente es el botón “por posición”, dentro se puede configurar la disposición de armaduras de todos los elementos estructurales, lógicamente si se ingresa a esta ventana sin conocimientos previos de las normativas, se llegaría a tener errores de gran magnitud.

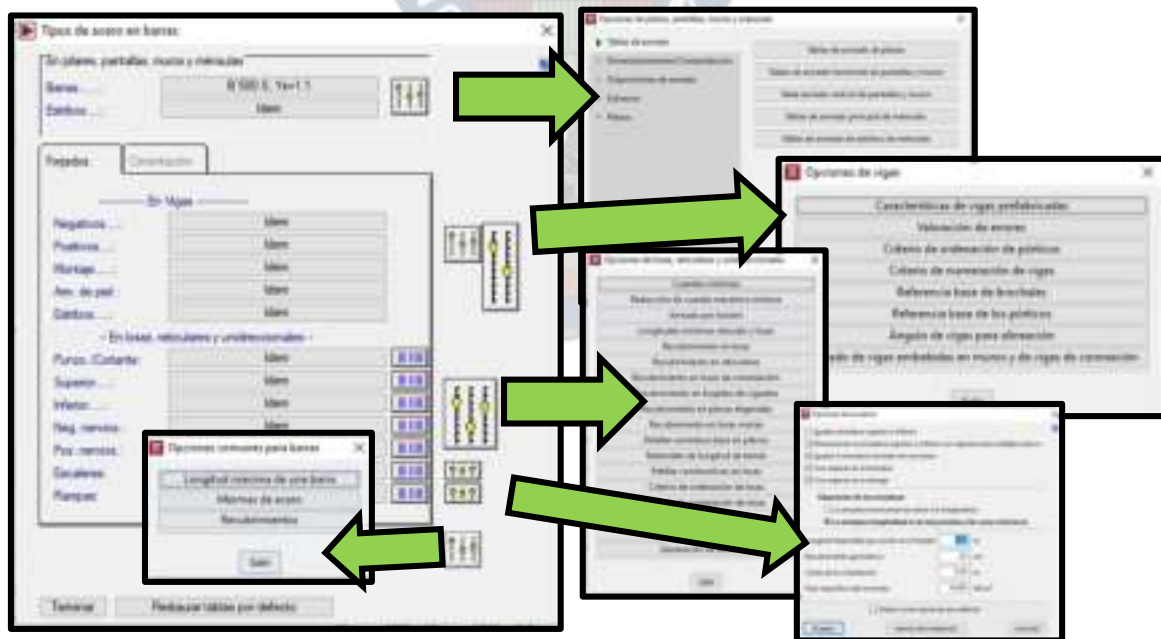


Figura 8.9. Propiedades del botón “Por Posición”

Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

Ingresa a todo lo que brinda el botón “Por Posición” es sumamente intuitivo y fácil de comprender,

demonstrando también ahí la ventaja del programa que por cada venta que se ingresa te explica para que sirve y que hacer en dicha ventana.

8.4. CREACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO

8.4.1. Sistema de Unidades

Antes de empezar a hacer algo se debe de asignar correctamente el sistema de unidades que se va a emplear en todo el proyecto, para ello se va a la parte superior derecha de la ventana y se pulsa el ícono “Configuración”:

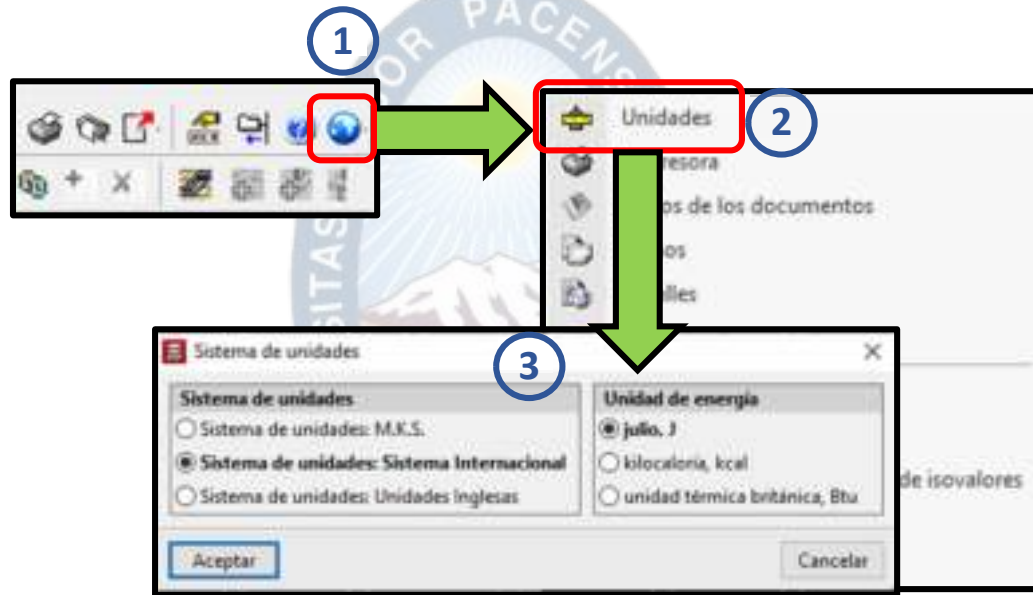


Figura 8.10. Configuración del sistema de unidades
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

8.4.2. Creación de Pisos

Se presiona el ícono de “Nuevas Plantas” y se introduce como “plantas sueltas”. En la ventana emergente, se coloca el nombre de cada piso, su altura y las cargas correspondientes de cada piso.

Otra forma de ingresar es por medio de la pestaña: “Introducción” → “Plantas/Grupos”.

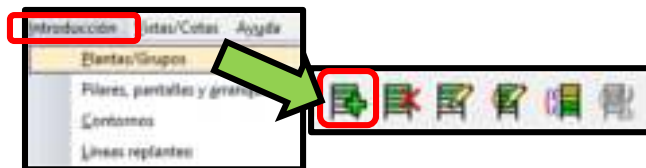


Figura 8.11. Ingreso a la ventana de creación de Plantas
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

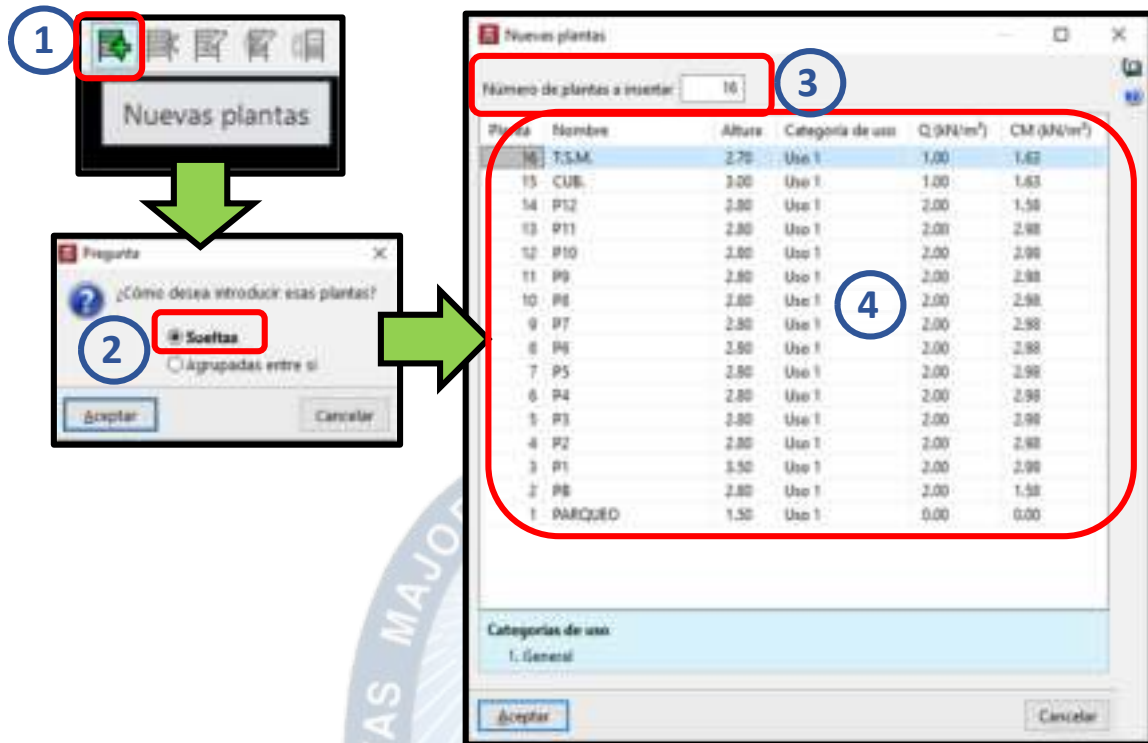


Figura 8.12. Creación de pisos para la Estructura de estudio

Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

Luego se debe de ajustar la cota de fundación de la estructuración, para ello se selecciona el ícono “Editar Plantas” y se ingresa la cota correspondiente.

Como resultado de este proceso, es necesario revisar y si es posible volver a configurar la altura de cada piso para asegurar una correcta introducción de datos.

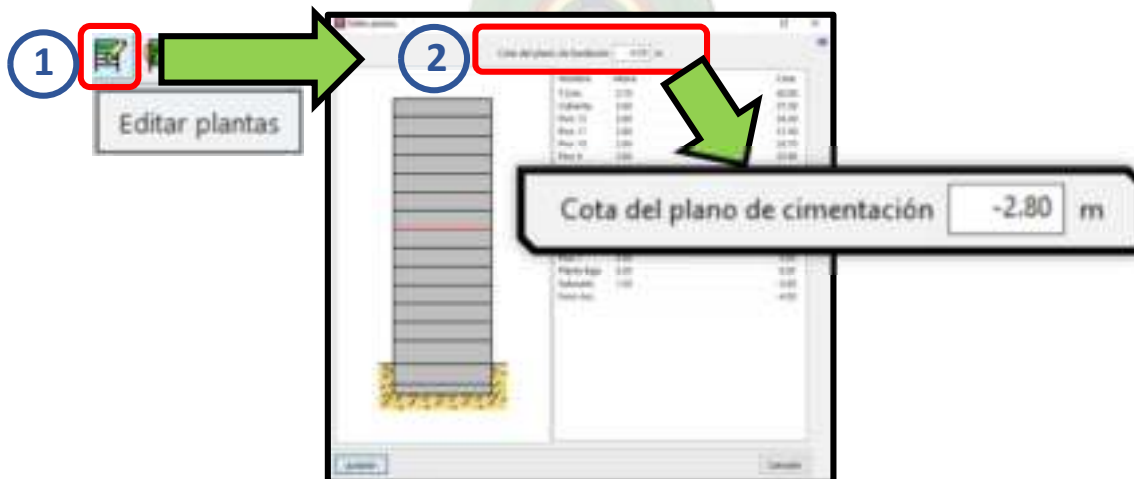


Figura 8.13. Modificación de la cota de fundación del modelo estructural

Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

8.4.3. Planillas DWG

Se tiene que ir al icono de “editar plantillas” y en la ventana “gestión de vistas de plantilla” presionar el ícono de “añadir” incorporando así el archivo AutoCAD de la edificación de estudio.

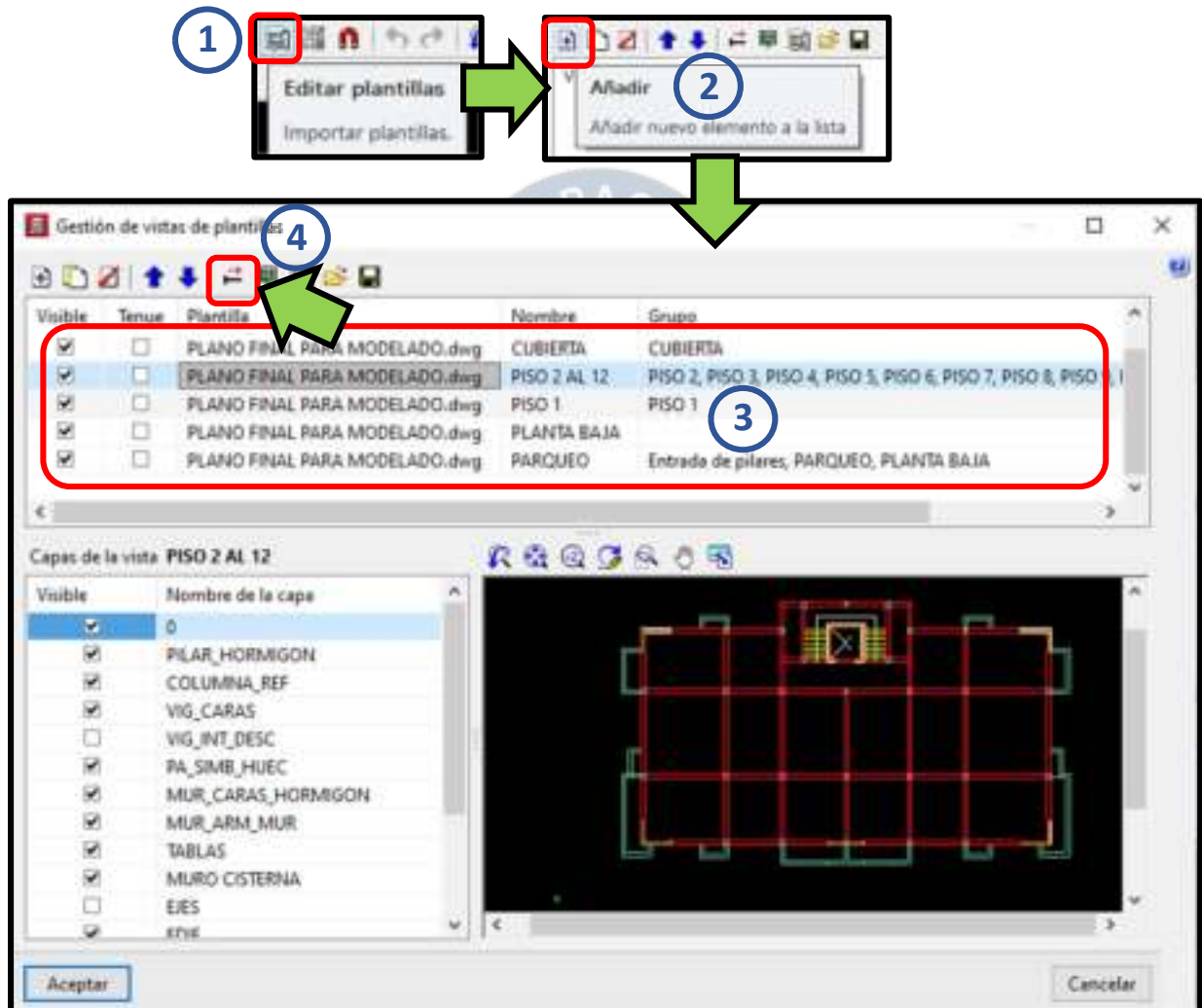

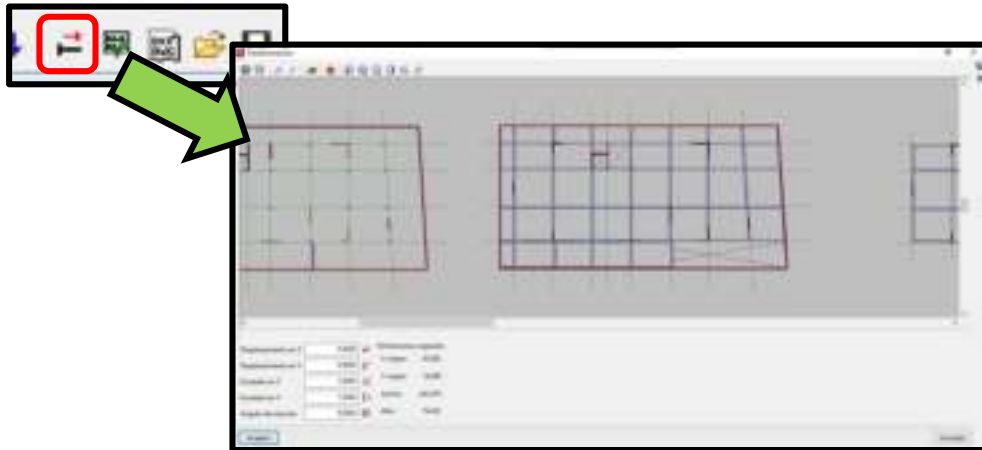


Figura 8.14. Gestión de Vistas de Plantillas DWG
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

Luego de crear la cantidad necesaria de plantillas, se selecciona el botón  para poder seleccionar el área visible de la plantilla en cada nivel y el punto de origen de coordenadas. Esto para poder modelar cada elemento estructural con mayor facilidad.



*Figura 8.15. Selección del área visible de las Plantillas
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b*

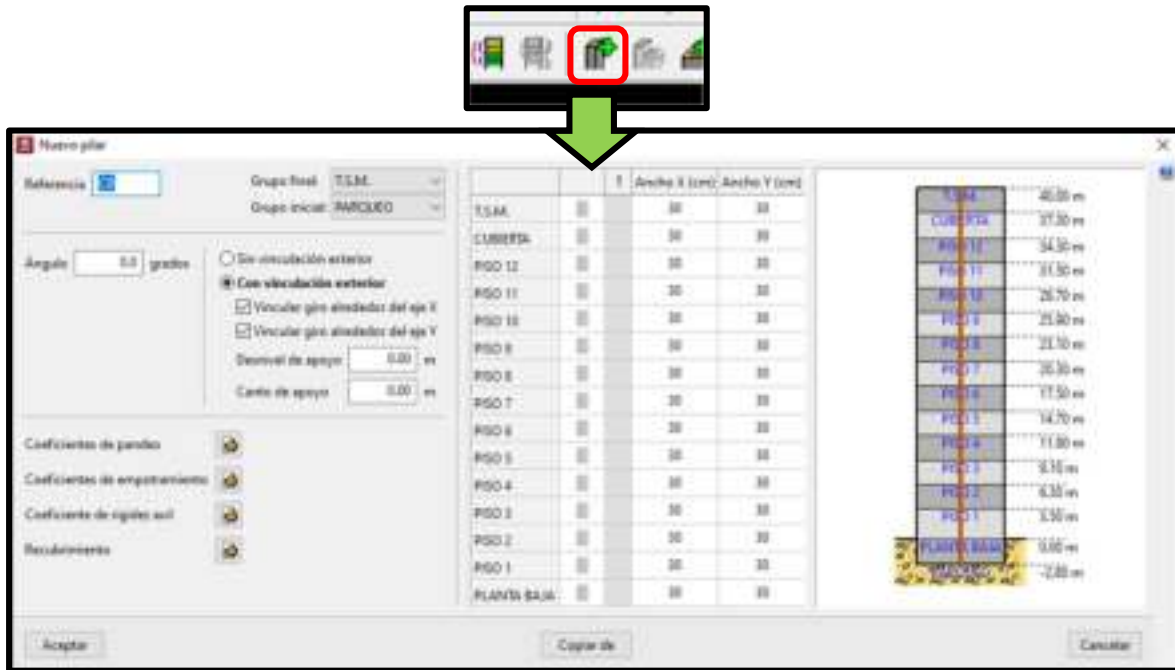
Finalmente, para terminar la configuración de plantillas se asigna a cada nivel la correspondiente plantilla, con esto se podrá realizar el modelado de cada elemento estructura en cada piso de la edificación.



*Figura 8.16. Asignación de Plantillas a cada piso o grupo
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b*

8.4.4. Entrada de Columnas

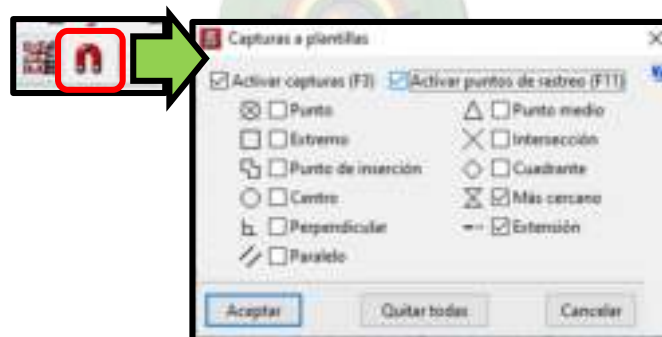
Después de realizar la respectiva configuración, se continua con la introducción de todas las columnas de la edificación. Para ello se presiona en el ícono que se llama “nueva columna”, de donde aparece la ventana mostrada a continuación.



*Figura 8.17. Ventana de Creación de Columnas
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b*

En la ventana mostrada en la *figura 8.16*, se selecciona “sin vinculación exterior”, debido a que se plantea utilizar una losa de cimentación en la base de la edificación.

Para tener una mejor precisión en la colocación de columnas u otros elementos estructurales, se tiene que hacer uso de los “parámetros de referencia a objetos” en función de lo que se necesite hacer:



*Figura 8.18. Ventana de herramientas para la captura de referencias
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b*

Se coloca las dimensiones de las *tablas 4.16, 4.17 y 4.18* para la norma CBH – 87 y las *tablas 5.10, 5.11 y 5.12* para la norma NB – 1225001; De acuerdo a las planillas DWG configuradas anteriormente todas las columnas necesarias para la edificación deben ser colocadas de acuerdo al esquema mostrado en la *figura 4.11*.

Estas columnas se las pueden visualizar en modelado 3D (en la pestaña Entrada de Vigas), obteniendo lo siguiente:

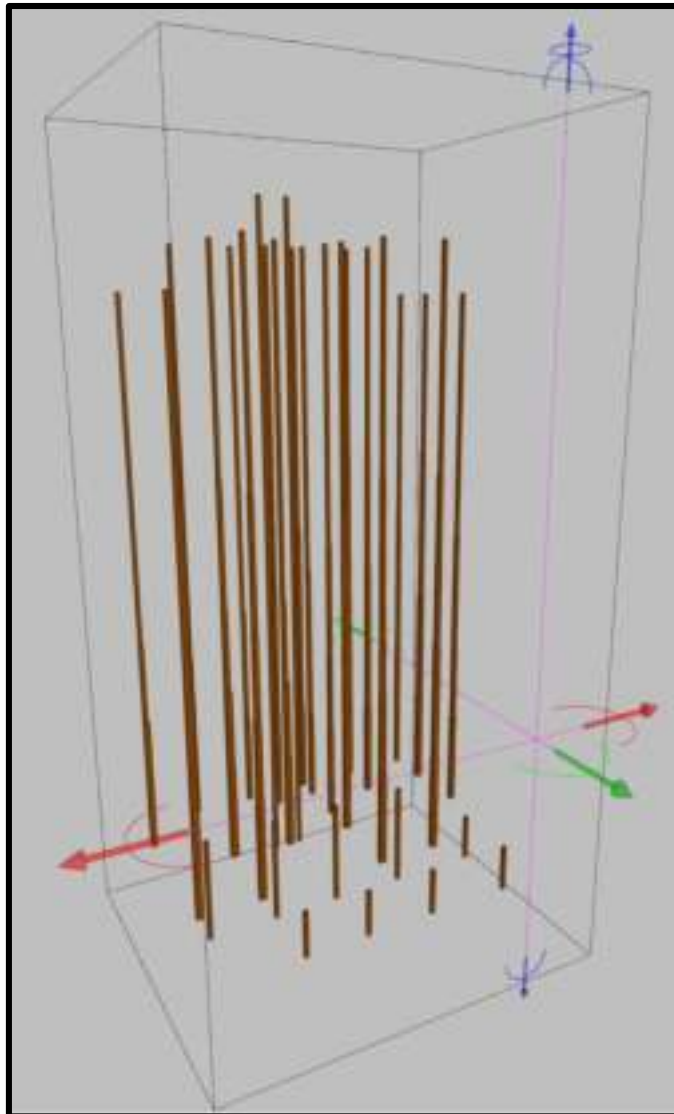


Figura 8.19. Vista 3D de columnas
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

8.4.5. Entrada de muros de corte y sótano

Para la introducción de muros de sótano se verifica que esté activa en la parte inferior la pestaña “Entrada de vigas” y se presiona el ícono de “Entrar muro”, en la ventana que se abre se rellena de la forma mostrada en la siguiente figura junto a sus ventanas emergentes.

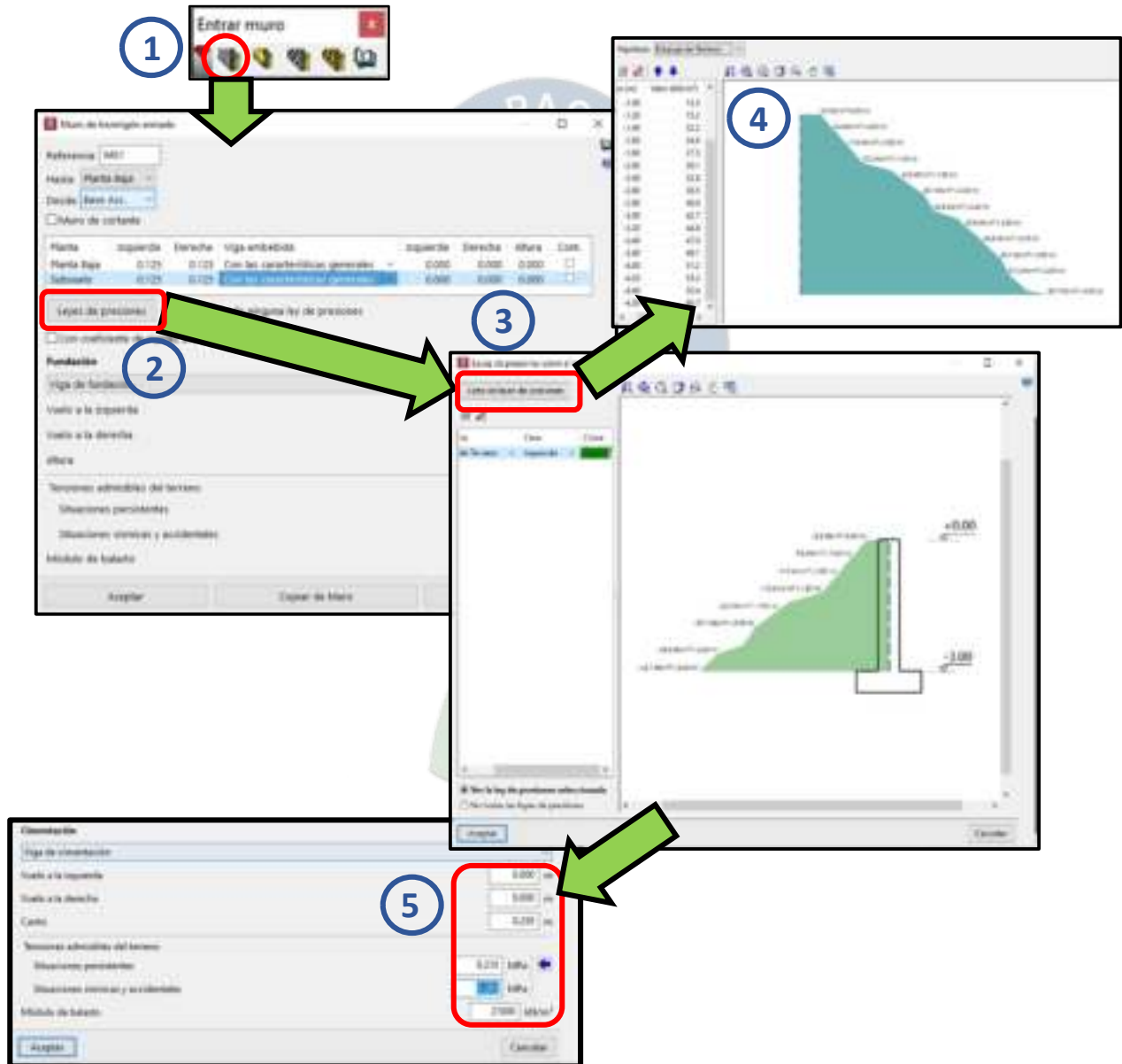


Figura 8.20. Configuración de los parámetros del muro
Fuente: programa CYPE – CYPCAD Versión 2025.b

Configurado los parámetros del muro se procede con su introducción en el plano de trabajo de CYPECAD, todo ello con ayuda de las plantillas DWG.

De igual manera para los muros de corte se hace el mismo proceso de configuración anteriormente hecha a excepción de que ya no se coloca empujes de presión lateral porque no se encuentran en contacto lateral con el terreno.

8.4.5.1. Módulo de Balasto

En la configuración de los parámetros que tendrá el muro de hormigón armado y en la configuración de losas de cimentación, existe un dato que debe ser introducido, siendo este el módulo de balasto.

Para encontrar el valor del módulo de balasto se recurre al [acápito 3.15](#) y debido a que no se cuentan con suficientes datos de estudio de suelo, se hace uso de las fórmulas que consideren la tensión admisible del terreno:

- **Ecuación de Bowles (Ec. 3.307):**

$$k = 40 \cdot FS \cdot \sigma_{adm}$$

$$\text{Para: } FS = 3; \sigma_{adm} = 210 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

$$k = 40 \cdot 3 \cdot 210 \rightarrow k = 25200 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

- **Norma Boliviana de Diseño sísmico 2006 (Ec. 3.313):**

$$k = 1000 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\text{Para: } \sigma_{adm} = 2.10 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$k = 1000 \cdot 2.10 \rightarrow k = 2100 \left[\frac{t}{m^3} \right] = 21000 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

- **Tablas de Morrison Ingenieros (Tabla 3.25):**

$$\text{Para: } \sigma_{adm} = 2.10 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$k = 4.2 \left[\frac{kg}{cm^3} \right] = 42000 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

Por lo tanto, el módulo de balasto es el valor menor escogido considerando el peor escenario en términos de asentamiento y rigidez del suelo:

$$k = 21000 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$$

Con este valor el diseño estructural será más robusto frente a posibles variaciones y comportamientos imprevistos del suelo bajo carga.

8.4.6. Entrada de vigas

La introducción de vigas es muy similar a la de muros, a diferencia de que ahora se debe presionar el ícono “Entrar Viga”. En la ventana emergente se selecciona la viga deseada (familia y tipo de viga) y con ayuda de las planillas DWG en cada piso se colocan las vigas.

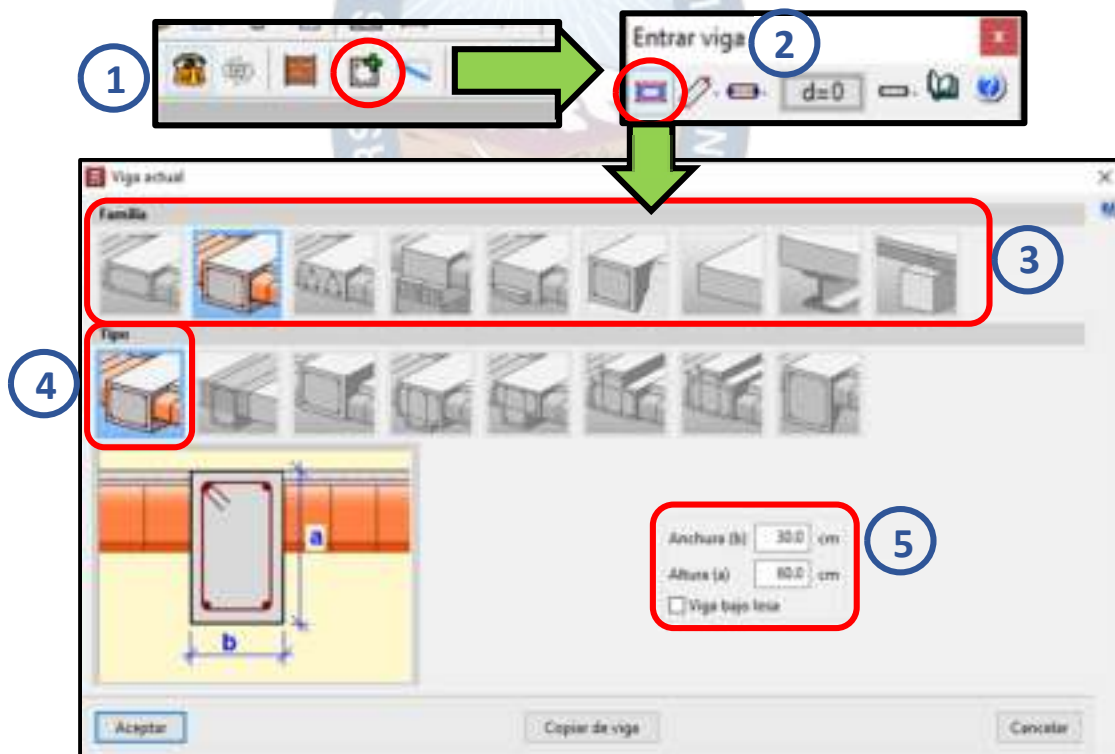
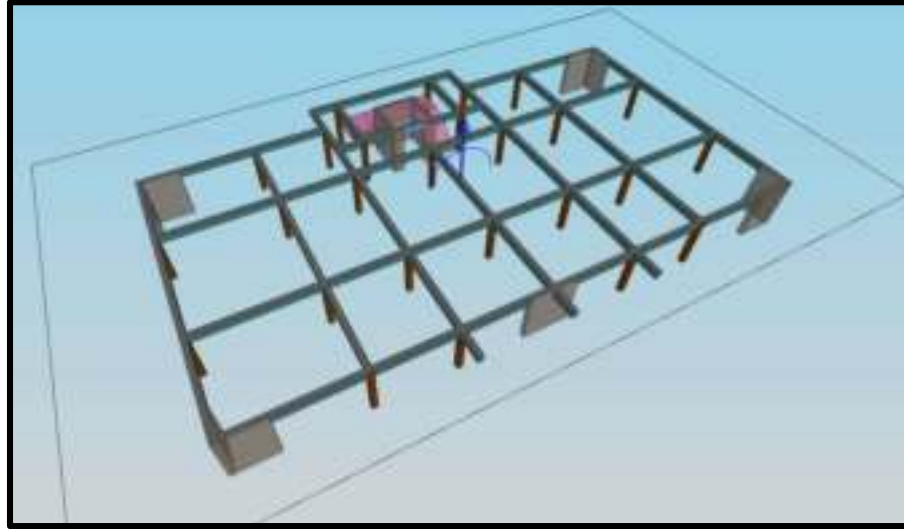


Figura 8.21. Ventana “Viga actual” para elegir y dimensionar las vigas

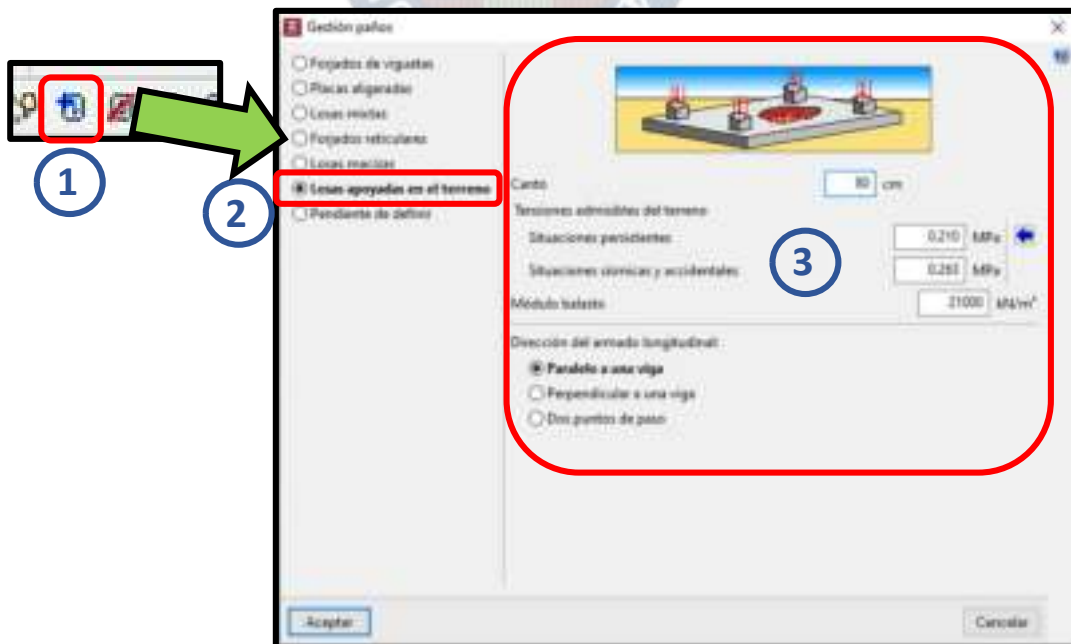
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b



*Figura 8.22. Vista 3D de Vigas en Planta Baja
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b*

8.4.7. Entrada de Losas Macizas, Aligeradas y Losas de Cimentación

Para colocar losas de primeramente es necesario ir a la base de la estructura, para el proyecto es el subsuelo. Se pulsa el ícono losa para poder configura la ventana “Gestión de losas”, ahí se puede configurar las losas de cualquier tipo que se requiera.



*Figura 8.23. Configuración de Losa de Cimentación
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b*

Para la configuración de losas macizas y aligeradas se tiene:

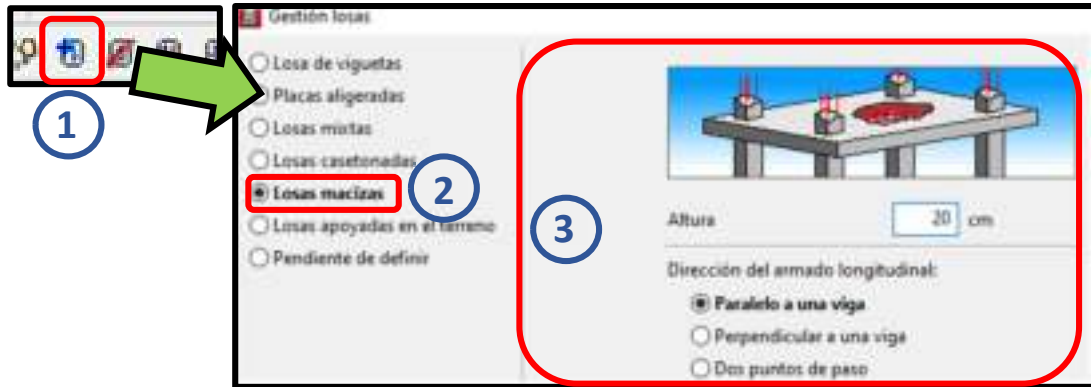


Figura 8.24. Configuración de Losas Macizas
 Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

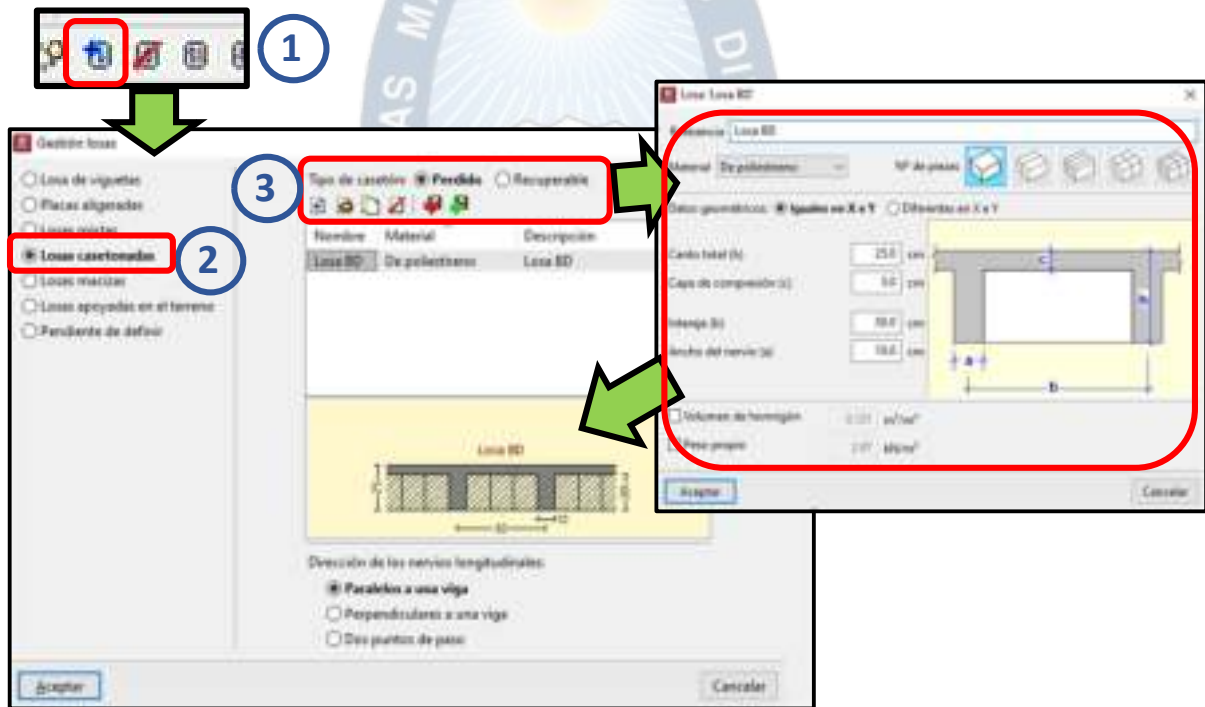
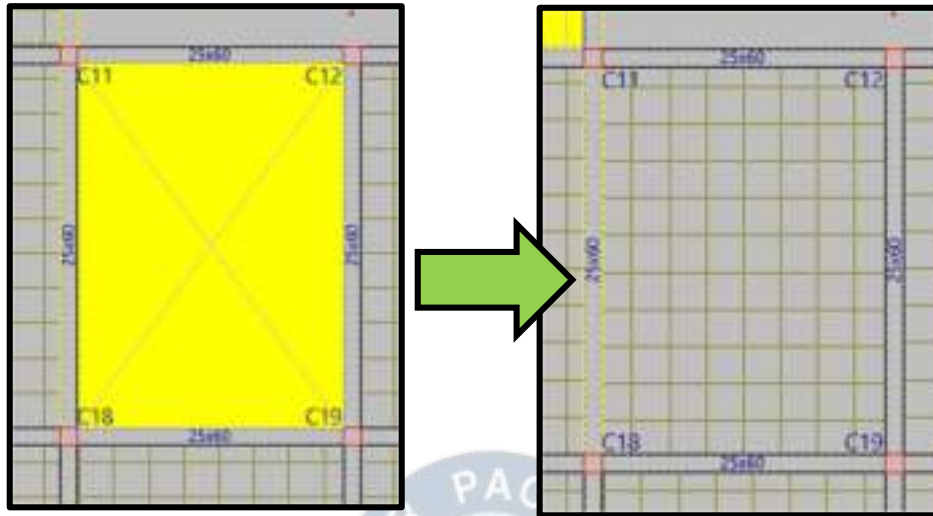


Figura 8.25. Configuración de Losa Aligerada Bidireccional
 Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

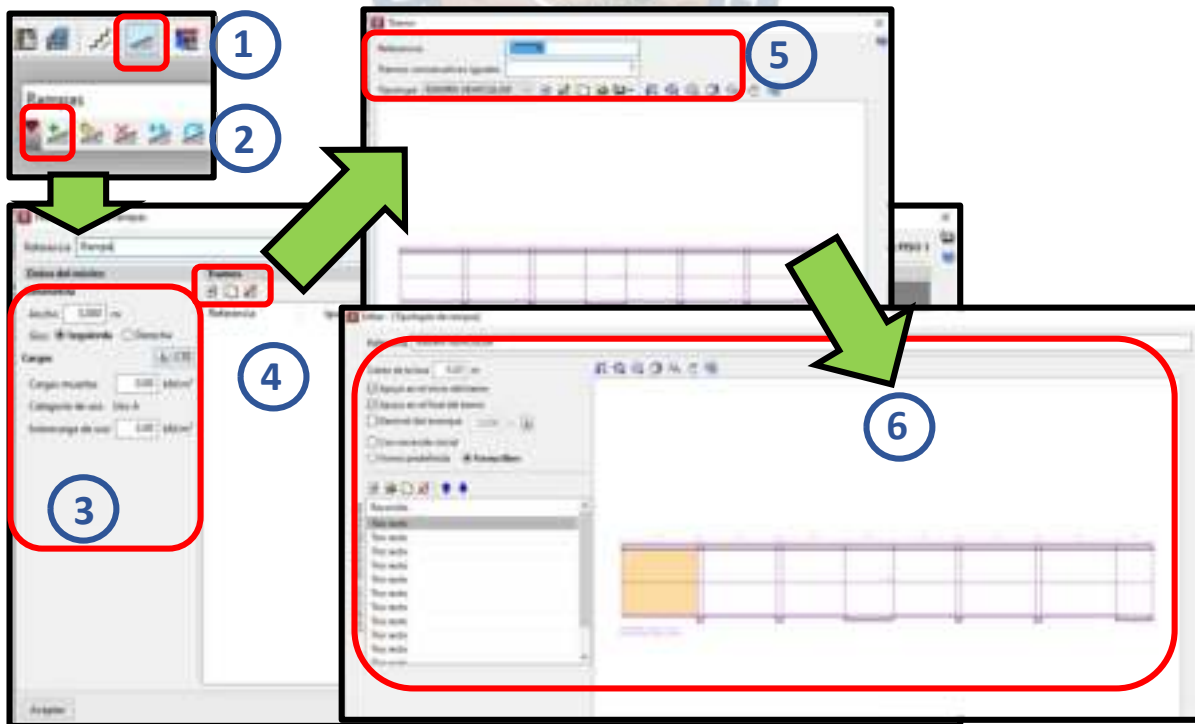
Para colocar las losas respectivas en cada nivel se coloca el cursor en el área definida para la losa; ésta se sombreadá de color amarillo, por lo que se le presiona el botón principal del ratón y luego seleccionamos la viga que nos determinará la dirección del armado de la losa.



*Figura 8.26. Losas introducidas al plano modelado de la edificación
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b*

8.4.8. Entrada de Rampa

Para la introducción de la rampa al modelado, se pulsa el ícono “Rampas”, donde aparecerá una nueva selección de botones. Se pulsa “Nuevo núcleo de rampas” y se configura respectivamente.



*Figura 8.27. Configuración de Rampa
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b*

8.4.9. Entrada de Escaleras

Para introducir las escaleras de la edificación se va al ícono “Escaleras” y en las ventanas que se abren se colocan los datos correspondientes.

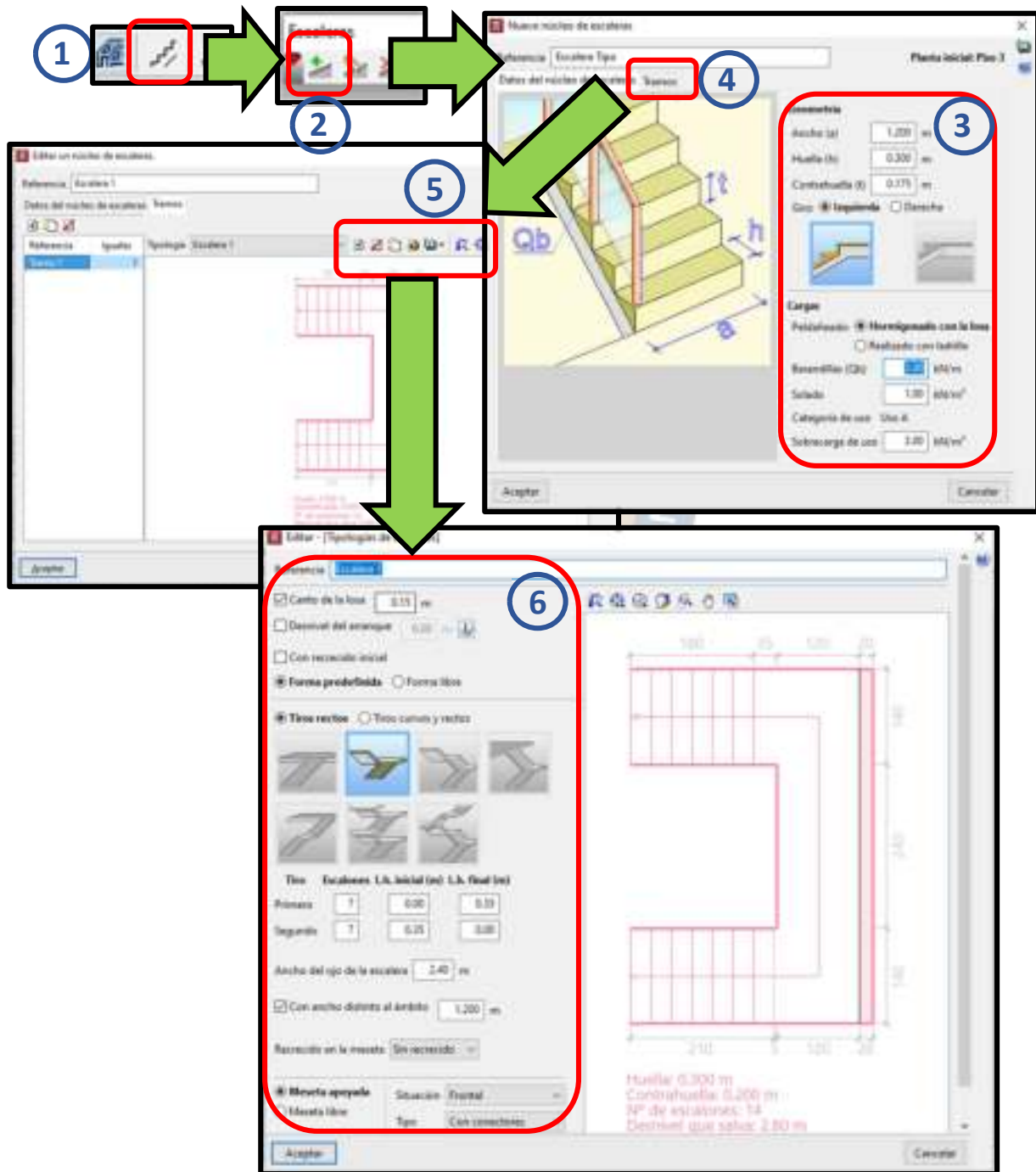


Figura 8.28. Configuración para las escaleras de la Edificación

Fuente: programa CYPE – CYPCAD Versión 2025.b

Finalmente se obtiene todo el modelado final de la edificación de estudio. La *figura 8.29* muestra un corte del modelado donde se puede apreciar todos los elementos estructurales.

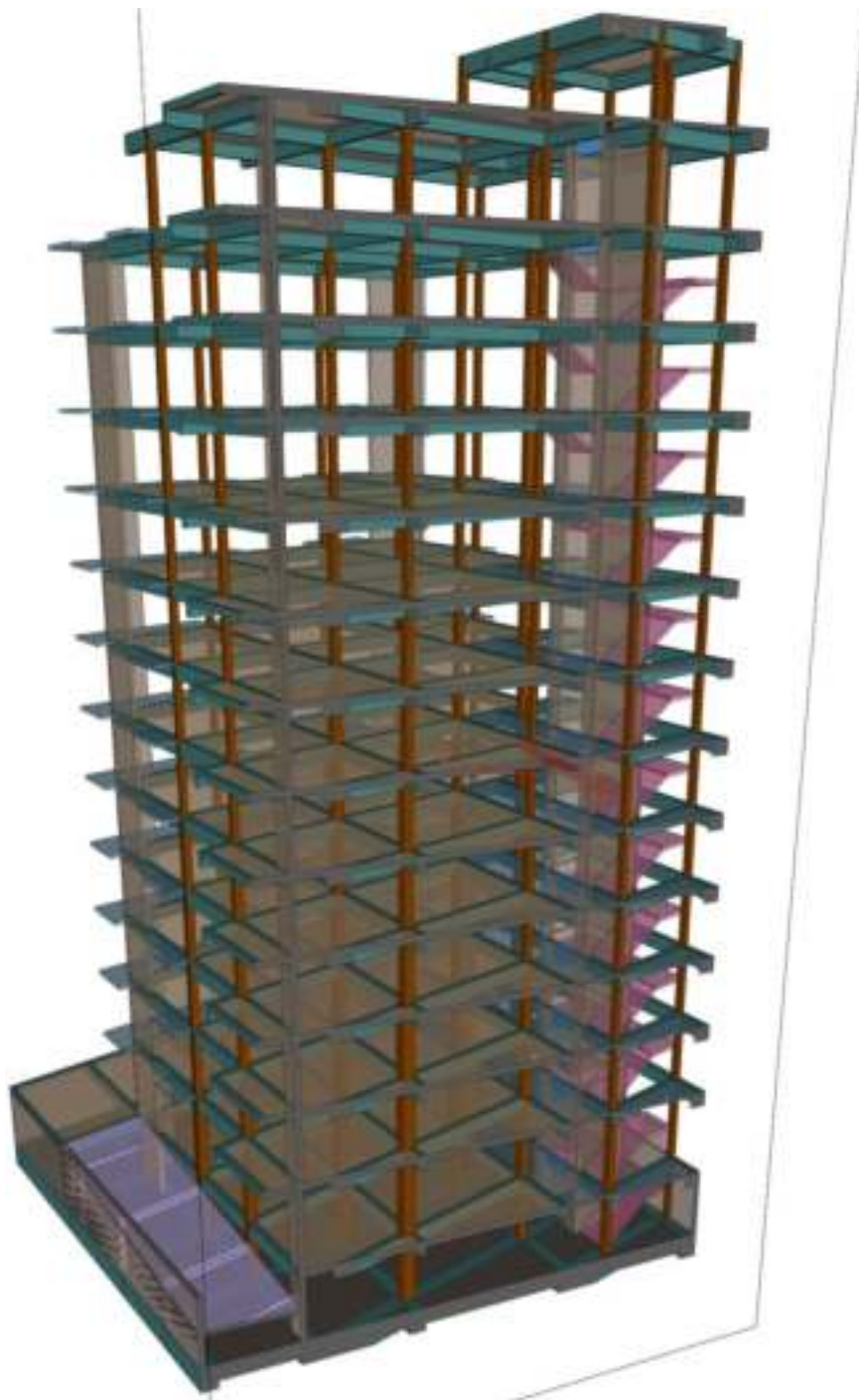


Figura 8.29. Vista 3D de un corte del Modelado Final
Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

8.5. ASIGNACIÓN DE CARGAS VERTICALES Y LATERALES

8.5.1. Asignación de Cargas Verticales

Cabe mencionar que en el [acápite 8.4.2](#) de este capítulo se presenta como hacer la creación de piso y dentro de su configuración se puede colocar las cargas permanentes y variables que soportará la edificación.

Otra forma de modificar o ingresar dichas cargas es seleccionando la pestaña “Cargas” en la parte superior del programa y luego se selecciona “Cargas por grupos” donde se configurará de acuerdo a lo que se requiera:

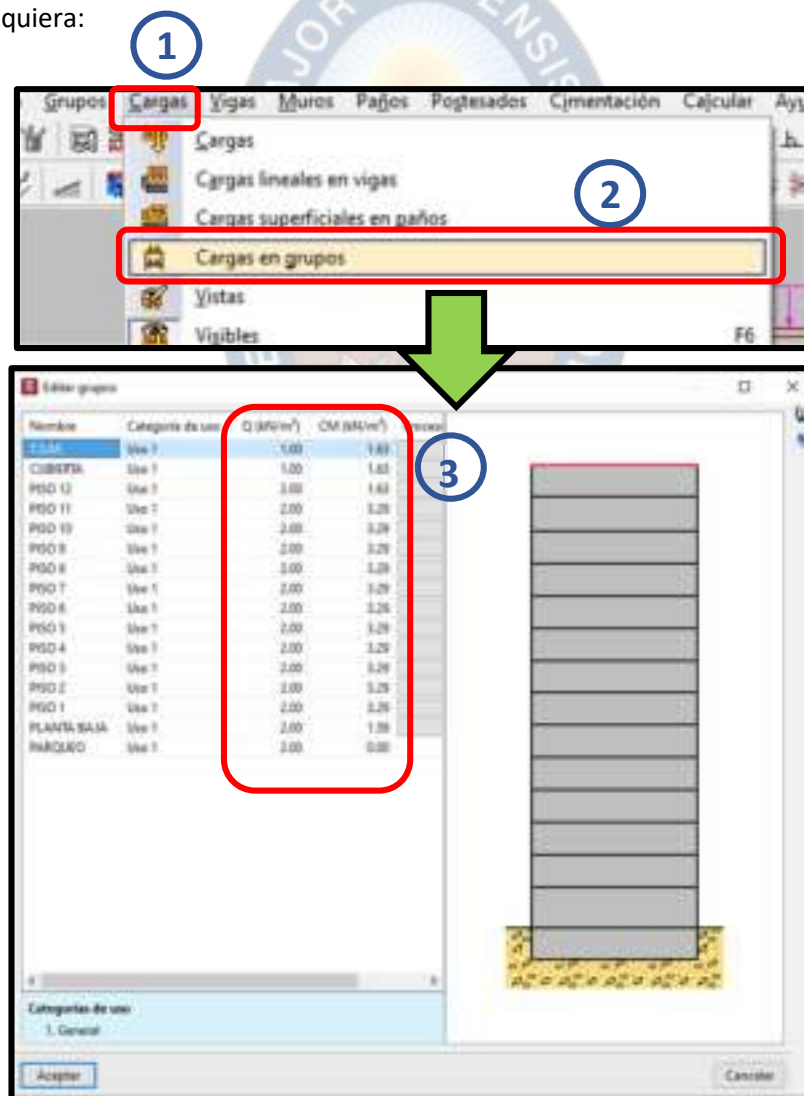


Figura 8.30. Configuración de Cargas Permanentes y de Uso

Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

Luego de tener configurado las cargas base de la edificación, se termina de complementar con las cargas restantes que faltan. Para ello dependiendo del tipo de carga a introducir, se pulsa el ícono “cargas superficiales en losas” o el ícono “cargas lineales en vigas”, donde se realiza la respectiva configuración.



Figura 8.31. Configuración de Parámetros para Cargas Adicionales

Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

8.5.2. Asignación de Cargas Laterales

8.5.2.1. Viento

Para la selección de la normativa que se usará en el proyecto para el análisis de cargas de Viento se va al ícono de “Datos generales” ya mostrado en el [acápito 8.3.2](#) de este capítulo. En la parte de acciones se selecciona “Con acción de Viento” donde se abrirá una ventana que tiene todo lo necesario para el análisis de cargas de viento.

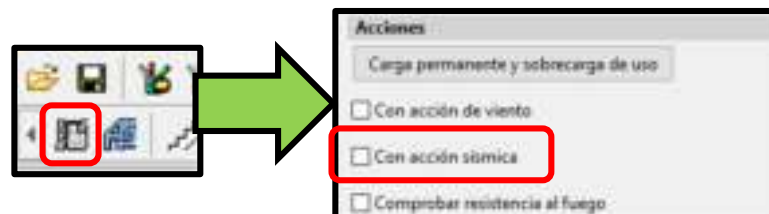


Figura 8.32. Forma de ingresar a la ventana de configuración de cargas de Viento

Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

Ya dentro de la ventana, lo siguiente es escoger la normativa correspondiente para el cálculo de la acción del viento.

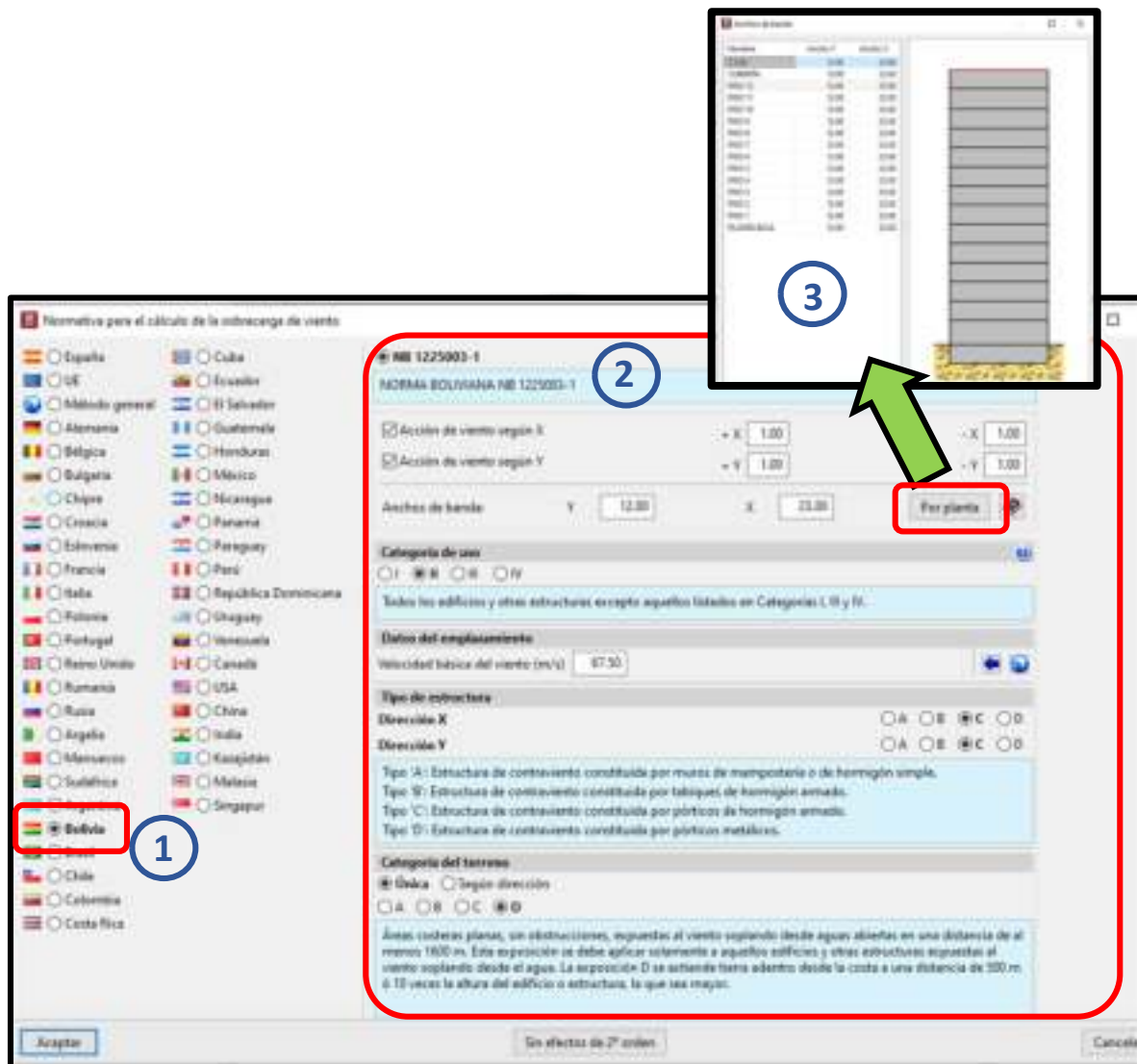


Figura 8.33. Configuración para el Análisis de Viento
Fuente: programa CYPE – CYPCAD Versión 2025.b

8.5.2.2. Sismo

Al igual que para las cargas de viento, primeramente, se tiene que ir al ícono “Datos generales” y en la parte de acciones, esta vez se hace la selección de “con acción sísmica” donde se abrirá una nueva ventana donde se podrá ingresar todos los parámetros necesarios para el análisis de sísmico dependiendo la normativa que se use.

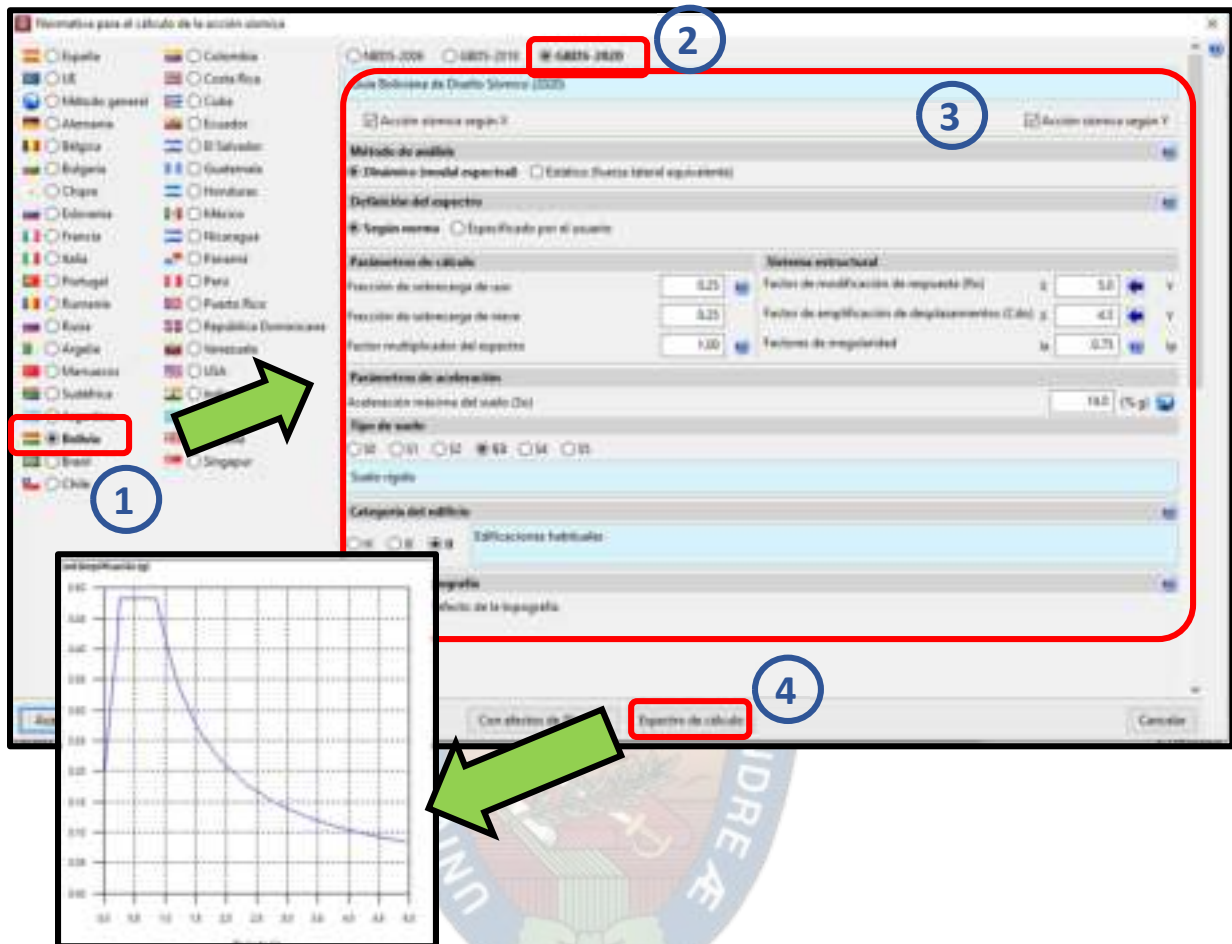


Figura 8.34. Configuración para el Análisis Sísmico

Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b

Como se indico antes, el programa de CYPECAD es muy versátil se pueden asignar los datos necesarios sin dificultad alguna.

8.6. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN

Antes de realizar el respectivo cálculo primeramente se tiene que hacer la comprobación geométrica de toda la estructuración, para ello se tiene que ir a la pestaña “Calcular” y luego a “Comprobación geometría de todos los grupos”.

Si no se tiene ningún tipo de error ya es posible calcular el modelado realizado, pulsando en la pestaña “calcular” cualquiera de las tres formas de calcular que permite el programa.

Por experiencia es mejor primero realizar el cálculo de la estructura sin obtener el armado para verificar el dimensionamiento de los elementos estructurales y luego ya calcular la obra para poder tener los resultados finales de la estructuración.

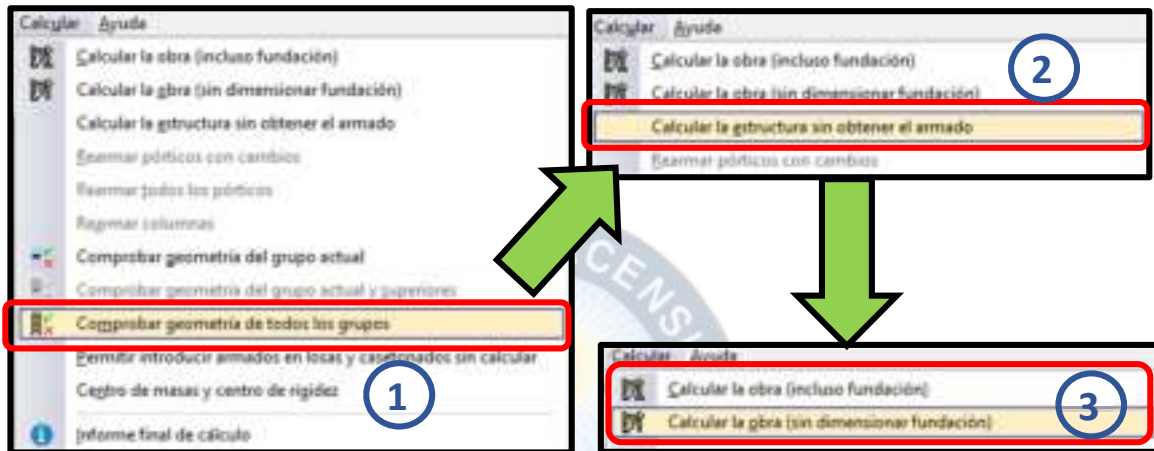


Figura 8.35. Pasos para realizar el cálculo del modelo estructural
 Fuente: programa CYPE – CYPECAD Versión 2025.b



Capítulo 9

MODELO ANÁLITICO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS



CAPÍTULO 9

ANÁLISIS DEL MODELADO ESTRUCTURAL Y RESULTADOS DE LA EDIFICACIÓN DE ESTUDIO

En la elaboración de un proyecto estructural, la verificación de la estructuración del edificio es fundamental antes de realizar el diseño final de los elementos estructurales. Verificar los criterios de modelación estructural y los desplazamientos garantiza que se cumpla con los requerimientos mínimos que dan las normativas, creando una edificación funcional y segura.

Por ello, este capítulo se centra en revisar el modelo estructural de la edificación de estudio, examinando aspectos críticos que pueden llegar a complicar el diseño final. También se verifica si los desplazamientos cumplen con las disposiciones indicadas en las normativas CBH – 87 y NB – 1225001, obviamente todo esto desde un punto de vista comparativo entre ambas normativas. Al finalizar el capítulo, se realiza una comparación de los esfuerzos obtenidos bajo la norma CBH - 87 y la norma NB - 1225001, para tener en cuenta las diferencias existentes entre ambas normativas.

9.1. VERIFICACIÓN DE LA MODELACIÓN ESTRUCTURAL

9.1.1. Proporción

Es la relación alto – ancho de la edificación, en otras palabras, es la esbeltez de la edificación completa. Mientras más esbelta es la edificación, mayor es su periodo sísmico y menor el momento interno que puede desarrollar para resistir la fuerza sísmica. Normas internacionales en conjunto recomiendan que la relación alto/ancho no exceda de cuatro. Para la edificación de estudio se tiene:

Altura: 39.50 m (*desde la Planta Baja*)

Ancho Mayor: 26.15 m

Ancho Menor: 15.50 m

$$\text{Relación de Esbeltez: } \frac{39.50}{15.50} \leq 4 \rightarrow \boxed{2.55 < 4 \text{ cumple!}}$$

9.1.2. Configuración en Planta

Es importante considerar la forma arquitectónica en planta de la edificación, ya que una edificación puede estar compuesto por diferentes formas geométricas y en diferentes direcciones (irregulares), lo que llevaría a subdividir las edificaciones con juntas constructivas.

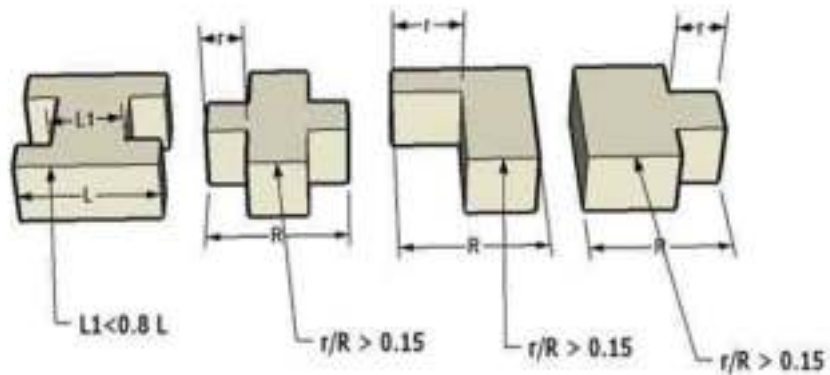


Figura 9.1. Diferentes configuraciones arquitectónicas en planta
Fuente: Saúl Díaz Godínez (2008), Manual de Diseño y Cálculo de Estructuras (1ra Ed)

9.1.2.1. Esquinas Entrantes

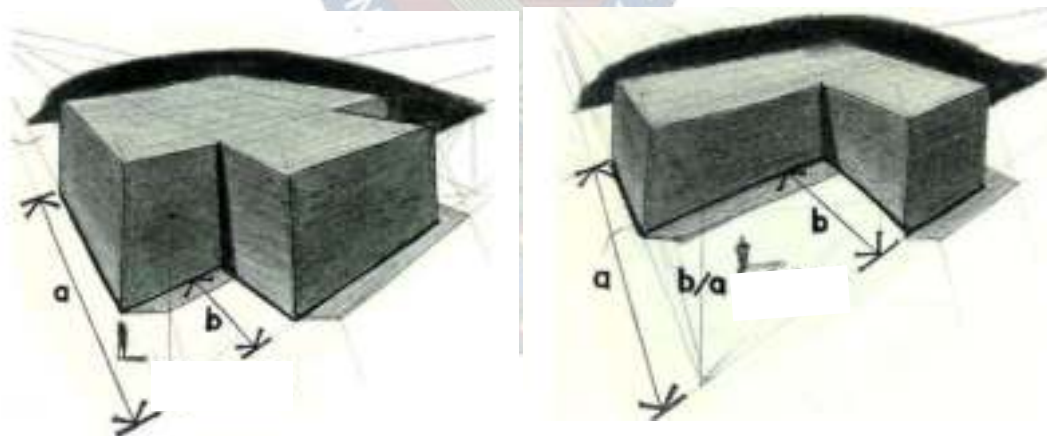
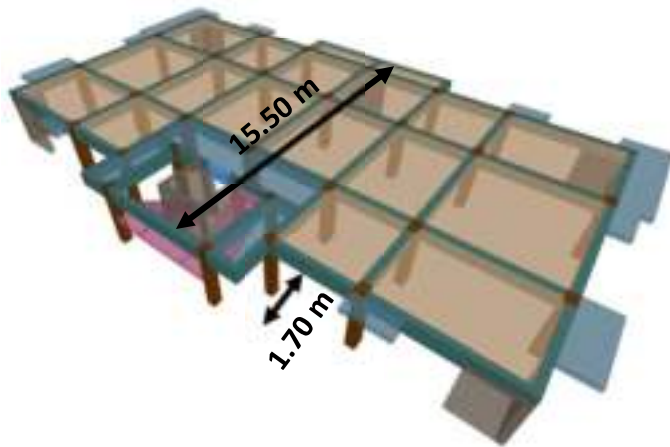


Figura 9.2. Irregularidad en Planta de esquinas entrantes
Fuente: Saúl Díaz Godínez (2008), Manual de Diseño y Cálculo de Estructuras (1ra Ed)

De acuerdo a lo indicado en la *tabla 7.9* del *acápite 7.1.7*, se considera:

$$\frac{b}{a} > 0.20$$

Para la edificación se tiene:



$$\frac{1.70}{15.50} > 0.20$$

$$0.11 \not> 0.20$$

No presenta irregularidad de esquinas entrantes

Figura 9.3. Verificación de Irregularidad de Esquinas entrantes
Fuente: Elaboración Propia

9.1.2.2. Discontinuidades de Diafragma

De acuerdo a lo indicado en la tabla 7.9 del acápite 7.1.7, se considera:

$$A_{ABIERTA} > 0.5 \cdot A_{TOTAL} \rightarrow C \times D + C \times E > 0.5A \times B$$

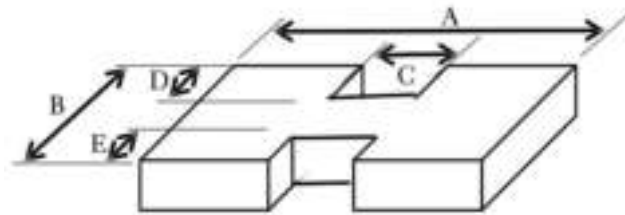
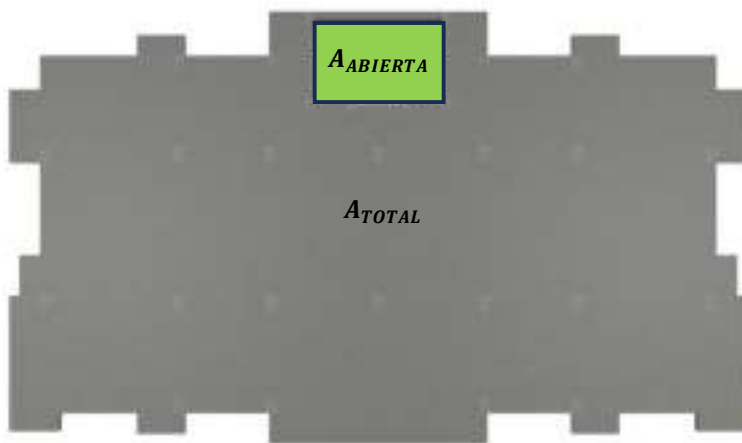


Figura 9.4. Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma
Fuente: Roberto Rochel Awad (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios



$$A_{ABIERTA} = 21.60 \text{ m}^2$$

$$A_{TOTAL} = 413.31 \text{ m}^2$$

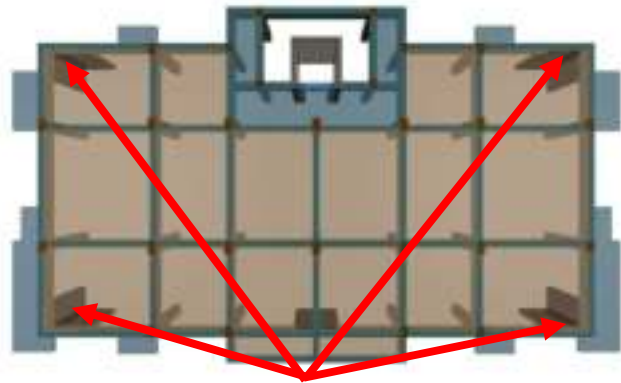
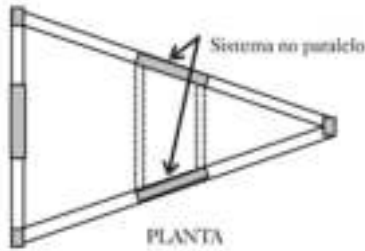
$$21.60 > 0.5 \cdot 413.31$$

$$21.60 \not> 206.66$$

No presenta discontinuidad del diafragma

Figura 9.5. Verificación de Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma
Fuente: Elaboración Propia

9.1.2.3. *Sistemas no Paralelos*



Sistemas Paralelos

Figura 9.6. Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma

Fuente: Roberto Rochel Awad (2012).
Análisis y diseño sísmico de edificios

Figura 9.7. Verificación de Sistemas No Paralelos

Fuente: *Elaboración Propia*

No se presenta Irregularidad por Sistemas Paralelos

9.1.3. **Configuración en Elevación**

9.1.3.1. *Piso Blando y Piso Débil*

Inicialmente se determinó que sí existía irregularidad de rigidez y resistencia únicamente por la diferencia de alturas que existía en la edificación (*Figura 9.8*). Ahora que se tiene los resultados del modelado final de la edificación se hace la verificación de la suposición adoptada.

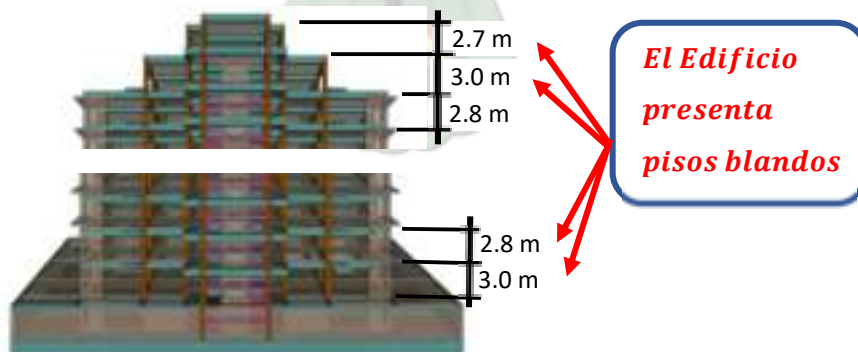


Figura 9.8. Asignación de Irregularidad por Pisos blandos

Fuente: *Elaboración Propia*

Utilizando los resultados obtenidos con el programa CYPECAD (Desplazamiento de Columnas y Fuerza sísmica equivalente), se obtiene para el caso más desfavorable:

- Dirección "X"

PISO	COTA (m)	h (m)	Desplaz. Rel. Por Piso δ_i (mm)	Fuerza Lat. Equiv. Por Piso F_i (kN)	Rigidez por Planta $K_i = F_i/\delta_i$ (kN/mm)	VERIF. DE PISO BLANDO	VERIF. DE PISO DÉBIL
TSM	39,5	2,7	6,460	92,395			
CUBIERTA	36,8	3	8,063	368,417	45,695	CUMPLE	CUMPLE
PISO 12	33,8	2,8	8,230	572,288	69,537	CUMPLE	CUMPLE
PISO 11	31	2,8	9,308	551,850	59,286	CUMPLE	CUMPLE
PISO 10	28,2	2,8	10,417	505,399	48,518	CUMPLE	CUMPLE
PISO 9	25,4	2,8	11,598	468,532	40,396	CUMPLE	CUMPLE
PISO 8	22,6	2,8	12,735	439,481	34,510	CUMPLE	CUMPLE
PISO 7	19,8	2,8	13,622	414,686	30,443	CUMPLE	CUMPLE
PISO 6	17	2,8	14,422	389,120	26,982	CUMPLE	CUMPLE
PISO 5	14,2	2,8	14,963	358,778	23,977	CUMPLE	CUMPLE
PISO 4	11,4	2,8	15,063	316,342	21,001	CUMPLE	CUMPLE
PISO 3	8,6	2,8	14,655	255,407	17,428	CUMPLE	CUMPLE
PISO 2	5,8	2,8	13,332	174,061	13,056	CUMPLE	CUMPLE
PISO 1	3	3	10,597	96,083	9,067	IRREGULAR	CUMPLE
P.B.	0	2,8	-	-	-	-	-
PARQUEO	-2,8	-2,8	-	-	-	-	-

Tabla 9.1. Verificación de Irregularidad de Piso Blando y Piso Débil en Dir. "X"

Fuente: Elaboración Propia

- Dirección "Y"

PISO	COTA (m)	h (m)	Despl. Rel. Por Piso δ_i (mm)	Fuerza Lat. Equiv. Por Piso F_i (kN)	Rigidez por Planta $K_i = F_i/\delta_i$ (kN/mm)	VERIF. DE PISO BLANDO	VERIF. DE PISO DÉBIL
TSM	39,5	2,7	14,435	92,395			
CUBIERTA	36,8	3	17,799	368,417	20,699	CUMPLE	CUMPLE
PISO 12	33,8	2,8	17,169	572,288	33,332	CUMPLE	CUMPLE
PISO 11	31	2,8	17,993	551,850	30,671	CUMPLE	CUMPLE
PISO 10	28,2	2,8	18,926	505,399	26,704	CUMPLE	CUMPLE
PISO 9	25,4	2,8	20,042	468,532	23,378	CUMPLE	CUMPLE
PISO 8	22,6	2,8	20,977	439,481	20,951	CUMPLE	CUMPLE
PISO 7	19,8	2,8	21,293	414,686	19,475	CUMPLE	CUMPLE
PISO 6	17	2,8	21,814	389,120	17,838	CUMPLE	CUMPLE
PISO 5	14,2	2,8	22,035	358,778	16,282	CUMPLE	CUMPLE
PISO 4	11,4	2,8	21,587	316,342	14,655	CUMPLE	CUMPLE
PISO 3	8,6	2,8	20,728	255,407	12,322	CUMPLE	CUMPLE
PISO 2	5,8	2,8	18,845	174,061	9,236	CUMPLE	CUMPLE
PISO 1	3	3	15,423	96,083	6,230	IRREGULAR	CUMPLE
P.B.	0	2,8	-	-	-	-	-
PARQUEO	-2,8	-2,8	-	-	-	-	-

Tabla 9.2. Verificación de Irregularidad de Piso Blando y Piso Débil en Dir. "Y"

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en las *tablas 9.1 y 9.2*, se confirma la suposición adoptada inicialmente, por lo que se verifica que:

Se Presenta Irregularidad Por piso Blando y no Existe Irregularidad por Resistencia

Esta verificación es empleada por varios códigos sísmicos (*UBC, ASCE /SEI 7, FEMA -310, R -001, CEC 2000, entre otras*) y también se lo puede emplear para la NCSE – 02 previniendo de esta manera que se debe tomar especial atención en el diseño de los elementos estructurales.

9.1.3.2. Irregularidad en Masa

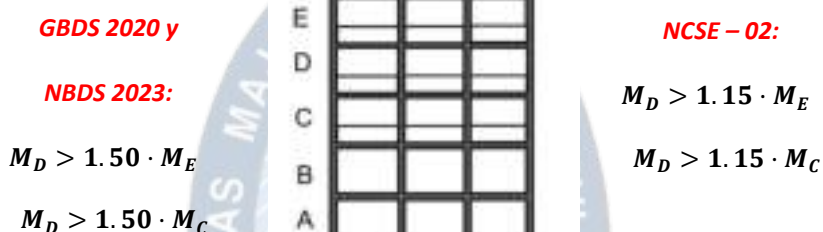


Figura 9.9. Irregularidad en Masa

Fuente: Roberto Rachel Awad (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios

De los resultados obtenidos con el Programa CYPECAD, se obtiene:

GBDS 2020 – NBDS 2023			NCSE – 02		
Planta	M_i (kN)	$M_i > 1,5 \cdot M_{i+1}$	Planta	M_i (kN)	$M_i > 1,15 \cdot M_{i+1}$
T.S.M.	422,868	-	T.S.M.	422,868	-
CUBIERTA	2194,468	IRREGULAR	CUBIERTA	2194,468	IRREGULAR
PISO 12	3842,970	IRREGULAR	PISO 12	3842,944	IRREGULAR
PISO 11	4078,214	OK	PISO 11	4079,114	OK
PISO 10	4095,085	OK	PISO 10	4095,986	OK
PISO 9	4105,865	OK	PISO 9	4106,766	OK
PISO 8	4111,918	OK	PISO 8	4112,818	OK
PISO 7	4125,696	OK	PISO 7	4126,597	OK
PISO 6	4136,696	OK	PISO 6	4137,597	OK
PISO 5	4136,696	OK	PISO 5	4137,597	OK
PISO 4	4142,212	OK	PISO 4	4143,112	OK
PISO 3	4147,712	OK	PISO 3	4148,612	OK
PISO 2	4147,712	OK	PISO 2	4148,612	OK
PISO 1	4190,236	OK	PISO 1	4191,117	OK

Tabla 9.3. Verificación de Irregularidad en Masa

Fuente: Elaboración Propia

Igualmente se confirma la suposición dada en el *capítulo 7*:

Se Presenta Irregularidad de Masa o Peso

9.1.3.3. Irregularidad Geométrica Vertical

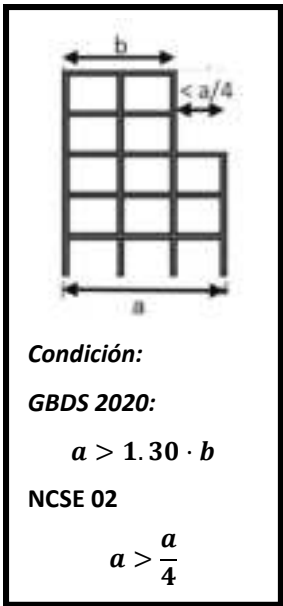
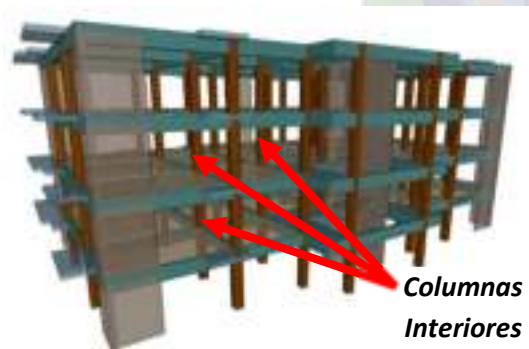


Figura 9.10. Verificación de Irregularidad Geométrica
 Fuente: Elaboración Propia

No se Presenta Irregularidad Geométrica

9.1.3.4. Discontinuidad en los Elementos Resistentes



La Estructura no Presenta discontinuidad en los Elementos Resistentes

Figura 9.11. Verificación de Irregularidad Geométrica
 Fuente: Elaboración Propia

9.1.4. Centro de Masa, Centro de Rigidez y Excentricidad de cada Planta

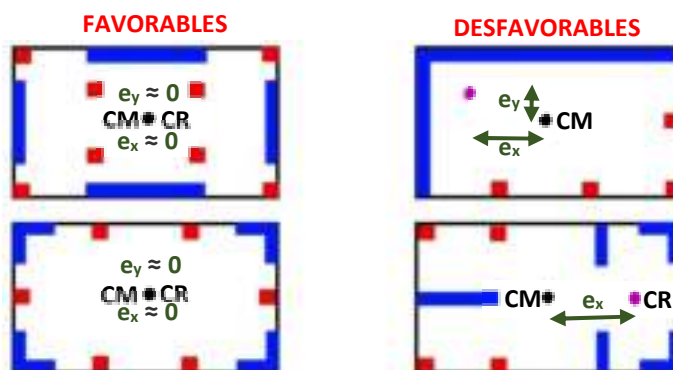


Figura 9.12. Excentricidades Favorables y Desfavorables

Fuente: Elaboración Propia

Las coordenadas del centro de masa y el centro de rigidez tiene que producir una excentricidad próxima entre ellos cumpliendo lo que indican la GBDS 2020, NBDS 2023 y la NCSE – 02, donde la excentricidad mínima debe ser **5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas**. Teniendo en cuenta esto, se obtienen las siguientes tablas:

CBH – 87 (NCSE – 02)								
PISO	C.D.M [m]	C.D.R. [m]	e _x [m]	e _y [m]	LONGITUD [m]		VERIFICACIÓN	
					L _x	L _y	e _x < 5%·L _y	e _y < 5%·L _x
T.S.M.	(18.40, 15.86)	(18.40, 15.81)	0,00	0,05	7,85	5,8	CUMPLE	CUMPLE
CUB.	(18.40, 11.01)	(18.40, 11.32)	0,00	-0,31	15,1	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P12	(18.39, 10.70)	(18.40, 10.76)	-0,01	-0,06	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P11	(18.40, 10.66)	(18.40, 10.64)	0,00	0,02	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P10	(18.40, 10.66)	(18.40, 10.64)	0,00	0,02	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P9	(18.40, 10.66)	(18.40, 10.63)	0,00	0,03	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P8	(18.40, 10.66)	(18.40, 10.63)	0,00	0,03	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P7	(18.40, 10.66)	(18.40, 10.62)	0,00	0,04	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P6	(18.40, 10.66)	(18.40, 10.61)	0,00	0,05	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P5	(18.40, 10.66)	(18.40, 10.61)	0,00	0,05	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P4	(18.40, 10.66)	(18.40, 10.61)	0,00	0,05	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P3	(18.40, 10.65)	(18.40, 10.61)	0,00	0,04	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P2	(18.40, 10.65)	(18.40, 10.60)	0,00	0,05	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P1	(18.40, 10.66)	(18.40, 10.60)	0,00	0,06	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P.B.	(18.55, 10.62)	(18.52, 10.62)	0,03	0,00	36,6	18,95	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 9.4. Verificación de Excentricidad Mínima según NCSE – 02

Fuente: Elaboración Propia

NB – 1225001 (GBDS 2020) y NB – 1225001(NBDS 2023)								
PISO	C.D.M [m]	C.D.R. [m]	ex [m]	ey [m]	LONGITUD [m]		VERIFICACIÓN	
					Lx	Ly	ex < 5%·Ly	ey < 5%·Lx
T.S.M.	(18.40, 15.84)	(18.40, 15.81)	0,00	0,02	7,85	5,8	CUMPLE	CUMPLE
CUB.	(18.40, 10.99)	(18.40, 11.15)	0,00	-0,16	15,1	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P12	(18.39, 10.71)	(18.40, 10.67)	-0,01	0,05	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P11	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,08	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P10	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,07	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P9	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,08	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P8	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,08	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P7	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,08	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P6	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,08	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P5	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,08	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P4	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,08	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P3	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,08	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P2	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.59)	0,00	0,08	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P1	(18.40, 10.67)	(18.40, 10.58)	0,00	0,09	26,15	15,5	CUMPLE	CUMPLE
P.B.	(18.54, 10.59)	(18.53, 10.62)	0,01	-0,02	36,6	18,95	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 9.5. Verificación de Excentricidad Mínima según GBDS 2020 y NBDS 2023

Fuente: Elaboración Propia

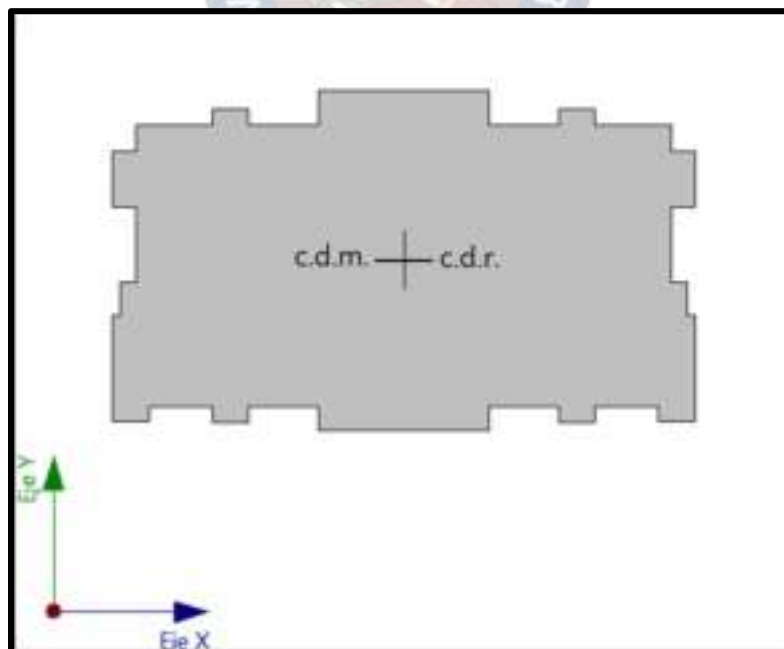


Figura 9.13. Ubicación de c.d.m. y c.d.r. en la Edificación de Estudio

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Como se puede ver en la *tabla 9.4, tabla 9.5 y figura 9.13* se cumple que las excentricidades obtenidas en cada piso de la edificación de estudio son favorables, confirmando de esta manera que los elementos estructurales están bien posicionados dentro del modelado estructural.

A su vez se verifica que **NO EXISTE IRREGULARIDAD TORSIONAL** en la estructura.

9.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE VIENTO

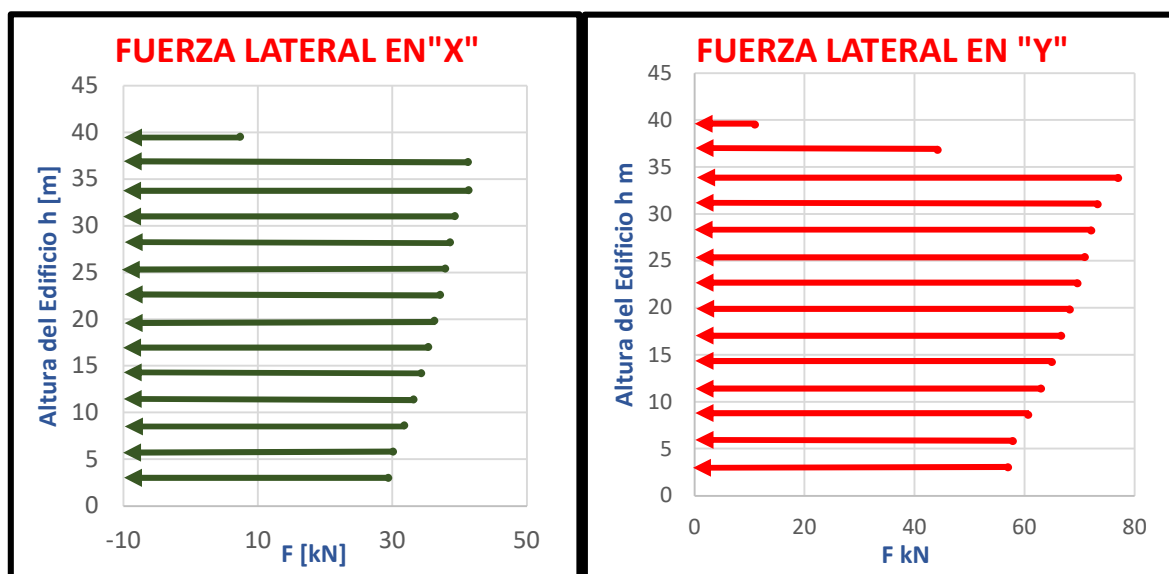


Figura 9.14. Fuerzas Laterales debidas al Viento Calculadas por CYPECAD

Fuente: Elaboración Propia

FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO			
PISO	ELEVACIÓN	VIENTO X	VIENTO Y
	[m]	[kN]	[kN]
T.S.M.	39,5	7,364	10,951
CUBIERTA	36,8	41,265	44,201
PISO 12	33,8	41,363	76,988
PISO 11	31	39,285	73,24
PISO 10	28,2	38,615	72,117
PISO 9	25,4	37,898	70,914
PISO 8	22,6	37,125	69,618
PISO 7	19,8	36,285	68,209
PISO 6	17,0	35,362	66,66
PISO 5	14,2	34,331	64,932
PISO 4	11,4	33,159	62,966
PISO 3	8,60	31,786	60,664
PISO 2	5,80	30,103	57,841
PISO 1	3,00	29,425	56,968
PLANTA BAJA	0,00	0,000	0,000

Tabla 9.6. Fuerzas Laterales debidas a la Carga de Viento calculadas por CYPECAD

Fuente: Cargas de Viento. Programa CYPECAD v2025.b

Los resultados obtenidos en la *figura 9.14* y la *tabla 9.6* por el programa CYPECAD, muestran una variación mínima con respecto a los valores obtenidos manualmente, verificando que las fuerzas debidas al viento que el programa aplica son aceptables.

9.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

9.3.1. Espectro de Diseño de Aceleraciones

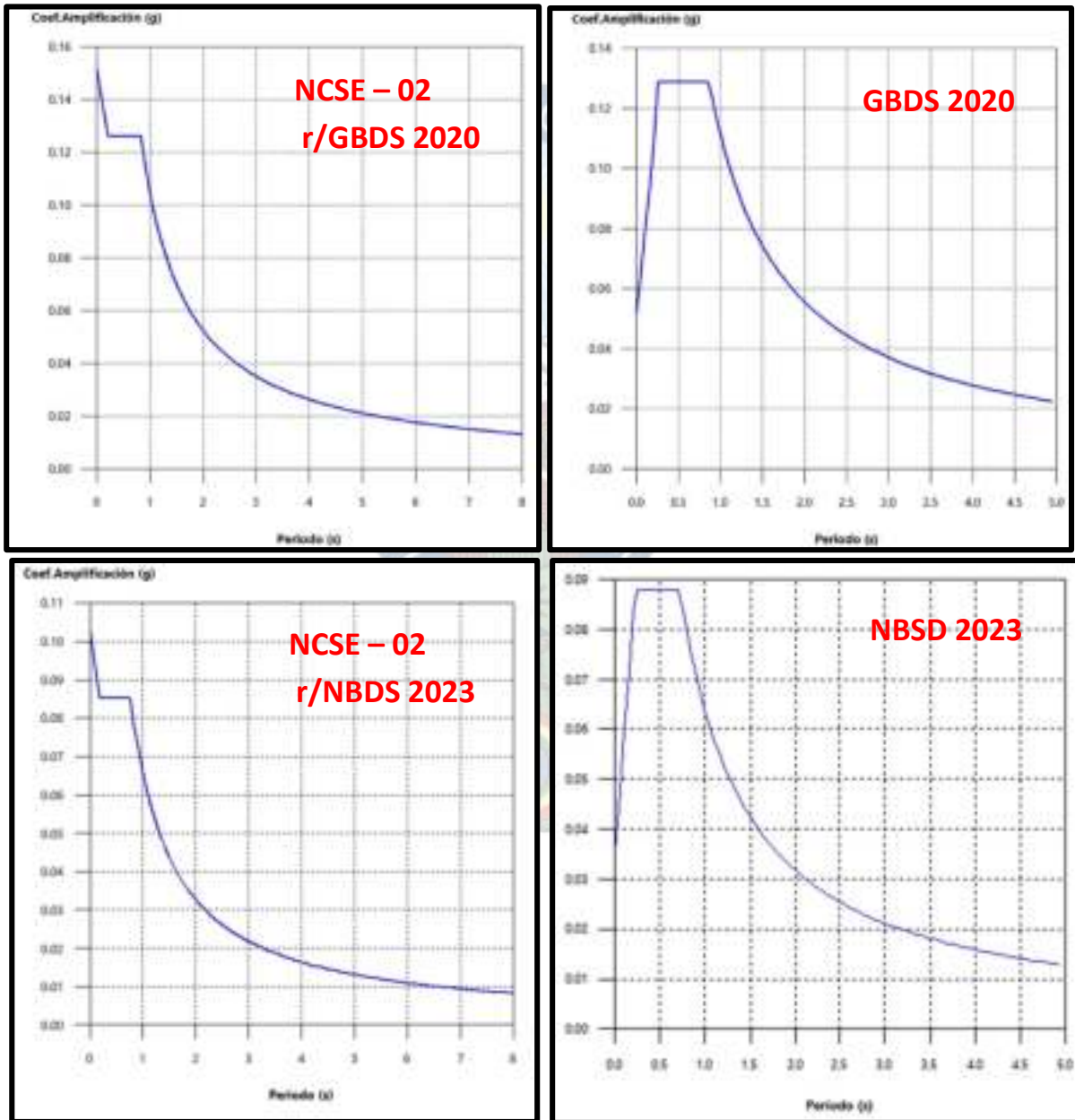


Figura 9.15. Espectros de diseño elástico de aceleraciones

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Los cuatro espectros mostrados en la *figura 9.15* son similares a los espectros calculados manualmente en el *capítulo 7*. Por lo que se verifica que el programa CYPECAD aplica cargas sísmicas precisas al proyecto.

9.3.2. Coeficientes de Participación

9.3.2.1. CBH – 87(NCSE – 02 r/ GBDS 2020)

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 1	1.139	0.0052	1.000	0.0038	0.00 %	76.57 %	R = 3 A = 0.904 m/s ² D = 29.7318 mm	R = 3 A = 0.904 m/s ² D = 29.7318 mm
Modo 2	0.902	0.8645	0.0039	0.5027	78.09 %	0 %	R = 3 A = 1.142 m/s ² D = 23.5164 mm	R = 3 A = 1.142 m/s ² D = 23.5164 mm
Modo 3	0.730	0.0074	0.0131	1.000	0.34 %	0.00 %	R = 3 A = 1.237 m/s ² D = 16.6827 mm	R = 3 A = 1.237 m/s ² D = 16.6827 mm
Modo 4	0.313	0.0049	1.000	0.003	0 %	13.08 %	R = 3 A = 1.237 m/s ² D = 3.07278 mm	R = 3 A = 1.237 m/s ² D = 3.07278 mm
Modo 5	0.274	0.6683	0.005	0.7439	11.15 %	0 %	R = 3 A = 1.237 m/s ² D = 2.36093 mm	R = 3 A = 1.237 m/s ² D = 2.36093 mm
Modo 6	0.224	0.0145	0.0001	0.9999	0.21 %	0 %	R = 3 A = 1.237 m/s ² D = 1.56834 mm	R = 3 A = 1.237 m/s ² D = 1.56834 mm
Modo 7	0.172	0.0102	0.9999	0.002	0 %	3.97 %	R = 3 A = 1.28 m/s ² D = 0.95836 mm	R = 3 A = 1.28 m/s ² D = 0.95836 mm
Modo 8	0.156	0.7814	0.0072	0.624	3.32 %	0 %	R = 3 A = 1.299 m/s ² D = 0.80232 mm	R = 3 A = 1.299 m/s ² D = 0.80232 mm
TOTAL					93.11 %	93.62 %		

Tabla 9.7. Coeficientes de Participación obtenidos según NCSE – 02 y GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

9.3.2.2. CBH – 87(NCSE – 02 r/ NBDS 2023)

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 1	1.142	0.0047	1	0.0053	0 %	76.64 %	R = 3 A = 0.563 m/s ² D = 18.6103 mm	R = 3 A = 0.563 m/s ² D = 18.6103 mm
Modo 2	0.900	0.8901	0.0037	0.4557	78.2 %	0 %	R = 3 A = 0.715 m/s ² D = 14.6786 mm	R = 3 A = 0.715 m/s ² D = 14.6786 mm
Modo 3	0.728	0.0066	0.0122	1	0.27 %	0 %	R = 3 A = 0.837 m/s ² D = 11.2355 mm	R = 3 A = 0.837 m/s ² D = 11.2355 mm
Modo 4	0.312	0.0047	1	0.0047	0 %	13.1 %	R = 3 A = 0.837 m/s ² D = 2.06641 mm	R = 3 A = 0.837 m/s ² D = 2.06641 mm
Modo 5	0.273	0.7064	0.0051	0.7078	11.21 %	0 %	R = 3 A = 0.837 m/s ² D = 1.5765 mm	R = 3 A = 0.837 m/s ² D = 1.5765 mm
Modo 6	0.222	0.0136	0.0001	0.9999	0.18 %	0 %	R = 3 A = 0.837 m/s ² D = 1.04619 mm	R = 3 A = 0.837 m/s ² D = 1.04619 mm
Modo 7	0.171	0.01	0.9999	0.0041	0 %	3.97 %	R = 3 A = 0.855 m/s ² D = 0.63499 mm	R = 3 A = 0.855 m/s ² D = 0.63499 mm
Modo 8	0.155	0.7794	0.007	0.6265	3.32 %	0 %	R = 3 A = 0.869 m/s ² D = 0.52955 mm	R = 3 A = 0.869 m/s ² D = 0.52955 mm
TOTAL					93.18 %	93.71 %		

Tabla 9.8. Coeficientes de Participación obtenidos según NCSE – 02 y NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x , L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x , M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

9.3.2.3. NB – 1225001 (GBDS 2020)

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 1	1.324	0.0044	1.0000	0.0056	0 %	76.46 %	R = 3.75 A = 0.824 m/s ² D = 36.5722 mm	R = 3.75 A = 0.824 m/s ² D = 36.5722 mm
Modo 2	1.067	0.9073	0.0035	0.4205	78.24 %	0 %	R = 3.75 A = 1.022 m/s ² D = 29.4709 mm	R = 3.75 A = 1.022 m/s ² D = 29.4709 mm
Modo 3	0.874	0.0057	0.012	1.0000	0.2 %	0 %	R = 3.75 A = 1.239 m/s ² D = 23.9477 mm	R = 3.75 A = 1.239 m/s ² D = 23.9477 mm
Modo 4	0.381	0.0039	1.000	0.0057	0 %	13.09 %	R = 3.75 A = 1.263 m/s ² D = 4.6442 mm	R = 3.75 A = 1.263 m/s ² D = 4.6442 mm
Modo 5	0.330	0.8008	0.0051	0.5989	11.29 %	0 %	R = 3.75 A = 1.263 m/s ² D = 3.48685 mm	R = 3.75 A = 1.263 m/s ² D = 3.48685 mm
Modo 6	0.269	0.0117	0.0000	0.9999	0.14 %	0 %	R = 3.75 A = 1.263 m/s ² D = 2.31332 mm	R = 3.75 A = 1.263 m/s ² D = 2.31332 mm
Modo 7	0.206	0.0089	0.9999	0.006	0 %	4.06 %	R = 3.75 A = 1.069 m/s ² D = 1.15412 mm	R = 3.75 A = 1.069 m/s ² D = 1.15412 mm
Modo 8	0.186	0.8103	0.0067	0.5859	3.44 %	0 %	R = 3.75 A = 1.005 m/s ² D = 0.87932 mm	R = 3.75 A = 1.005 m/s ² D = 0.87932 mm
TOTAL					93.31 %	93.61 %		

Tabla 9.9. Coeficientes de Participación obtenidos según GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x , L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x , M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

9.3.2.4. NB – 1225001 (NBSD 2023)

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X (1)	Hipótesis Y (1)
Modo 1	1.329	0.0041	1.0000	0.0059	0 %	76.5 %	R = 5.5 A = 0.47 m/s ² D = 21.0228 mm	R = 5.5 A = 0.47 m/s ² D = 21.0228 mm
Modo 2	1.069	0.9156	0.0033	0.4021	78.24 %	0 %	R = 5.5 A = 0.584 m/s ² D = 16.9093 mm	R = 5.5 A = 0.584 m/s ² D = 16.9093 mm
Modo 3	0.876	0.0057	0.0121	1.0000	0.18 %	0 %	R = 5.5 A = 0.713 m/s ² D = 13.8638 mm	R = 5.5 A = 0.713 m/s ² D = 13.8638 mm
Modo 4	0.382	0.004	1.0000	0.0054	0 %	13.11 %	R = 5.5 A = 0.861 m/s ² D = 3.17458 mm	R = 5.5 A = 0.861 m/s ² D = 3.17458 mm
Modo 5	0.330	0.8043	0.0051	0.5943	11.33 %	0 %	R = 5.5 A = 0.861 m/s ² D = 2.38068 mm	R = 5.5 A = 0.861 m/s ² D = 2.38068 mm
Modo 6	0.269	0.0116	0	0.9999	0.13 %	0 %	R = 5.5 A = 0.861 m/s ² D = 1.57816 mm	R = 5.5 A = 0.861 m/s ² D = 1.57816 mm
Modo 7	0.207	0.0089	0.9999	0.0058	0 %	4.05 %	R = 5.5 A = 0.826 m/s ² D = 0.89277 mm	R = 5.5 A = 0.826 m/s ² D = 0.89277 mm
Modo 8	0.186	0.8109	0.0066	0.5851	3.43 %	0 %	R = 5.5 A = 0.786 m/s ² D = 0.68765 mm	R = 5.5 A = 0.786 m/s ² D = 0.68765 mm
TOTAL					93.31 %	93.66 %		

Tabla 9.10. Coeficientes de Participación obtenidos según NBSD 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x , L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x , M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

En la [tabla 9.7](#), [tabla 9.8](#), [tabla 9.9](#) Y [Tabla 9.10](#) se observa que se llegaron a obtener **ocho modos de vibración** para superar el **90 %** de la masa desplazada en cada dirección del análisis sísmico realizado. Cumpliendo con ello las exigencias indicadas por las normativas respectivas.

En el modo uno y dos predominan modos de vibración **traslacional**, y en el modo tres predomina un modo de vibración **rotacional**, dichos modos se representan a continuación:

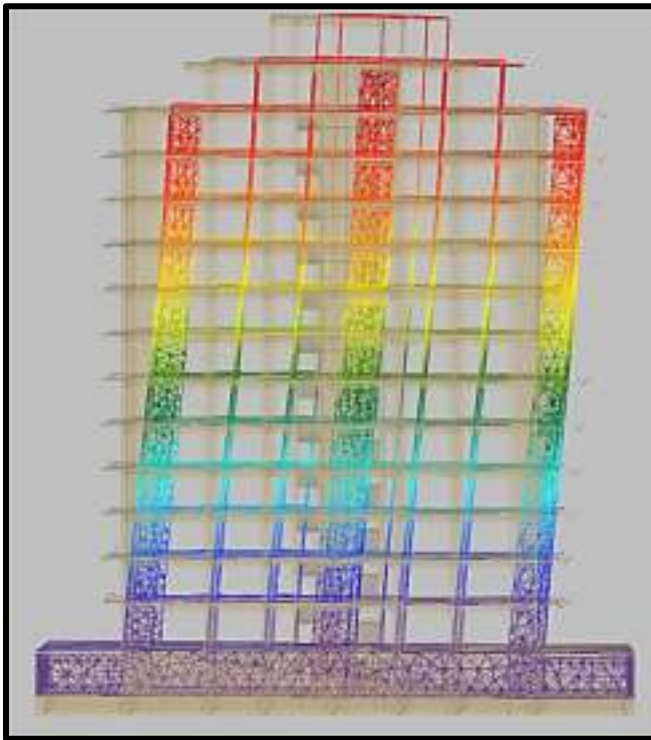


Figura 9.16. Modo de Vibración 1 (traslación en Dir. "X")
Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

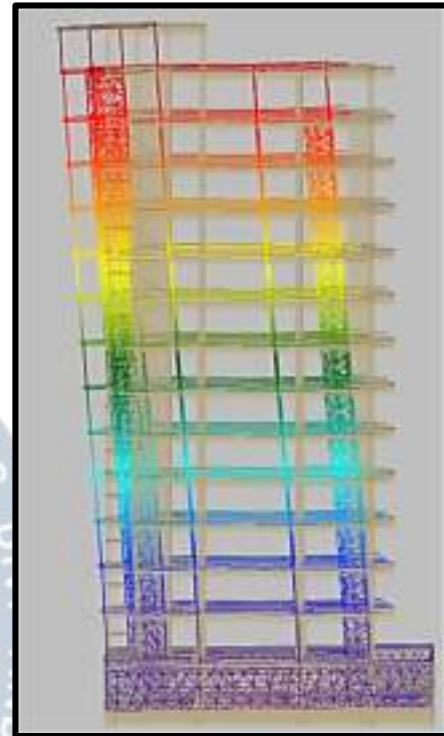


Figura 9.17. Modo de Vibración 2 (traslación en Dir. "Y")
Fuente: Análisis Sísmico.
Programa CYPECAD v2025.b

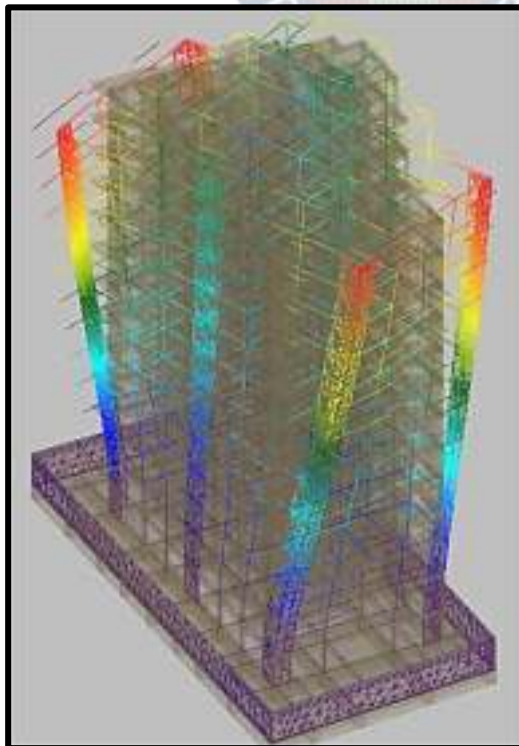


Figura 9.18. Modo de Vibración 3 (Rotación alrededor del eje "Z")
Fuente: Análisis Sísmico.
Programa CYPECAD v2025.b

Ya que se tiene los dos primeros modos de vibrar son traslacionales con respecto a su respectivo eje, se confirma que la estructuración esta correctamente dispuesta para soportar los sismos correspondientes.

9.3.3. Cortante Sísmico Combinado por Planta

Para determinar el valor máximo de la cortante por planta, se usa el método de la combinación cuadrática completa (CQC), el programa CYPECAD toma en cuenta ello y usa este método obteniendo los siguientes resultados:

9.3.3.1. CBH – 87(NCSE – 02)

c/GBDS 2020		SISMO "X"		SISMO "Y"		c/NBDS 2023		SISMO "X"		SISMO "Y"	
PISO	Q _x (kN)	Q _y (kN)	Q _x (kN)	Q _y (kN)	PISO	Q _x (kN)	Q _y (kN)	Q _x (kN)	Q _y (kN)		
T.S.M.	108,613	1,664	6,436	105,086	T.S.M.	70,771	1,066	3,975	68,425		
CUBIERTA	500,560	5,022	12,518	461,265	CUBIERTA	318,321	3,075	7,615	295,042		
PISO 12	1123,014	9,640	19,773	987,257	PISO 12	709,368	5,716	11,834	626,025		
PISO 11	1721,787	13,695	26,166	1465,853	PISO 11	1083,362	7,957	15,441	923,689		
PISO 10	2264,944	17,263	31,721	1880,368	PISO 10	1420,921	9,896	18,513	1178,753		
PISO 9	2756,817	20,540	36,564	2246,273	PISO 9	1725,080	11,679	21,139	1401,998		
PISO 8	3198,665	23,427	40,784	2569,931	PISO 8	1997,668	13,254	23,412	1598,945		
PISO 7	3591,430	25,860	44,357	2858,312	PISO 7	2240,040	14,576	25,312	1774,751		
PISO 6	3934,488	27,849	47,267	3111,569	PISO 6	2452,427	15,658	26,843	1930,374		
PISO 5	4229,312	29,515	49,645	3336,658	PISO 5	2636,267	16,583	28,097	2070,783		
PISO 4	4472,791	30,909	51,627	3530,459	PISO 4	2789,492	17,388	29,169	2193,628		
PISO 3	4660,354	32,060	53,219	3688,628	PISO 3	2908,637	18,087	30,064	2295,445		
PISO 2	4780,844	32,948	54,254	3793,210	PISO 2	2986,256	18,650	30,679	2364,325		
PISO 1	4869,971	33,196	55,438	3903,730	PISO 1	3041,111	18,822	31,327	2433,434		
P.B.	4869,971	33,196	55,438	3903,730	P.B.	3041,111	18,822	31,327	2433,434		

Tabla 9.11. Cortante Sísmico combinado según NCSE – 02

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

De todos los resultados obtenidos en la [tabla 9.11](#), el cortante basal es el valor máximo obtenido para ambas direcciones:

$$NCSE_{GBDS\ 2020} = \begin{cases} V_{din\ X} = 4869.971\ kN \\ V_{din\ Y} = 3903.730\ kN \end{cases}; NCSE_{NBDS\ 2023} = \begin{cases} V_{din\ X} = 3041.111\ kN \\ V_{din\ Y} = 2433.434\ kN \end{cases}$$

Las siguientes gráficas muestran el cortante en cada piso:

Hipótesis Sísmica: Sismo “X” c/ GBDS 2020:

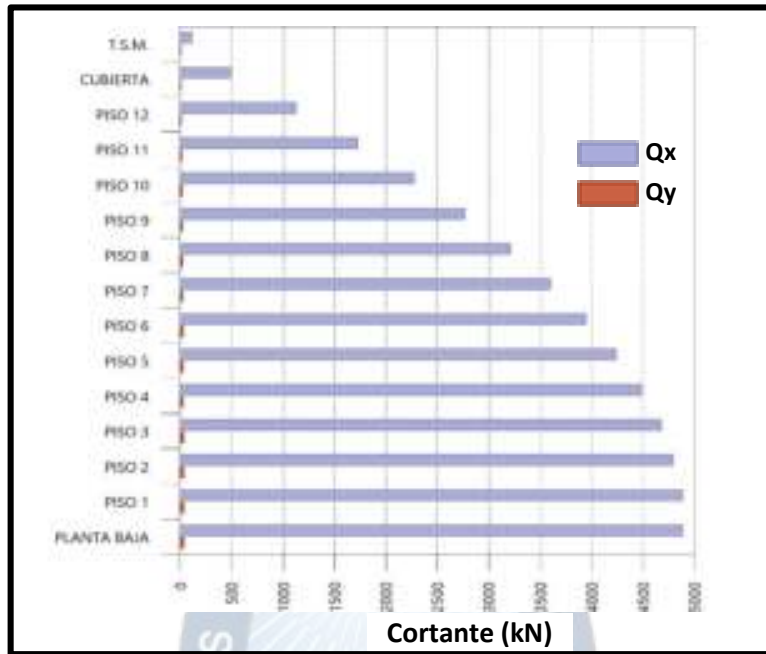


Figura 9.19. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. “X” según NCSE – 02 c/ GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo “X” c/ NBDS 2023:

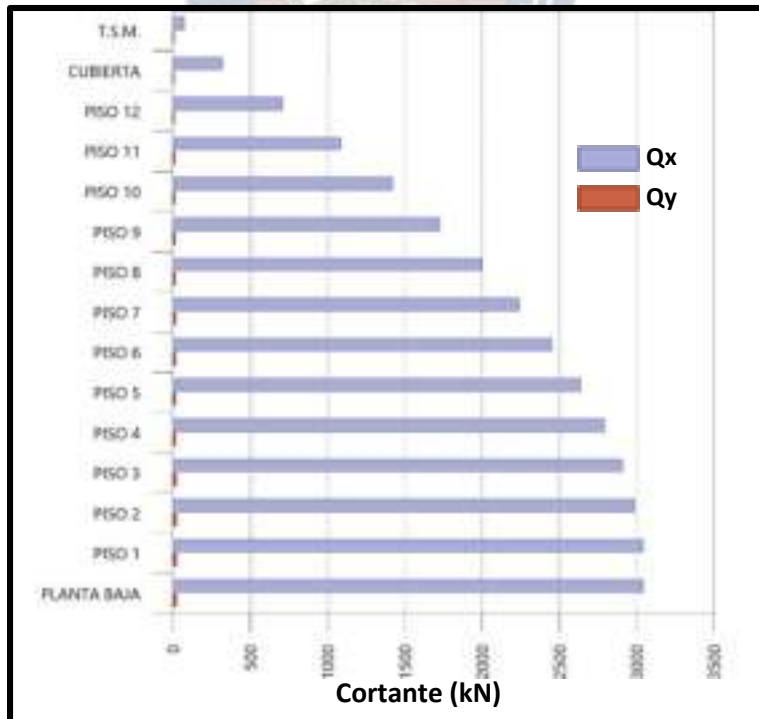


Figura 9.20. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. “X” según NCSE – 02 c/ NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo “Y” c/ GBDS 2020:

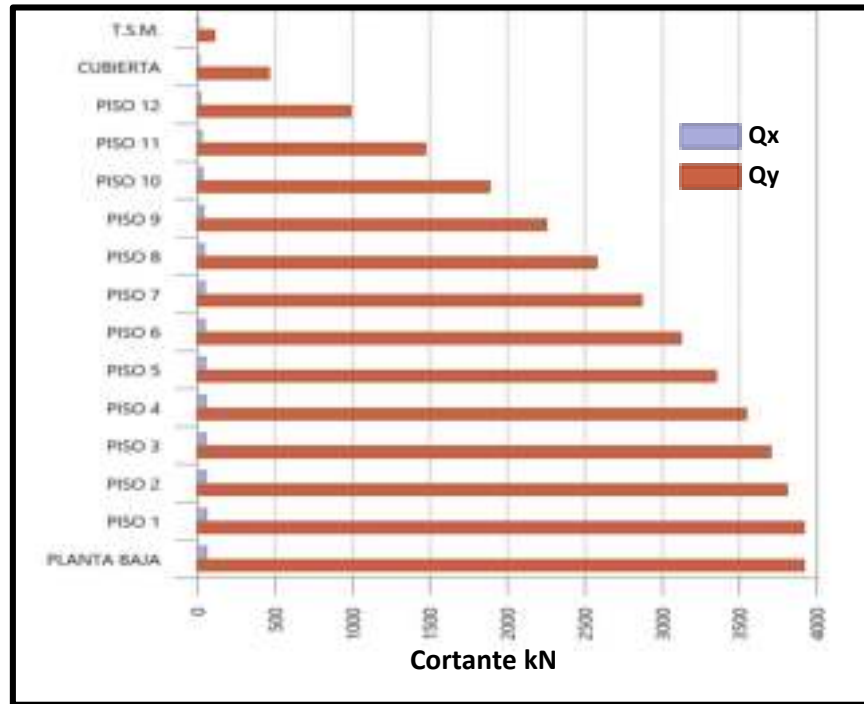


Figura 9.21. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. “Y” según NCSE – 02 c/ GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo “Y” c/ NBDS 2023:

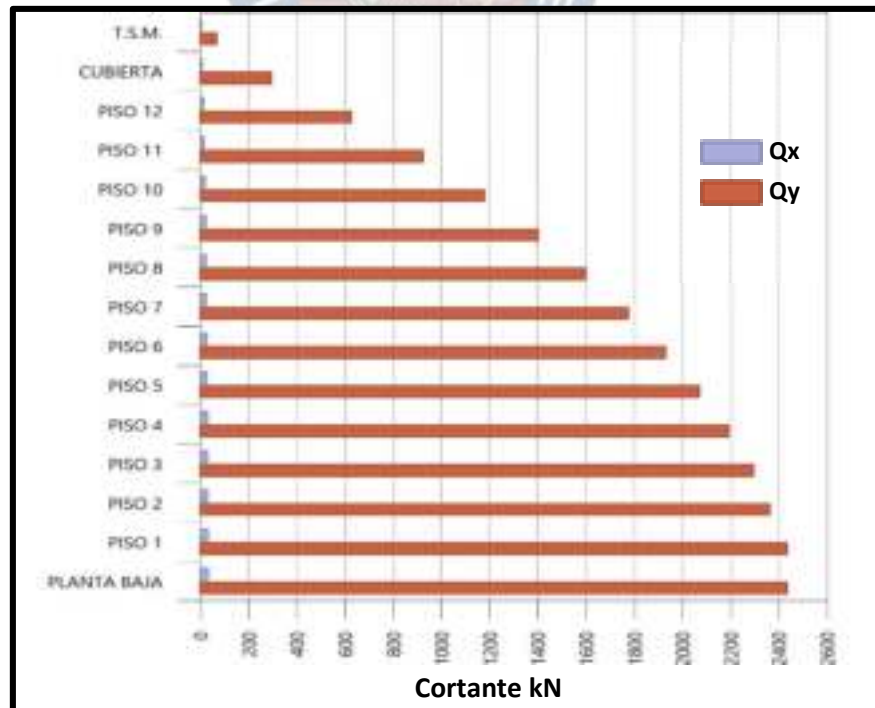


Figura 9.22. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. “Y” según NCSE – 02 c/ NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.3.3.2. NB – 1225001 (GBDS 2020 y NBDS 2023)

- Cortante Dinámico**

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V _x (kN)	V _{d,x} (kN)	Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V _x (kN)	V _{d,x} (kN)
Sismo X1	Modo 1	0.066	4350.490	Sismo X1	Modo 1	0.034	2504.688
	Modo 2	4270.829			Modo 2	2440.035	
	Modo 3	13.524			Modo 3	7.304	
	Modo 4	0.014			Modo 4	0.010	
	Modo 5	761.414			Modo 5	520.513	
	Modo 6	9.174			Modo 6	6.149	
	Modo 7	0.019			Modo 7	0.014	
	Modo 8	184.619			Modo 8	143.959	

Tabla 9.12. Cortante Dinámico en la Dir. "X" (Izq.: s/ GBDS 2020, Der. s/ NBDS 2023)

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V _y (kN)	V _{d,y} (kN)	Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V _y (kN)	V _{d,y} (kN)
Sismo Y1	Modo 1	3406.896	3535.869	Sismo Y1	Modo 1	1943.201	2048.969
	Modo 2	0.062			Modo 2	0.031	
	Modo 3	0.011			Modo 3	0.005	
	Modo 4	893.932			Modo 4	610.052	
	Modo 5	0.031			Modo 5	0.021	
	Modo 6	0.000			Modo 6	0.000	
	Modo 7	234.827			Modo 7	180.659	
	Modo 8	0.012			Modo 8	0.009	

Tabla 9.13. Cortante dinámico en la Dir. "Y" (Izq.: s/ GBDS 2020, Der. s/ NBDS 2023)

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

De los resultados obtenidos en las *tablas 9.12 y 9.13*, el cortante dinámico es:

$$GBDS 2020 = \begin{cases} V_{din X} = 4350.490 \text{ kN} \\ V_{din Y} = 3535.869 \text{ kN} \end{cases} ; NBDS 2023 = \begin{cases} V_{din X} = 2504.688 \text{ kN} \\ V_{din Y} = 2048.969 \text{ kN} \end{cases}$$

- **Cortante Estático**

De acuerdo a lo indicado en *GBDS 2020, 8.1.3* y *NBDS 2023 art 22* se obtiene las siguientes cortantes:

$$GBDS\ 2020 = \begin{cases} V_X = 4823.033\ kN \\ V_Y = 4823.033\ kN \end{cases} ; NBDS\ 2023 = \begin{cases} V_X = 2761.316\ kN \\ V_Y = 2761.316\ kN \end{cases}$$

- **Escalamiento de Fuerzas – Cortante Dinámico Respecto al Cortante Estático**

De acuerdo a la norma GBDS 2020, si el cortante dinámico es menor que el 100 % del cortante estático, todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación V_s/V_d :

Hipótesis Sísmica	Cortante Dinámico kN	Cortante Estático kN	Factor de Modificación
Sismo "X"	4350.490	4823.033	1.10862
Sismo "Y"	3535.869	4823.033	1.22262

Tabla 9.14. Verificación del Escalamiento de la Fuerza Cortante s/GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

De acuerdo a la norma NBDS 2023, si el cortante dinámico es menor que el 65% del cortante estático, todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación V_s/V_d :

Hipótesis Sísmica	Cortante Dinámico kN	Cortante Estático kN	Factor de Modificación
Sismo "X"	2504.688	2761.316	No requiere
Sismo "Y"	2048.969	2761.316	No requiere

Tabla 9.15. Verificación del Escalamiento de la Fuerza Cortante s/ NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Como se verá más adelante el porcentaje asignado por la NBDS 2023 hace que las fuerzas sísmicas que afectarán la edificación se reduzcan en gran manera en relación al porcentaje que recomienda la GBDS 2020.

• **Cortante Sísmico Combinado por Planta**

s/GBDS 2020		SISMO "X"		SISMO "Y"		s/NBDS 2023		SISMO "X"		SISMO "Y"	
Planta	Q _x (kN)	Q _y (kN)	Q _x (kN)	Q _y (kN)	Planta	Q _x (kN)	Q _y (kN)	Q _x (kN)	Q _y (kN)		
T.S.M.	92,418	1,183	5,561	91,966	T.S.M.	61,717	0,864	3,239	62,015		
CUBIERTA	454,139	3,887	10,522	427,667	CUBIERTA	278,546	2,527	6,142	269,075		
PISO 12	1020,001	7,548	16,272	915,544	PISO 12	609,781	4,545	9,438	558,148		
PISO 11	1560,433	10,665	21,163	1353,899	PISO 11	919,576	6,134	12,131	808,364		
PISO 10	2043,677	13,315	25,250	1726,060	PISO 10	1191,673	7,456	14,301	1014,217		
PISO 9	2476,314	15,703	28,665	2049,277	PISO 9	1432,731	8,679	16,079	1190,238		
PISO 8	2862,828	17,789	31,539	2333,508	PISO 8	1647,115	9,764	17,570	1344,287		
PISO 7	3207,033	19,560	33,902	2587,457	PISO 7	1838,144	10,670	18,774	1482,591		
PISO 6	3510,754	21,044	35,773	2815,121	PISO 6	2008,126	11,423	19,700	1608,874		
PISO 5	3775,702	22,317	37,288	3022,261	PISO 5	2159,377	12,093	20,452	1728,126		
PISO 4	3997,343	23,394	38,550	3203,418	PISO 4	2289,182	12,712	21,115	1836,825		
PISO 3	4169,053	24,276	39,585	3351,565	PISO 3	2392,728	13,285	21,716	1929,811		
PISO 2	4281,235	24,943	40,300	3452,272	PISO 2	2462,391	13,755	22,179	1995,787		
PISO 1	4350,490	25,041	40,989	3535,869	PISO 1	2504,688	13,895	22,605	2048,969		
P.B.	4350,490	25,041	40,989	3535,869	P.B.	2504,688	13,895	22,605	2048,969		

Tabla 9.16. Cortante Sísmico combinado según GBDS 2020 (lado Izq.) y según NBDS 2023 (lado Der.)

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Las siguientes gráficas muestran el cortante en cada piso:

Hipótesis Sísmica: Sismo X (s/ GBDS 2020):

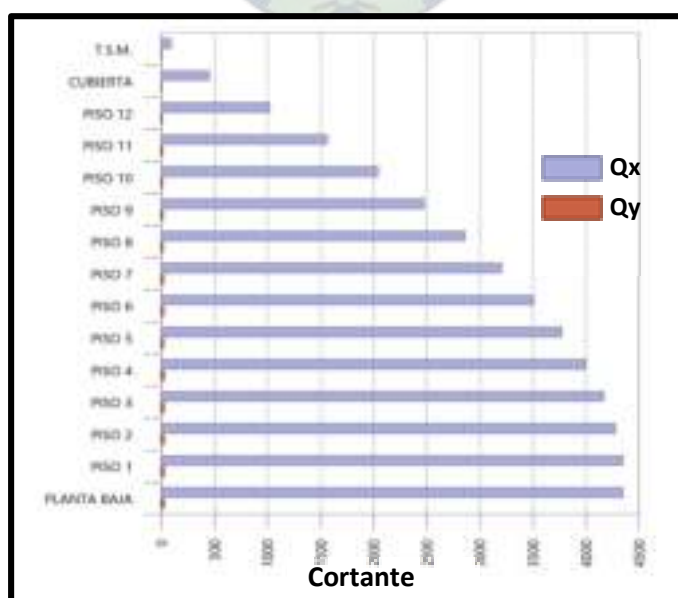


Figura 9.23. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "X" según GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo X (s/ NBDS 2023):

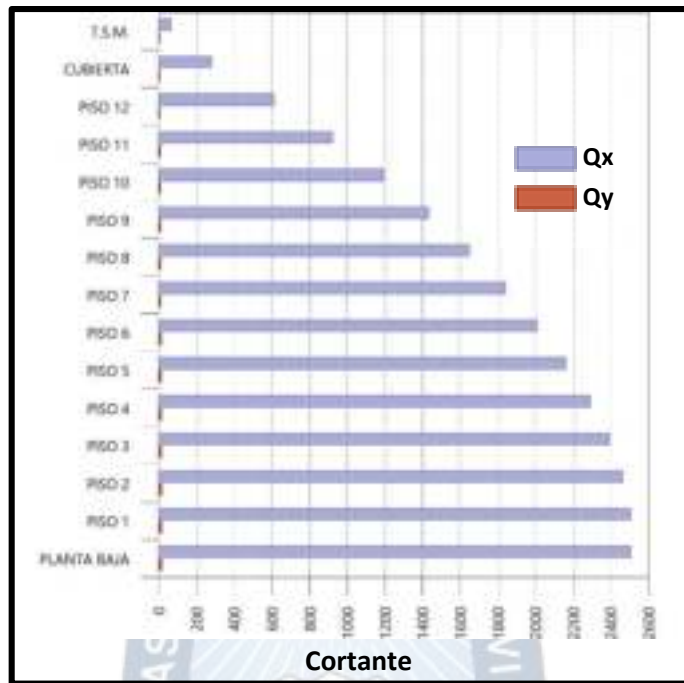


Figura 9.24. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "X" según NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo Y (s/ GDBS 2020):

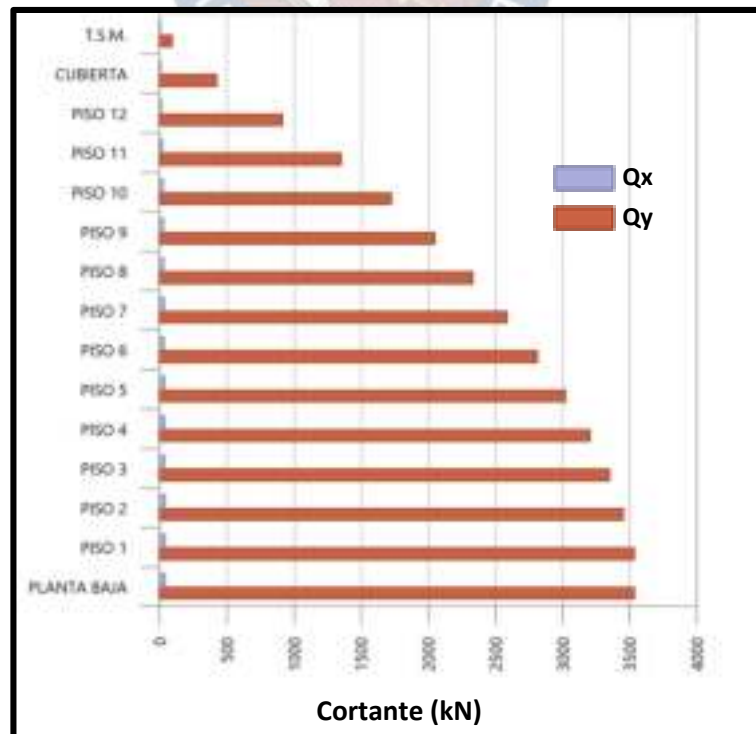


Figura 9.25. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "Y" según GDBS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo Y (s/ NBDS 2023):

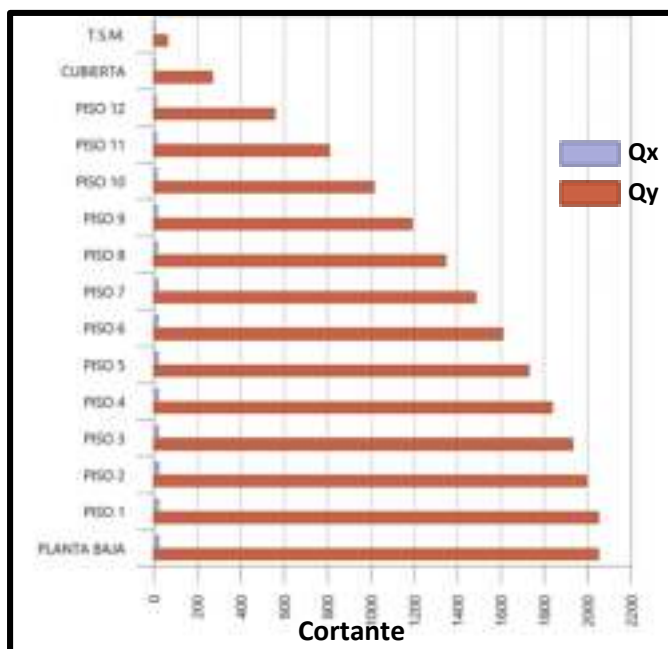


Figura 9.26. Cortante Sísmico por cada piso en Dir. "Y" según NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.3.4. Fuerzas Sísmicas Equivalentes por Planta

9.3.4.1. CBH – 87 (NCSE – 02)

c/GBDS 2020		SISMO "X1"		SISMO "Y1"		c/ NBDS 2023		SISMO "X1"		SISMO "Y1"	
Planta	Feq,X (kN)	Feq,Y (kN)	Feq,X (kN)	Feq,Y (kN)	Planta	Feq,X (kN)	Feq,Y (kN)	Feq,X (kN)	Feq,Y (kN)		
T.S.M.	108,613	1,664	6,436	105,086	T.S.M.	70,771	1,066	3,975	68,425		
CUBIERTA	403,085	3,628	6,362	364,263	CUBIERTA	255,186	2,177	3,815	231,997		
PISO 12	632,363	5,044	7,562	537,857	PISO 12	397,943	2,931	4,410	339,055		
PISO 11	613,534	4,675	6,742	501,251	PISO 11	384,278	2,680	3,838	313,356		
PISO 10	567,791	4,359	6,122	454,282	PISO 10	354,886	2,517	3,465	283,098		
PISO 9	527,288	4,109	5,623	423,157	PISO 9	329,431	2,399	3,186	264,270		
PISO 8	489,686	3,701	5,126	398,289	PISO 8	307,199	2,180	2,932	250,944		
PISO 7	453,726	3,283	4,588	378,518	PISO 7	286,893	1,955	2,649	241,307		
PISO 6	417,578	3,067	4,137	358,714	PISO 6	266,740	1,868	2,434	231,793		
PISO 5	380,836	3,084	3,975	340,822	PISO 5	245,994	1,924	2,409	222,832		
PISO 4	335,631	3,053	3,885	313,499	PISO 4	218,794	1,934	2,414	206,651		
PISO 3	273,198	2,730	3,508	265,887	PISO 3	179,308	1,744	2,214	176,330		
PISO 2	186,681	2,016	2,547	186,446	PISO 2	123,438	1,298	1,629	124,768		
PISO 1	117,526	1,619	2,082	152,099	PISO 1	75,698	1,020	1,301	98,969		
P.B.	0,000	0,000	0,000	0,000	P.B.	0,000	0,000	0,000	0,000		

Tabla 9.17. Fuerza Sísmica equivalente por Planta según NCSE – 02

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo X (s/ GBDS 2020):

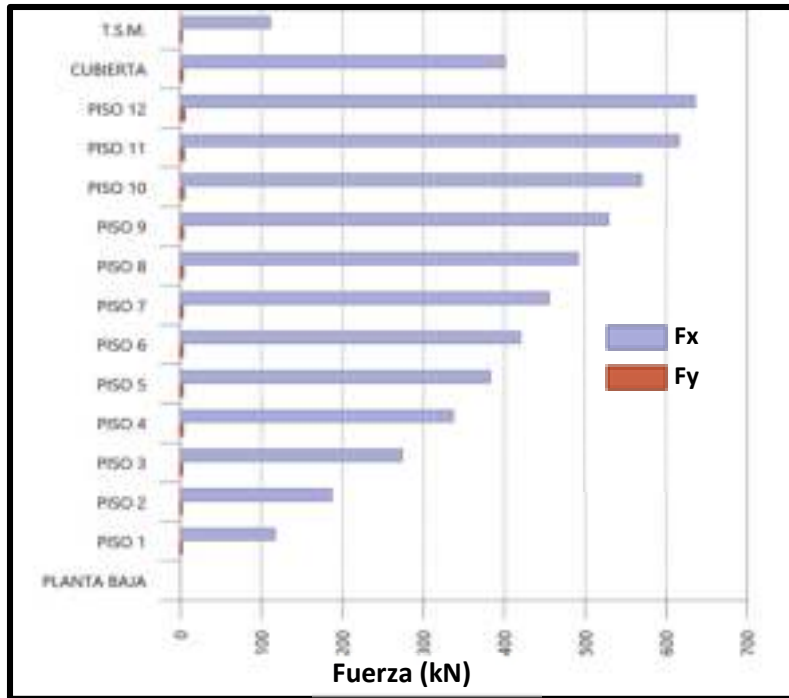


Figura 9.27. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "X" según NCSE – 02 c/GBDS 2020
 Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo X (s/ NBDS 2023):

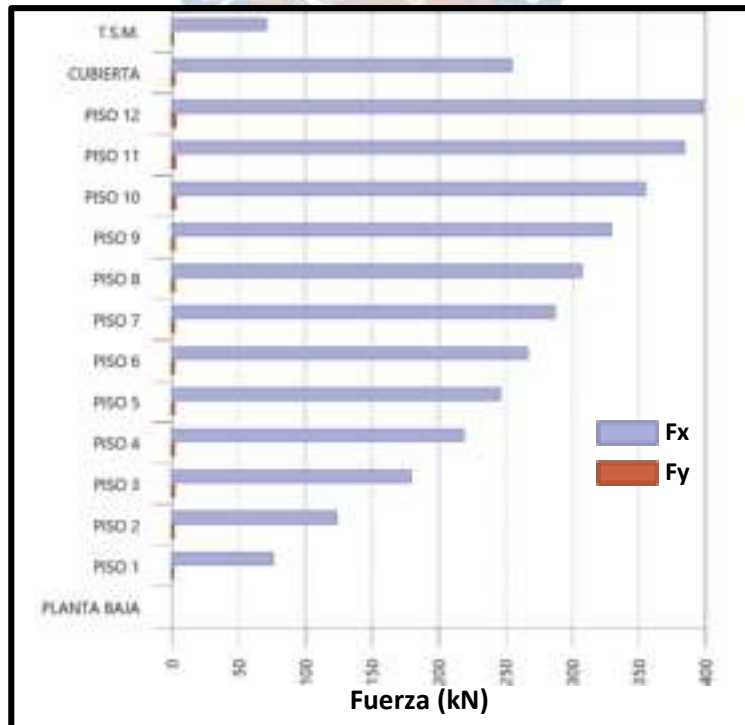


Figura 9.28. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "X" según NCSE – 02 c/ NBDS 2023
 Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo Y (s/ GBDS 2020):

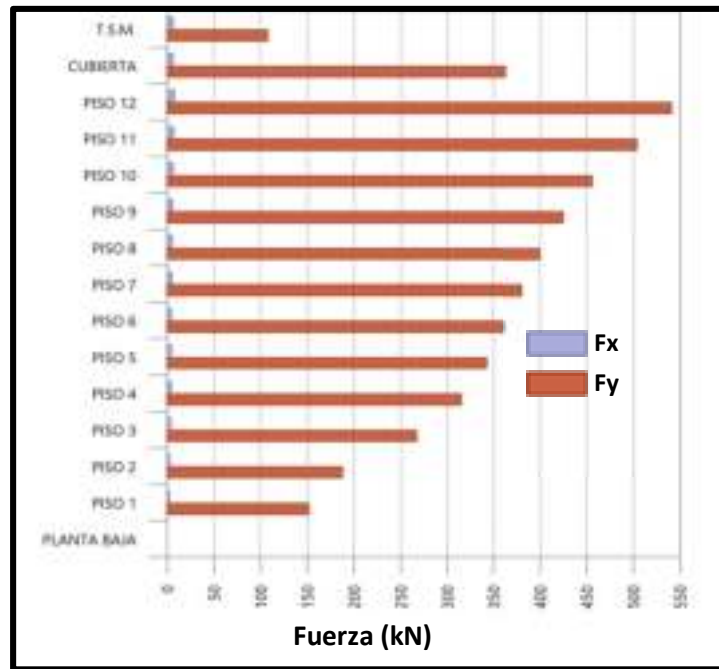


Figura 9.29. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "Y" según NCSE – 02 c/ GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo Y (s/ NBDS 2023):

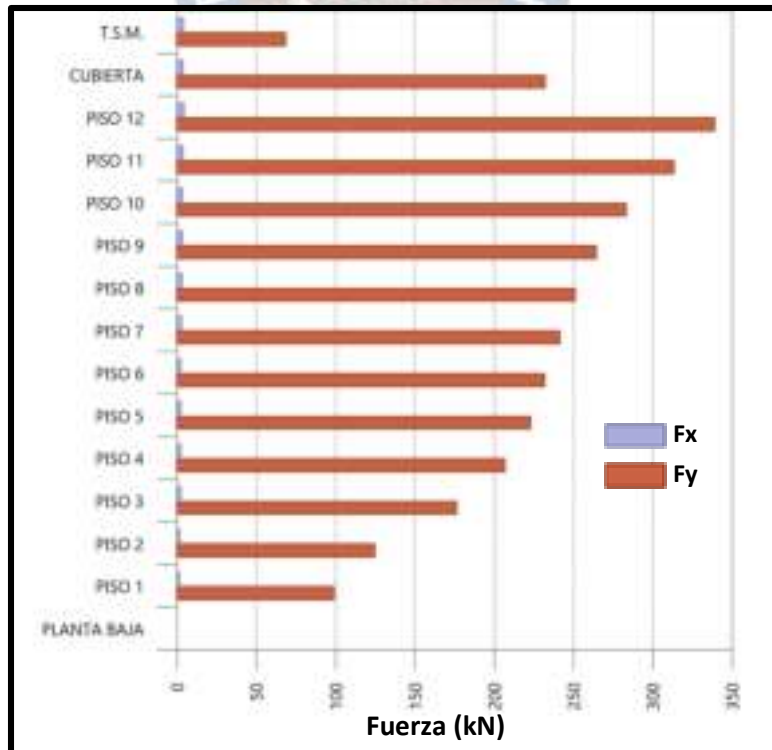


Figura 9.30. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "Y" según NCSE – 02 c/ NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.3.4.2. NB – 1225001 (GBDS – 2020 y NBDS 2023)

s/ GBDS 2020					s/ NBDS 2023				
Planta	SISMO "X1"		SISMO "Y1"		Planta	SISMO "X1"		SISMO "Y1"	
	Feq,X (kN)	Feq,Y (kN)	Feq,X (kN)	Feq,Y (kN)		Feq,X (kN)	Feq,Y (kN)	Feq,X (kN)	Feq,Y (kN)
T.S.M.	92,418	1,183	5,561	91,966	T.S.M.	61,717	0,864	3,239	62,015
CUBIERTA	368,781	2,879	5,200	341,196	CUBIERTA	222,959	1,785	3,064	211,508
PISO 12	573,115	3,947	6,005	497,367	PISO 12	337,783	2,265	3,453	297,023
PISO 11	552,950	3,572	5,166	458,681	PISO 11	320,921	2,018	2,894	267,642
PISO 10	506,491	3,285	4,533	410,784	PISO 10	292,445	1,923	2,556	239,179
PISO 9	469,589	3,101	4,077	383,160	PISO 9	272,487	1,871	2,364	226,569
PISO 8	440,389	2,842	3,723	366,633	PISO 8	258,659	1,726	2,205	221,032
PISO 7	415,375	2,588	3,397	356,006	PISO 7	248,013	1,573	2,027	218,763
PISO 6	389,578	2,461	3,148	344,493	PISO 6	237,750	1,547	1,916	216,815
PISO 5	359,006	2,447	3,088	329,220	PISO 5	225,275	1,627	1,974	213,191
PISO 4	316,367	2,363	3,027	300,792	PISO 4	204,165	1,645	2,035	200,191
PISO 3	255,264	2,059	2,714	251,152	PISO 3	168,770	1,476	1,888	171,041
PISO 2	173,749	1,491	1,980	175,362	PISO 2	117,203	1,088	1,408	121,740
PISO 1	96,272	1,090	1,439	120,084	PISO 1	64,599	0,751	1,013	82,643
P.B.	0,000	0,000	0,000	0,000	P.B.	0,000	0,000	0,000	0,000

Tabla 9.18. Fuerza Sísmica equivalente por Planta según GBDS 2020 (lado Izq.) y según NBDS 2023 (lado Der.)
 Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo X (s/ GBDS 2020):

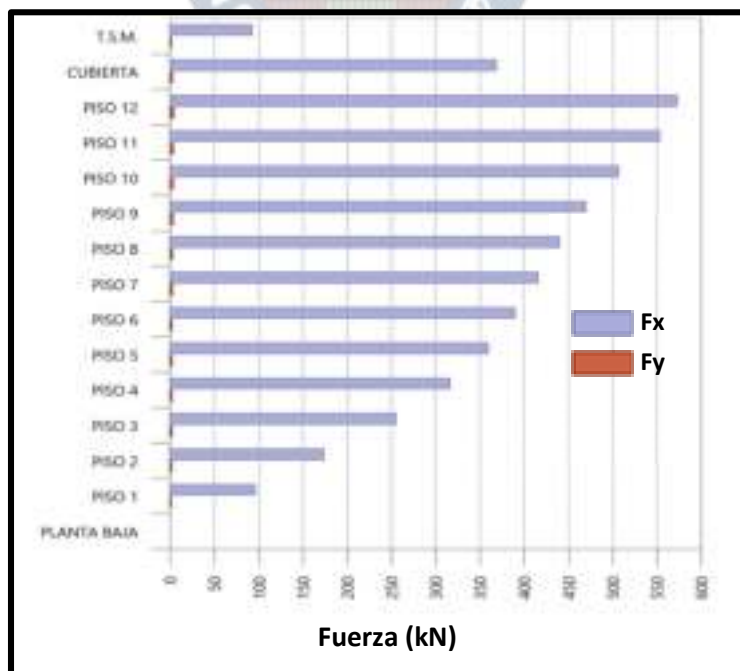


Figura 9.31. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "X" según GBDS 2020
 Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo X (s/ NBDS 2023):

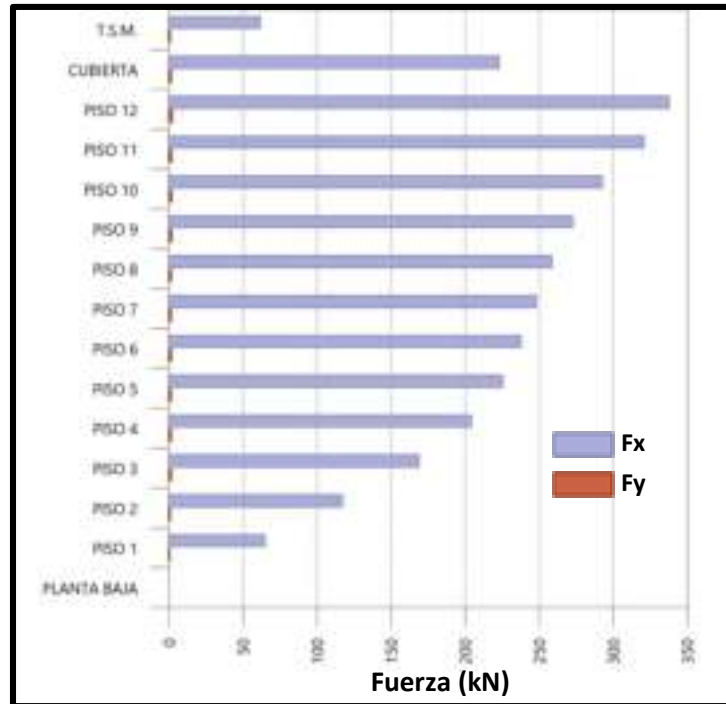


Figura 9.32. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "X" según NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo Y (s/ GBDS 2020):

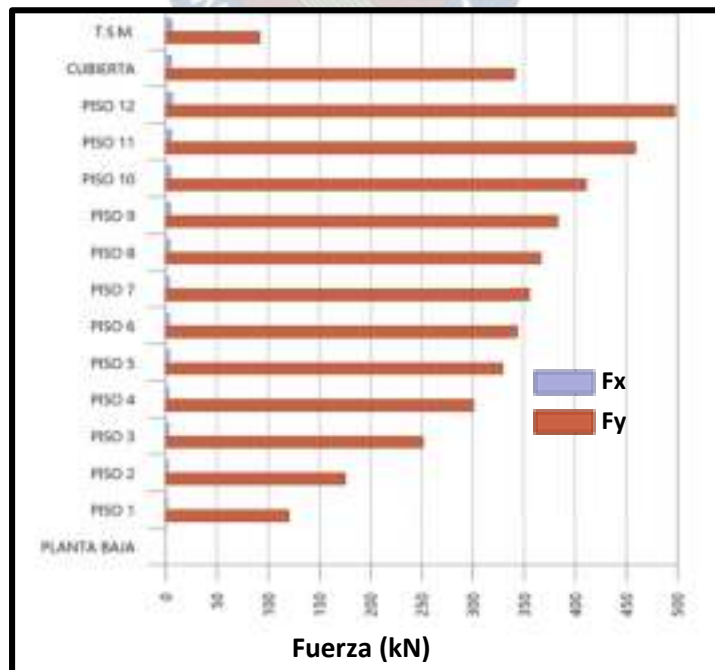


Figura 9.33. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "Y" según GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Hipótesis Sísmica: Sismo Y (s/ NBDS 2023):

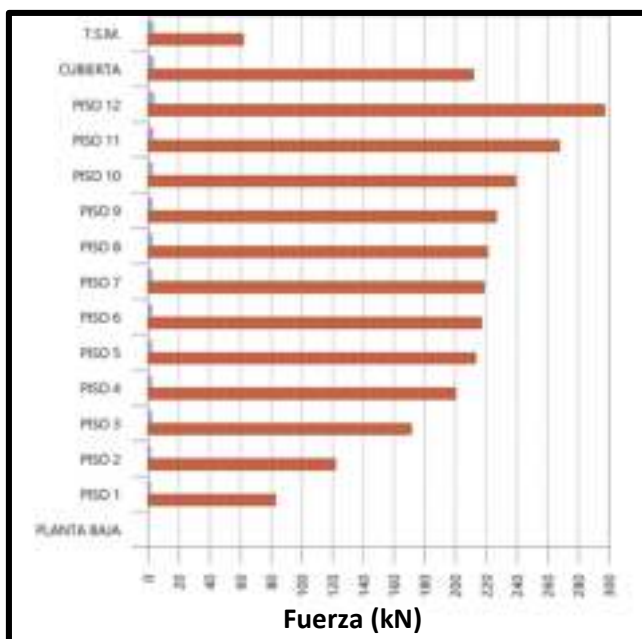


Figura 9.34. Fuerza Sísmica equivalente por Planta en Dir. "Y" según NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.3.5. Verificación del Sistema Estructural

9.3.5.1. CBH – 87 (NCSE – 02 c/GBDS 2020)

Planta	SISMO EN "X"				SISMO EN "Y"			
	%Q _x		%Q _y		%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros
T.S.M.	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00
CUBIERTA	77.65	22.35	63.44	36.56	72.55	27.45	77.27	22.73
PISO 12	82.65	17.35	72.84	27.16	88.70	11.30	81.50	18.50
PISO 11	66.77	33.23	73.08	26.92	79.40	20.60	76.35	23.65
PISO 10	68.02	31.98	70.06	29.94	77.89	22.11	77.89	22.11
PISO 9	65.05	34.95	65.29	34.71	69.05	30.95	73.74	26.26
PISO 8	61.91	38.09	58.96	41.04	65.34	34.66	68.03	31.97
PISO 7	63.91	36.09	65.53	34.47	61.46	38.54	76.94	23.06
PISO 6	61.78	38.22	61.07	38.93	58.27	41.73	72.06	27.94
PISO 5	59.85	40.15	57.83	42.17	54.48	45.52	68.71	31.29
PISO 4	58.83	41.17	56.31	43.69	51.56	48.44	69.79	30.21
PISO 3	56.26	43.74	52.63	47.37	45.68	54.32	67.59	32.41
PISO 2	50.00	50.00	43.42	56.58	40.19	59.81	59.35	40.65
PISO 1	36.45	63.55	39.88	60.12	31.27	68.73	51.01	48.99

Tabla 9.19. Porcentaje de cortante resistido por Muros y Pilares según NCSE – 02 c/GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.3.5.2. CBH – 87 (NCSE – 02 c/NBDS 2023)

Planta	SISMO EN "X"				SISMO EN "Y"			
	%Q _x		%Q _y		%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros
T.S.M.	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00
CUBIERTA	76.12	23.88	60.81	39.19	71.32	28.68	76.27	23.73
PISO 12	82.76	17.24	71.74	28.26	88.03	11.97	81.69	18.31
PISO 11	67.20	32.80	72.43	27.57	79.29	20.71	76.89	23.11
PISO 10	68.89	31.11	69.82	30.18	77.38	22.62	79.29	20.71
PISO 9	64.48	35.52	64.41	35.59	70.14	29.86	73.28	26.72
PISO 8	61.82	38.18	58.30	41.70	65.75	34.25	68.18	31.82
PISO 7	63.91	36.09	64.71	35.29	61.18	38.82	77.20	22.80
PISO 6	61.84	38.16	60.36	39.64	57.80	42.20	72.39	27.61
PISO 5	59.95	40.05	57.14	42.86	53.83	46.17	69.06	30.94
PISO 4	58.96	41.04	55.40	44.60	50.81	49.19	70.17	29.83
PISO 3	56.39	43.61	51.58	48.42	44.78	55.22	67.89	32.11
PISO 2	50.12	49.88	42.27	57.73	39.62	60.38	59.56	40.44
PISO 1	36.64	63.36	39.22	60.78	31.37	68.63	51.28	48.72

Tabla 9.20. Porcentaje de cortante resistido por Muros y Pilares según NCSE – 02 c/ NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.3.5.3. NB – 1225001 (GBDS – 2020)

Planta	SISMO EN "X"				SISMO EN "Y"			
	%Q _x		%Q _y		%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros
T.S.M.	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00
CUBIERTA	73.98	26.02	61.36	38.64	81.61	18.39	75.39	24.61
PISO 12	82.35	17.65	71.62	28.38	88.75	11.25	80.11	19.89
PISO 11	66.17	33.83	72.26	27.74	78.07	21.93	74.79	25.21
PISO 10	67.57	32.43	68.67	31.33	76.24	23.76	76.46	23.54
PISO 9	64.35	35.65	63.57	36.43	63.87	36.13	72.16	27.84
PISO 8	62.22	37.78	59.15	40.85	67.11	32.89	68.33	31.67
PISO 7	64.07	35.93	65.48	34.52	60.66	39.34	77.20	22.80
PISO 6	61.84	38.16	60.71	39.29	56.34	43.66	72.16	27.84
PISO 5	59.81	40.19	57.18	42.82	51.51	48.49	68.66	31.34
PISO 4	59.03	40.97	56.52	43.48	47.42	52.58	70.69	29.31
PISO 3	55.06	44.94	49.78	50.22	42.16	57.84	64.95	35.05
PISO 2	48.92	51.08	39.73	60.27	36.94	63.06	56.57	43.43
PISO 1	36.26	63.74	38.22	61.78	38.26	61.74	51.10	48.90

Tabla 9.21. Porcentaje de cortante resistido por Muros y Pilares según GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.3.5.4. NB – 1225001 (NBDS 2023)

Planta	SISMO EN "X"				SISMO EN "Y"			
	%Q _x		%Q _y		%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros	Pilares	Muros
T.S.M.	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00
CUBIERTA	70.01	29.99	55.45	44.55	79.85	20.15	71.71	28.29
PISO 12	79.82	20.18	66.79	33.21	86.47	13.53	77.19	22.81
PISO 11	65.19	34.81	69.53	30.47	77.18	22.82	73.14	26.86
PISO 10	67.03	32.97	67.04	32.96	76.06	23.94	75.49	24.51
PISO 9	64.07	35.93	62.38	37.62	63.78	36.22	71.70	28.30
PISO 8	62.11	37.89	58.14	41.86	67.25	32.75	68.15	31.85
PISO 7	64.04	35.96	64.41	35.59	60.44	39.56	77.13	22.87
PISO 6	61.88	38.12	59.87	40.13	56.03	43.97	72.20	27.80
PISO 5	59.86	40.14	56.45	43.55	51.07	48.93	68.71	31.29
PISO 4	59.06	40.94	55.62	44.38	46.86	53.14	70.70	29.30
PISO 3	55.08	44.92	48.84	51.16	41.67	58.33	64.89	35.11
PISO 2	48.91	51.09	38.94	61.06	36.63	63.37	56.51	43.49
PISO 1	36.48	63.52	37.85	62.15	28.50	71.50	51.15	48.85

Tabla 9.22. Porcentaje de cortante resistido por Muros y Pilares según NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

De los resultados mostrados en la [tabla 9.19](#) y [tabla 9.21](#) el porcentaje del cortante basal que resisten los muros según la NCSE – 02 con equivalencia a la GBDS 2020 y la GBDS 2020 en específico es menor al **70 %**. Llegando a la conclusión que el sistema estructural es un:

SISTEMA DUAL

De los resultados mostrados en la [tabla 9.20](#) y [tabla 9.22](#) el porcentaje del cortante basal que resisten los muros según la NCSE – 02 con equivalencia a la NBDS 2023 y la NBDS 2023 en específico es menor al **75 %**. Llegando a la conclusión que el sistema estructural es un:

SISTEMA DUAL

9.3.6. Control de Derivas de Piso

9.3.6.1. CBH – 87 (NCSE – 02 c/ GBDS 2020)

De acuerdo a lo explicado en el [acápito 7.6.1](#) la deriva máxima para la edificación de estudio es de 0.024, el programa CYPECAD obtiene resultados de cada elemento vertical existente, obteniendo al final la siguiente tabla:

NIVEL	h m	(δ / h)		Δ_{max}	VERIFICACIÓN	
		Dir. "X"	Dir. "Y"		Dir. "X"	Dir. "Y"
T.S.M.	2,7	0,0020	0,0034	0,024	CUMPLE	CUMPLE
CUBIERTA	3	0,0017	0,0032	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 12	2,8	0,0020	0,0033	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 11	2,8	0,0022	0,0035	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 10	2,8	0,0025	0,0036	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 9	2,8	0,0028	0,0038	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 8	2,8	0,0031	0,0040	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 7	2,8	0,0033	0,0041	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 6	2,8	0,0035	0,0041	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 5	2,8	0,0036	0,0041	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 4	2,8	0,0036	0,0041	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 3	2,8	0,0035	0,0038	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 2	2,8	0,0032	0,0035	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 1	3	0,0024	0,0028	0,024	CUMPLE	CUMPLE
P.B.	2,8	0,0004	0,0013	0,024	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 9.23. Control de Derivas según NCSE – 02 c/ GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.3.6.2. CBH – 87 (NCSE – 02 c/ NBDS 2023)

NIVEL	h m	(δ / h)		Δ_{max}	VERIFICACIÓN	
		Dir. "X"	Dir. "Y"		Dir. "X"	Dir. "Y"
T.S.M.	2,7	0,0013	0,0022	0,024	CUMPLE	CUMPLE
CUBIERTA	3	0,0011	0,0020	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 12	2,8	0,0012	0,0021	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 11	2,8	0,0014	0,0022	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 10	2,8	0,0015	0,0023	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 9	2,8	0,0017	0,0024	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 8	2,8	0,0019	0,0025	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 7	2,8	0,0020	0,0026	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 6	2,8	0,0022	0,0026	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 5	2,8	0,0022	0,0026	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 4	2,8	0,0022	0,0026	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 3	2,8	0,0022	0,0025	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 2	2,8	0,0020	0,0023	0,024	CUMPLE	CUMPLE
PISO 1	3	0,0015	0,0018	0,024	CUMPLE	CUMPLE
P.B.	2,8	0,0002	0,0009	0,024	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 9.24. Control de Derivas según NCSE – 02 c/ NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.

9.3.6.3. NB – 1225001 (GBDS 2020)

De acuerdo al [acápito 7.4.1](#) la deriva máxima no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicado por 0.012, el programa CYPECAD obtiene resultados de la deriva de cada elemento vertical existente en la edificación, obteniendo al final la máxima deriva de cada piso que se presentan en la

siguiente tabla:

NIVEL	h m	(δ / h)		Δ_{max}	VERIFICACIÓN	
		Dir. "X"	Dir "Y"		Dir. "X"	Dir. "Y"
T.S.M.	2,7	0,0028	0,0061	0,012	CUMPLE	CUMPLE
CUBIERTA	3	0,0029	0,0061	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 12	2,8	0,0030	0,0063	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 11	2,8	0,0035	0,0066	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 10	2,8	0,0039	0,0069	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 9	2,8	0,0043	0,0073	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 8	2,8	0,0048	0,0076	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 7	2,8	0,0051	0,0077	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 6	2,8	0,0054	0,0078	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 5	2,8	0,0056	0,0079	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 4	2,8	0,0056	0,0077	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 3	2,8	0,0055	0,0074	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 2	2,8	0,0050	0,0067	0,012	CUMPLE	CUMPLE
PISO 1	3	0,0037	0,0051	0,012	CUMPLE	CUMPLE
P.B.	2,8	0,0004	0,0019	0,012	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 9.25. Control de Derivas según GBDS 2020

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.3.6.4. NB – 1225001 (NBDS 2023)

Utilizando las indicaciones dadas en el [acápito 7.7](#) no se tiene que superar la deriva máxima de 0.0068 en cada piso, por lo que se tiene:

NIVEL	h m	(δ / h)		Δ_{max}	VERIFICACIÓN	
		Dir. "X"	Dir "Y"		Dir. "X"	Dir. "Y"
T.S.M.	2,7	0,0021	0,0037	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
CUBIERTA	3	0,0020	0,0035	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 12	2,8	0,0021	0,0036	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 11	2,8	0,0024	0,0037	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 10	2,8	0,0027	0,0039	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 9	2,8	0,0030	0,0041	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 8	2,8	0,0033	0,0043	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 7	2,8	0,0035	0,0043	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 6	2,8	0,0037	0,0044	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 5	2,8	0,0039	0,0045	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 4	2,8	0,0039	0,0043	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 3	2,8	0,0038	0,0042	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 2	2,8	0,0035	0,0038	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
PISO 1	3	0,0026	0,0030	0,0068	CUMPLE	CUMPLE
P.B.	2,8	0,0003	0,0012	0,0068	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 9.26. Control de Derivas según NBDS 2023

Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

9.4. COMPARACIÓN DE EFECTOS DE CARGA DE VIENTO Y DE SISMO

PISO	h m	NB - 1225003	GBDS 2020	NCSE 02 c/ GBDS 2020	NBDS 2023	NCSE 02 c/ NBDS 2023
		VIENTO X kN	Q _x (kN)	Q _x (kN)	Q _x (kN)	Q _x (kN)
T.S.M.	39,5	7,364	102,456	108,613	61,717	70,771
CUB.	36,8	48,629	503,467	500,56	278,546	318,321
PISO 12	33,8	89,992	1130,792	1123,014	609,781	709,368
PISO 11	31	129,277	1729,925	1721,787	919,576	1083,362
PISO 10	28,2	167,892	2265,658	2264,944	1191,673	1420,921
PISO 9	25,4	205,79	2745,287	2756,817	1432,731	1725,08
PISO 8	22,6	242,915	3173,784	3198,665	1647,115	1997,668
PISO 7	19,8	279,2	3555,376	3591,43	1838,144	2240,04
PISO 6	17	314,562	3892,086	3934,488	2008,126	2452,427
PISO 5	14,2	348,893	4185,812	4229,312	2159,377	2636,267
PISO 4	11,4	382,052	4431,528	4472,791	2289,182	2789,492
PISO 3	8,6	413,838	4621,889	4660,354	2392,728	2908,637
PISO 2	5,8	443,941	4746,256	4780,844	2462,391	2986,256
PISO 1	3	473,366	4823,033	4869,971	2504,688	3041,111
P.B.	0	473,366	4823,033	4869,971	2504,688	3041,111

Tabla 9.27. Fuerzas Dinámicas de Viento y Sismo en Dirección "X"
Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

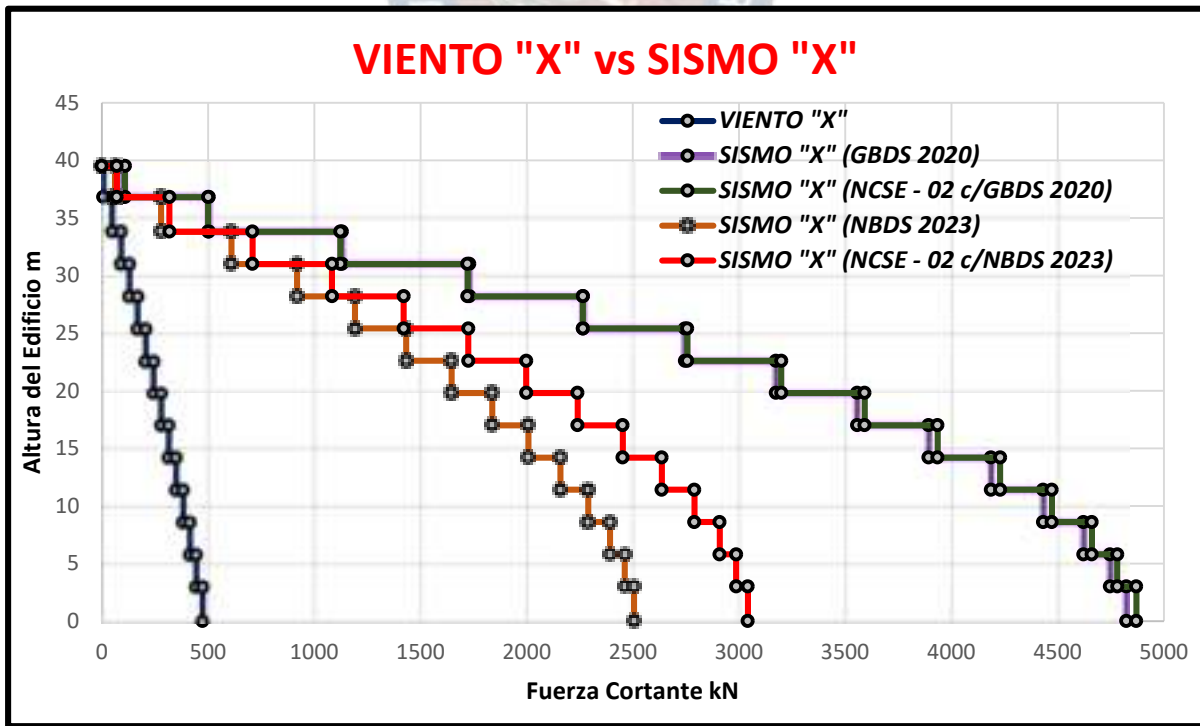


Figura 9.35. Comparación de los Esfuerzos Cortantes en la dirección "X"
Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

PISO	h m	NB - 1225003	GBDS 2020	NCSE 02 c/ GBDS 2020	NBDS 2023	NCSE 02 c/ NBDS 2023
		VIENTO Y kN	Q _y (kN)	Q _y (kN)	Q _y (kN)	Q _y (kN)
T.S.M.	39,5	10,951	125,444	105,086	62,015	68,425
CUB.	36,8	55,152	583,351	461,265	269,075	295,042
PISO 12	33,8	132,14	1248,830	987,257	558,148	626,025
PISO 11	31	205,38	1846,759	1465,853	808,364	923,689
PISO 10	28,2	277,497	2354,398	1880,368	1014,217	1178,753
PISO 9	25,4	348,411	2795,276	2246,273	1190,238	1401,998
PISO 8	22,6	418,029	3182,976	2569,931	1344,287	1598,945
PISO 7	19,8	486,238	3529,370	2858,312	1482,591	1774,751
PISO 6	17	552,898	3839,911	3111,569	1608,874	1930,374
PISO 5	14,2	617,83	4122,456	3336,658	1728,126	2070,783
PISO 4	11,4	680,796	4369,560	3530,459	1836,825	2193,628
PISO 3	8,6	741,46	4571,637	3688,628	1929,811	2295,445
PISO 2	5,8	799,301	4709,004	3793,21	1995,787	2364,325
PISO 1	3	856,269	4823,033	3903,73	2048,969	2433,434
P.B.	0	856,269	4823,033	3903,73	2048,969	2433,434

Tabla 9.28. Fuerzas Dinámicas de Viento y Sismo en Dirección "Y"
Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

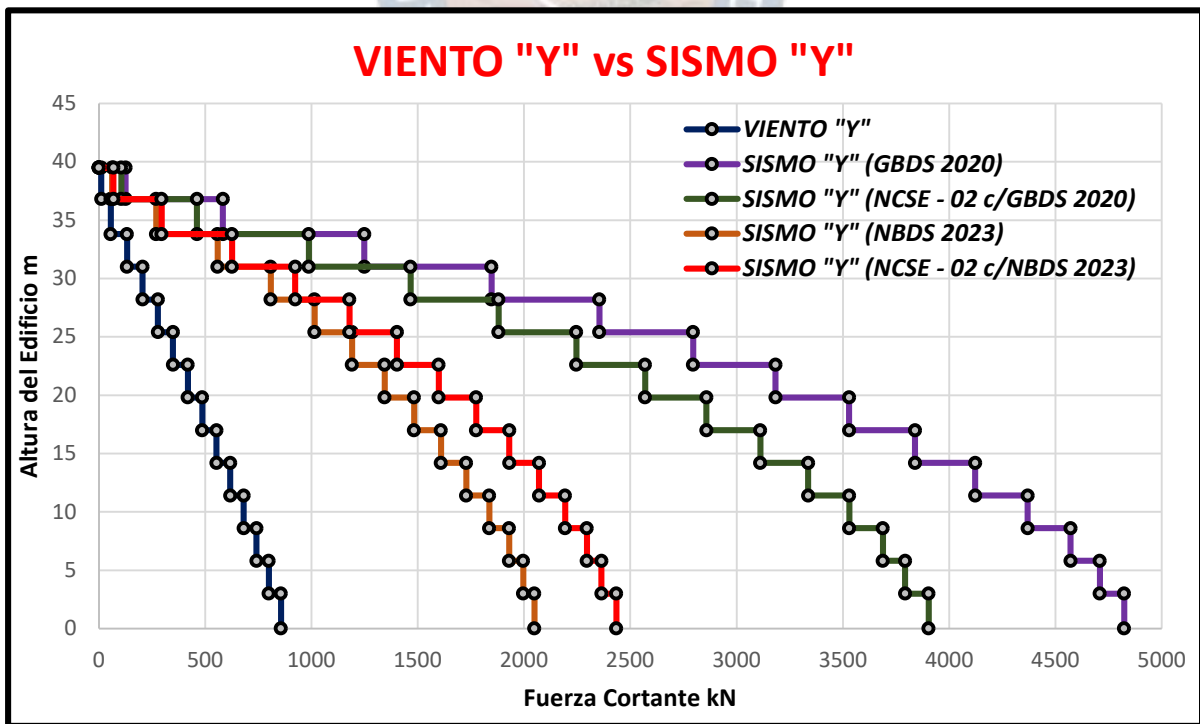


Figura 9.36. Comparación de los Esfuerzos cortantes en la dirección "Y"
Fuente: Análisis Sísmico. Programa CYPECAD v2025.b

Como se puede ver en *la tabla 9.27, figura 9.35, tabla 9.28 y figura 9.36*, las fuerzas que establecen dominio sobre la edificación son las fuerzas sísmicas. Llegando a la conclusión que en el lugar de emplazamiento de la edificación podría ser suficiente considerar las cargas sísmicas.

También se puede observar que la norma NBDS 2023 permite obtener fuerzas cortantes menores a los que se obtiene con la norma GBDS 2020, la principal causa es el cambio realizado al coeficiente de reducción “R” que ya depende de las irregularidades de la edificación.

9.5. VERIFICACIÓN DE DEFORMACIONES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

9.5.1. Flecha Instantánea, flecha diferida y flecha total

De acuerdo a lo indicado en el *acápite 3.16.1*, se puede determinar una flecha instantánea de acuerdo a conceptos de resistencia de materiales (*Ec. 3.323*). Se puede obtener la flecha diferida considerando la duración de la carga (*Ec. 3.326*) y se puede obtener la flecha total sumando la flecha instantánea con la flecha diferida. Este valor se compara con la flecha admisible dado su respectiva norma, verificando de esta manera que no se supere la deformación máxima permitida.

El programa CYPECAD hace todo este cálculo completo, permitiendo al proyectista analizar la flecha en diferentes tiempos de carga durante la construcción de la edificación y su vida útil.

Como ejemplo se muestra la viga que tiene mayor deflexión del pórtico P-3 del T.S.M.:

La viga del pórtico P-3 se desencofra a los 28 días después del vaciado, obteniendo una flecha Instantánea por el peso propio de:

$$f_{inst(28 \text{ días})} = 0.49 \text{ mm}$$

Considerando un tiempo de 28 a 90 días, se obtuvo una flecha diferida de:

$$f_{dif(28,90)} = 0.16 \text{ mm}$$

Por lo que la flecha total es: $f_{total(90 \text{ días})} = f_{inst(28 \text{ días})} + f_{dif(28,90)}$

$$f_{total(90 \text{ días})} = 0.65 \text{ mm}$$

Por el efecto de la tabiquería colocada se tendrá otra flecha instantánea a los 90 días:

$$f_{inst(90 \text{ días})} = 0.04 \text{ mm}$$

La flecha diferida en un tiempo de 90 a 120 días, será: $f_{dif(90,120)} = 0.04 \text{ mm}$

La flecha total será: $f_{total(120 \text{ días})} = f_{total(90 \text{ días})} + f_{inst(90 \text{ días})} + f_{dif(90,120)}$

$$f_{total(120 \text{ días})} = 0.65 + 0.04 + 0.04 = 0.73 \text{ mm}$$

A los 120 días se coloca el piso y las cargas que permanecerán permanentemente en la edificación, generando una flecha instantánea de:

$$f_{inst(120 \text{ días})} = 0.06 \text{ mm}$$

Y la flecha diferida en un tiempo de 120 a 360 días, será:

$$f_{dif(120,360)} = 0.20 \text{ mm}$$

Igualmente, la flecha total será:

$$f_{total(360 \text{ días})} = f_{total(120 \text{ días})} + f_{inst(120 \text{ días})} + f_{dif(120,360)}$$

$$f_{total(360 \text{ días})} = 0.73 + 0.06 + 0.20 = 0.99 \text{ mm}$$

Finalmente, a los 360 días se empieza a hacer uso de la edificación, generándose una flecha instantánea de: $f_{inst(360 \text{ días})} = 0.56 \text{ mm}$

Y a lo largo de la vida útil de la edificación la flecha diferida será:

$$f_{dif(360,\infty)} = 0.46 \text{ mm}$$

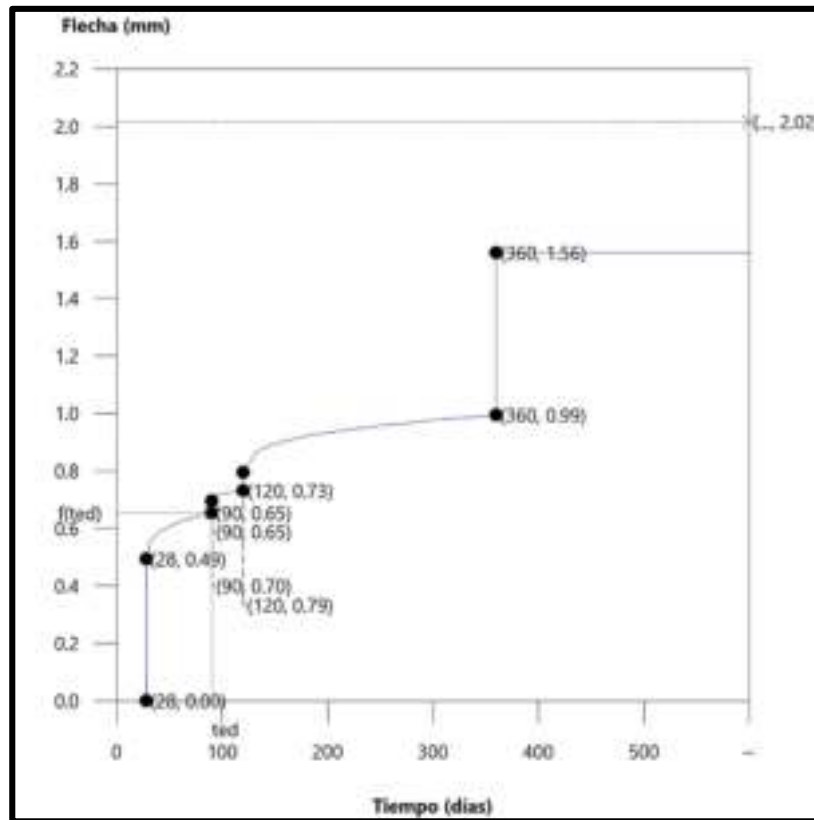
Teniendo finalmente la flecha total máxima:

$$f_{total(max)} = f_{total(360 \text{ días})} + f_{inst(360 \text{ días})} + f_{dif((360,\infty)}$$

$$f_{total(max)} = 0.99 + 0.56 + 0.46$$

$$f_{total(max)} = 2.02 \text{ mm}$$

De manera gráfica CYPECAD puede mostrar las flechas de la siguiente manera:



*Figura 9.37. Proceso de Deformación del elemento estructural
Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b*

Verificando de acuerdo a la *tabla 3.39 según NB – 1225001*:

$$f_{total(max)} \leq f_{adm} = \frac{L}{480}$$

Siendo L = 5.10 m

$$2.02 \text{ mm} \leq 10.625 \text{ mm} \text{ CUMPLE!}$$

Ya que la norma GBDS 2020 y NBDS 2023 son relativamente similares y tiene como base la misma normativa NB – 1225001 se considera que el resultado obtenido de flechas es directamente el mismo no importa si se usa GBDS 2020 o NBDS 2023, de igual manera no importa si se usa una u otra aceleración básica en la NCSE – 02 para poder igualar a los requerimientos de la GBDS 2020 y NBDS 2023, los resultados de flechas en la CBH – 87 son similares. Dicho esto, y siguiendo el proceso ya mencionado se tiene los siguientes resultados para cada pórtico de la edificación:

- *Techo Sala de Máquina*

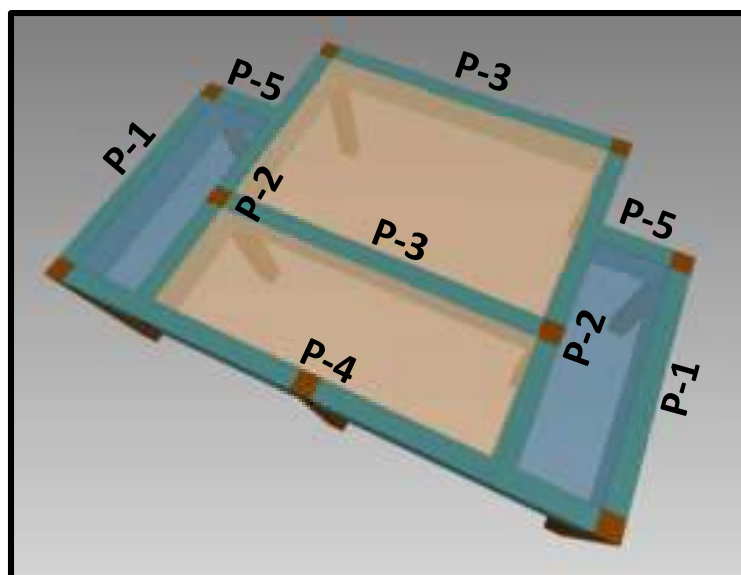


Figura 9.38. Ubicación de Pórticos en T.S.M.

Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

NB - 1225001				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	3,5	0,001	7,292	CUMPLE
P - 2	2,4	0,210	5,000	CUMPLE
P - 3	5,1	2,020	10,625	CUMPLE
P - 4	2,2	0,450	4,583	CUMPLE
P - 5	2,15	0,110	4,479	CUMPLE

Tabla 9.29. Verificación de deformaciones en T.S.M. según NB – 1225001

Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

CBH - 87				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	3,5	0,001	7,000	CUMPLE
P - 2	2,4	0,210	4,800	CUMPLE
P - 3	5,1	1,660	10,200	CUMPLE
P - 4	2,2	0,080	4,400	CUMPLE
P - 5	2,15	0,100	4,300	CUMPLE

Tabla 9.30. Verificación de deformaciones en T.S.M. según CBH – 87

Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

- *Cubierta*

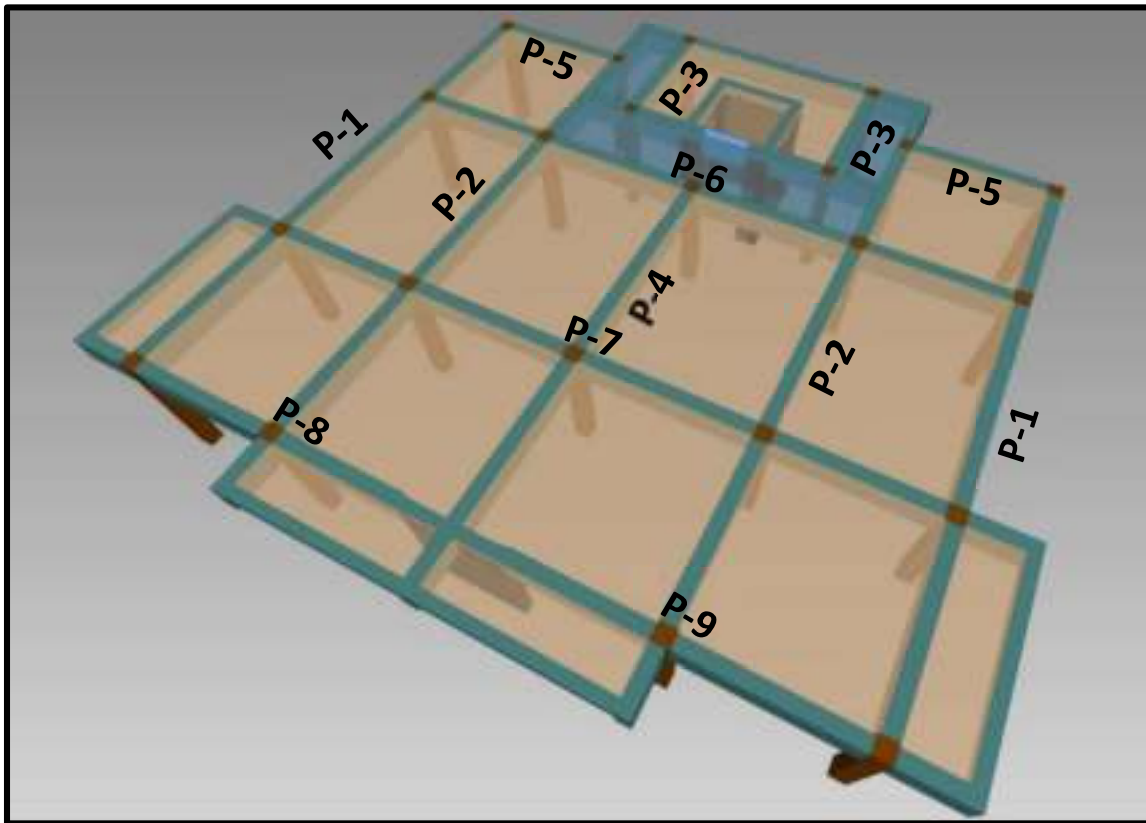


Figura 9.39. Ubicación de Pórticos en Cubierta
 Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

NB - 1225001				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	5,2	1,310	10,833	CUMPLE
P - 2	5,2	1,760	10,833	CUMPLE
P - 3	3,2	0,001	6,667	CUMPLE
P - 4	5,2	2,270	10,833	CUMPLE
P - 5	3,3	0,360	6,875	CUMPLE
P - 6	3,25	0,380	6,771	CUMPLE
P - 7	3,75	0,310	7,813	CUMPLE
P - 8	3,25	0,220	6,771	CUMPLE
P - 9	3,25	0,220	6,771	CUMPLE

Tabla 9.31. Verificación de deformaciones en Cubierta según NB – 1225001
 Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

CBH - 87				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	5,2	0,980	10,400	CUMPLE
P - 2	5,2	1,370	10,400	CUMPLE
P - 3	3,0	0,001	6,000	CUMPLE
P - 4	5,2	1,730	10,400	CUMPLE
P - 5	3,25	0,260	6,500	CUMPLE
P - 6	3,25	0,290	6,500	CUMPLE
P - 7	3,75	0,250	7,500	CUMPLE
P - 8	3,25	0,160	6,500	CUMPLE
P - 9	3,25	0,160	6,500	CUMPLE

Tabla 9.32. Verificación de deformaciones en Cubierta según CBH – 87
 Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

- Piso 12 (Salón de Eventos)

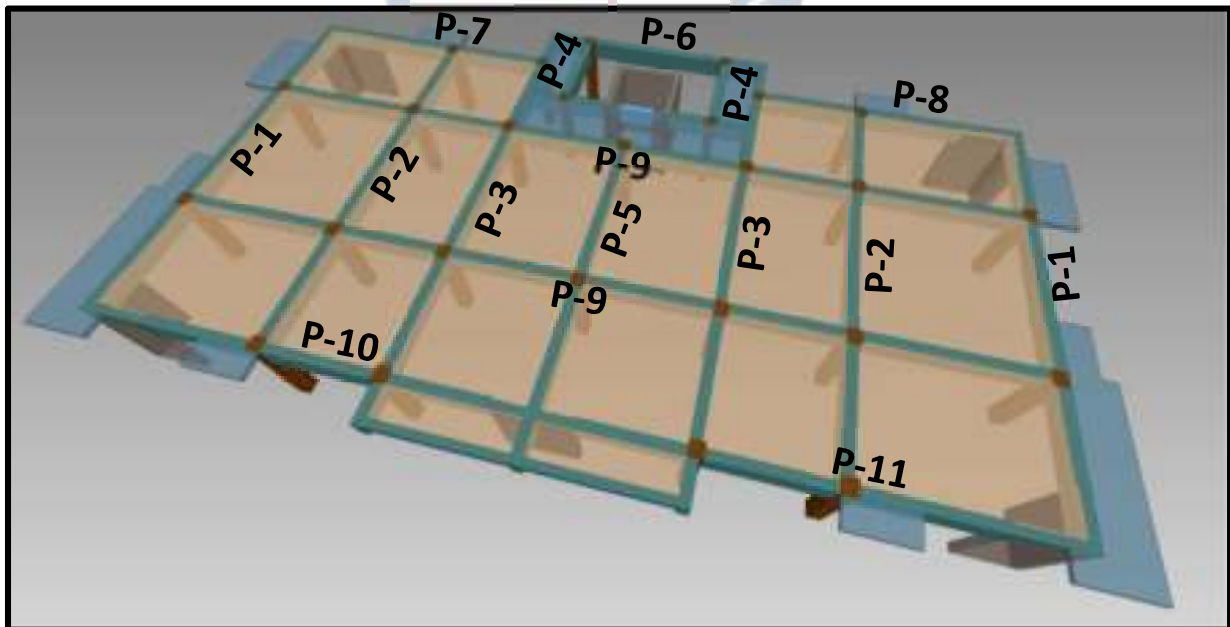


Figura 9.40. Ubicación de Pórticos en Piso 12
 Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

NB - 1225001				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	5,2	1,990	10,833	CUMPLE
P - 2	5,2	1,980	10,833	CUMPLE
P - 3	5,2	1,830	10,833	CUMPLE
P - 4	2,73	0,110	5,688	CUMPLE
P - 5	5,2	2,240	10,833	CUMPLE
P - 6	5,0	0,570	10,417	CUMPLE
P - 7	3,25	0,370	6,771	CUMPLE
P - 8	3,25	0,380	6,771	CUMPLE
P - 9	4,75	1,510	9,896	CUMPLE
P - 10	2,8	0,330	5,833	CUMPLE
P - 11	2,8	0,330	5,833	CUMPLE

Tabla 9.33. Verificación de deformaciones en Piso 12 según NB – 1225001
Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

CBH - 87				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	5,2	1,480	10,400	CUMPLE
P - 2	5,2	1,560	10,400	CUMPLE
P - 3	5,2	1,420	10,400	CUMPLE
P - 4	2,73	0,070	5,460	CUMPLE
P - 5	5,2	1,850	10,400	CUMPLE
P - 6	5,0	0,370	10,000	CUMPLE
P - 7	3,25	0,280	6,500	CUMPLE
P - 8	3,25	0,290	6,500	CUMPLE
P - 9	4,75	1,180	9,500	CUMPLE
P - 10	2,8	0,240	5,600	CUMPLE
P - 11	2,8	0,240	5,600	CUMPLE

Tabla 9.34. Verificación de deformaciones en Piso 12 según CBH – 87
Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

- *Piso Tipo (Departamentos)*

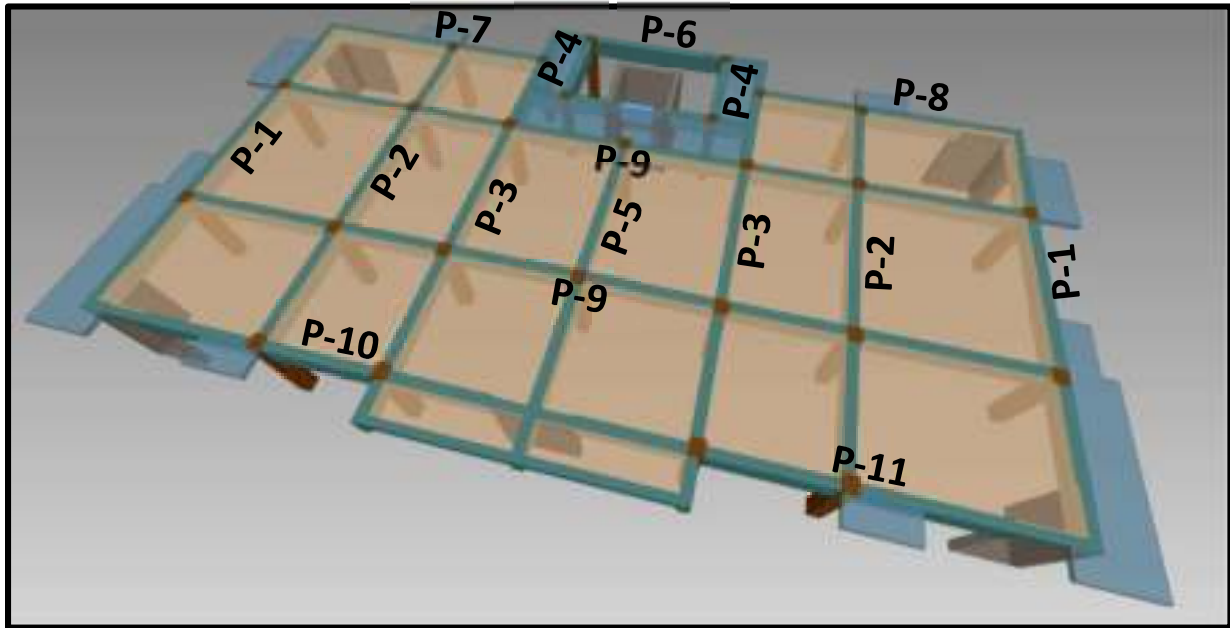


Figura 9.41. Ubicación de Pórticos en Piso Tipo (1 – 11)
 Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

NB - 1225001				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	5,2	0,940	10,833	CUMPLE
P - 2	5,2	1,610	10,833	CUMPLE
P - 3	5,2	1,460	10,833	CUMPLE
P - 4	2,73	0,080	5,688	CUMPLE
P - 5	5,2	1,550	10,833	CUMPLE
P - 6	5,0	1,370	10,417	CUMPLE
P - 7	3,25	0,150	6,771	CUMPLE
P - 8	3,25	0,150	6,771	CUMPLE
P - 9	4,75	1,040	9,896	CUMPLE
P - 10	2,8	0,100	5,833	CUMPLE
P - 11	2,8	0,100	5,833	CUMPLE

Tabla 9.35. Verificación de deformaciones en Piso Tipo (1 – 11) según NB – 1225001
 Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

CBH - 87				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	5,2	0,570	10,400	CUMPLE
P - 2	5,2	1,260	10,400	CUMPLE
P - 3	5,2	1,130	10,400	CUMPLE
P - 4	2,73	0,001	5,460	CUMPLE
P - 5	5,2	1,230	10,400	CUMPLE
P - 6	5,0	0,980	10,000	CUMPLE
P - 7	3,25	0,110	6,500	CUMPLE
P - 8	3,25	0,110	6,500	CUMPLE
P - 9	4,75	0,820	9,500	CUMPLE
P - 10	2,8	0,090	5,600	CUMPLE
P - 11	2,8	0,090	5,600	CUMPLE

Tabla 9.36. Verificación de deformaciones en Piso Tipo (1 – 11) según CBH – 87
 Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

- **Planta Baja (Almacenamiento y tiendas)**

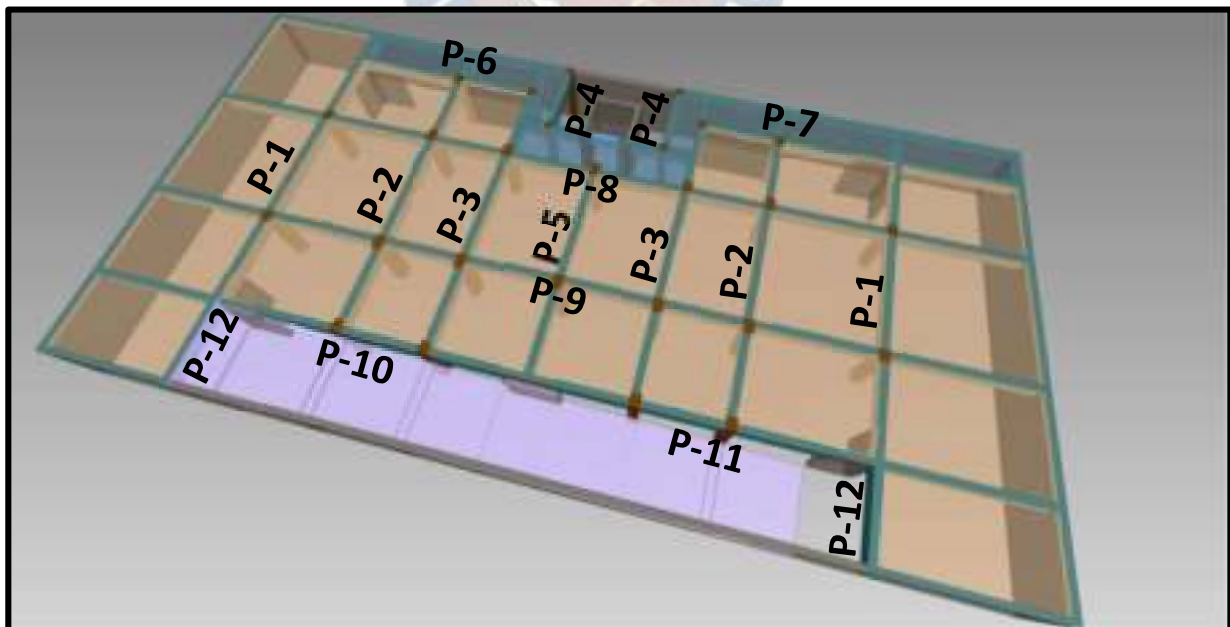


Figura 9.42. Ubicación de Pórticos en Planta Baja
 Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

NB - 1225001				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	5,2	1,920	10,833	CUMPLE
P - 2	5,2	1,380	10,833	CUMPLE
P - 3	5,2	1,350	10,833	CUMPLE
P - 4	3,4	0,010	7,083	CUMPLE
P - 5	5,2	1,520	10,833	CUMPLE
P - 6	3,25	0,260	6,771	CUMPLE
P - 7	3,15	0,240	6,563	CUMPLE
P - 8	5,23	1,790	10,896	CUMPLE
P - 9	5,57	2,320	11,604	CUMPLE
P - 10	3,2	0,140	6,667	CUMPLE
P - 11	3,2	0,140	6,667	CUMPLE
P - 12	3,2	0,390	6,667	CUMPLE

Tabla 9.37. Verificación de deformaciones en Planta Baja según NB – 1225001
Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

CBH - 87				
Pórtico	L [m]	f_{total} [mm]	f_{adm} [mm]	Verificación
P - 1	5,2	1,390	10,400	CUMPLE
P - 2	5,2	1,040	10,400	CUMPLE
P - 3	5,2	0,940	10,400	CUMPLE
P - 4	3,4	0,010	6,800	CUMPLE
P - 5	5,2	1,130	10,400	CUMPLE
P - 6	3,25	0,210	6,500	CUMPLE
P - 7	3,15	0,200	6,300	CUMPLE
P - 8	5,23	1,010	10,460	CUMPLE
P - 9	5,57	1,330	11,140	CUMPLE
P - 10	3,2	0,110	6,400	CUMPLE
P - 11	3,2	0,110	6,400	CUMPLE
P - 12	3,2	0,260	6,400	CUMPLE

Tabla 9.38. Verificación de deformaciones en Planta Baja según CBH – 87
Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

9.5.2. Comparación de Deformaciones

Para la comparación de las deformaciones obtenidas, se hace la elección de 2 resultados aleatorios por cada piso obteniendo lo siguiente:

PISO	Viga [m]	Deflexión [mm]		OBSERVACIÓN
	V(bxhxL)	CBH - 87	NB - 1225001	
T.S.M.	V (0.3x0.6x5.10)	1,66	2,02	21,69 % mayor en NB - 1225001
	V (0.3x0.6x2.15)	0,10	0,11	10,00 % mayor en NB - 1225001
CUBIERTA	V (0.3x0.6x5.20)	1,73	2,27	31,21 % mayor en NB - 1225001
	V (0.3x0.6x5.20)	1,37	1,76	28,47 % mayor en NB - 1225001
PISO 12	V (0.3x0.6x5.20)	1,85	2,24	21,08 % mayor en NB - 1225001
	V (0.3x0.6x4.75)	1,18	1,51	27,97 % mayor en NB - 1225001
PISO TIPO	V (0.3x0.6x5.20)	1,26	1,61	27,78 % mayor en NB - 1225001
	V (0.3x0.6x5.20)	1,13	1,46	29,20 % mayor en NB - 1225001
P.B.	V (0.3x0.6x5.20)	1,39	1,92	38,13 % mayor en NB - 1225001
	V (0.3x0.6x5.20)	0,94	1,35	43,62 % mayor en NB - 1225001

*Tabla 9.39. Comparación de deformaciones máximas obtenidas en cada piso.
Fuente: Análisis de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b*

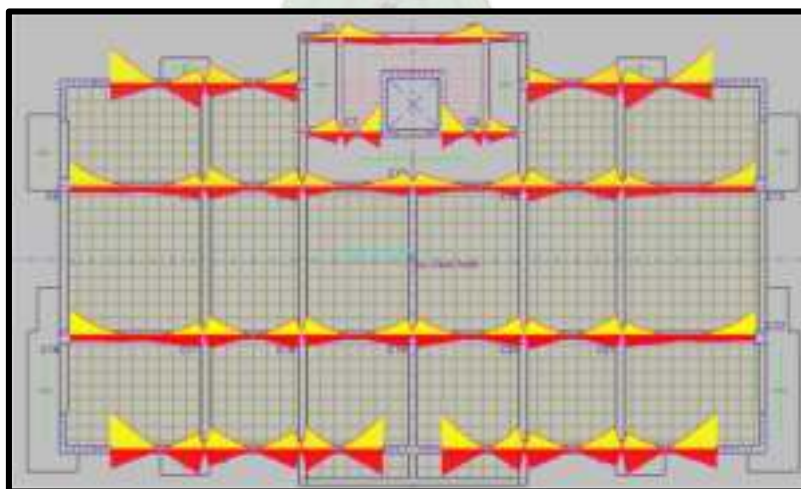
Esta tabla es una representación de como todos los elementos estructurales horizontales tienen mayor deformación al aplicar la normativa NB – 1225001, en comparación con la CBH – 87.

Esto en parte es debido a la diferencia del módulo de elasticidad del hormigón utilizado en cada normativa.

9.6. ANÁLISIS COMPARATIVO DE ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

9.6.1. Vigas

El programa CYPECAD presenta los esfuerzos en vigas desde una vista en planta, tal y como se muestran a continuación.



*Figura 9.43. Diagramas de envolventes de momentos flectores en Dir. "X" en vigas.
Fuente: Programa CYPECAD v2025.b*

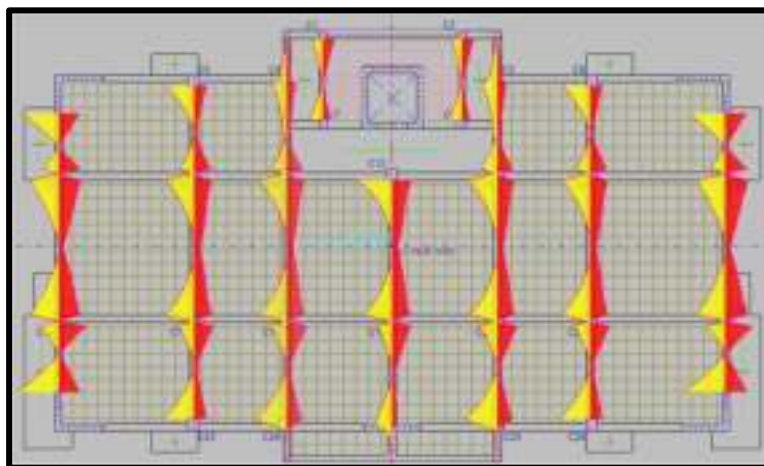


Figura 9.44. Diagramas de envolventes de momentos flectores en Dir. "Y" en vigas.
Fuente: Programa CYPECAD v2025.b

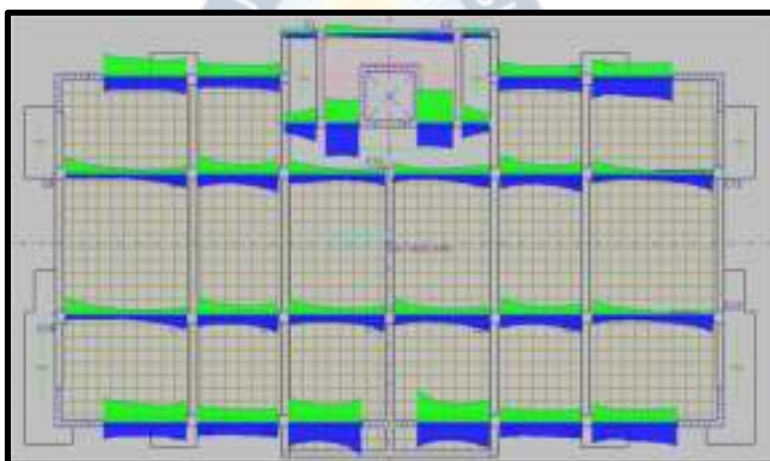


Figura 9.45. Diagramas de envolventes de Cortantes en Dir. "X" en vigas.
Fuente: Programa CYPECAD v2025.b

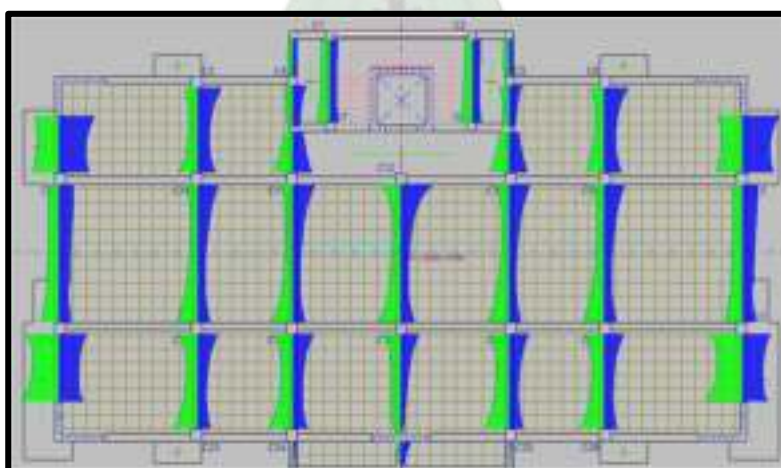


Figura 9.46. Diagramas de envolventes de Cortantes en Dir. "Y" en vigas.
Fuente: Programa CYPECAD v2025.b

Para poder realizar el análisis comparativo de los esfuerzos obtenidos, se hace la selección aleatoria de algunos pórticos en cada piso de la edificación, obteniendo los siguientes resultados:

- **T.S.M.**

De la *figura 9.38* mostrado con anterioridad, se escoge la viga del **pórtico P – 3**:

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 3			Tramo: V-1			Tramo: V-1			% DE DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-26,68	--	-27,03	-20,69	--	-21,04	22,5%	--	22,2%
	Momento máx.	kN·m	61,24	75,44	62,69	53,22	65,36	54,43	13,1%	13,4%	13,2%
	Cortante mín.	kN	--	-28,7	-62,35	--	-24,27	-51,45	--	15,4%	17,5%
	Cortante máx.	kN	62,3	27,42	--	51,37	23,16	--	17,5%	15,5%	--
	Torsor mín.	kN	-3,86	--	--	-2,8	--	--	27,5%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	4,2	--	--	3,1	--	--	26,2%
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-21,06	--	-21,33	-21,53	--	-21,87	-2,2%	--	-2,5%
	Momento máx.	kN·m	29,56	37,26	30,23	36,78	46,61	37,7	-24,4%	-25,1%	-24,7%
	Cortante mín.	kN	--	-16,3	-36,76	--	-23,21	-50,77	--	-42,4%	-38,1%
	Cortante máx.	kN	36,53	15,59	--	50,25	22,25	--	-37,6%	-42,7%	--
	Torsor mín.	kN	-1,82	--	--	-1,94	--	--	-6,6%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	1,99	--	--	2,17	--	--	-9,0%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.40. Comparación de Esfuerzos en T.S.M. (pórtico P – 3, Viga 1)

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

- **CUBIERTA**

De la *figura 9.39* mostrado con anterioridad, se escoge todas las vigas del **pórtico P – 2**:

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 2			Tramo: V-1			Tramo: V-1			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-27,56	--	-7,77	-23,59	--	-8,72	16,8%	--	-10,9%
	Momento máx.	kN·m	27,98	37,72	35,05	23,86	31,21	29,11	17,3%	20,9%	20,4%
	Cortante mín.	kN	--	-10,52	-35,63	--	-10,44	-33,51	--	0,8%	6,3%
	Cortante máx.	kN	55,31	19,94	--	49,05	17,84	--	12,8%	11,8%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-30,1	--	-17,33	-37,57	-2,74	-21,74	-19,9%	--	-20,3%
	Momento máx.	kN·m	28,02	34,37	33,02	34,75	42,49	40,76	-19,4%	-19,1%	-19,0%
	Cortante mín.	kN	--	-7,93	-25,8	--	-11,98	-35,91	--	-33,8%	-28,2%
	Cortante máx.	kN	37,15	14,1	--	51,82	19,02	--	-28,3%	-25,9%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.41. Comparación de Esfuerzos en Cubierta (pórtico P – 2, Viga 1)

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 2			Tramo: V-2			Tramo: V-2			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-29,88	--	-24,21	-25,88	--	-19,88	15,46%	--	21,78%
	Momento máx.	kN·m	33,03	40,25	36,62	27,95	35,32	30,34	18,18%	13,96%	20,70%
	Cortante mín.	kN	--	-15,01	-35,37	--	-11,58	-29,74	--	29,62%	18,93%
	Cortante máx.	kN	37,36	18,18	--	31,6	14,64	--	18,23%	24,18%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	2,02	--	--	--	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.42. Comparación de Esfuerzos en Cubierta (pórtico P – 2, Viga 2). Parte 1

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 2			Tramo: V-2			Tramo: V-2			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-54,86	--	-55,26	-69,29	-3,18	-67,98	-20,83%	--	-18,71%
	Momento máx.	kN·m	35,18	37,97	42,66	45,81	46,22	54,11	-23,20%	-17,85%	-21,16%
	Cortante mín.	kN	-8,17	-23,44	-38,36	-35,1	-50,08	-70,31	--	-53,19%	-45,44%
	Cortante máx.	kN	39,2	25,33	9,49	71,39	52,54	35,15	-45,09%	-51,79%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	1,79	--	--	1,81	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.43. Comparación de Esfuerzos en Cubierta (pórtico P – 2, Viga 2). Parte 2

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 2			Tramo: V-3			Tramo: V-3			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-8,06	--	-18,7	-6,2	--	-16,65	30,0%	--	12,3%
	Momento máx.	kN·m	19,69	20,05	13,24	15,41	15,8	10,81	27,8%	26,9%	22,5%
	Cortante mín.	kN	-0,3	-13,76	-31,1	-0,3	-12,83	-28,48	0,0%	7,2%	9,2%
	Cortante máx.	kN	17,44	4,22	--	16,37	4,06	--	6,5%	3,9%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	-1,85	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-24,32	-9,7	-22,3	-28,01	-13,51	-29,24	-13,2%	--	-23,7%
	Momento máx.	kN·m	28,14	27,88	20,24	34,14	33,97	25,33	-17,6%	-17,9%	-20,1%
	Cortante mín.	kN	-3,22	-12,64	-23,43	-9,31	-20,71	-33,82	-65,4%	-39,0%	-30,7%
	Cortante máx.	kN	16,15	6,34	--	25,45	12,61	3,16	-36,5%	-49,7%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	-1,72	--	--	--
	Torsor máx.	kN	1,73	--	--	1,69	--	--	2,4%	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.44. Comparación de Esfuerzos en Cubierta (pórtico P – 2, Viga 3).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

- PISO 12

De la *figura 9.40* mostrado con anterioridad, se escoge todas las vigas del **pórtico P – 2**:

Pórtico 2			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-1			Tramo: V-1					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-110	-3,89	-3,36	-92,6	-4,19	--	18,3%	-7,2%	--
	Momento máx.	kN·m	8,02	33,74	33,14	6,82	30,62	30,23	17,6%	10,2%	9,6%
	Cortante mín.	kN	--	-4,82	-37,6	--	-2,86	-31,8	--	68,5%	18,2%
	Cortante máx.	kN	116,6	48,18	6,46	104,5	41,54	5,57	11,5%	16,0%	16,0%
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-113	-21	-23,7	-141	-26,9	-33,4	-19,5%	-21,9%	-29,0%
	Momento máx.	kN·m	24,71	28,01	40,75	32,52	35,83	49,5	-24,0%	-21,8%	-17,7%
	Cortante mín.	kN	--	-16,3	-49,5	-25,7	-45,5	-108	--	-64,2%	-54,4%
	Cortante máx.	kN	95,25	44,27	21,09	158,2	76,84	74,15	-39,8%	-42,4%	-71,6%
	Torsor mín.	kN	-2,24	--	--	-1,96	--	--	14,3%	--	--
	Torsor máx.	kN	1,77	--	2,27	--	--	1,99	--	--	14,1%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.45. Comparación de Esfuerzos en Piso 12 (pórtico P – 2, Viga 1).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

Pórtico 2			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-2			Tramo: V-2					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-89,2	--	-89,4	-70,2	--	-69	27,1%	--	29,6%
	Momento máx.	kN·m	56,9	72,05	58,4	49,02	65,79	49,95	16,1%	9,5%	16,9%
	Cortante mín.	kN	--	-37	-121	--	-30,4	-104	--	21,6%	15,6%
	Cortante máx.	kN	119,5	38,26	--	103,5	31,63	--	15,5%	21,0%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.46. Comparación de Esfuerzos en Piso 12 (pórtico P – 2, Viga 2). Parte 1

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

			CBH - 87			NB - 1225001					
Pórtico 2			Tramo: V-2			Tramo: V-2			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-120	--	-123	-153	-5,03	-156	-21,4%	--	-21,6%
	Momento máx.	kN·m	52,23	54,52	56,95	74,93	67,68	76,74	-30,3%	-19,4%	-25,8%
	Cortante mín.	kN	-9,71	-42,8	-110	-80,5	-85,5	-204	-87,9%	-50,0%	-46,1%
	Cortante máx.	kN	109,7	43,64	9,57	201,6	87,71	78,94	-45,6%	-50,2%	-87,9%
	Torsor mín.	kN	--	--	-2,2	--	--	-2,24	--	--	-1,8%
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.47. Comparación de Esfuerzos en Piso 12 (pórtico P – 2, Viga 2). Parte 2

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

			CBH - 87			NB - 1225001					
Pórtico 2			Tramo: V-3			Tramo: V-3			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-10	-2,49	-80,8	-6,37	-2,91	-71	57,3%	-14,4%	13,8%
	Momento máx.	kN·m	22,61	24,04	8,03	20,87	21,85	6,87	8,3%	10,0%	16,9%
	Cortante mín.	kN	-1,95	-37,7	-100	-2,37	-34,1	-94	-17,7%	10,5%	6,9%
	Cortante máx.	kN	41,49	6,7	--	35,32	4,84	--	17,5%	38,4%	--
	Torsor mín.	kN	-2,42	--	--	-1,87	--	--	29,4%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,47	--	--	1,9	--	--	30,0%
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-19,4	-18,4	-87,4	-28,5	-24,3	-114	-32,2%	-24,4%	-23,6%
	Momento máx.	kN·m	21,79	25,97	23,35	30,16	33,38	31,15	-27,8%	-22,2%	-25,0%
	Cortante mín.	kN	-13,7	-35,5	-82,3	-61,1	-66	-145	-77,5%	-46,2%	-43,1%
	Cortante máx.	kN	46,33	15,3	--	100,1	41,74	23,55	-53,7%	-63,3%	--
	Torsor mín.	kN	-3,49	--	--	-3,31	--	--	5,4%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	3,53	--	--	3,46	--	--	2,0%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.48. Comparación de Esfuerzos en Piso 12 (pórtico P – 2, Viga 3).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

• **PISO TIPO**

De la *figura 9.41* mostrado con anterioridad, se escoge todas las vigas del **pórtico P – 9**:

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 9			Tramo: V-1			Tramo: V-1			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-131	--	-16,14	-113,1	--	-16,93	15,8%	--	-4,6%
	Momento máx.	kN·m	13,92	47,79	46,7	12,72	43,77	42,02	9,4%	9,1%	11,1%
	Cortante mín.	kN	--	-9,13	-55,43	--	-8,47	-50,91	--	7,8%	8,8%
	Cortante máx.	kN	127,62	49,58	--	117,49	43,03	--	8,6%	15,2%	--
	Torsor mín.	kN	-5,83	--	--	-3,92	--	--	48,7%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	3,75	--	--	2,37	--	--	58,2%
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-179,1	-24,61	-96,51	-195	-24,31	-101,6	-8,1%	1,2%	-5,0%
	Momento máx.	kN·m	42,99	42,94	89,23	46,09	48,52	86,46	-6,7%	-11,5%	3,2%
	Cortante mín.	kN	-3,24	-36,86	-97,42	-59,8	-72,33	-174,9	-94,58%	-49,0%	-44,2%
	Cortante máx.	kN	137,9	60,31	36,76	221,22	96,67	104,04	-37,7%	-37,6%	-64,7%
	Torsor mín.	kN	-8,7	--	-3,05	-9,5	--	-3,61	-8,4%	--	-15,5%
	Torsor máx.	kN	3,68	--	6,16	4,65	--	6,44	-20,9%	--	-4,4%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.49. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 1).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 9			Tramo: V-2			Tramo: V-2			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-52,16	--	-24,01	-37,93	--	-22,88	37,5%	--	4,9%
	Momento máx.	kN·m	7,69	16,09	15,86	6,95	13,08	11,05	10,6%	23,0%	43,5%
	Cortante mín.	kN	--	-14,13	-44,52	--	-12,82	-37,69	--	10,2%	18,1%
	Cortante máx.	kN	62,95	28,11	0,97	50,67	20,3	0,94	24,2%	38,5%	3,2%
	Torsor mín.	kN	-2,34	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,79	--	--	1,84	--	--	51,6%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.50. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 2). Parte 1

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025.

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-2			Tramo: V-2					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-138,9	-26,43	-120,7	-143,5	-26,45	-126,9	-3,2%	-0,1%	-4,9%
	Momento máx.	kN·m	89,6	38,35	105,63	94,16	39,18	104,35	-4,8%	-2,1%	1,2%
	Cortante mín.	kN	-51,85	-65,19	-117,8	-141,6	-129,1	-223,3	-63,4%	-49,5%	-47,3%
	Cortante máx.	kN	119,53	73,54	74,06	211,87	136,13	170,97	-43,6%	-46,0%	-56,7%
	Torsor mín.	kN	-4,63	--	-3,81	-4,83	--	-4,36	-4,1%	--	-12,6%
	Torsor máx.	kN	2,92	--	5,84	3,25	--	6,26	-10,2%	--	-6,7%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.51. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 2). Parte 2

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-3			Tramo: V-3					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-52,28	--	-36,44	-40,49	--	-30,1	29,1%	--	21,1%
	Momento máx.	kN·m	14,66	23,66	20,54	11,6	20,95	16,07	26,4%	12,9%	27,8%
	Cortante mín.	kN	--	-18,22	-61,06	--	-14,89	-53,01	--	22,4%	15,2%
	Cortante máx.	kN	69,15	26,5	--	59,16	20,66	--	16,9%	28,3%	--
	Torsor mín.	kN	-3,87	--	--	-2,64	--	--	46,6%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	3,72	--	--	2,52	--	--	47,6%
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-130,8	-17,54	-122	-137,7	-19,06	-129,2	-5,0%	-8,0%	-5,6%
	Momento máx.	kN·m	78,73	40,54	90,41	82,39	42,82	91,44	-4,4%	-5,3%	-1,1%
	Cortante mín.	kN	-35,66	-53,94	-115,3	-113,1	-103	-209	-68,5%	-47,6%	-44,8%
	Cortante máx.	kN	112,37	61,4	48,75	195,37	112,75	134,56	-42,5%	-45,5%	-63,8%
	Torsor mín.	kN	-6,82	--	-4,56	-7,43	--	-5,28	-8,2%	--	-13,6%
	Torsor máx.	kN	3,59	--	7,43	4,24	--	8,12	-15,3%	--	-8,5%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.52. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 3).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-4			Tramo: V-4					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-37,09	--	-52,7	-30,54	--	-40,94	21,4%	--	28,7%
	Momento máx.	kN·m	21,27	24,12	15,86	17,03	21,48	12,97	24,9%	12,3%	22,3%
	Cortante mín.	kN	--	-27,91	-68,14	--	-22,07	-58,29	--	26,5%	16,9%
	Cortante máx.	kN	61,58	17,56	--	53,54	14,3	--	15,0%	22,8%	--
	Torsor mín.	kN	-3,29	--	--	-2,18	--	--	50,9%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,66	--	--	1,72	--	--	54,7%
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-122,25	-18,4	-130,98	-129,46	-19,51	-138,16	-5,6%	-5,7%	-5,2%
	Momento máx.	kN·m	89,72	39,58	78,48	90,92	42,02	82,1	-1,3%	-5,8%	-4,4%
	Cortante mín.	kN	-47,69	-62,71	-111,68	-132,75	-114,79	-194,7	-64,1%	-45,4%	-42,6%
	Cortante máx.	kN	114,96	53,28	36,27	207,8	101,92	113,49	-44,7%	-47,7%	-68,0%
	Torsor mín.	kN	-6,55	--	-2,78	-7,01	--	-3,12	-6,6%	--	-10,9%
	Torsor máx.	kN	4,02	--	4,89	4,56	--	5,09	-11,8%	--	-3,9%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.53. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 4).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-5			Tramo: V-5					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-24,64	--	-51,27	-23,07	--	-37,34	6,8%	--	37,3%
	Momento máx.	kN·m	15,62	15,82	7,34	10,97	12,88	6,86	42,4%	22,8%	7,0%
	Cortante mín.	kN	-1,22	-28,57	-62,74	-1,21	-20,72	-50,45	0,8%	37,9%	24,4%
	Cortante máx.	kN	43,9	13,64	--	37,07	12,44	--	18,4%	9,6%	--
	Torsor mín.	kN	-2,48	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,57	--	--	1,66	--	--	54,8%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.54. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 5). Parte 1

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-5			Tramo: V-5					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN-m	-120,81	-28,69	-138,25	-127,01	-28,66	-142,84	-4,9%	0,1%	-3,2%
	Momento máx.	kN-m	105,05	36,34	89,98	103,85	37,22	94,38	1,2%	-2,4%	-4,7%
	Cortante mín.	kN	-72,64	-74,11	-119,78	-167,73	-137,1	-212,42	-56,7%	-45,9%	-43,6%
	Cortante máx.	kN	115,74	64,43	52,23	219,15	127,9	142,17	-47,2%	-49,6%	-63,3%
	Torsor mín.	kN	-5,24	--	-3,08	-5,53	--	-3,47	-5,2%	--	-11,2%
	Torsor máx.	kN	3,44	--	5,01	3,89	--	5,26	-11,6%	--	-4,8%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.55. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 5). Parte 2

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-6			Tramo: V-6					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN-m	-15,55	--	-132,07	-16,71	--	-113,65	-6,9%	--	16,2%
	Momento máx.	kN-m	46,6	47,97	16,3	41,64	43,96	14,65	11,9%	9,1%	11,3%
	Cortante mín.	kN	--	-47,9	-130,88	--	-41,29	-120,47	--	16,0%	8,6%
	Cortante máx.	kN	53,73	10,63	--	49,45	9,75	--	8,7%	9,0%	--
	Torsor mín.	kN	-3,51	--	--	-2,2	--	--	59,5%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	6,49	--	--	4,45	--	--	45,8%
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN-m	-96,92	-21,99	-181,42	-102,04	-21,84	-197,23	-5,0%	0,7%	-8,0%
	Momento máx.	kN-m	90,72	44,43	43,29	87,62	50,35	46,77	3,5%	-11,8%	-7,4%
	Cortante mín.	kN	-37,46	-59,51	-142,19	-104,04	-95,82	-228,55	-64,0%	-37,9%	-37,8%
	Cortante máx.	kN	96,04	38,53	4,37	172,74	75,08	62,79	-44,4%	-48,7%	-93,0%
	Torsor mín.	kN	-5,83	--	-4,11	-6,05	--	-5,26	-3,6%	--	-21,9%
	Torsor máx.	kN	2,95	--	9,7	3,45	--	10,76	-14,5%	--	-9,9%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.56. Comparación de Esfuerzos en Piso Tipo (pórtico P – 9, Viga 6).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

• **PLANTA BAJA**

De la *figura 9.42* mostrado con anterioridad, se escoge **pórtico P – 1** y **pórtico P - 9**:

PÓRTICO 1			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-1			Tramo: V-1					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	--	-17,84	-90,91	-4,65	-12,77	-75,37	--	39,7%	20,6%
	Momento máx.	kN·m	30,72	19,12	--	19,01	13,75	--	61,6%	39,1%	--
	Cortante mín.	kN	-25,77	-62,54	-98,34	-16,24	-51,25	-84,13	58,7%	22,0%	16,9%
	Cortante máx.	kN	30,59	--	--	40,24	1,16	--	-24,0%	--	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-33,77	-21,23	-92,96	-53,64	-24,75	-111,19	-37,0%	-14,2%	-16,4%
	Momento máx.	kN·m	62,46	26,43	3,91	69,44	30,55	27,09	-10,1%	-13,5%	-85,6%
	Cortante mín.	kN	-46,09	-66,99	-96,54	-104,88	-123,08	-173,95	-56,1%	-45,6%	-44,5%
	Cortante máx.	kN	50	19,4	5,1	131,26	74,84	79,86	-61,9%	-74,1%	-93,6%
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	1,97	--	--	--	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.57. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 1, Viga 1).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 1			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-2			Tramo: V-2					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-101,98	--	-129,57	-104,84	--	-123,05	-2,7%	--	5,3%
	Momento máx.	kN·m	50,58	66,12	44,78	50,18	71,54	46,65	0,8%	-7,6%	-4,0%
	Cortante mín.	kN	--	47,06	-129,75	--	45,64	-132,16	--	3,1%	-1,8%
	Cortante máx.	kN	116,04	40,12	--	122,93	41,63	--	-5,6%	-3,6%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.58. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 1, Viga 2). Parte 1

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 1			Tramo: V-2			Tramo: V-2			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-98,97	--	-118,35	-133,14	-3,29	-149,13	-25,7%	--	-20,6%
	Momento máx.	kN·m	38,02	38,05	36,66	48,98	50,19	48,19	-22,4%	-24,2%	-23,9%
	Cortante mín.	kN	-2,94	-39,3	-93,34	-39,45	-70,78	-160,3	-92,5%	-44,5%	-41,8%
	Cortante máx.	kN	85,32	34,87	--	156,4	67,16	29,85	-45,4%	-48,1%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	-1,7	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	1,73	--	--	--	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.59. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 1, Viga 2). Parte 2

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 1			Tramo: V-3			Tramo: V-3			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-78,72	-21,59	--	-71,59	-18,83	--	10,0%	14,7%	--
	Momento máx.	kN·m	--	10,74	25,34	--	7,84	16,52	--	37,0%	53,4%
	Cortante mín.	kN	--	--	-12,24	--	--	-22,37	--	--	-45,3%
	Cortante máx.	kN	87,27	59,5	25,87	80,36	53,11	18,54	8,6%	12,0%	39,5%
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-60,49	-16,57	--	-77,26	-20,73	-13,66	-21,7%	-20,1%	--
	Momento máx.	kN·m	--	11,01	31,09	--	13,52	37,45	--	-18,6%	-17,0%
	Cortante mín.	kN	--	--	-13,41	-26,27	-28,33	-61,3	--	--	-78,1%
	Cortante máx.	kN	67,4	47,87	30,38	117,81	82,91	56,76	-42,8%	-42,3%	-46,5%
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.60. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 1, Viga 3).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-1			Tramo: V-1					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-62,73	--	-63,22	-62,16	--	-84,61	0,9%	--	-25,3%
	Momento máx.	kN·m	35,3	60,7	50,66	49,3	68,55	50,81	-28,4%	-11,5%	-0,3%
	Cortante mín.	kN	--	-26,39	-88,3	--	-36,14	-104,98	--	-27,0%	-15,9%
	Cortante máx.	kN	59,98	39,89	--	62,55	39,76	--	-4,1%	0,3%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	4,06	--	--	2,96	--	--	37,2%	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-42,85	--	-52,64	-41,25	--	-73,99	3,9%	--	-28,9%
	Momento máx.	kN·m	12,17	38,12	38,07	28,38	48,98	45,33	-57,1%	-22,2%	-16,0%
	Cortante mín.	kN	--	-16,13	-53,97	--	-33,55	-91,09	--	-51,9%	-40,8%
	Cortante máx.	kN	34,65	28,12	2,11	45,32	35,01	11,57	-23,5%	-19,7%	-81,8%
	Torsor mín.	kN	-2,91	--	--	-3,61	--	--	-19,4%	--	--
	Torsor máx.	kN	6,21	--	--	6,61	--	1,95	-6,1%	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.61. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 1).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-2			Tramo: V-2					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-145	--	-42,13	-144,43	--	-55,3	0,4%	--	-23,8%
	Momento máx.	kN·m	16,77	52,06	47	20,49	54,66	46,94	-18,2%	-4,8%	0,1%
	Cortante mín.	kN	--	-17,58	-81,05	--	-22,24	-92,64	--	-21,0%	-12,5%
	Cortante máx.	kN	144,28	54,26	--	145,7	54,62	--	-1,0%	-0,7%	--
	Torsor mín.	kN	-2,37	--	--	-1,99	--	--	19,1%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	1,97	--	--	1,74	--	--	13,2%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.62. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 2). Parte 1

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 9			Tramo: V-2			Tramo: V-2			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-94,59	--	-39,89	-116,2	--	-52,6	-18,6%	--	-24,2%
	Momento máx.	kN·m	12,13	30,54	30,45	15,29	37,54	36,71	-20,7%	-18,6%	-17,1%
	Cortante mín.	kN	--	-14,28	-52,94	--	-26,31	-86,4	--	-45,7%	-38,7%
	Cortante máx.	kN	88,97	34,27	1,63	125,28	49,18	9,24	-29,0%	-30,3%	-82,4%
	Torsor mín.	kN	-2,89	--	--	-3,14	--	--	-8,0%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,35	--	--	2,59	--	--	-9,3%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.63. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 2). Parte 2

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 9			Tramo: V-3			Tramo: V-3			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-76,27	-2,5	-7,65	-68,75	--	-15,29	10,9%	--	-50,0%
	Momento máx.	kN·m	--	19,3	19	--	17,3	15,5	--	11,6%	22,6%
	Cortante mín.	kN	--	-3,62	-35,94	--	-7,61	-43,67	--	-52,4%	-17,7%
	Cortante máx.	kN	82,26	40,54	3,49	77,75	36,24	1,14	5,8%	11,9%	206,1%
	Torsor mín.	kN	-1,97	--	--	-1,65	--	--	19,4%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	1,7	--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-76,95	-10,97	-34,34	-83,81	-10,17	-43,56	-8,2%	7,9%	-21,2%
	Momento máx.	kN·m	9,01	20,4	39,69	11,32	21,69	37,13	-20,4%	-5,9%	6,9%
	Cortante mín.	kN	--	-18,56	-44,47	-23,6	-42,35	-88,21	--	-56,2%	-49,6%
	Cortante máx.	kN	70,12	41	20,81	105,88	64,32	48,61	-33,8%	-36,3%	-57,2%
	Torsor mín.	kN	-2,16	--	--	-2,31	--	--	-6,5%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,27	--	--	2,57	--	--	-11,7%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.64. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 3).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 9			Tramo: V-4			Tramo: V-4			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-55,65	--	-44,34	-54,54	--	-49,69	2,0%	--	-10,8%
	Momento máx.	kN·m	18,66	30,71	22,92	19,77	32,12	22,01	-5,6%	-4,4%	4,1%
	Cortante mín.	kN	--	-23,47	-75,98	--	-25,99	-81,46	--	-9,7%	-6,7%
	Cortante máx.	kN	80,19	29,56	--	81,31	29,13	--	-1,4%	1,5%	--
	Torsor mín.	kN	-3,23	--	--	-3,01	--	--	7,3%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,62	--	--	2,48	--	--	5,6%
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-58,06	--	-49,91	-66,87	--	-60,93	-13,2%	--	-18,1%
	Momento máx.	kN·m	17,27	21,03	21,19	20,95	24,68	24,26	-17,6%	-14,8%	-12,7%
	Cortante mín.	kN	--	-23,65	-59,81	-16,46	-42,63	-98,9	--	-44,5%	-39,5%
	Cortante máx.	kN	61,64	28,66	3,83	95,02	47,42	18,65	-35,1%	-39,6%	-79,5%
	Torsor mín.	kN	-3,22	--	--	-3,67	--	--	-12,3%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	3,02	--	--	3,53	--	--	-14,4%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.65. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 4).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 9			Tramo: V-5			Tramo: V-5			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-46,28	--	-55,99	-51,32	--	-55,29	-9,8%	--	1,3%
	Momento máx.	kN·m	24,43	31,8	21,13	23,8	33,15	22,24	2,6%	-4,1%	-5,0%
	Cortante mín.	kN	--	-31,5	-79,9	--	-31,37	-81,23	--	0,4%	-1,6%
	Cortante máx.	kN	78,42	22,99	--	83,72	25,27	--	-6,3%	-9,0%	--
	Torsor mín.	kN	-2,43	--	--	-2,21	--	--	10,0%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,09	--	--	1,8	--	--	16,1%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.66. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 5). Parte 1

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 9			Tramo: V-5			Tramo: V-5			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-51	--	-57,99	-61,94	--	-67,33	-17,7%	--	-13,9%
	Momento máx.	kN·m	21,46	21,29	17,93	24,94	25,37	21,88	-14,0%	-16,1%	-18,1%
	Cortante mín.	kN	-3,7	-29,66	-61,24	-18,13	-49,04	-94,64	-79,6%	-39,5%	-35,3%
	Cortante máx.	kN	61,19	23,43	0,58	100,14	42,05	16,68	-38,9%	-44,3%	-96,5%
	Torsor mín.	kN	-2,77	--	--	-3,14	--	--	-11,8%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,22	--	--	2,4	--	--	-7,5%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.67. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 5). Parte 2

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

			CBH - 87			NB - 1225001					
PÓRTICO 9			Tramo: V-6			Tramo: V-6			% DIFERENCIA		
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-8,82	-3,07	-74,14	-16,4	-1,79	-66,81	-46,2%	71,5%	11,0%
	Momento máx.	kN·m	18,66	18,94	--	15,47	17,14	--	20,6%	10,5%	--
	Cortante mín.	kN	-3,61	-40,74	-81,51	-1,4	-36,61	-77,13	157,9%	11,3%	5,7%
	Cortante máx.	kN	36,23	3,43	--	43,62	7,17	--	-16,9%	-52,2%	--
	Torsor mín.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,23	--	--	1,91	--	--	16,8%
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-35	-11,92	-75,79	-43,62	-11,13	-82,72	-19,8%	7,1%	-8,4%
	Momento máx.	kN·m	39,11	19,54	9,2	36,46	20,96	11,35	7,3%	-6,8%	-18,9%
	Cortante mín.	kN	-20,77	-41,19	-69,82	-47,16	-64,74	-105,71	-56,0%	-36,4%	-34,0%
	Cortante máx.	kN	44,28	18,28	--	86,41	41,7	23,45	-48,8%	-56,2%	--
	Torsor mín.	kN	-2,03	--	--	-2,3	--	--	-11,7%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,36	--	--	2,55	--	--	-7,5%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.68. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 6).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-7			Tramo: V-7					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-37,85	--	-152,24	-51,21	--	-151,78	-26,1%	--	0,3%
	Momento máx.	kN·m	46,06	51,06	16,13	45,53	53,32	19,9	1,2%	-4,2%	-18,9%
	Cortante mín.	kN	--	-53,79	-148,68	--	-53,99	-150,15	--	-0,4%	-1,0%
	Cortante máx.	kN	76,7	17,54	--	88,07	22,53	--	-12,9%	-22,1%	--
	Torsor mín.	kN	-1,71	--	--	--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	2,4	--	--	2,05	--	--	17,1%
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-38,84	--	-99,53	-50,92	--	-121,79	-23,7%	--	-18,3%
	Momento máx.	kN·m	30,81	30,77	12,28	36,71	37,36	15,38	-16,1%	-17,6%	-20,2%
	Cortante mín.	kN	-2,32	-34,41	-92,06	-10,28	-49,49	-129,74	-77,4%	-30,5%	-29,0%
	Cortante máx.	kN	51,41	14,86	--	84,52	27,57	--	-39,2%	-46,1%	--
	Torsor mín.	kN	-2,19	--	--	-2,37	--	--	-7,6%	--	--
	Torsor máx.	kN	--	--	3,07	--	--	3,37	--	--	-8,9%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.69. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 7).

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

PÓRTICO 9			CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA		
			Tramo: V-8			Tramo: V-8					
SECCIÓN			30x60			30x60					
ZONA			1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	kN·m	-82,61	--	-67,73	-105,33	--	-68,61	-21,6%	--	-1,3%
	Momento máx.	kN·m	53,31	71,03	44,21	54,29	80,59	58,53	-1,8%	-11,9%	-24,5%
	Cortante mín.	kN	--	-41,26	-64,3	--	-42,2	-67,91	--	-2,2%	-5,3%
	Cortante máx.	kN	95,59	35,16	--	113,81	44,36	--	-16,0%	-20,7%	--
	Torsor mín.	kN	-2,48	--	-4,9	-2,74	--	-3,5	-9,5%	--	40,0%
	Torsor máx.	kN	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.70. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 8). Parte 1

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

		CBH - 87			NB - 1225001			% DIFERENCIA			
PÓRTICO 9		Tramo: V-8			Tramo: V-8						
SECCIÓN		30x60			30x60						
ZONA		1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L	
Situaciones sísmicas	Momento mín.	kN·m	-59,43	--	-44,21	-83,81	--	-41,66	-29,1%	--	6,1%
	Momento máx.	kN·m	37,81	39,59	16,79	45,44	53,62	34,14	-16,8%	-26,2%	-50,8%
	Cortante mín.	kN	--	-27,06	-35,2	-5,62	-34,18	-46,72	--	-20,8%	-24,7%
	Cortante máx.	kN	54,48	19,85	--	91,69	37,04	--	-40,6%	-46,4%	--
	Torsor mín.	kN	-2,62	--	-7,42	-3,42	--	-8,09	-23,4%	--	-8,3%
	Torsor máx.	kN	--	--	3,68	--	--	4,7	--	--	-21,7%

Los signos negativos de las columnas de % de diferencia indican que los esfuerzos obtenidos según la NB – 1225001 son mayores a los esfuerzos obtenidos por la CBH – 87.

Tabla 9.71. Comparación de Esfuerzos en Planta Baja (pórtico P – 9, Viga 8). Parte 2

Fuente: Lista de Armado de Vigas. Programa CYPECAD v2025

9.6.2. Columnas

CYPECAD representa los esfuerzos de cada columna de la edificación de la siguiente manera:

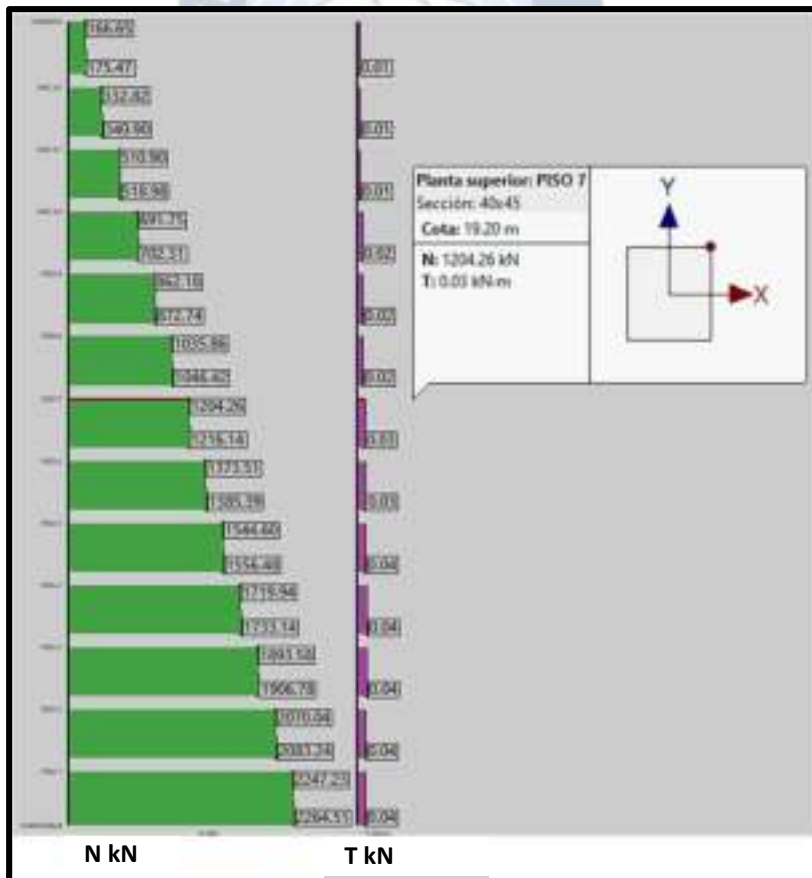


Figura 9.47. Diagramas de Esfuerzos: Normales “N” y Torsores “T”

Fuente: Edición de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

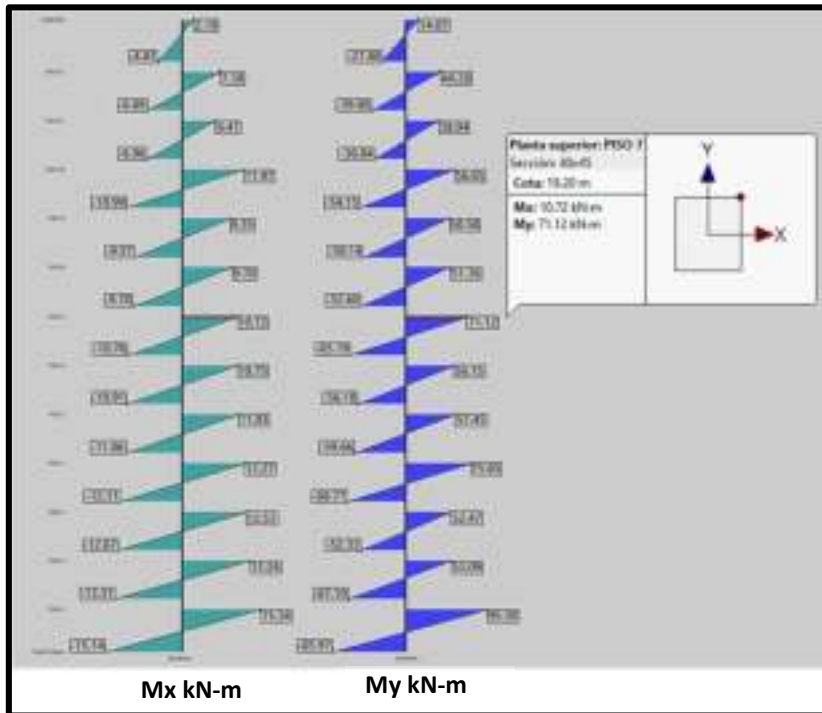


Figura 9.48. Diagramas de Esfuerzos: Momentos “ M_x ” y Momentos “ M_y ”
Fuente: Edición de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

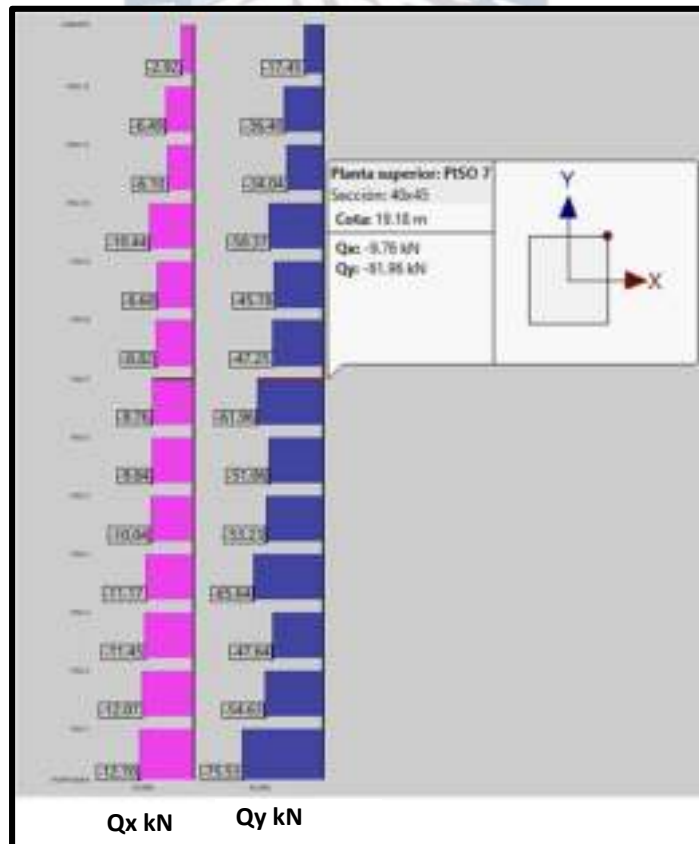


Figura 9.49. Diagramas de Esfuerzos: Cortantes “ Q_x ” y “ Q_y ”
Fuente: Edición de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

CYPECAD no muestra en conjunto la combinación de esfuerzos persistentes con las sísmicas, ya que CYPECAD hace un análisis dinámico completo, con expansión modal hasta el dimensionamiento, provocando que en una misma sección existan una gran cantidad de combinaciones. Muy diferente a los otros programas que solo utilizan el análisis dinámico solo para determinar las acciones sobre la estructura, y a partir de ahí, utilizan esas acciones como si fueran estáticas. CYPECAD escoge combinaciones pésimas que pueden llegar a ser diferentes dependiendo a la normativa que se le aplique, esto hace que realizar una comparación entre esfuerzos según sus normativas no sea preciso, pero aun así es una buena referencia. Dicho eso, seleccionando algunas columnas se tiene:

COL.	PISO	CBH	NB	DIF.	CBH	NB	DIF.	CBH	NB	DIF.	CBH	NB	DIF.	CBH	NB	DIF.
		N	N		Mxx	Mxx		Myy	Myy		Qx	Qx		Qy	Qy	
		(kN)	(kN)	%	(kN-m)	(kN-m)	%	(kN-m)	(kN-m)	%	(kN)	(kN)	%	(kN)	(kN)	%
C9	T.S.M.															
	CUB.															
	PISO 12	128,9	153,7	16,1%	56,2	73,8	23,8%	-32,6	-39	16,4%	-24,1	-34,6	30,3%	39,3	88,6	55,6%
	PISO 11	258	290,1	11,1%	119,3	154,7	22,9%	-53,5	-61,6	13,1%	-50,1	-68,9	27,3%	110,9	251,2	55,9%
	PISO 10	351,3	406,6	13,6%	120,2	155,5	22,7%	-47,5	-57,1	16,8%	-43,1	-62,5	31,0%	109,5	250,6	56,3%
	PISO 9	438,9	503,7	12,9%	130,2	167,9	22,5%	-47,8	-57,1	16,3%	-43,6	-62,9	30,7%	118,8	274	56,6%
	PISO 8	510,9	581,6	12,2%	132,9	169,8	21,7%	-45,6	-53,9	15,4%	-42	-60,1	30,1%	122,5	282,2	56,6%
	PISO 7	567,3	638,8	11,2%	170,9	218,2	21,7%	-48	-56,1	14,4%	-44	-62,6	29,7%	158	365	56,7%
	PISO 6	604,4	670,3	9,8%	169,3	216,7	21,9%	-46	-53,4	13,9%	-42,1	-59,2	28,9%	153,9	362,8	57,6%
	PISO 5	631,9	686,6	8,0%	172,8	221,7	22,1%	-44,7	-51,1	12,5%	-40,9	-56,6	27,7%	157	374	58,0%
	PISO 4	498,0	689,3	27,8%	159,2	216,7	26,5%	-31,1	-48,5	35,9%	-28,5	-53,3	46,5%	149,4	367,6	59,4%
	PISO 3	1608,9	1864,9	13,7%	-144,2	-166,6	13,4%	-31,9	-28,9	-10,4%	-29,1	-19	-53,2%	-127,1	-316	59,8%
	PISO 2	1879,1	2190,2	14,2%	-143,2	-151	5,2%	-33,5	-32	-4,7%	-29,4	-22,1	-33,0%	-123,3	-286,1	56,9%
PISO 1	2365,7	2532,5	6,6%	-128,1	-128,7	0,5%	-47,3	-21,1	-55,4%	-29,8	-19,3	-54,4%	-98,6	-218,3	54,8%	
P.B.	2861,9	2851,4	-0,4%	10,1	12,4	18,5%	-57,2	-26,9	-53,0%	-27,2	-25,5	-6,7%	24,3	46,7	48,0%	
C10	T.S.M.															
	CUB.	86,8	107,2	19,0%	48	61,5	22,0%	-4,3	-4,8	10,4%	-2,9	-1,8	-61,1%	29,8	66,4	55,1%
	PISO 12	260,5	325,5	20,0%	76	96,9	21,6%	-7,1	-7,3	2,7%	-6	-5,8	-3,4%	69,6	151,7	54,1%
	PISO 11	406,1	506,4	19,8%	73	92,9	21,4%	-9,6	-9,8	2,0%	-8,6	-9,5	9,5%	67,9	148,6	54,3%
	PISO 10	550,9	685,7	19,7%	114,2	145,1	21,3%	-14,3	-13,8	-3,6%	-13,6	-14,6	6,8%	105,9	226,2	53,2%
	PISO 9	686,3	852,2	19,5%	116,7	148,2	21,3%	-12,8	-11,1	-15,3%	-11,6	-11,3	-2,7%	106,7	238,9	55,3%
	PISO 8	877	1017	13,8%	119,0	153,2	22,3%	-12,8	-10,6	-20,8%	-11,7	-13,00	10,0%	109,1	235,1	53,6%
	PISO 7	1037,1	1171,4	11,5%	152,0	195,2	22,1%	-14,3	-11,1	-28,8%	-13,0	-11,9	-9,2%	141,5	303,4	53,4%
	PISO 6	1196	1322,8	9,6%	148,2	189,5	21,8%	-14,3	-10,3	-38,8%	-13,0	-11,3	-15,0%	134,7	298,1	54,8%
	PISO 5	1970,9	1477,4	-33,4%	150,6	190,1	20,8%	14,2	-9,3	-52,7%	-10,6	-10,3	-2,9%	137,7	298,2	53,8%
	PISO 4	2221,9	1638,2	-35,6%	181,5	225,7	19,6%	-11,9	-8,9	-33,7%	-10,9	-9,8	-11,2%	166,6	356,0	53,2%
	PISO 3	2476	2120	-16,8%	60,9	48,7	-25,1%	-49,5	-132,2	62,6%	-11,6	-6,7	-50,0%	145,9	324,5	55,0%
	PISO 2	2767,8	2354,3	-17,6%	64,2	66	2,7%	-55,4	-122,2	54,7%	-11,1	-5,1	-54,1%	137,4	297,8	53,9%
PISO 1	3071,3	2604,9	-17,9%	77,2	76,6	-0,8%	-61,4	-111,2	44,8%	-9,5	-3	-68,4%	153,9	313,4	50,9%	
P.B.	3467,7	3250,6	-6,7%	28	22,8	-22,8%	-69,4	-29,2	-57,9%	-22,8	-19	-20,0%	48,8	89,9	45,7%	

Tabla 9.72. Comparación de Esfuerzos de la columna C9y C10 y cada piso de la edificación

Fuente: Edición de Columnas. Programa CYPECAD v2025

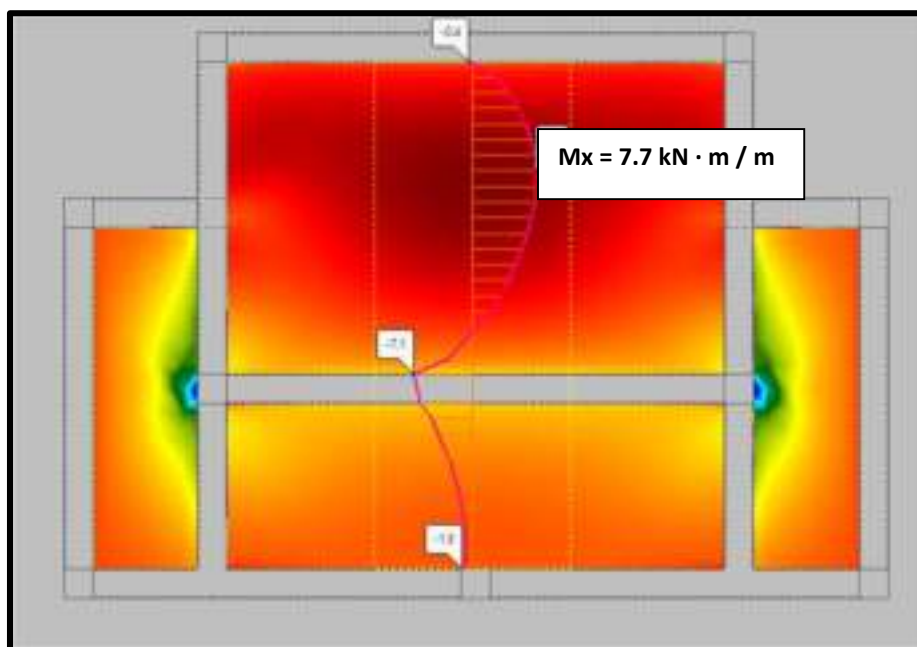
COL.	PISO	CBH	NB	DIF.	CBH	NB	DIF.	CBH	NB	DIF.	CBH	NB	DIF.	CBH	NB	DIF.
		N	N		Mxx	Mxx		Myy	Myy		Qx	Qx		Qy	Qy	
		(kN)	(kN)	%	(kN-m)	(kN-m)	%	(kN-m)	(kN-m)	%	(kN)	(kN)	%	(kN)	(kN)	%
C17	T.S.M.															
	CUB.	113,7	139,6	18,6%	-56,5	-70,6	20,0%	-8,7	-8,4	-3,6%	-5,6	-7,7	27,3%	-35	-75,1	53,4%
	PISO 12	291,2	371,5	21,6%	-87,1	-109,1	20,2%	-15,2	-14,3	-6,3%	-13,2	-18,9	30,2%	-79,8	-169,7	53,0%
	PISO 11	442,4	551	19,7%	-82,5	-103,1	20,0%	-17,6	-17,3	-1,7%	-16,0	-22,9	30,1%	-76,8	-164,1	53,2%
	PISO 10	587,7	731,8	19,7%	-127,4	-159,4	20,1%	-26	-24,7	-5,3%	-23,4	-33,9	31,0%	-114,8	-254,7	54,9%
	PISO 9	724,4	901,7	19,7%	-128,8	-161,1	20,0%	-23,7	-21,1	-12,3%	-20,7	-25,4	18,5%	-117,5	-244,7	52,0%
	PISO 8	859,7	1070	19,7%	-132,8	-165,4	19,7%	-23,3	-19,8	-17,7%	-20,6	-24,4	15,6%	-118,9	-255,8	53,5%
	PISO 7	985,5	1226,6	19,7%	-168,4	-209,4	19,6%	-25	-20,3	-23,2%	-22,1	-25,2	12,3%	-153,1	-324,8	52,9%
	PISO 6	1109,3	1380,8	19,7%	-162,5	-201,9	19,5%	-24,2	-18,6	-30,1%	-22,2	-23,6	5,9%	-147,3	-317,3	53,6%
	PISO 5	2049,5	1536,7	-33,4%	-161,0	-201,6	20,1%	-15	-16,6	9,6%	-22,9	-21,6	-6,0%	-147	-316,4	53,5%
	PISO 4	2298,2	1697,7	-35,4%	-193,3	-237,9	18,7%	-15	-16	6,3%	-21,4	-20,9	-2,4%	-176,9	-376,1	53,0%
	PISO 3	2545,9	1858,4	-37,0%	-173,5	-213,8	18,8%	-9,1	-14,1	35,5%	-14,8	-18,3	19,1%	-155,1	-342,6	54,7%
	PISO 2	2833,6	2426,2	-16,8%	-61,9	-45	-37,6%	-19,8	-10,3	-48,0%	-18,1	-15,9	-13,8%	-144,7	-314,1	53,9%
	PISO 1	3127,5	2937,7	-6,5%	-84,9	-79,7	-6,5%	-17	-9,3	-45,3%	-13,1	-12,4	-5,6%	-165,3	-335,3	50,7%
P.B.	3524,0	3336,4	-5,6%	35,2	26,1	-34,9%	-37,6	-26,9	-39,8%	-34,7	-43,3	19,9%	25	26,2	4,6%	
C21	T.S.M.															
	CUB.	112,6	138,3	18,6%	-56,2	-70,2	19,9%	8,3	7,9	-5,1%	5,4	7,2	25,0%	-34,8	-74,9	53,5%
	PISO 12	283,4	370,1	23,4%	88,1	-108,7	19,0%	-13,2	13,6	2,9%	12,6	17,9	29,6%	-79,6	-169,3	53,0%
	PISO 11	427,3	549,5	22,2%	86	-102,9	16,4%	-17,1	16,6	-3,0%	15,5	21,8	28,9%	-76,5	-163,8	53,3%
	PISO 10	585,6	730	19,8%	-127,2	-159,1	20,1%	25	23,4	-6,8%	22,5	31,9	29,5%	-114,7	-254,4	54,9%
	PISO 9	721,7	899,4	19,8%	-128,6	-160,8	20,0%	22,6	19,8	-14,1%	19,8	23,5	15,7%	-114,7	-244,6	53,1%
	PISO 8	856,5	1067,4	19,8%	-132,7	-165,1	19,6%	22,2	18,5	-20,0%	19,7	22,30	11,7%	-118,8	-252,7	53,0%
	PISO 7	981,6	1223,5	19,8%	-168,2	-209,1	19,6%	23,7	18,8	-26,1%	21,0	25,8	18,6%	-153,0	-324,6	52,9%
	PISO 6	1104,7	1377,2	19,8%	-162,4	-201,8	19,5%	22,9	17,1	-33,9%	21,0	21,00	0,0%	-147,2	-187,5	21,5%
	PISO 5	2044	1532,4	-33,4%	-161	-201,4	20,1%	14,8	15,1	2,0%	19,8	18,9	-4,8%	-146,9	-316,4	53,6%
	PISO 4	2291,7	1692,5	-35,4%	-193,3	-237,9	18,7%	14,7	14,3	-2,8%	20,0	17,8	-12,4%	-176,9	-376,2	53,0%
	PISO 3	2538,3	1852,1	-37,0%	-173,6	-213,9	18,8%	7,6	12,4	38,7%	14,7	15,2	2,8%	-155,2	-342,9	54,7%
	PISO 2	2824,9	2422,7	-16,6%	-61,8	-45,1	-37,0%	56,5	125,7	55,1%	16,8	12,9	-23,2%	-145,0	-314,5	53,9%
	PISO 1	3118	2931,2	-6,4%	-84,4	-79,1	-6,7%	16,1	7,6	-52,8%	13,6	10,2	-25,0%	-216,9	-335,7	35,4%
P.B.	3509	3324,5	-5,5%	34,3	16,4	-52,2%	39,0	28,2	-27,7%	35,3	42,9	17,7%	21,5	23,9	10,0%	

Tabla 9.73. Comparación de Esfuerzos de la columna C17 y C21 en cada piso de la edificación

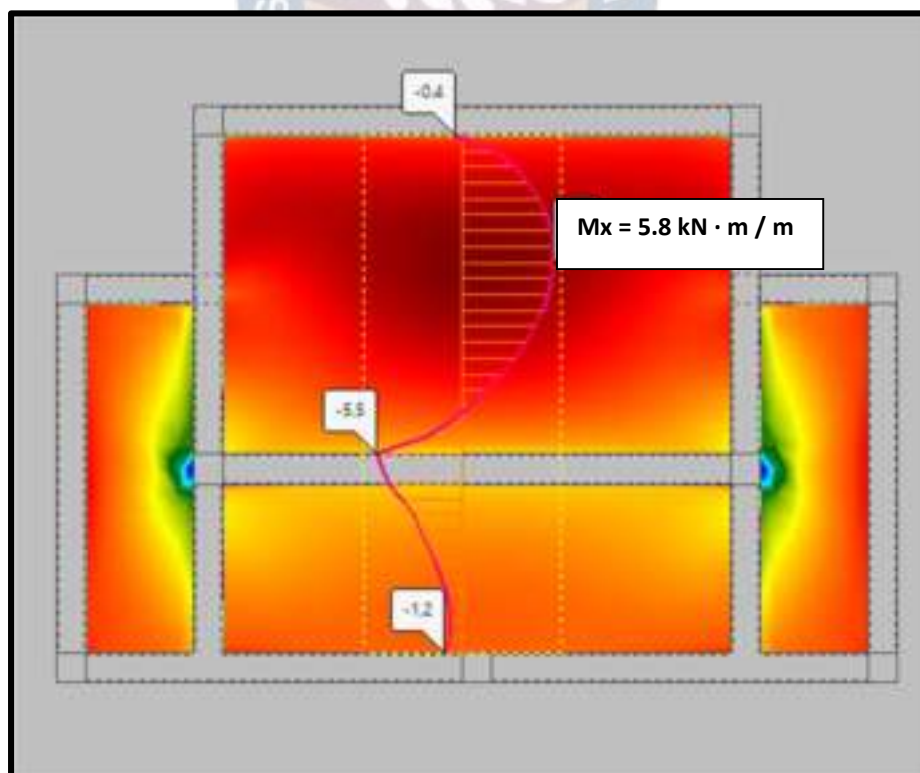
Fuente: Edición de Columnas. Programa CYPECAD v2025

9.6.3. Losas

El programa CYPECAD tiene una pestaña denominada “Isovalores”, que permite ver los esfuerzos que participan en cada losa de la edificación de estudio. Para la comparación de esfuerzos según su respectiva normativa, se hace la selección aleatoria de algunas losas de la edificación de estudio.



*Figura 9.50. Representación en T.S.M. de Momentos "Mx" por Isovalores según NB – 1225001
Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b*



*Figura 9.51. Representación en T.S.M. de Momentos "Mx" por Isovalores según CBH – 87
Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b*

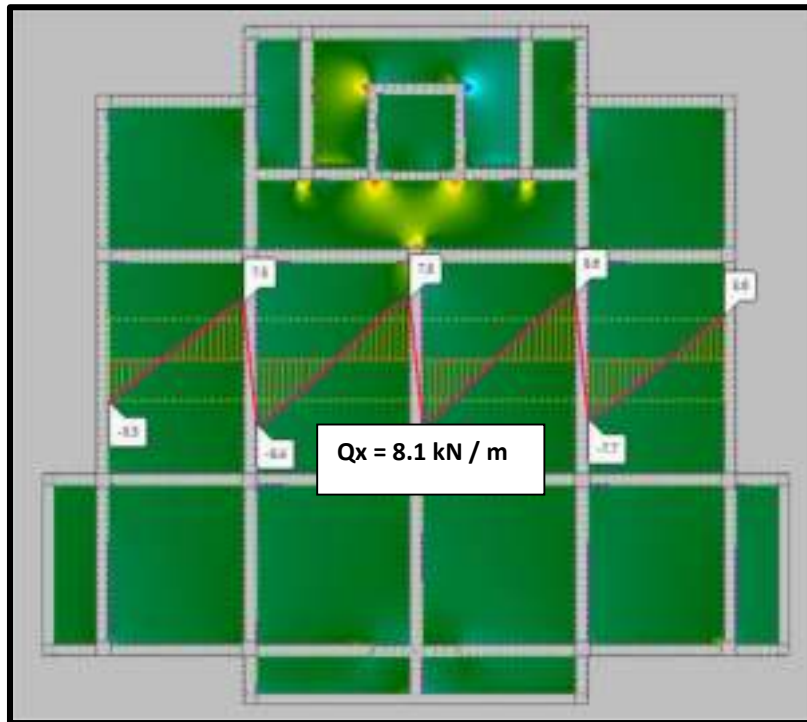


Figura 9.52. Representación en Cubierta de Cortantes “Qx” por Isovalores según NB – 1225001
 Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b

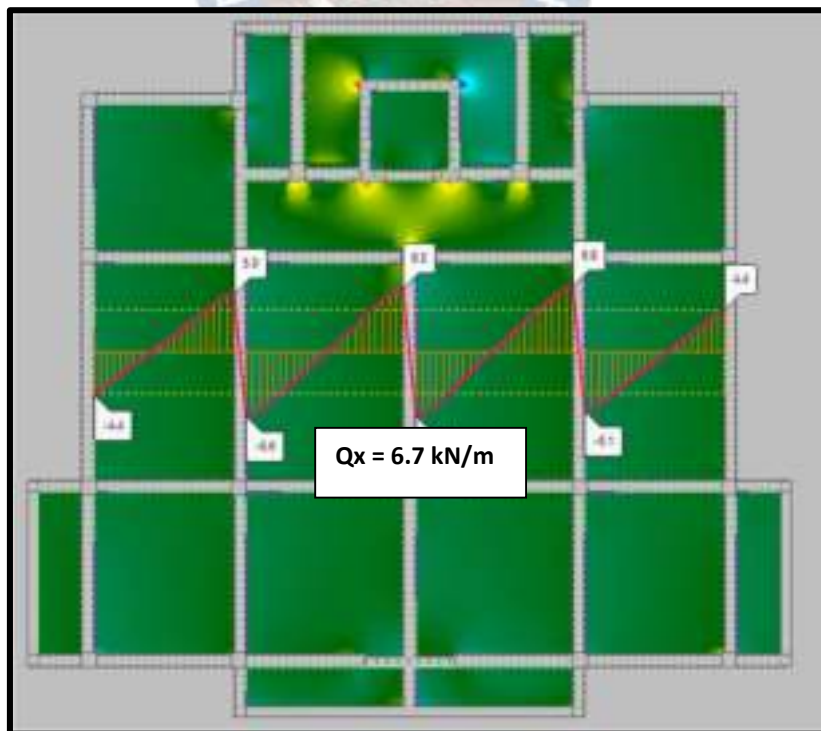
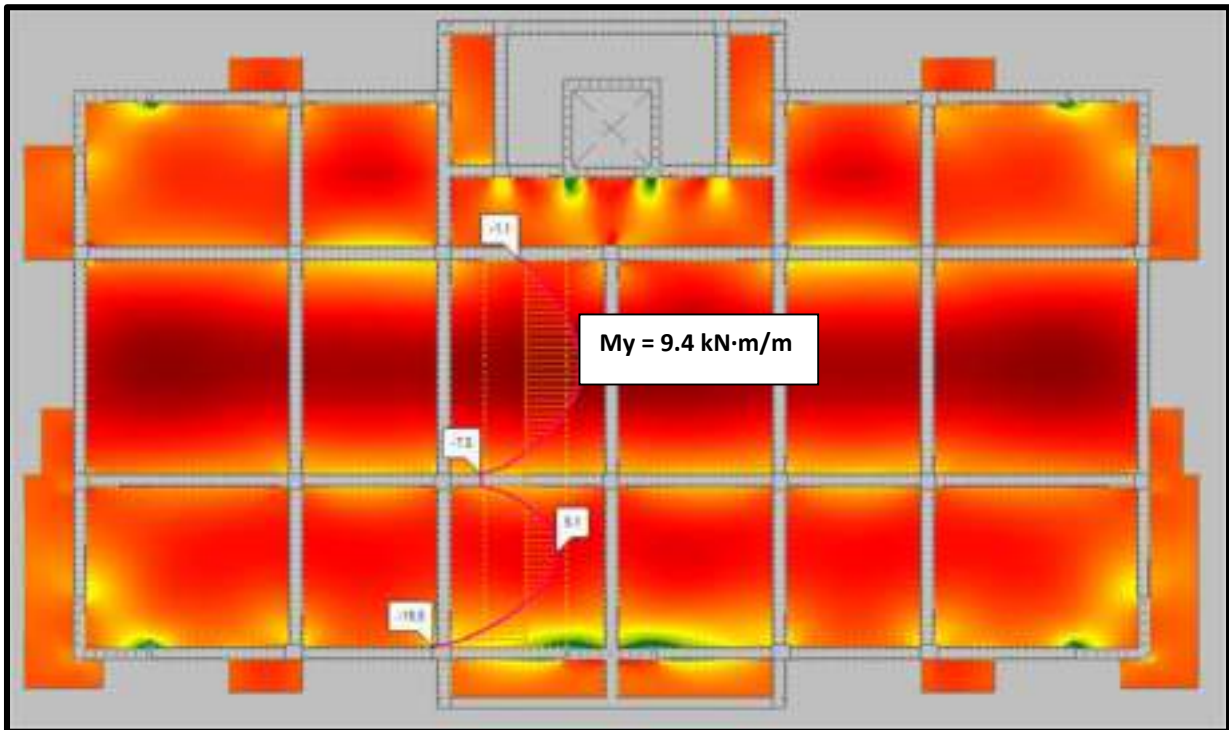
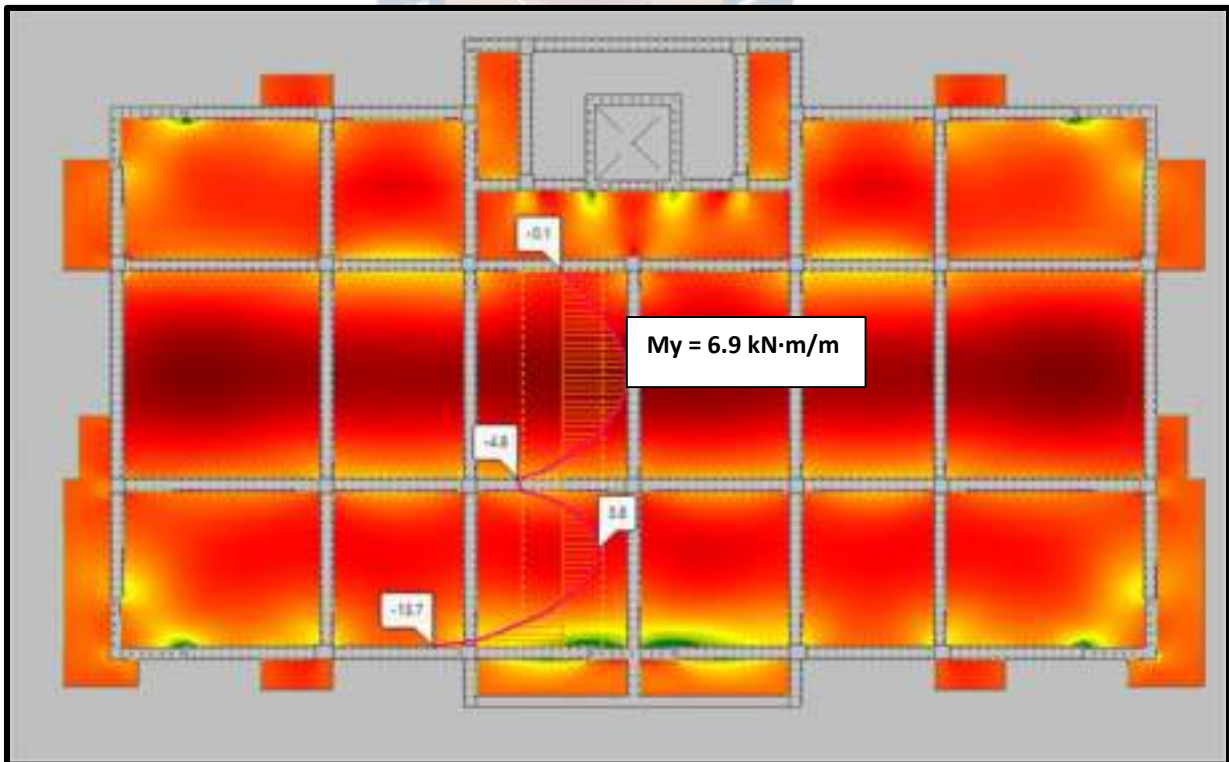


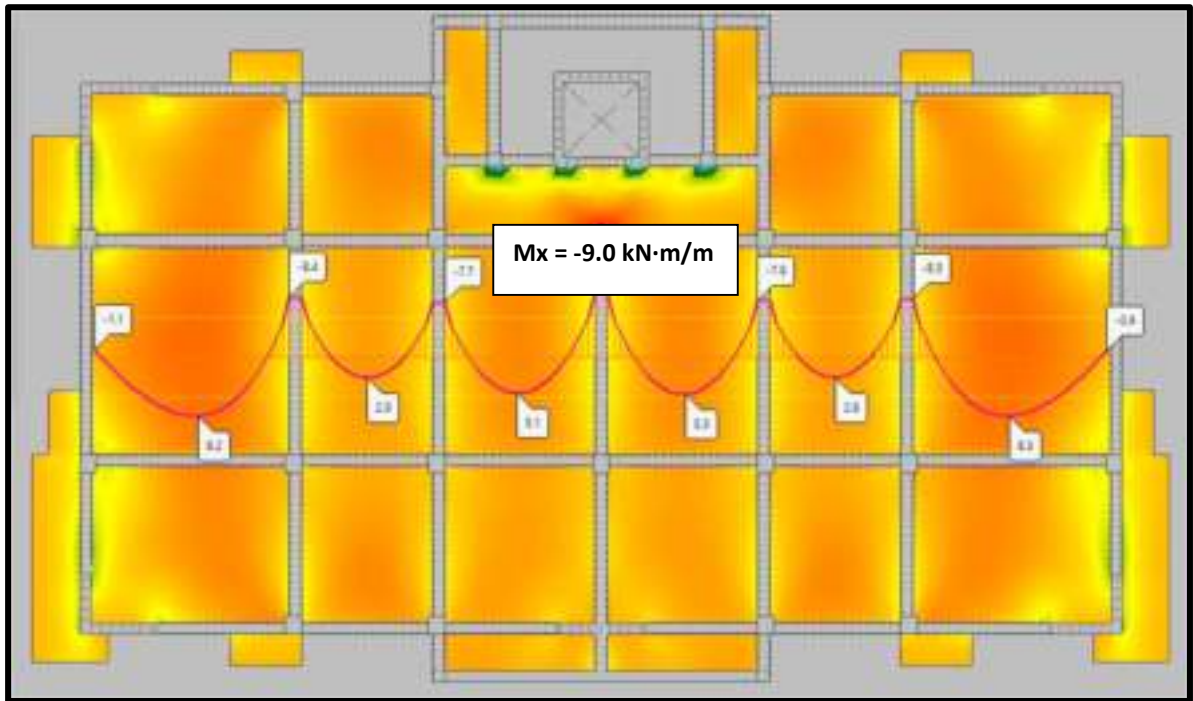
Figura 9.53. Representación en Cubierta de Cortantes “Qx” por Isovalores según CBH - 87
 Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b



*Figura 9.54. Representación en Piso 12 de Momentos “My” por Isovalores según NB – 1225001
Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b*



*Figura 9.55. Representación en Piso 12 de Momentos “My” por Isovalores según CBH - 87
Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b*



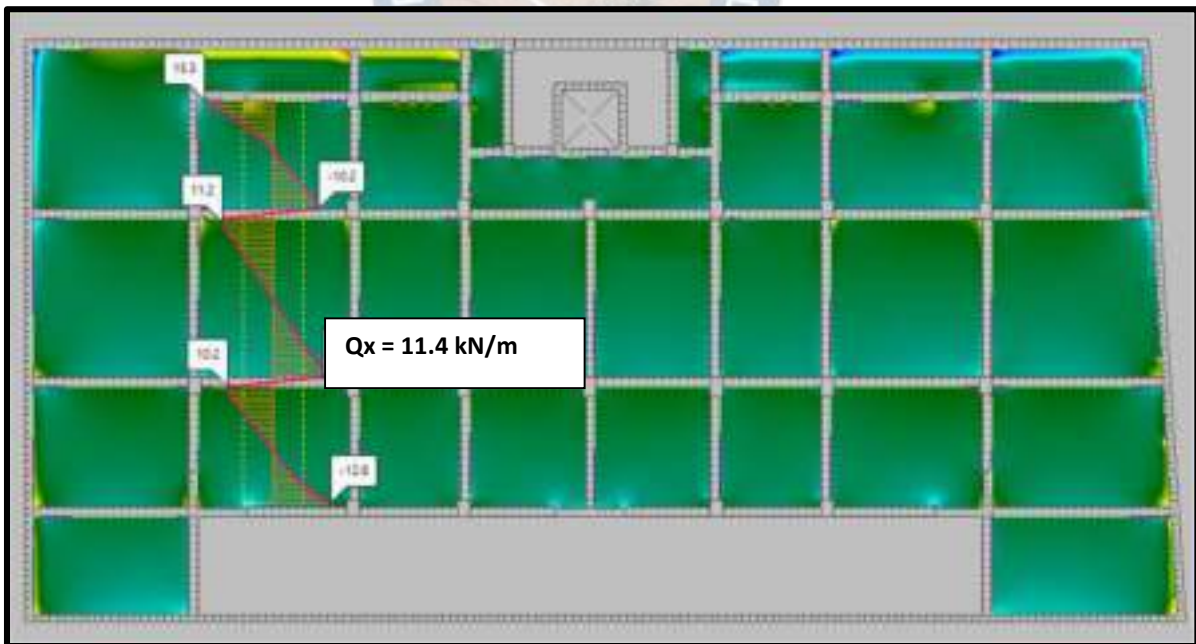
*Figura 9.56. Representación en Piso Tipo de Momentos “Mx” por Isovalores según NB – 1225001
Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b*



*Figura 9.57. Representación en Piso Tipo de Momentos “Mx” por Isovalores según CBH - 87
Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b*



*Figura 9.58. Representación en Planta Baja de Cortantes “Qy” por Isovalores según NB – 1225001
Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b*



*Figura 9.59. Representación en Planta Baja de Cortantes “Qy” por Isovalores según CBH - 87
Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b*

Como se observa la distribución de esfuerzos obtenidos según cada normativa es similar, pero los esfuerzos obtenidos según la normativa NB – 1225001 son mayores a los de la normativa CBH -87:

PISO	ESF.	CBH -87	NB - 1225001	% DIF.
T.S.M.	Mx kN·m/m	5,8	7,7	32,8%
CUBIERTA	Qx kN/m	6,7	8,1	20,9%
PISO 12	My kN·m/m	6,9	9,4	36,2%
PISO TIPO	Mx kN·m/m	6,7	9	34,3%
PLANTA BAJA	Qy kN/m	11.4	18.1	37.0 %

Tabla 9.74. Comparación de Esfuerzos en losas de cada piso de la edificación
Fuente: Elaboración Propia

9.6.4. Losas de Cimentación

Al igual que para las losas de entrepiso, se pudo ver también en la pestaña de “Isovalores” los esfuerzos repartidos por toda el área de la losa de cimentación.

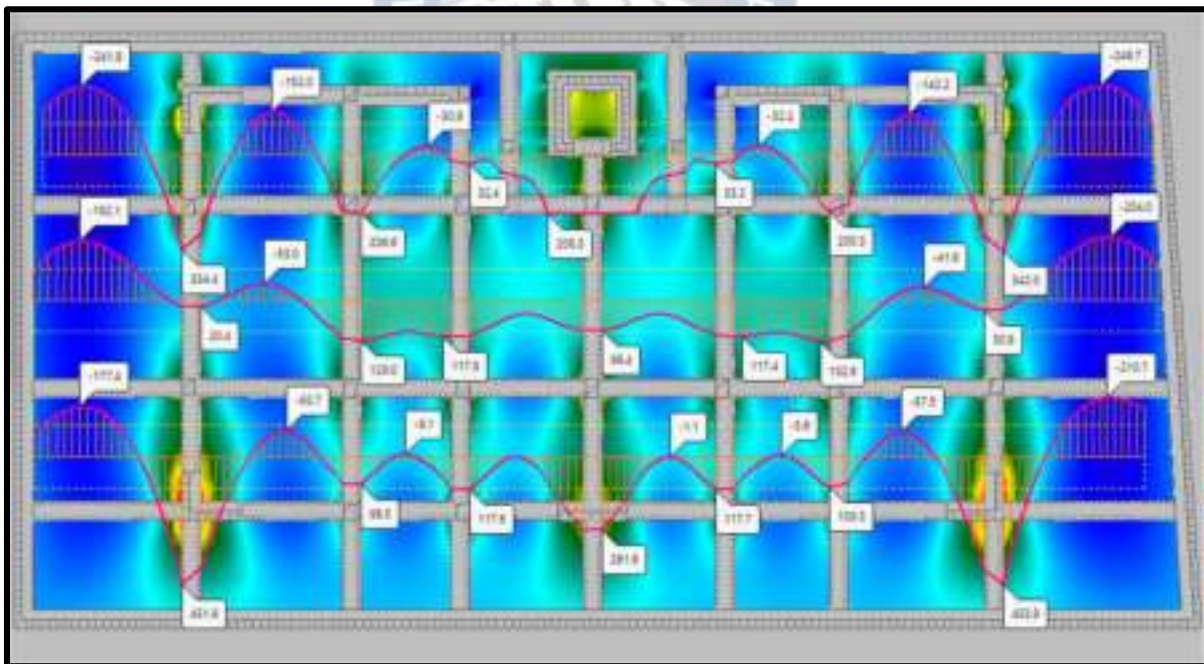


Figura 9.60. Representación en Planta Baja de Momentos “My” por Isovalores según NB – 1225001
Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b

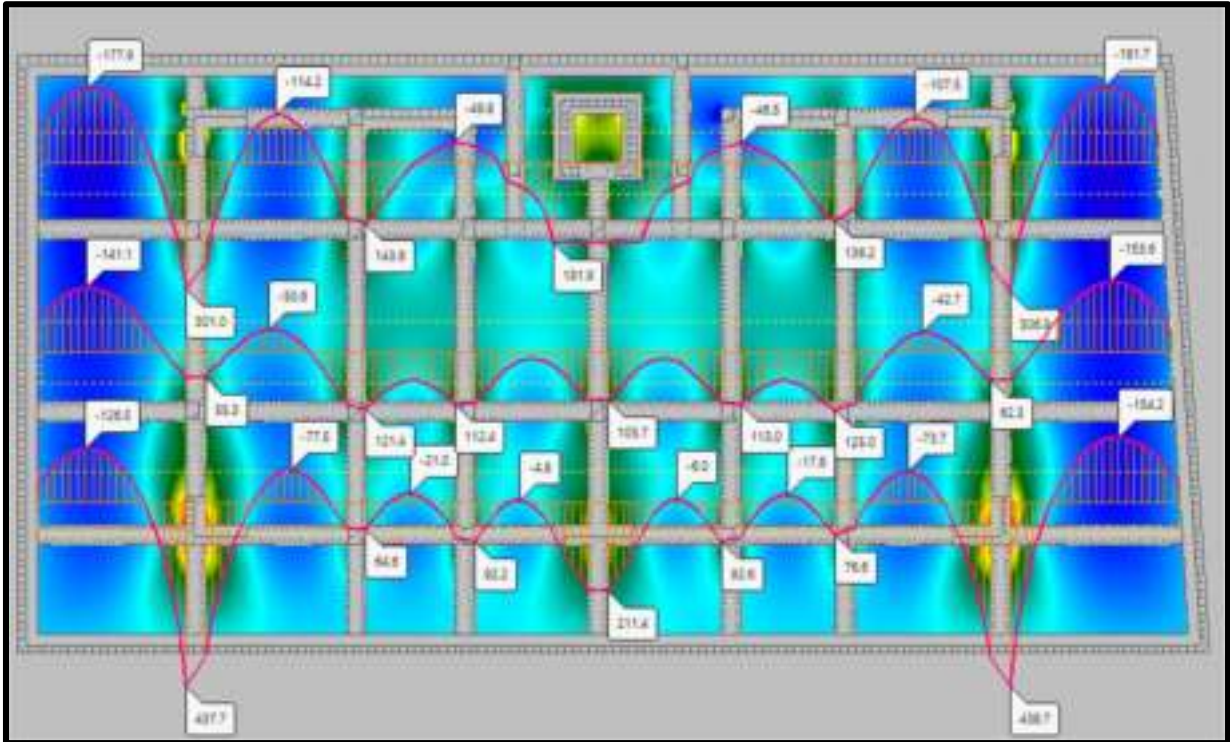


Figura 9.61. Representación en Planta Baja de Momentos “My” por Isovalores según CBH - 87

Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b

También es posible realizar la comprobación de tensiones que se ejercen sobre el terreno, verificando si la edificación de estudio no supera la tensión admisible propuesta para el proyecto.

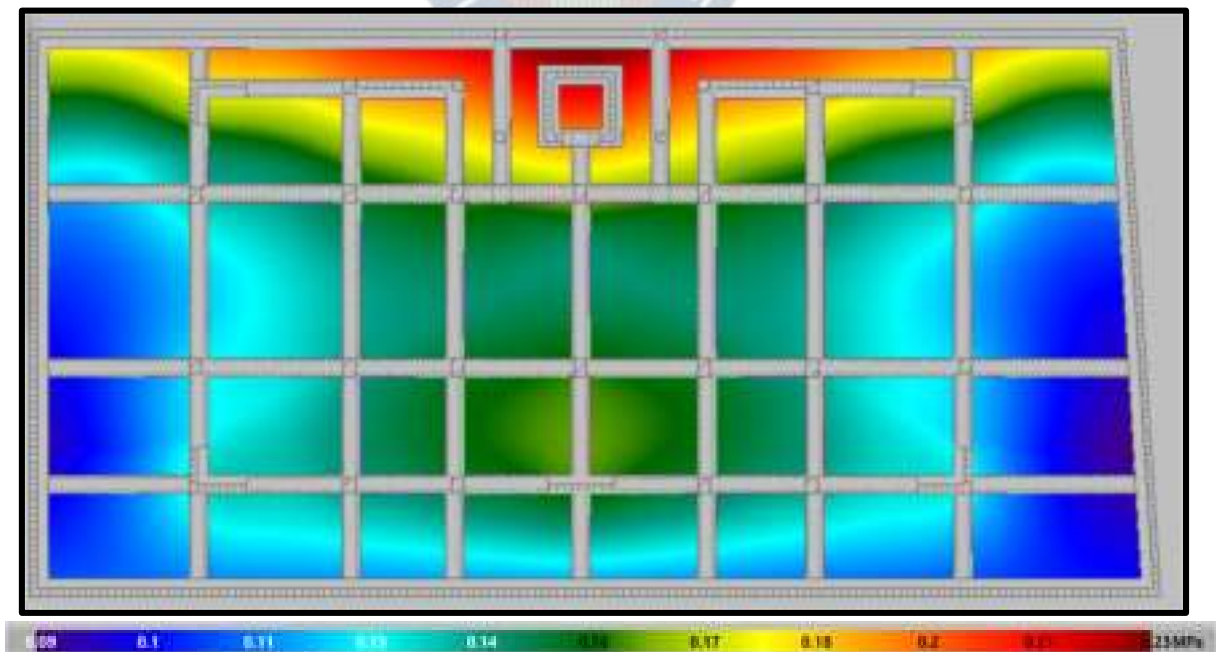


Figura 9.62. Verificación de Tensiones sobre el terreno por Isovalores

Fuente: Isovalores. Programa CYPECAD v2025.b

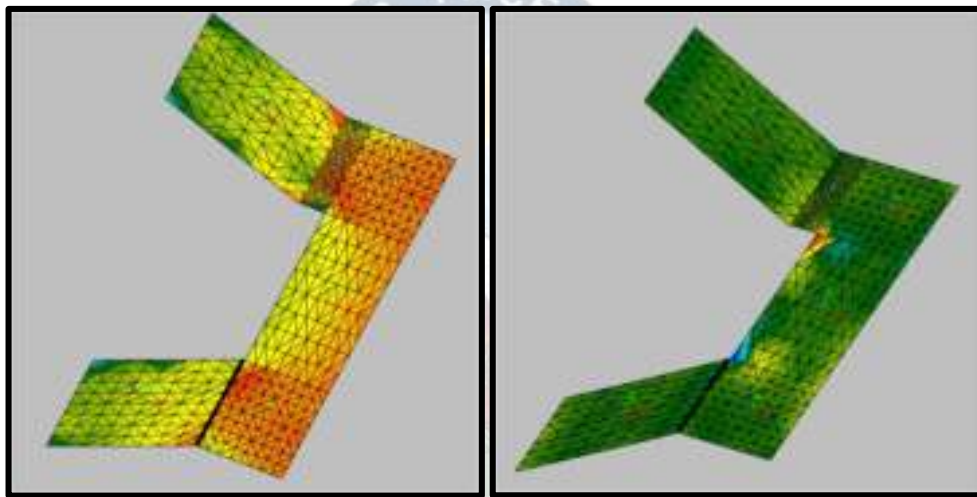
Para ambas normativas de estudio, no se superó la tensión admisible del terreno en ningún punto de la losa teniendo en cuenta situaciones sísmicas y accidentales:

$$\sigma_{max} < 1.25 \cdot \sigma_{adm}$$

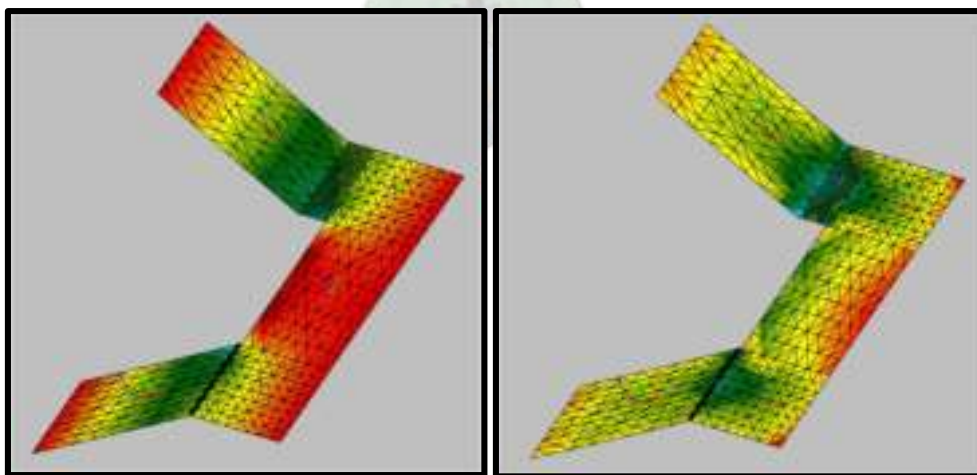
$$0.25 \text{ [MPa]} < 0.263 \text{ [MPa]} \quad \text{CUMPLE!}$$

9.6.5. Escaleras y Rampas

Al igual que en las losas CYPECAD permite visualizar los esfuerzos en escaleras y rampas por medio de Isovalores tal y como se muestra a continuación:



*Figura 9.63. Representación de Cortantes en Escaleras: “Qx” (izq.) y “Qy” (der.) por Isovalores
Fuente: Escaleras. Programa CYPECAD v2025.b*



*Figura 9.64. Representación de Momentos en Escaleras: “Mx” (izq.) y “My” (der.) por Isovalores
Fuente: Escaleras. Programa CYPECAD v2025.b*

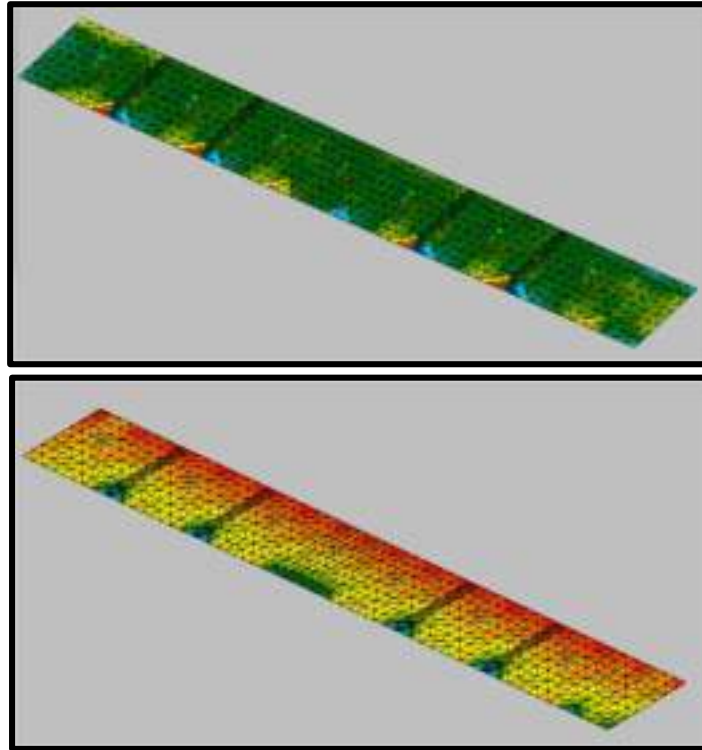


Figura 9.65. Representación de Cortantes en Rampa: “Qx” (arriba) y “Qy” (abajo) por Isovalores
Fuente: Rampas. Programa CYPECAD v2025.b

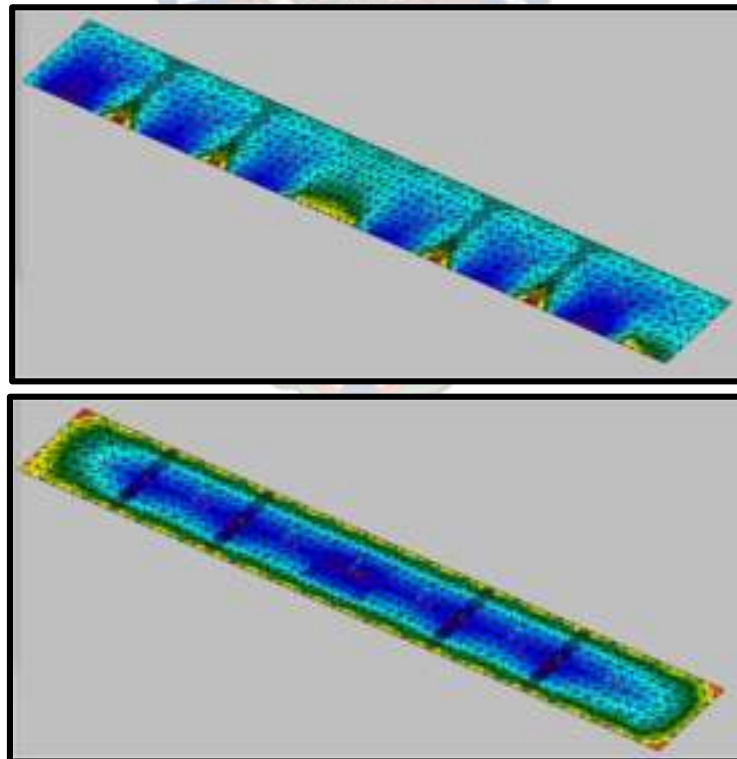


Figura 9.66. Representación de Momentos en Rampas: “Mx” (arriba) y “My” (abajo) por Isovalores
Fuente: Rampas. Programa CYPECAD v2025.b

ESF.	SECCIÓN A-A			SECCIÓN B-B			SECCIÓN C-C		
	CBH - 87	NB - 1225001	% DIF.	CBH - 87	NB - 1225001	% DIF.	CBH - 87	NB - 1225001	% DIF.
N [kN]	9,705	18,812	48,4%	0,935	0,978	4,4%	-0,169	-0,082	-51,5%
	2,431	10,417	76,7%	6,452	2,78	-56,9%	0,631	1,026	38,5%
	-2,984	4,187	28,7%	1,766	0,244	-86,2%	8,34	7,603	-9,7%
	-5,847	-5,522	-5,6%	-8,473	-4,663	-45,0%	-2,612	-10,413	74,9%
	0,281	0,187	-33,5%	0,274	0,161	-41,2%	-10,344	-19,298	46,4%
M [kN-m]	-1,019	-1,154	11,7%	0,116	0,096	-17,2%	-0,879	-0,963	8,7%
	-13,795	-15,323	10,0%	-2,703	-2,37	-12,3%	-13,842	-14,966	7,5%
	-22,986	-25,232	8,9%	-0,713	-0,383	-46,3%	-26,88	-28,454	5,5%
	-14,287	-15,303	6,6%	-2,009	-1,887	-6,1%	-14,416	-15,807	8,8%
	-0,883	-0,964	8,4%	0,135	0,148	9,6%	-1,021	-1,143	10,7%
V [kN]	24,032	27,1	11,3%	1,148	1,496	23,3%	-29,177	-32,429	10,0%
	17,695	19,391	8,7%	-1,447	-2,393	39,5%	-19,778	-20,979	5,7%
	10,055	10,551	4,7%	-8,914	-8,636	-3,1%	-17,332	-17,549	1,2%
	-20,407	-21,63	5,7%	2,413	2,705	12,1%	17,892	19,315	7,4%
	-28,915	-32,152	10,1%	-1,493	-1,555	4,2%	24,977	27,903	10,5%

Tabla 9.75. Comparación de Esfuerzos en la Escalera Tipo de la Edificación

Fuente: Escaleras. Programa CYPECAD v2025.b

ESF.	SECCIÓN A-A		
	CBH - 87	NB - 1225001	% DIF.
N [kN]	-8,954	-9,33	4,2%
	-3,172	-2,871	-10,5%
	-3,028	-2,666	-13,6%
	-3,132	-2,821	-9,9%
	-3,01	-2,649	-12,0%
	13,311	15,867	19,2%
M [kN-m]	-0,93	-1,159	19,8%
	-2,528	-2,837	10,9%
	-3,246	-3,952	17,9%
	-2,766	-3,238	14,6%
	-4,318	-5,195	16,9%
	-0,904	-1,111	18,6%
V [kN]	13,488	16,947	20,4%
	0,132	0,193	31,6%
	1,025	1,427	28,2%
	0,539	0,668	19,3%
	1,785	2,262	21,1%
	-8,43	-10,813	22,0%

Tabla 9.76. Comparación de Esfuerzos en la Rampa Vehicular

Fuente: Rampas. Programa CYPECAD v2025.b



Capítulo 10

DISEÑO



CAPÍTULO 10

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En la actualidad, existe una gran cantidad de programas que realiza el diseño de elementos estructurales; Especialmente el programa que se usa en este proyecto se caracteriza por obtener resultados detallados del diseño de elementos estructurales. Pero, eso hace que se genere una dependencia hacia los paquetes estructurales, a tal punto que se pueden cometer muchos errores conceptuales y de configuración en el uso del programa.

Por lo que, una práctica esencial para la validación de los resultados obtenidos con el programa estructural es la verificación manual. Esto asegura que el programa esté proporcionando resultados precisos y sin errores de entrada o configuración del modelo.

Además, se llega a comprender mejor los fundamentos teóricos y el comportamiento del elemento estructural bajo diferentes tipos de carga; llegando a desarrollarse habilidades cruciales para la formación y competencia profesional del ingeniero civil.

La verificación manual de los resultados también garantiza que el diseño cumpla con las normativas respectivas, ya que a veces el programa suele malinterpretar ciertos requisitos específicos.

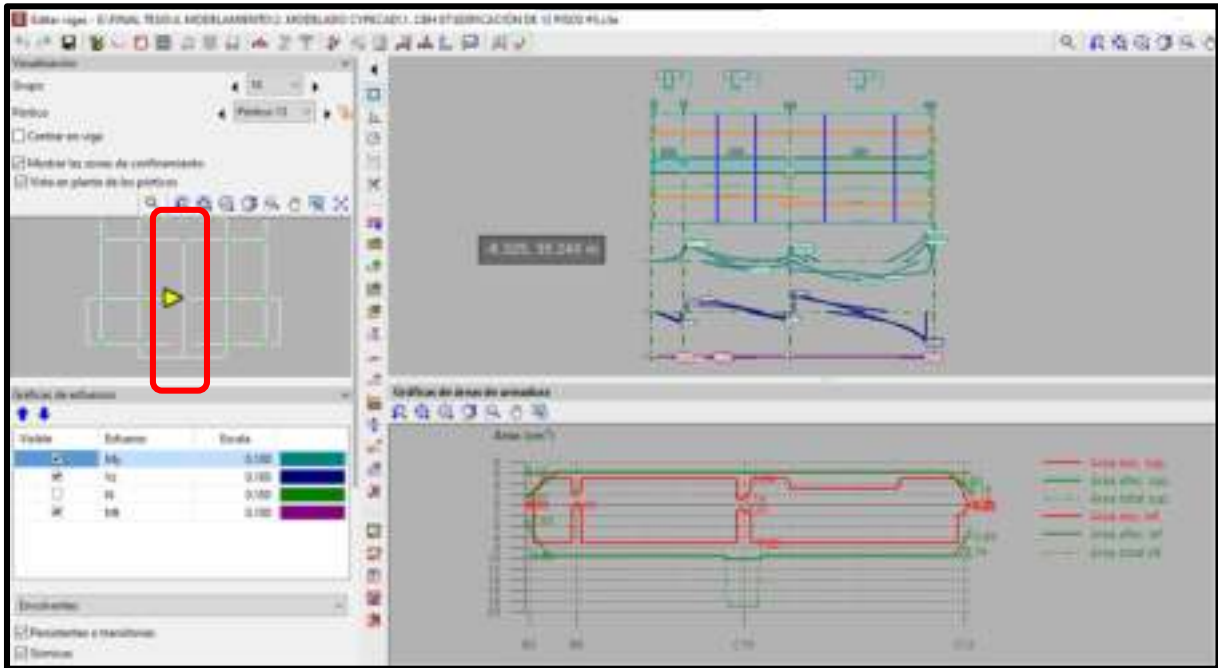
En situaciones donde el control del proyecto es estricto, el ingeniero es responsable de la seguridad y funcionalidad de las estructuras que se diseñan, por lo que verificar manualmente los resultados es obligatorio, asegurando de esta manera la calidad del diseño y minimizando el riesgo de fallos estructurales.

Dicho esto, en este capítulo se realiza la verificación de los resultados obtenidos con el programa CYPECAD por medio del diseño manual. Concluyendo con varias listas de cantidad de acero y volumen de Hormigón necesarias para la edificación de estudio según sus respectivas normativas.

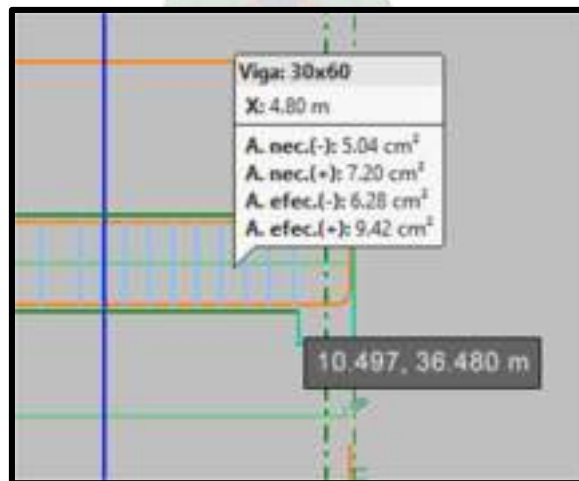
10.1. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN CBH – 87

10.1.1. Diseño de Vigas

El programa CYPECAD tiene una forma interactiva de ver los resultados antes de imprimirlos, esa forma es por medio del “Editor de Vigas”, para ello se toma como ejemplo el pórtico P – 4 mostrado en la *figura 9.39*.



*Figura 10.1. Edición de las vigas del Pórtico P – 4
Fuente: Editor de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b*



*Figura 10.2. Área de armadura necesaria y efectiva en la viga de estudio según CBH – 87
Fuente: Editor de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b*

Los resultados obtenidos por el programa CYPECAD de la viga de estudio son:

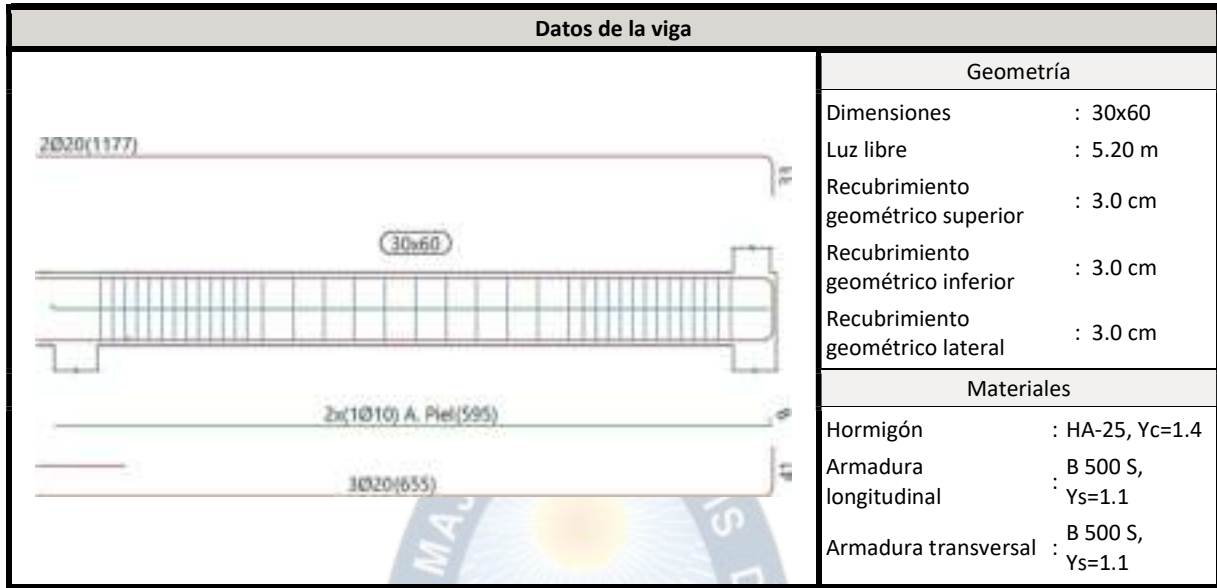


Figura 10.3. Resultados obtenidos para la viga de estudio por el programa CYPECAD según CBH – 87
 Fuente: Editor de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

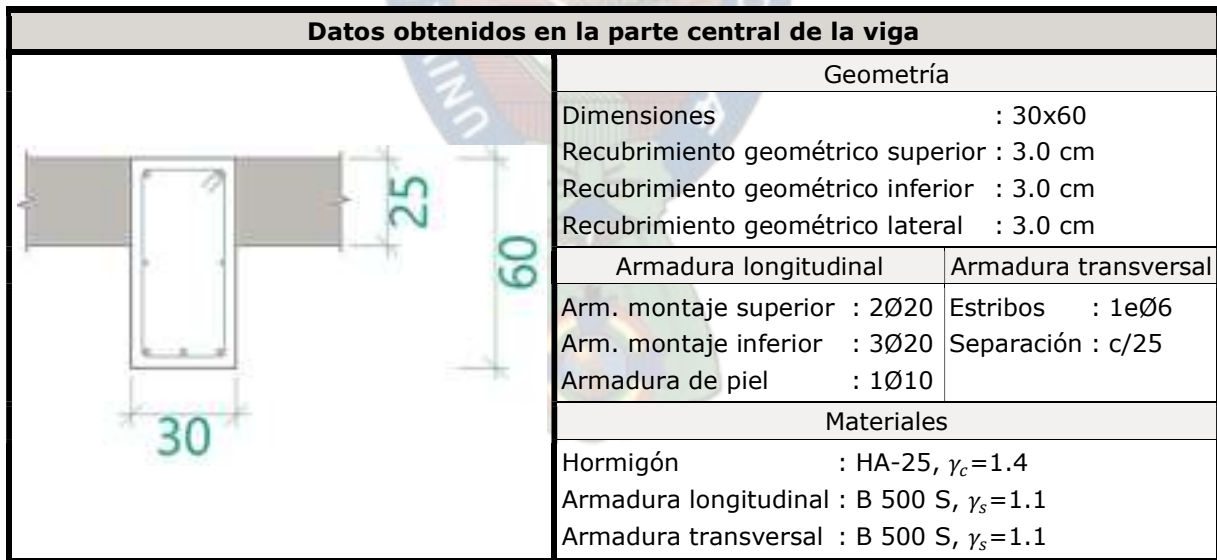


Figura 10.4. Resultados obtenidos en la parte central de la viga de estudio por el programa CYPECAD s/ CBH – 87
 Fuente: Editor de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

Para el diseño manual se hace uso de los flujogramas que están acorde a las ecuaciones indicadas en el acápite 3.13.1 llegando a obtener la siguiente planilla de cálculo EXCEL:

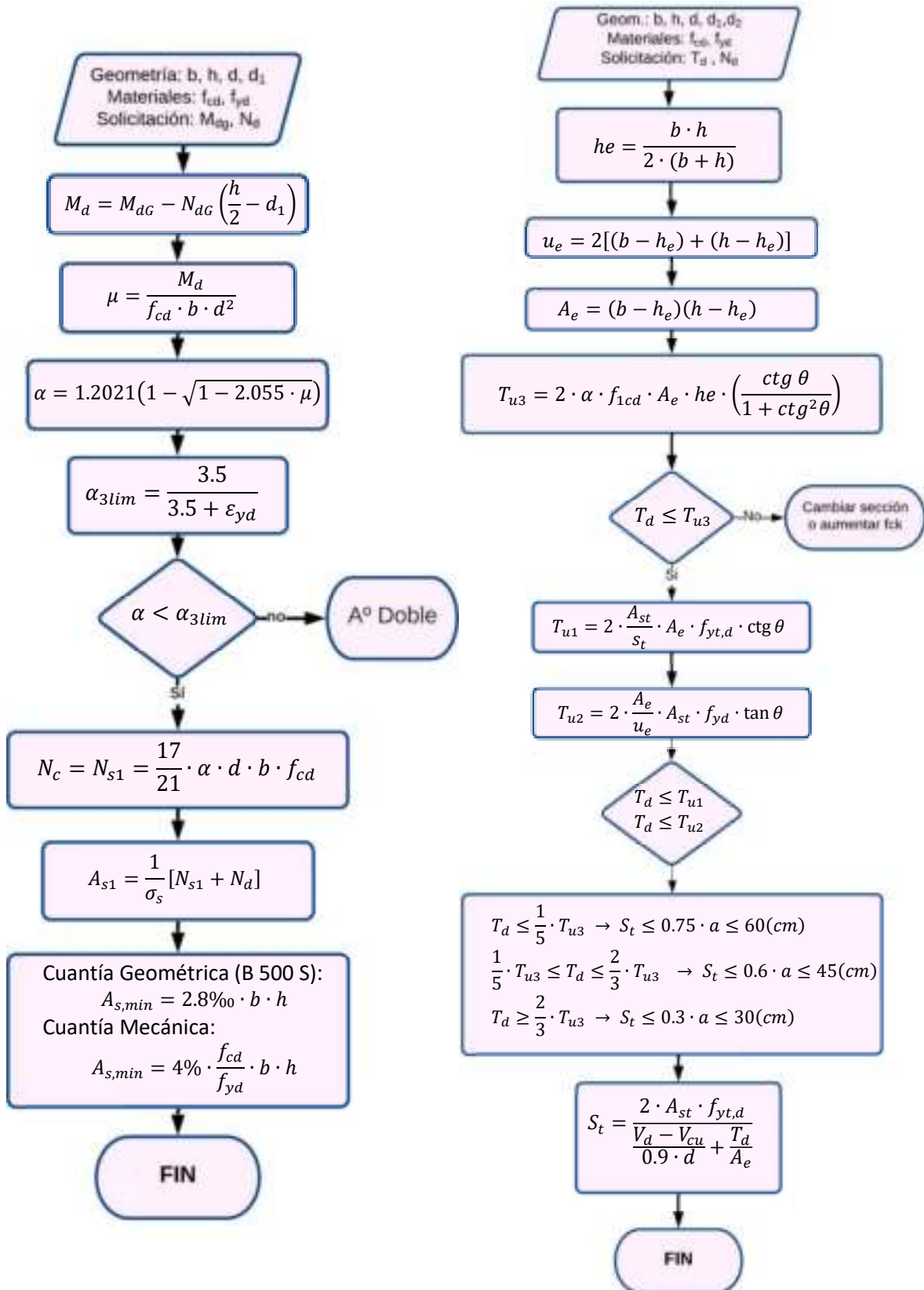


Figura 10.5. Flujograma de Diseño de Vigas a Flexión (izq.) y Torsión (Der.)

Fuente: Elaboración Propia

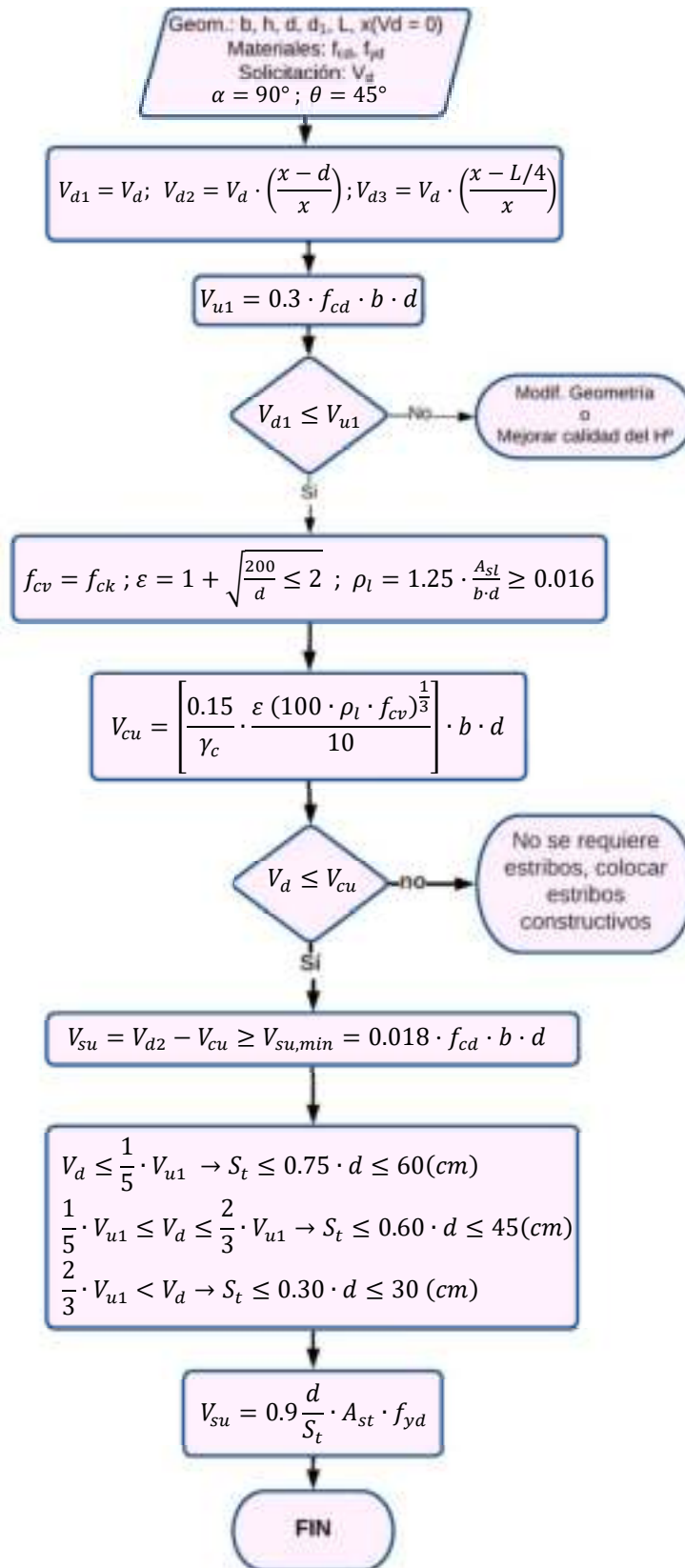


Figura 10.6. Flujograma de Diseño de Vigas a Corte

Fuente: Elaboración Propia

PROGRAMA DE CÁLCULO DE VIGAS A FLEXIÓN CBH - 87 (GUS)	
DATOS:	
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:	
$h = 0,6$ [m]	
$b = 0,3$ [m]	
$r1 = 0,03$ [m]	
$r2 = 0,03$ [m]	
$d = 0,57$ [m]	
MATERIALES:	
$f_{ck} = 25$ [MPa] (Hormigón)	Posición: izquierdo
$f_{yk} = 500$ [MPa] (Acero)	
SOLICITACIONES:	
$M_d = 164,14$ [kN - m]	CONDICIONES DE CONTROL: INTENSO
	SITUACIÓN: SÍSMICA
ARMADURA LONGITUDINAL	
$A_{s1} = 6,04$ [cm ²] -> 2 ϕ 20	
Tracción:	Area Real 6,28 [cm ²]
$A_{s2} = 1,51$ [cm ²] -> 2 ϕ 10	
Compresión:	Area Real 1,57 [cm ²]

Figura 10.7. Resultados de la planilla de cálculo EXCEL a flexión (lado izq. de la viga de estudio) s/ CBH – 87
Fuente: Elaboración Propia

PROGRAMA DE CÁLCULO DE VIGAS A FLEXIÓN CBH - 87 (GUS)	
DATOS:	
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:	
$h = 0,6$ [m]	
$b = 0,3$ [m]	
$r1 = 0,03$ [m]	
$r2 = 0,03$ [m]	
$d = 0,57$ [m]	
MATERIALES:	
$f_{ck} = 25$ [MPa] (Hormigón)	Posición: central
$f_{yk} = 500$ [MPa] (Acero)	
SOLICITACIONES:	
$M_d = 243,51$ [kN - m]	CONDICIONES DE CONTROL: INTENSO
	SITUACIÓN: SÍSMICA
ARMADURA LONGITUDINAL	
$A_{s1} = 9,21$ [cm ²] -> 3 ϕ 20	
Tracción:	Area Real 9,42 [cm ²]
$A_{s2} = 1,51$ [cm ²] -> 2 ϕ 10	
Compresión:	Area Real 1,57 [cm ²]

Figura 10.8. Resultados de la planilla de cálculo EXCEL a flexión (lado central de la viga de estudio) s/ CBH – 87
Fuente: Elaboración Propia

PROGRAMA DE CÁLCULO DE VIGAS A FLEXIÓN CBH - 87 (GUS)	
DATOS:	
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:	
h = 0,6 [m]	
b = 0,3 [m]	
r1 = 0,03 [m]	
r2 = 0,03 [m]	
d = 0,57 [m]	
	
MATERIALES:	
fck = 25 [MPa] (Hormigón)	
fyk = 500 [MPa] (Acero)	
Posición: derecho	
SOLICITACIONES:	
Md = 118,41 [kN - m]	
CONDICIONES DE CONTROL: INTENSO	
SITUACIÓN: SÍSMICA	
ARMADURA LONGITUDINAL	
As1 = 5,04 [cm ²] -> 2 ϕ 20	
Tracción:	Area Real 6,28 [cm ²]
As2 = 1,51 [cm ²] -> 2 ϕ 10	
Compresión:	Area Real 1,57 [cm ²]

Figura 10.9. Planilla de cálculo EXCEL de diseño de vigas a flexión (lado der. de la viga de estudio) s/ CBH – 87
Fuente: Elaboración Propia

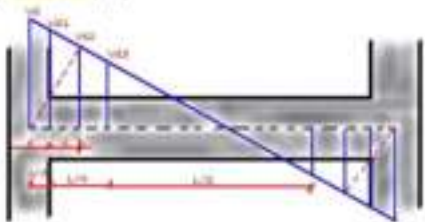
PROGRAMA DE CÁLCULO DE VIGAS A CORTE Y TORSIÓN CBH - 87 (GUS)	
DATOS:	
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:	
h = 0,6 [m]	L = 5,2 [m]
b = 0,3 [m]	x (V=0) = 3,9 [m]
r1 = 0,03 [m]	
r2 = 0,03 [m]	
d = 0,57 [m]	
	
MATERIALES:	
fck = 25 [MPa] (Hormigón)	
fyk = 500 [MPa] (Acero)	
SOLICITACIONES:	
Vd = 75,86 [kN]	
Td = 2,26 [kN - m]	
CONDICIONES DE CONTROL: INTENSO	
SITUACIÓN: SÍSMICA	
ARMADURA TRANSVERSAL	
$\phi_t = 6$ [mm] -> e ϕ 6 c/ 15	[costados]
$\phi_t = 6$ [mm] -> e ϕ 6 c/ 25	[centro]
VERIFICACIÓN A TORSIÓN	
Td \leq Tu1	2,26 \leq 251,33 CUMPLE!
Td \leq Tu2	2,26 \leq 44,88 CUMPLE!
Td \leq Tu3	2,26 \leq 173,08 CUMPLE!
VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN	
wk < wi	0,22 < 0,4 CUMPLE!

Figura 10.10. Planilla de cálculo EXCEL de diseño de vigas a corte, torsión y fisuración s/ CBH – 87
Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar se verifica que el diseño realizado por el programa CYPECAD es correcto al no existir variaciones en la disposición de armaduras obtenidas. Esto permite tener confianza en los obtenidos de los diferentes elementos estructurales existentes en la edificación.

10.1.2. Diseño de Columnas

Al igual que en vigas, el programa CYPECAD tiene una sección especial para poder ver de forma interactiva los resultados antes de ser impresos. Esta forma es por medio del “Editor de Columnas” donde se puede ver el cumplimiento de las columnas de acuerdo a la respectiva normativa, se puede editar para aumentar o disminuir la sección, modificar el área de acero calculada o identificar columnas sobredimensionadas para poder configurarlas correctamente de acuerdo a un buen criterio ingenieril.

Como ejemplo se muestra la **columna C19 del piso 7**:

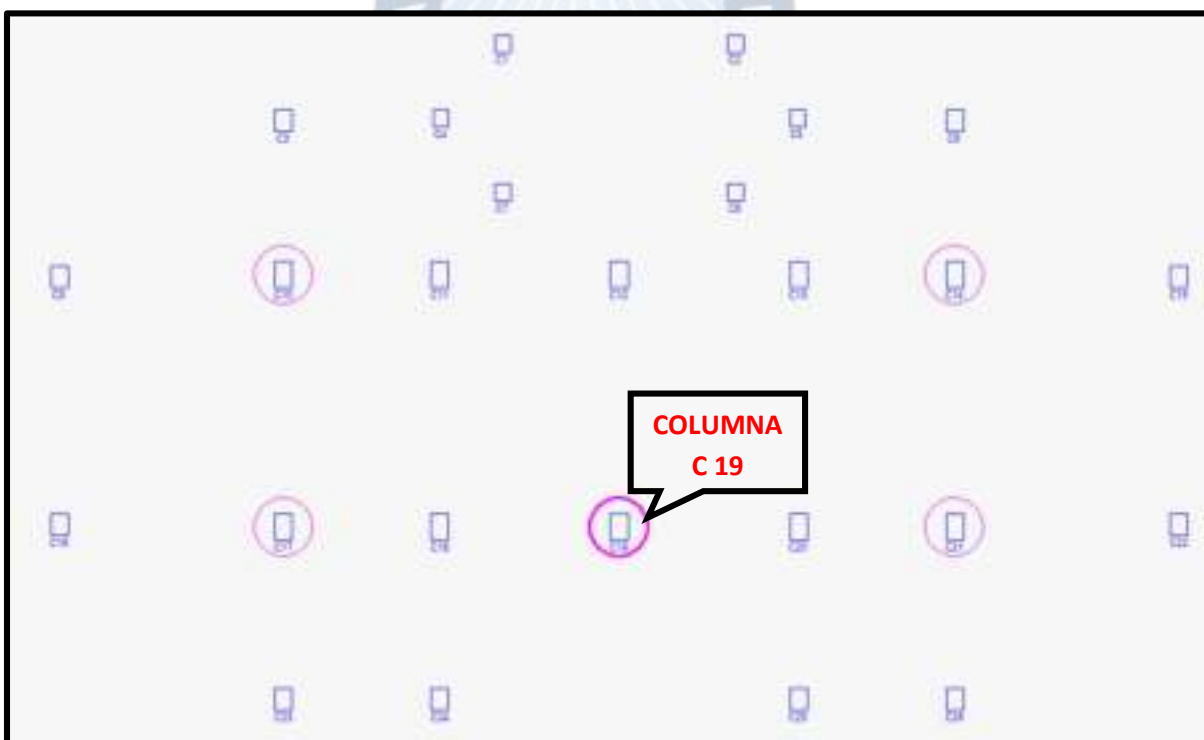


Figura 10.11. Ubicación de columnas presentado por el programa CYPECAD

Fuente: Editor de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

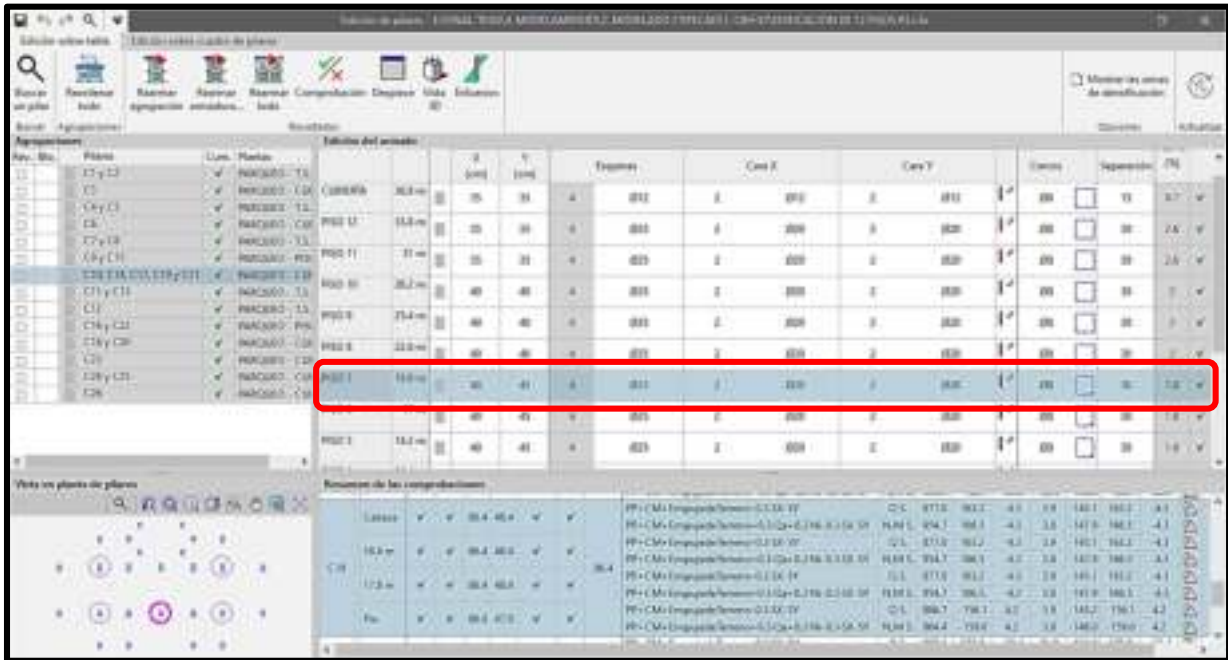


Figura 10.12. Edición de la Columna C19 en el piso 7 s/ CBH – 87
 Fuente: Editor de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

Datos de la columna C19 en el piso 7	
	Geometría
	Dimensiones : 40x45 cm
	Tramo : 17.000/19.800 m
	Altura libre : 2.20 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales
Hormigón : HA-25, Yc=1.4	Longitud de pandeo
Acero : B 500 S, Ys=1.1	Plano ZX : 1.10 m
	Plano ZY : 1.10 m
	Armadura longitudinal
Esquina : 4Ø25	Armadura transversal
Cara X : 2Ø20	Estribos : 1eØ8
Cara Y : 2Ø20	Separación : 10 - 30 cm
Cuantía : 1.79 %	

Figura 10.13. Resultados obtenidos en el piso 7 de la columna de estudio por el programa CYPECAD s/ CBH – 87
 Fuente: Editor de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

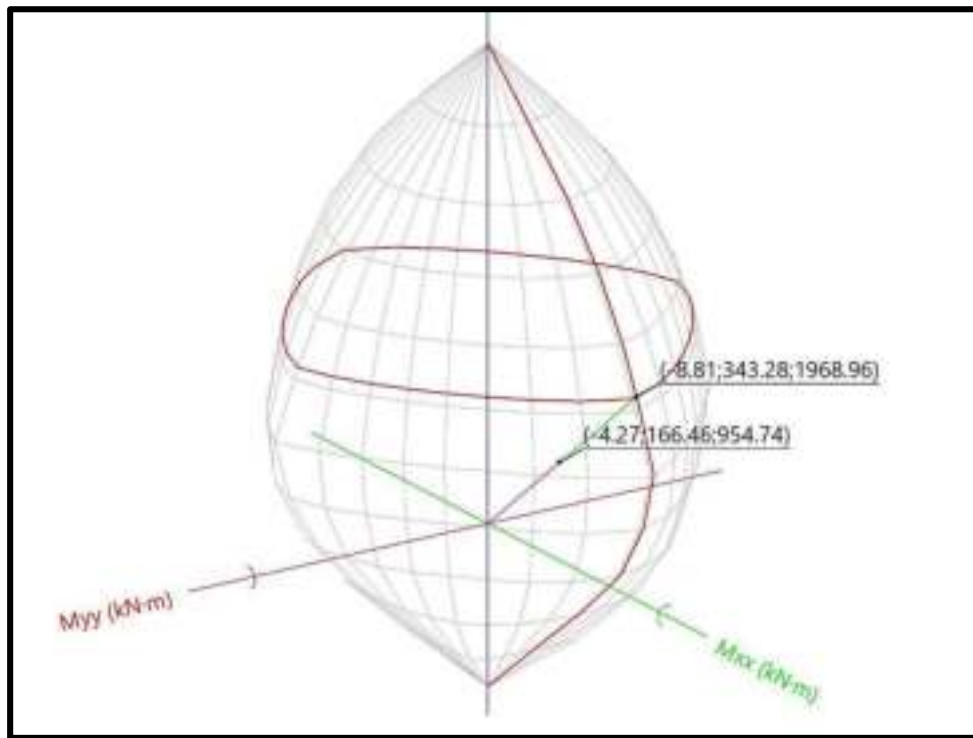


Figura 10.14. Diagrama de Interacción tridimensional obtenido con el programa para C19 -P7 s/ CBH – 87
 Fuente: Editor de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

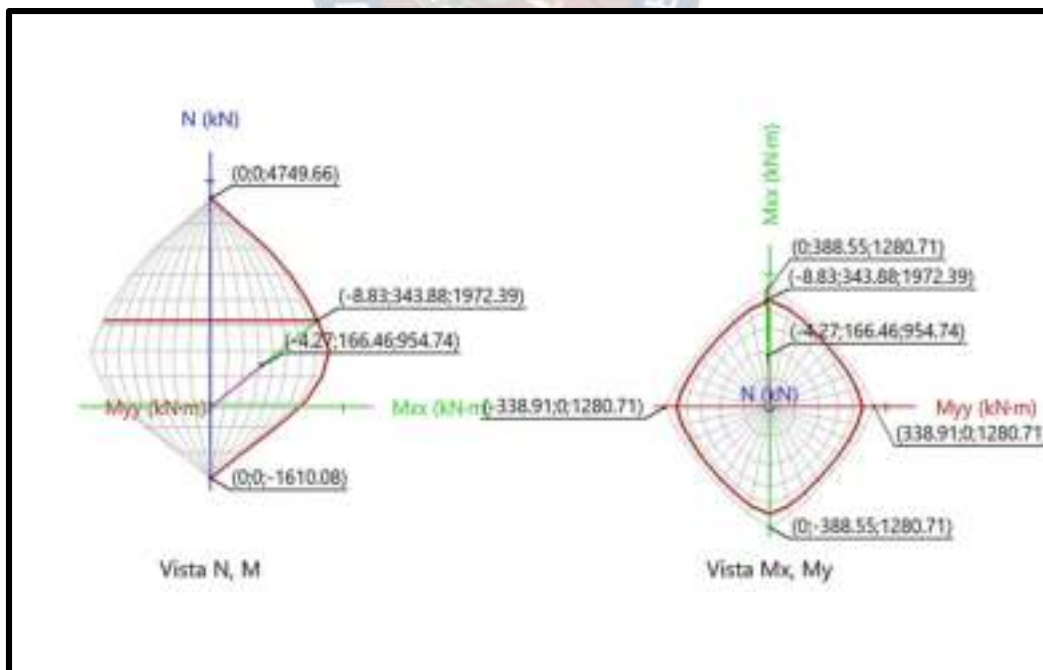


Figura 10.15. Interacción tridimensional obtenido con el programa para C19 -P7(vistas) s/ CBH – 87
 Fuente: Editor de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

Para el cálculo manual de la columna **C 19 del piso 7**, primeramente, se realiza la verificación a pandeo de acuerdo a lo indicado en el *acápite 3.13.3*, obteniendo los siguientes resultados:

VERIFICACIÓN DE PANDEO			
COLUMNA ANALIZADA	TIPO DE ESTRUCTURA: INTRASLACIONAL		
Ancho	0,4 [m]	LONGITUD DE PANDEO: $\alpha = 0,744$ $L_0 = 2,08$ [m] $\lambda_m = 16,03$ $\lambda_g = 5,20$	
Canto	0,45 [m]		
Longitud	2,8 [m]		
Módulo ela	27264 [MPa]		
Inercia	0,0030375 [m4]		
NO FALLA A PANDEO!			
COLUMNA 1		COLUMNA 3	
Ancho	0,4 [m]	Ancho	0,4 [m]
Canto	0,4 [m]	Canto	0,45 [m]
Longitud	2,8 [m]	Longitud	2,8 [m]
Módulo ela	27264 [MPa]	Módulo ela	27264 [MPa]
Inercia	0,0021333 [m4]	Inercia	0,0030375 [m4]
VIGA 1		VIGA 2	
Ancho	0,3 [m]	Ancho	0,3 [m]
Canto	0,6 [m]	Canto	0,6 [m]
Longitud	4,1 [m]	Longitud	4,1 [m]
Módulo ela	27264 [MPa]	Módulo ela	27264 [MPa]
Inercia	0,0054 [m4]	Inercia	0,0054 [m4]
VIGA 3		VIGA 4	
Ancho	0,3 [m]	Ancho	0,3 [m]
Canto	0,6 [m]	Canto	0,6 [m]
Longitud	4,1 [m]	Longitud	4,1 [m]
Módulo ela	27264 [MPa]	Módulo ela	27264 [MPa]
Inercia	0,0054 [m4]	Inercia	0,0054 [m4]
			NUDO A
			Pilares: 50,3491429
			Vigas: 71,8173659
			$\psi_A = 0,70107198$
			NUDO B
			Pilares: 59,1531429
			Vigas: 71,8173659
			$\psi_B = 0,82366071$

Figura 10.16. Cálculo y verificación a Pandeo para la columna C19 en el piso 7 (Dir. X) s/ CBH – 87

Fuente: Elaboración Propia

Conocido si la columna es corta o esbelta, se procede a realizar el diseño siguiendo el respectivo flujograma con las ecuaciones dadas en el *acápite 3.13.3* y la planilla correspondiente en EXCEL.

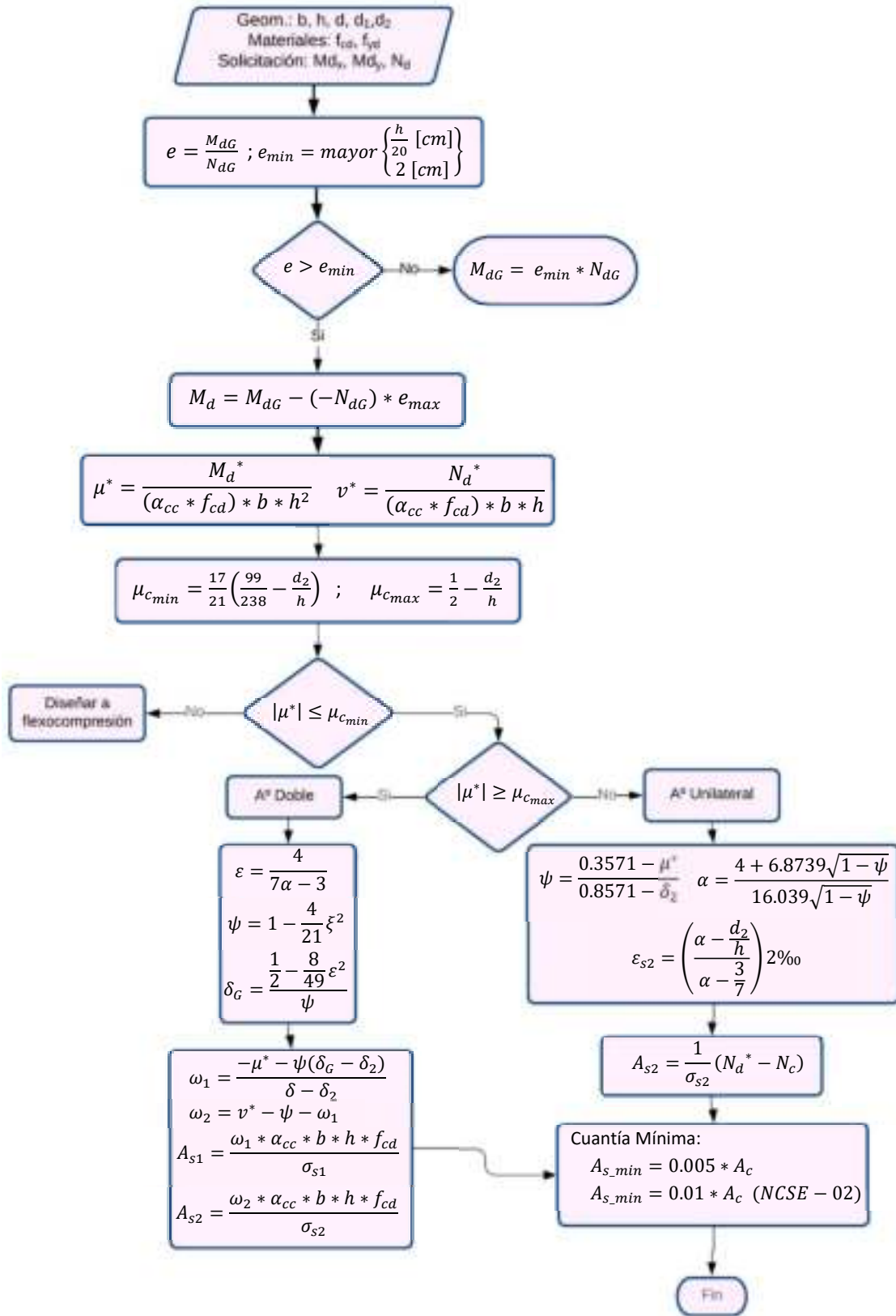


Figura 10.17. Flujoograma de Diseño de Columnas

Fuente: Elaboración Propia

PROGRAMA DE CÁLCULO DE COLUMNAS CBH - 87 (GUS)					
DATOS:					
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:					
x =	0,4	[m]			
y =	0,45	[m]			
r1 =	0,03	[m]			
r2 =	0,03	[m]			
d =	0,37	[m]			
MATERIALES:					
fck =	25	[MPa] (Hormigón)	COND. DE CONTROL: INTENSO		
fyk =	500	[MPa] (Acero)	SITUACIÓN: SÍSMICA		
SOLICITACIONES:					
Mdx =	81,97	[kN - m]	Mdy =	1,40	[kN - m]
			Nd =	1531,50	[kN]
VERIFICACIÓN DE PANDEO					
Lo =	2,08	[m]	λm =	16,03	λg = 5,20 NO FALLA A PANDEO!
DISEÑO EJE "X"					
		Barras en los extremos		Barras en los lados	
		4	φ 25	+	2 φ 20
1	Tracción:	Area Real		25,92 [cm2]	
E	φ 8 c/ 30	(tramo central)		cuantía mínima eje x:	
E	φ 8 c/ 10	(laterales)		1,44 ≤ 3% OK	
DISEÑO EJE "Y"					
		Barras en los extremos		Barras en los lados	
		4	φ 25	+	2 φ 20
1	Tracción:	Area Real		25,92 [cm2]	
E	φ 8 c/ 30	(tramo central)		cuantía mínima eje y:	
E	φ 8 c/ 10	(laterales)		1,44 ≤ 3% OK	
CUANTÍA MÍNIMA					
		ρmin = 1,8% ≤		3% TIENE BUEN CRITERIO ECONÓMICO	

Figura 10.18. Planilla de cálculo EXCEL para columnas s/ CBH – 87

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados generales obtenidos manualmente en el diseño de columnas son similares a los que da el programa CYPECAD, pese a que existe una diferencia en cuanto al cálculo de la longitud de pandeo, la armadura final requerida para la columna es igual para ambos casos.

Con esto se comprueba que el programa CYPECAD es muy meticuloso en el diseño de vigas y columnas y muy certero en sus resultados, siempre y cuando se realice una correcta configuración del programa y se tenga un buen criterio en el modelado estructural.

10.1.3. Diseño de Losas

El programa CYPECAD desarrolla un análisis detallado en el diseño de vigas y columnas, pero para las losas es diferente la situación, brinda directamente los resultados donde por medio de la pestaña llamada “Isovalores” se puede verificar si el armado es correcto.

Sea por ejemplo las losas del piso 7, en la parte de Isovalores del programa CYPECAD se verifica por cuantía que las armaduras obtenidas son suficientes para resistir los momentos solicitantes en todas las áreas de las losas de dicho piso, tal y como se muestra a continuación:

- **Armadura longitudinal y transversal inferior:** se utilizan dos barras de 8 mm para cada nervio de las losas casetonadas.

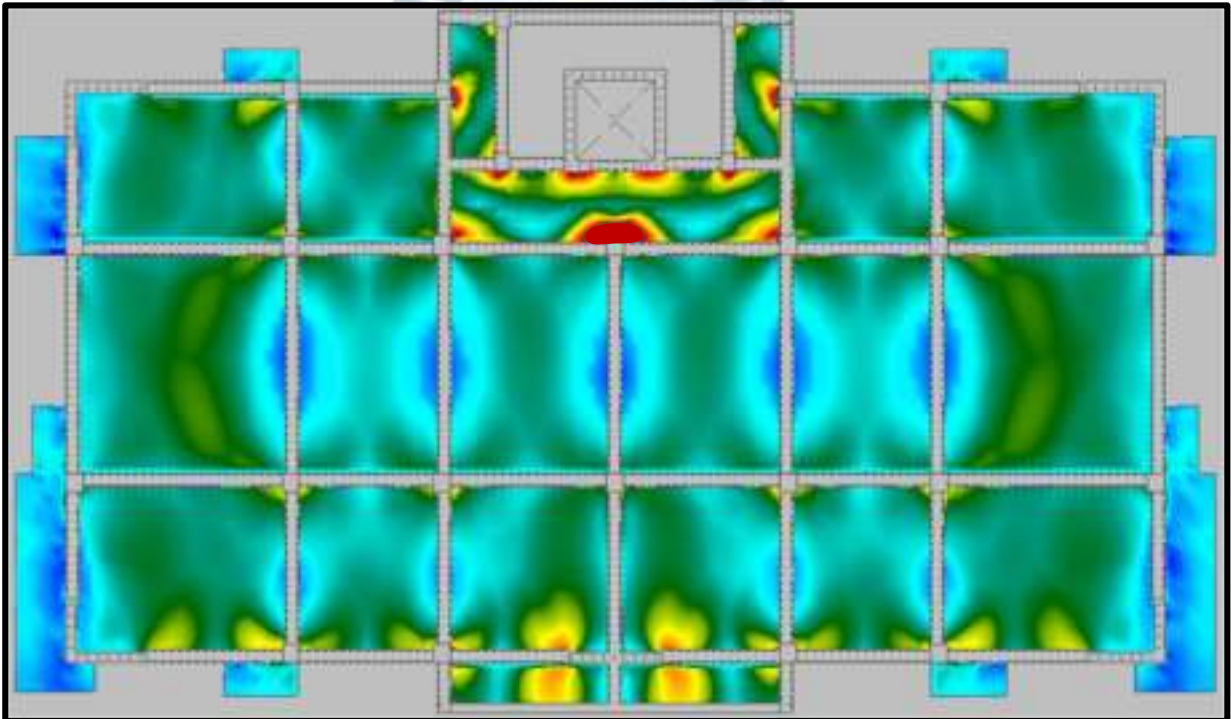
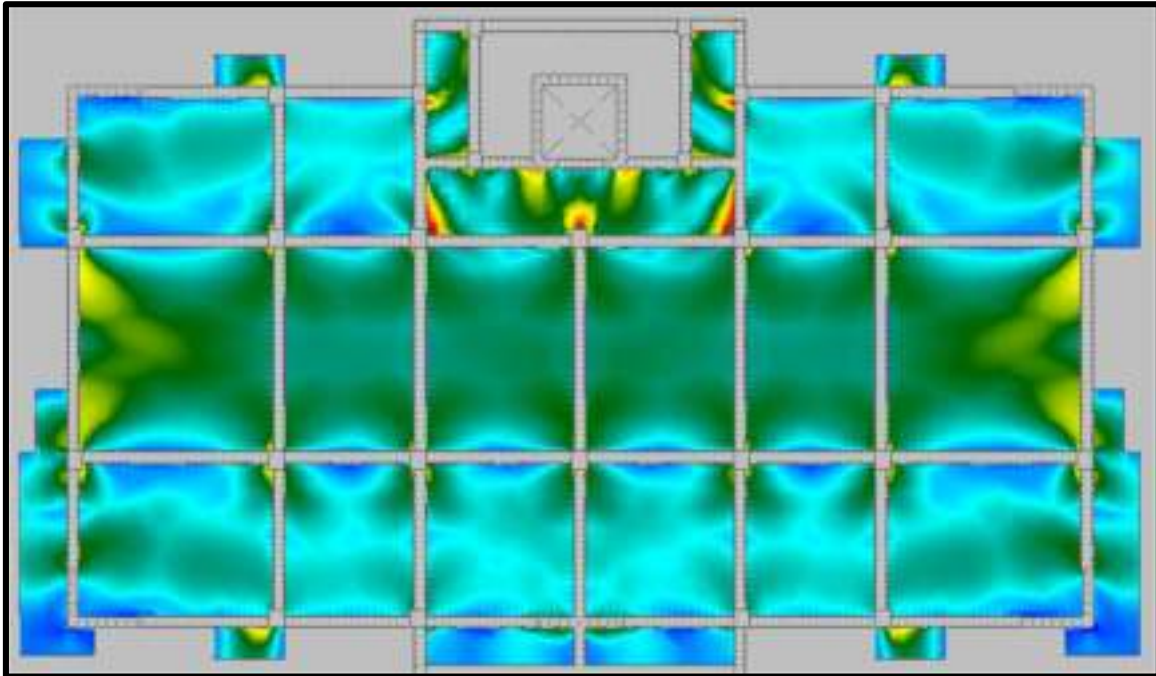


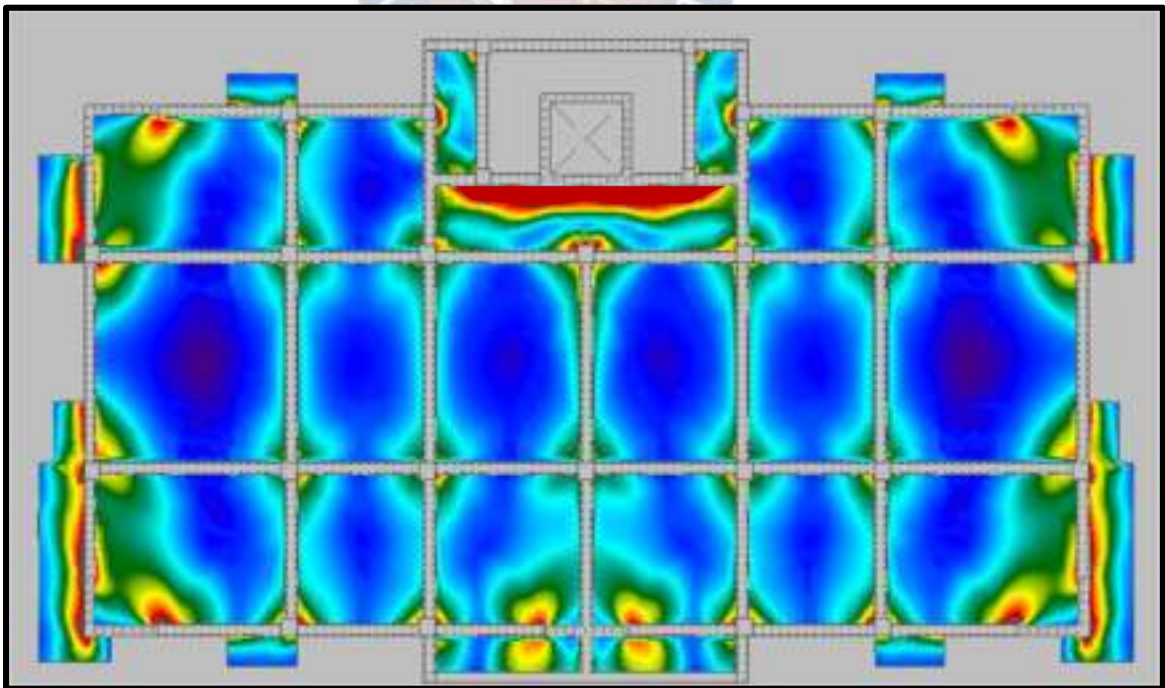
Figura 10.19. Isovalores para barras longitudinales inferiores de losas en dirección “X” (Piso 7) s/ CBH – 87
Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b

En esta gráfica se observa que no existe áreas marcadas con color plomo oscuro, lo que indica que con las barras longitudinales obtenidas con CYPECAD se cumple el diseño de losas además de estar por el lado de la seguridad, lo mismo pasa con las barras transversales.



*Figura 10.20. Isovalores para barras transversales inferiores de losas en dirección "Y" (Piso 7) s/ CBH – 87
Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b*

- **Armadura longitudinal y transversal superior:** Barras distribuidas de 10 mm (Dir. "X" e "Y")



*Figura 10.21. Isovalores para barras longitudinales superiores de losas en dirección "X" (Piso 7) s/ CBH – 87
Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b*

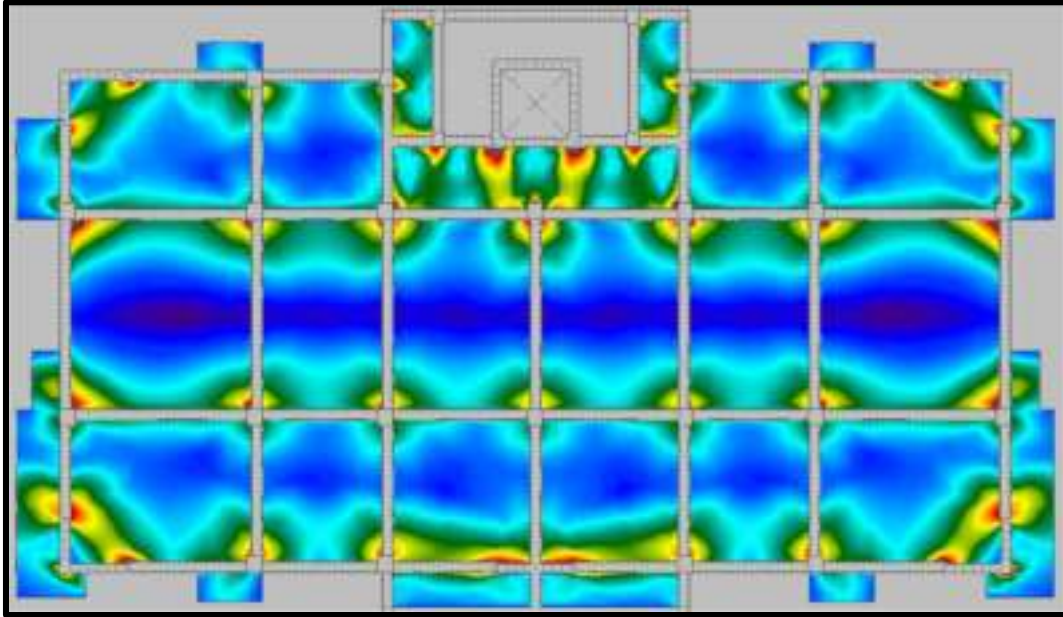


Figura 10.22. Isovalores para barras transversales superiores de losas en dirección “Y” (Piso 7) s/ CBH – 87
Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b

Además, el programa permite visualizar las barras de acero distribuidas longitudinalmente y transversalmente para poder revisar e imprimir posteriormente:

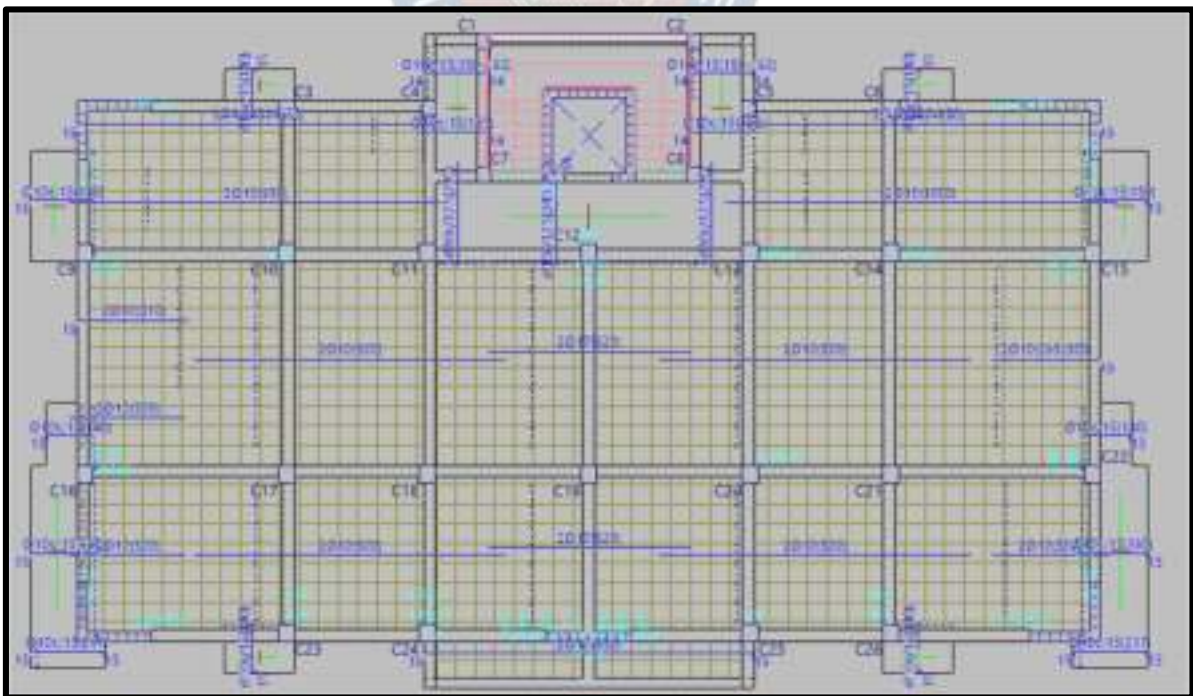


Figura 10.23. Esquema de armado longitudinal superior en dirección “X” s/ CBH – 87
Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b

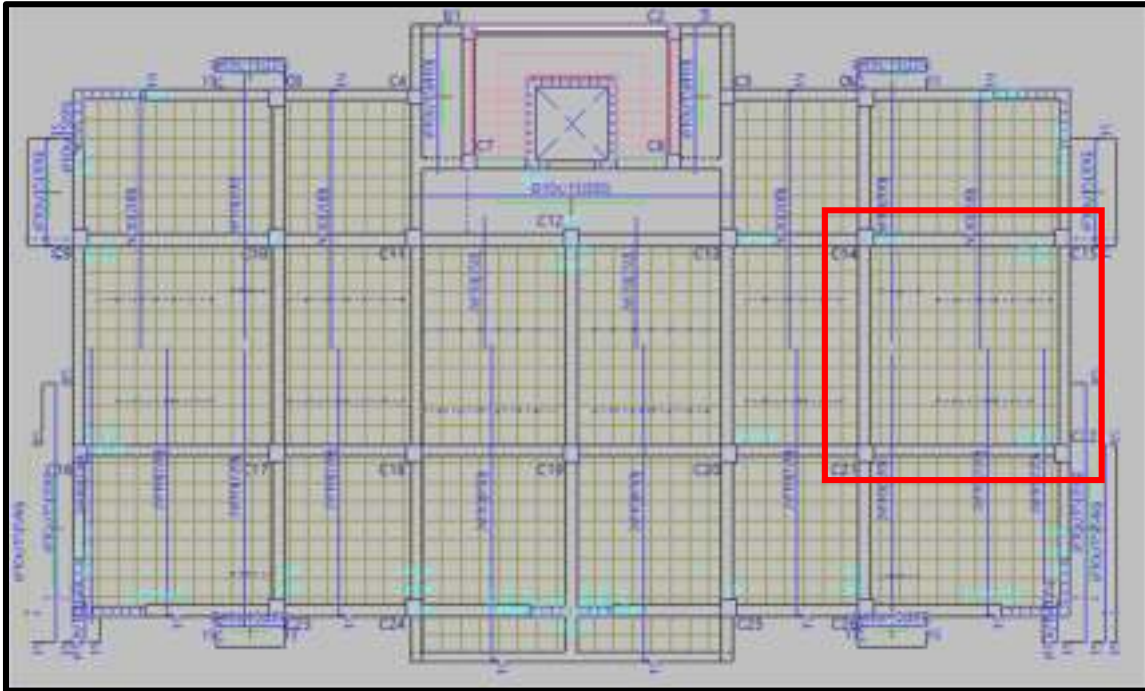


Figura 10.24. Esquema de armado transversal superior en dirección "Y" s/ CBH – 87

Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b

Si se enfoca especialmente en la losa marcada en *la figura 10.24*, el programa muestra la siguiente distribución de armaduras:

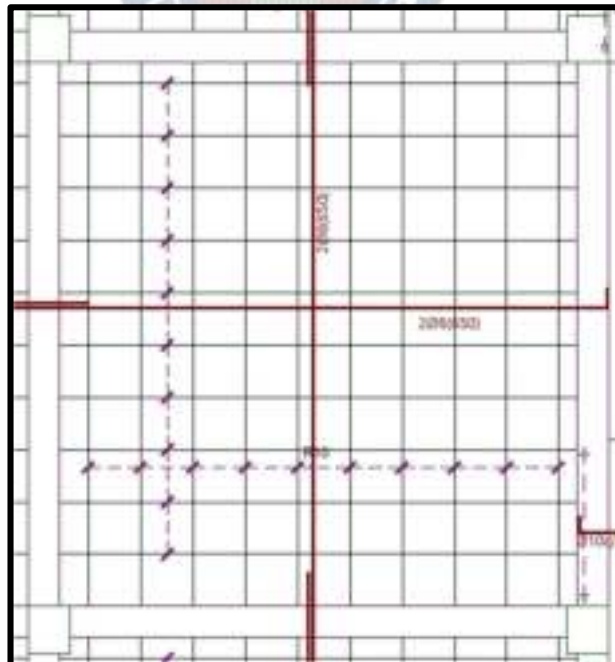


Figura 10.25. Esquema de armado longitudinal y transversal inferior de la losa de estudio s/ CBH – 87

Fuente: Composición de Planos. Programa CYPECAD v2025.b



Figura 10.26. Esquema de armado longitudinal y transversal superior de la losa de estudio s/ CBH – 87
 Fuente: Composición de Planos. Programa CYPECAD v2025.b

Para la verificación manual se toma de la losa de estudio los esfuerzos obtenidos por el programa y se hace uso del flujograma mostrado en la *figura 10.28* y la planilla EXCEL de la *figura 10.29* que trabaja de acuerdo a las ecuaciones ya descritas en el *acápite 3.13.2*.

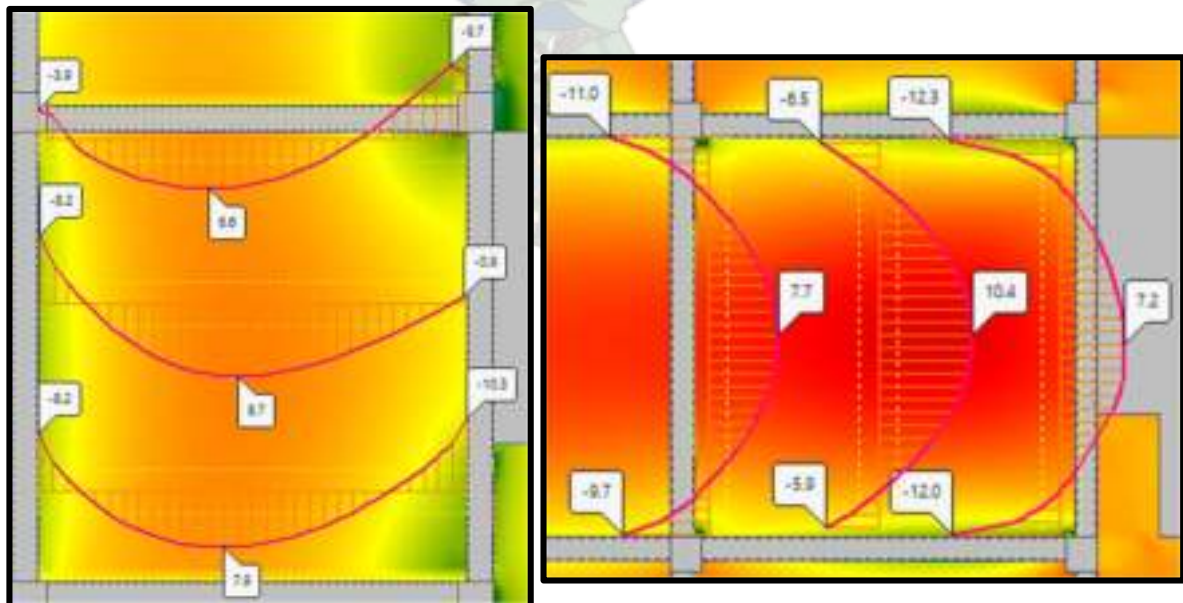


Figura 10.27. Momentos en losa seleccionada del piso 7 (izq.: Dir. “X”, der: Dir. “Y”) s/ CBH – 87
 Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b

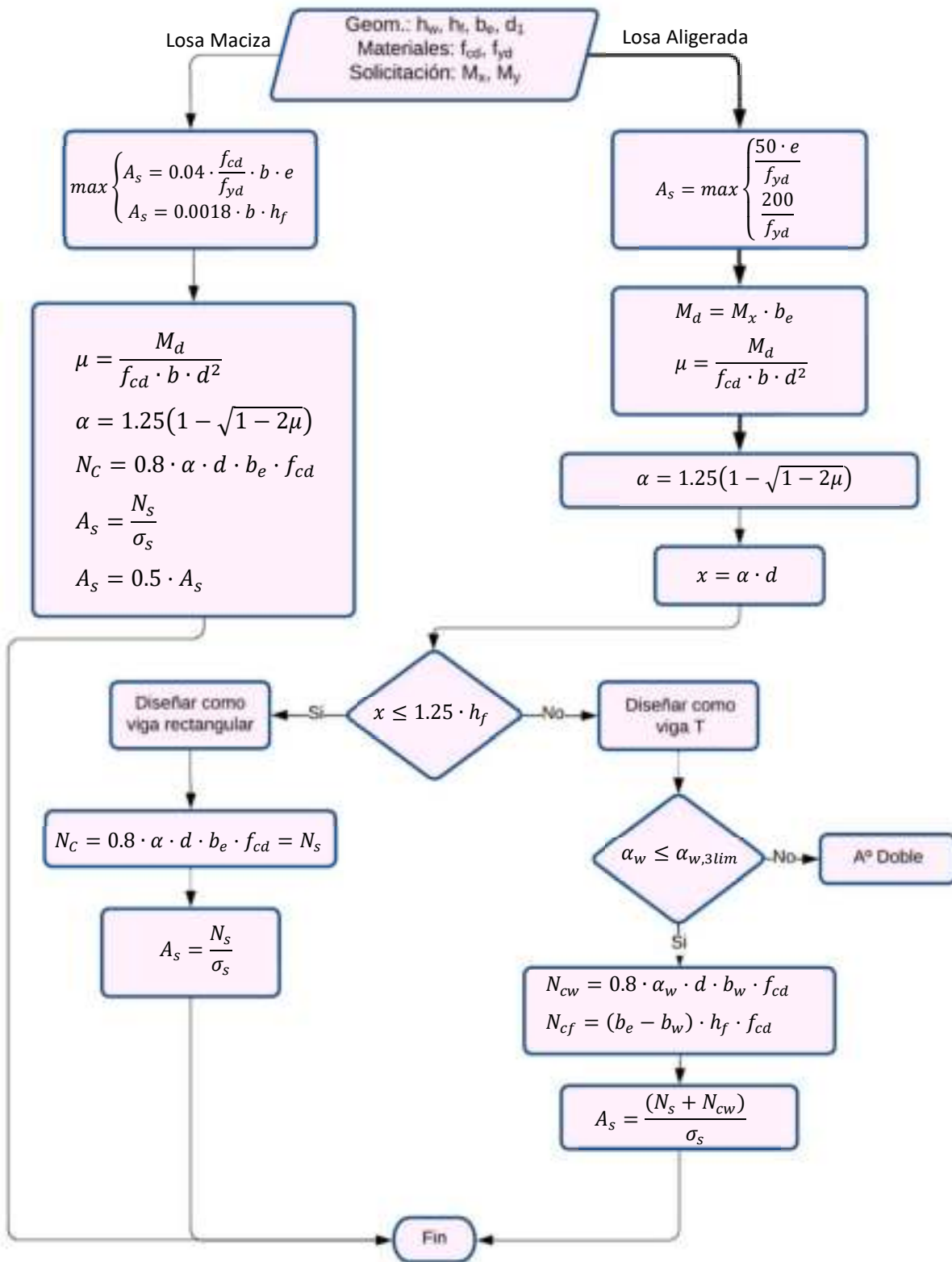


Figura 10.28. Flujograma para el diseño de losas

Fuente: Elaboración Propia

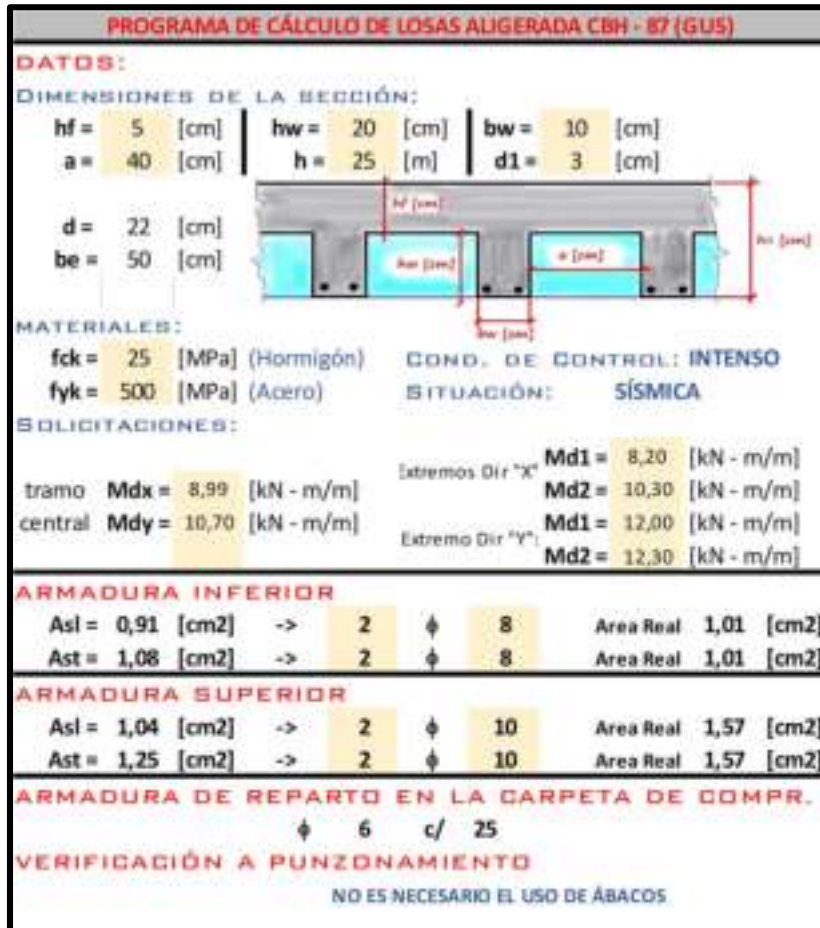


Figura 10.29. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de losas s/ CBH – 87
Fuente: Elaboración Propia

Como se observa, los resultados obtenidos de armadura necesaria son iguales a los que se obtiene con el programa CYPECAD.

La única diferencia es que el programa no asigna la armadura de reparto en la carpeta de compresión, asumiendo que el proyectista lo tomara en cuenta a parte.

10.1.4. Diseño de Muros

Pese a que el programa CYPECAD puede determinar las armaduras de muros de corte, este mismo programa recomienda hacer el uso obligado del programa STRUBIM SHEAR WALLS, donde se especialista solamente en el diseño de muros de corte.

Por medio de la interoperabilidad BIM se puede hacer sincronizar entre CYPECAD y STRUBIM SHEAR WALLS, donde se revisa si cada muro que forma parte de la edificación esta correctamente diseñada.

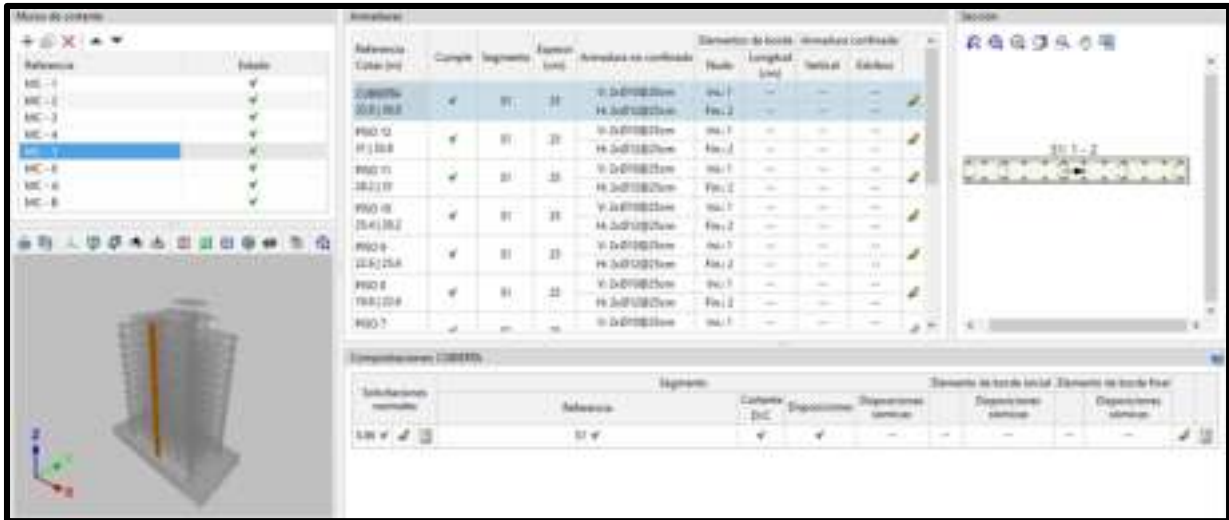
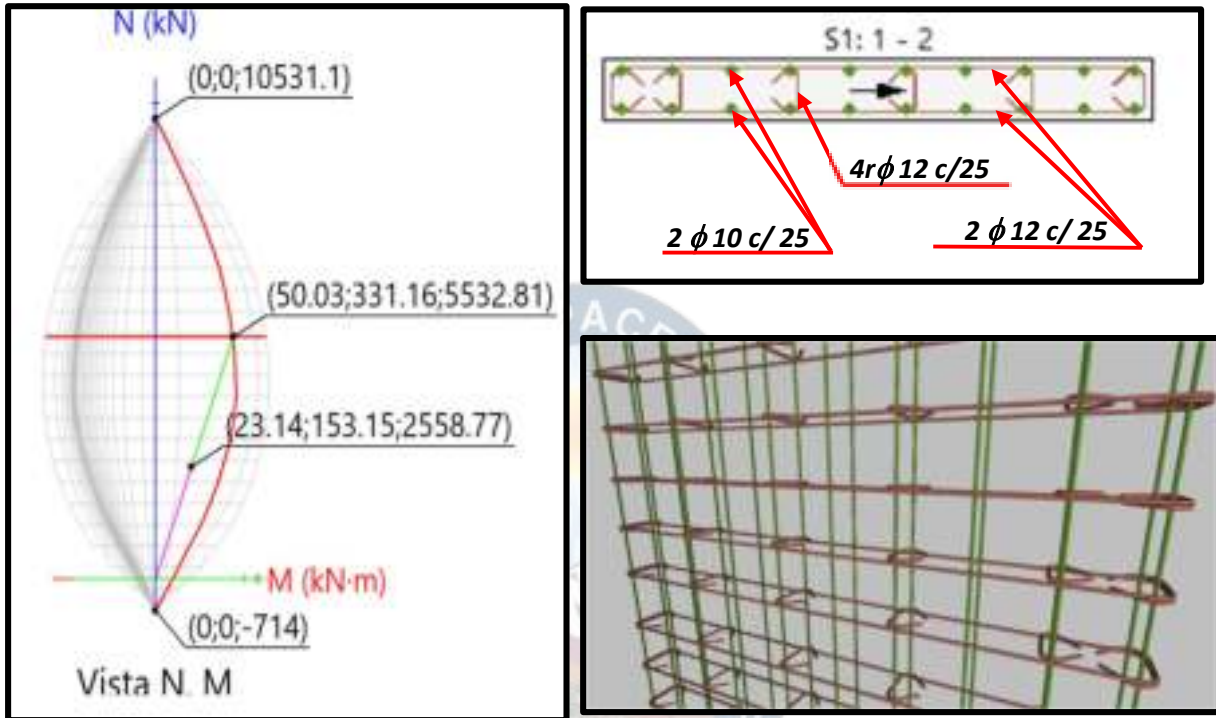


Figura 10.30. Verificación del diseño correcto de los muros de corte
 Fuente: Edición y Revisión de muros de corte. Programa STRUBIM SHEAR WALLS v2025.b



Figura 10.31. Armadura de los muros de corte de la Edificación s/ CBH – 87
 Fuente: Armaduras. Programa STRUBIM SHEAR WALLS v2025.b

Como ejemplo se toma el muro de corte MC – 5, específicamente la parte ubicada entre el piso seis y siete:



MC – 5 (PISO 7)							
S1: 1 - 2							
Sección	Segmento	Espesor (cm)	Armadura no confinada	Elementos de borde		Armadura confinada	
				Nudo	Longitud (cm)	Armadura vertical	Estribos
PISO 7	S1	25	V: 2xφ10@25cm	1	--	--	--
			H: (2xφ12+4rφ12) @25cm	2	--	--	--

Figura 10.32. Resultados obtenidos para el muro de corte MC – 5 s/ CBH – 87
 Fuente: Edición y Revisión de muros de corte. Programa STRUBIM SHEAR WALLS v2025.b

Para el cálculo manual de muro de corte, se sigue el siguiente flujograma y la siguiente planilla EXCEL:

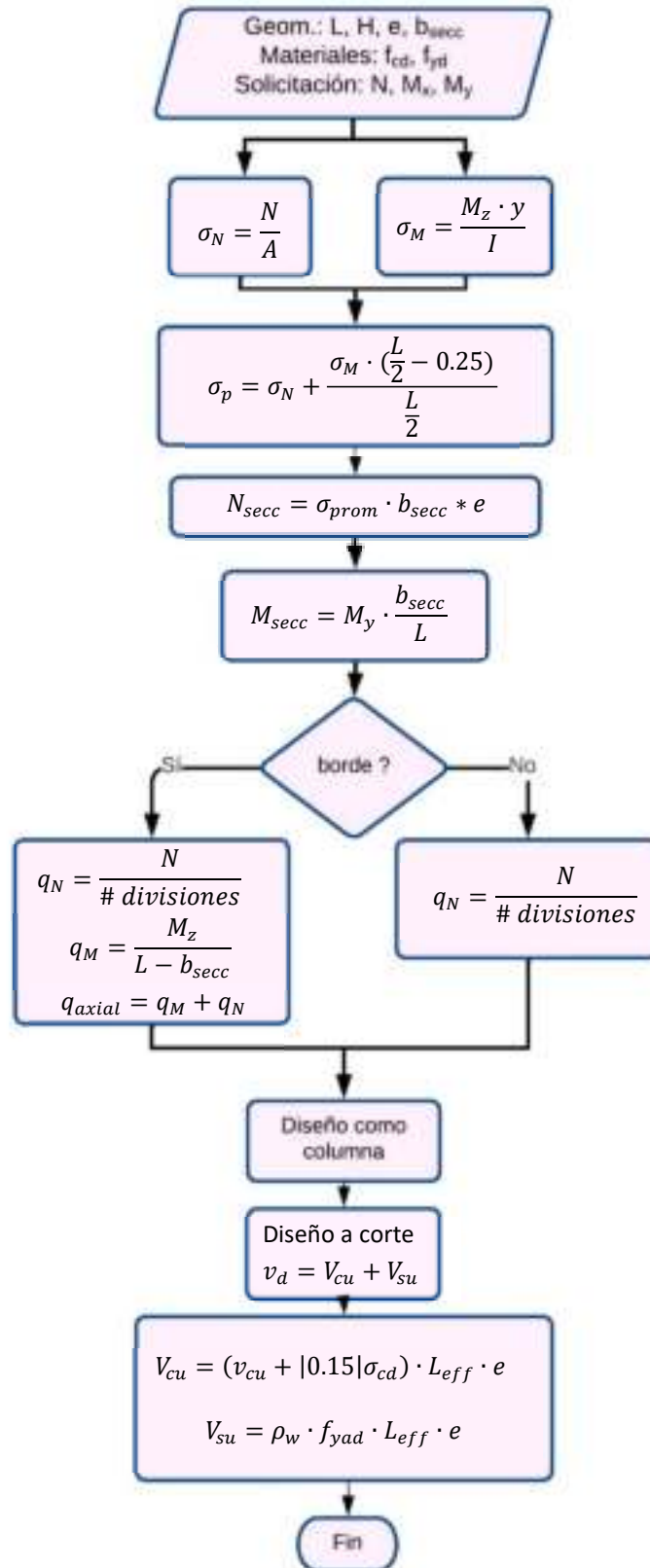


Figura 10.33. Flujograma para el diseño de Muros de Corte

Fuente: Elaboración Propia

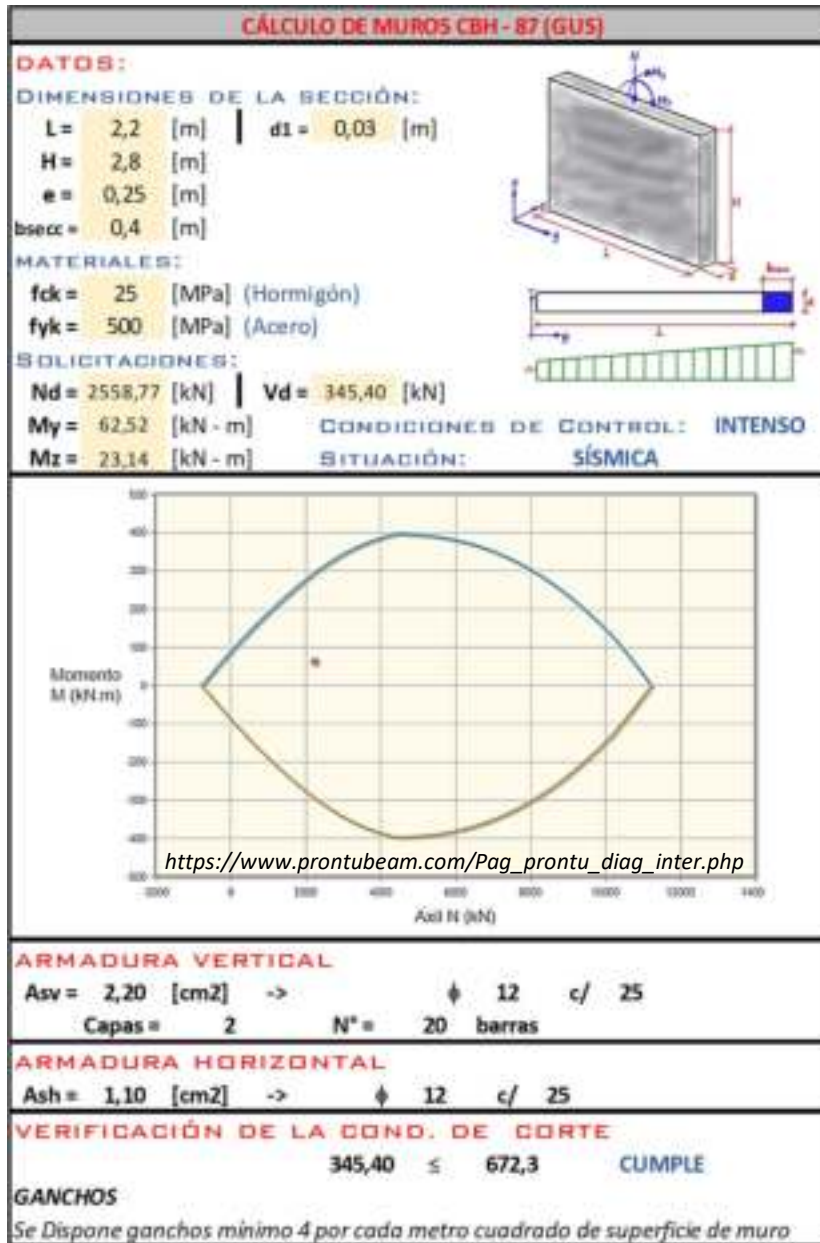


Figura 10.34. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Muros s/ CBH – 87
 Fuente: Elaboración Propia

La cantidad de armadura obtenida por métodos manuales es similar a la cantidad de armadura obtenida por el programa STRUBIM SHEAR WALLS, aunque para la disposición de ganchos el programa no da libertad de escoger un diámetro personalizado. Aun así, es aceptable los resultados que lanza llevando al diseño al lado de la seguridad.

10.1.5. Diseño de Escaleras

El programa CYPECAD tiene un apartado para poder revisar los resultados obtenidos por el programa CYPECAD, si existiera algún error de dimensionamiento el programa indica redimensionar el espesor de las escaleras o aumentar la armadura. Para el caso del presente proyecto no existe ninguna advertencia por lo que se establece que los resultados obtenidos son correctos.

Tomando como ejemplo se verifica el tramo entre el piso 6 y 7 de la edificación:

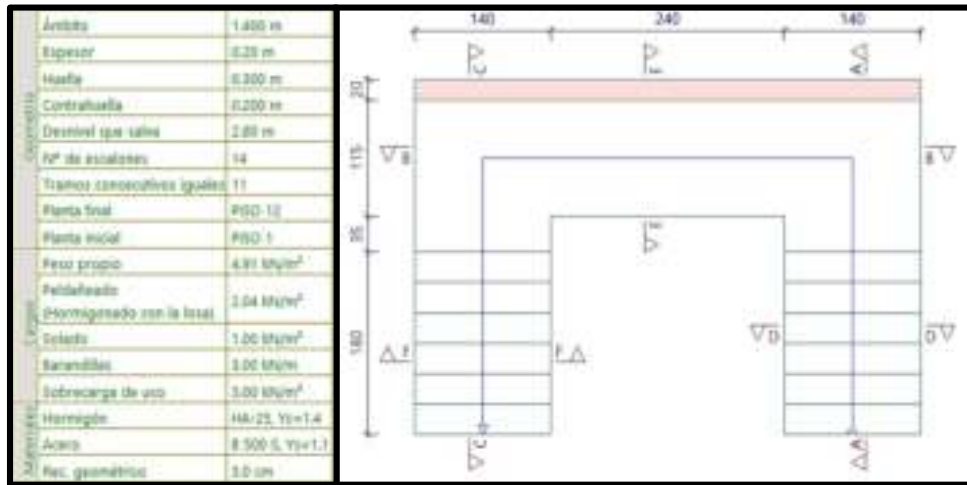


Figura 10.35. Datos de escalera para los pisos 1 a 12 s/ CBH – 87
Fuente: Datos de Escalera. Programa CYPECAD v2025.b

- N: Axil (kN)
- M: Flector (kN·m)
- V: Cortante (kN·m)

Sección	Esfuerzos	Posiciones						
		0.000 m	0.611 m	1.221 m	1.832 m	2.442 m	3.053 m	3.663 m
A-A	N	12.685	3.432	-3.289	-12.033	-12.561	-2.846	0.240
	M	-1.244	-17.016	-28.307	-34.119	-34.075	-17.318	-1.088
	V	30.583	21.717	13.606	8.770	-23.617	-24.919	-35.809
Sección	Esfuerzos	Posiciones						
		0.000 m	0.867 m	1.733 m	2.600 m	3.467 m	4.333 m	5.200 m
B-B	N	-0.014	8.567	1.503	0.413	-1.275	-10.680	0.346
	M	0.108	-2.854	-0.143	1.451	-0.209	-2.549	0.166
	V	1.676	-2.185	-10.633	-0.041	10.050	2.921	-1.865
Sección	Esfuerzos	Posiciones						
		0.000 m	0.611 m	1.221 m	1.832 m	2.442 m	3.053 m	3.663 m
C-C	N	-0.212	1.084	10.543	18.544	4.357	-3.553	-13.234
	M	-1.081	-16.997	-33.050	-35.956	-29.742	-17.913	-1.274
	V	-35.866	-24.330	-21.398	10.768	13.832	22.180	31.113

Figura 10.36. Esfuerzos que interactúan en la escalera de estudio s/ CBH – 87
Fuente: Datos de Escalera. Programa CYPECAD v2025.b

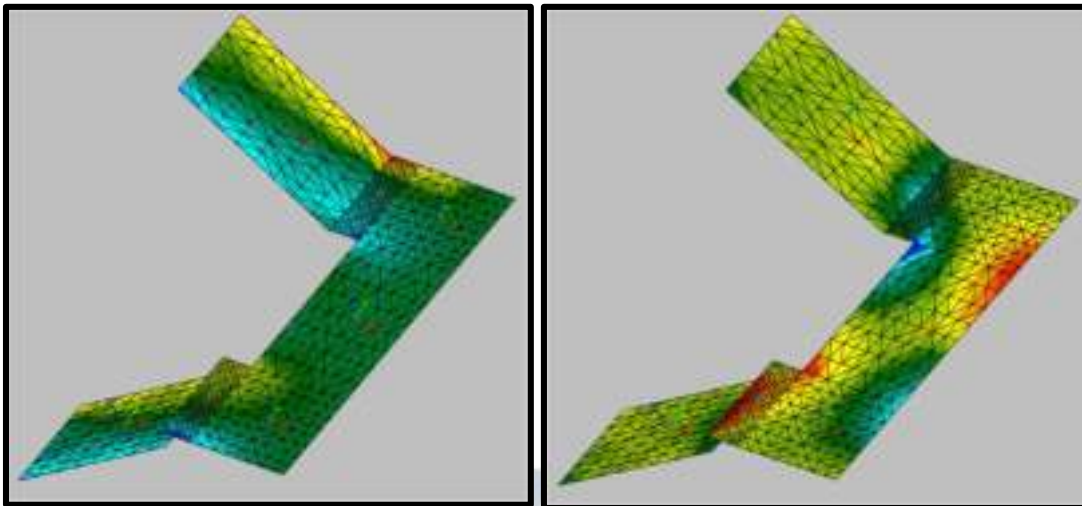


Figura 10.37. Isovalores de Axiales para el diseño de Escaleras (Izq.: Dir. "X", Der.: Dir. "Y") s/ CBH – 87
Fuente: Esfuerzos y desplazamientos de escaleras. Programa CYPECAD v2025.b

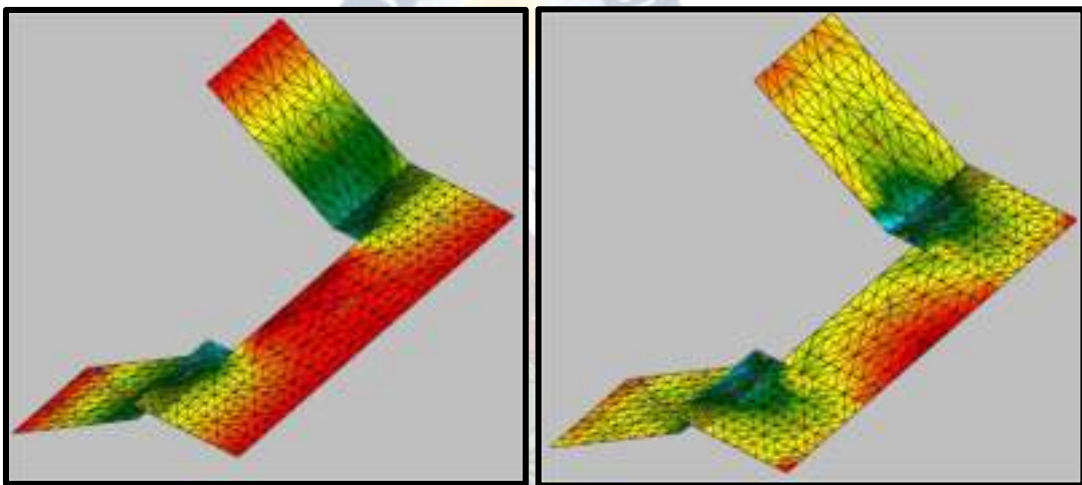


Figura 10.38. Isovalores de Momentos para el diseño de Escaleras (Izq.: Dir. "X", Der.: Dir. "Y") s/ CBH – 87
Fuente: Esfuerzos y desplazamientos de escaleras. Programa CYPECAD v2025.b

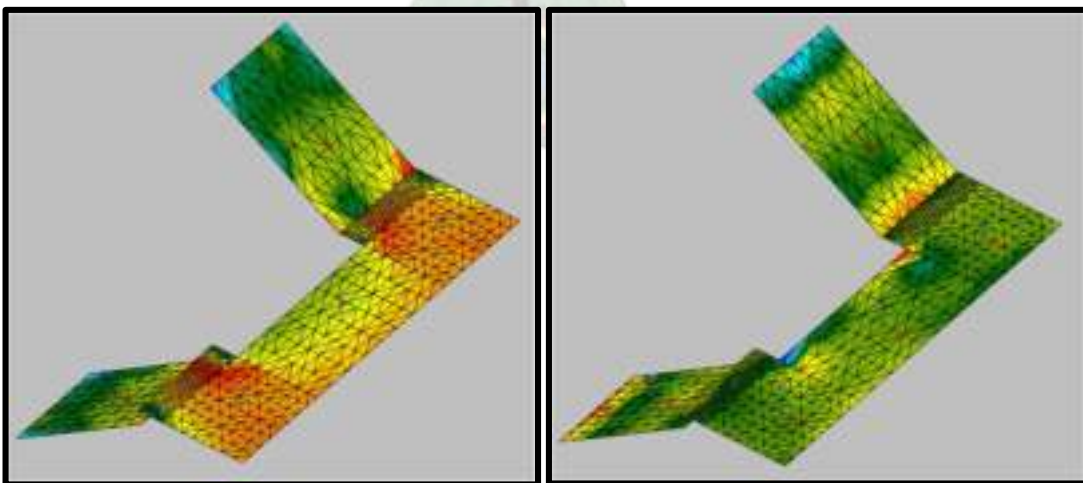
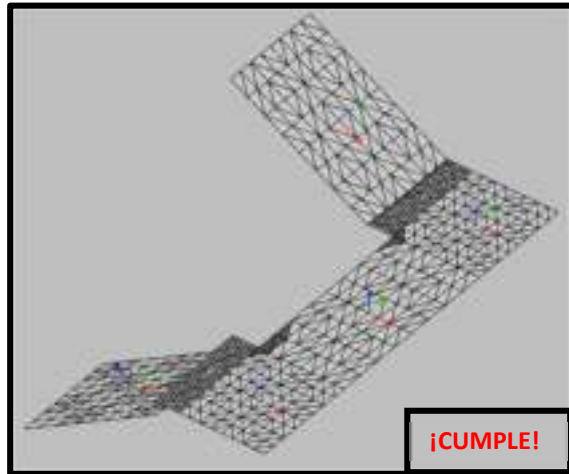


Figura 10.39. Isovalores de Cortante para el diseño de Escaleras (Izq.: Dir. "X", Der.: Dir. "Y") s/ CBH – 87
Fuente: Esfuerzos y Desplazamientos de escaleras. Programa CYPECAD v2025.b



Armadura			
Sección	Tipo	Superior	Inferior
A-A	Longitudinal	Ø8c/10	Ø10c/10
B-B	Longitudinal	Ø8c/10	Ø8c/10
C-C	Longitudinal	Ø8c/10	Ø10c/10
D-D	Transversal	Ø6c/20	Ø8c/20
E-E	Transversal	Ø6c/20	Ø8c/10
F-F	Transversal	Ø6c/20	Ø8c/20

Figura 10.40. Verificación del área necesaria por cortante y Resultados de la Armadura Obtenida para la escalera de estudio s/ CBH – 87
 Fuente: Esfuerzos y Desplazamientos de escaleras. Programa CYPECAD v2025.b

Para realizar el diseño de escaleras manual se considera el diseño de losas macizas y las ecuaciones dadas en el acápite 3.13.5, que también se muestran en el flujograma para el diseño de losas de la figura 10.28. Por lo que se obtiene los siguientes resultados para la escalera de estudio mostrados en la siguiente planilla EXCEL:

CÁLCULO DE ESCALERAS CBH - 87 (GUS)			
DATOS:			
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:			
$h =$	20 [cm]	$be =$	100 [cm] $d1 =$ 3 [cm]
MATERIALES:		COND. DE CONTROL: INTENSO	
$f_{ck} =$	25 [MPa] (Hormigón)	SITUACIÓN: SÍSMICA	
$f_{yk} =$	500 [MPa] (Acero)		
SOLICITACIONES:			
Descanso	$M_{sup} =$	0,17 [kN - m]	Tramo 2
	$N_{d_s} =$	0,35 [kN]	
	$M_{inf} =$	1,45 [kN - m]	
	$N_{d_i} =$	0,41 [kN]	
Tramo 1	$M_{sup} =$	1,24 [kN - m]	Tramo 2
	$N_{d_s} =$	12,69 [kN]	
	$M_{inf} =$	34,12 [kN - m]	
	$N_{d_i} =$	12,03 [kN]	
		Descanso :	$V_d =$ 10,05 [kN]
		Tramo 1 :	$V_d =$ 35,81 [kN]
		Tramo 2 :	$V_d =$ 10,77 [kN]

Figura 10.41. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Escaleras (Parte I) s/ CBH – 87
 Fuente: Elaboración Propia

ARMADURA LONGITUDINAL						
Descanso:						
Asup	4,00 [cm2]	->	8	c/	10	Area Real 5,03 [cm2]
Ainf	4,00 [cm2]	->	8	c/	10	Area Real 5,03 [cm2]
Tramo 1:						
Asup	4,00 [cm2]	->	8	c/	10	Area Real 5,03 [cm2]
Ainf	4,89 [cm2]	->	8	c/	10	Area Real 5,03 [cm2]
Tramo 2:						
Asup	4,00 [cm2]	->	8	c/	10	Area Real 5,03 [cm2]
Ainf	5,31 [cm2]	->	10	c/	10	Area Real 7,85 [cm2]
ARMADURA TRANSVERSAL						
Descanso:						
Asup	1,01 [cm2]	->	6	c/	20	Area Real 1,41 [cm2]
Ainf	1,01 [cm2]	->	8	c/	10	Area Real 5,03 [cm2]
Tramo 1:						
Asup	1,01 [cm2]	->	6	c/	20	Area Real 1,41 [cm2]
Ainf	1,01 [cm2]	->	8	c/	20	Area Real 2,51 [cm2]
Tramo 2:						
Asup	1,01 [cm2]	->	6	c/	20	Area Real 1,41 [cm2]
Ainf	1,57 [cm2]	->	8	c/	20	Area Real 2,51 [cm2]
VERIFICACIÓN A CORTE						
Descanso:		CUMPLE!		Tramo 1:		CUMPLE!
				Tramo 2:		CUMPLE!
Se comprueba en todos los casos que el hormigón absorbe todo el esfuerzo de corte; no requiriéndose estribos						

Figura 10.42. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Escaleras (Parte II) s/ CBH – 87

Fuente: Elaboración Propia

Cabe mencionar que se podrían usar diámetros de acero menores para cumplir con el área de acero necesaria para el diseño de escaleras, pero considerando disposiciones constructivas para el tipo de escalera utilizada en la edificación se adoptan los resultados mostrados en la *figura 10.42*. Estos valores coinciden con los resultados obtenidos con el programa CYPECAD.

10.1.6. Diseño de Losas de Cimentación

El programa CYPECAD permite revisar losas de cimentación y su interacción con el terreno y la edificación, permitiendo obtener los siguientes resultados:

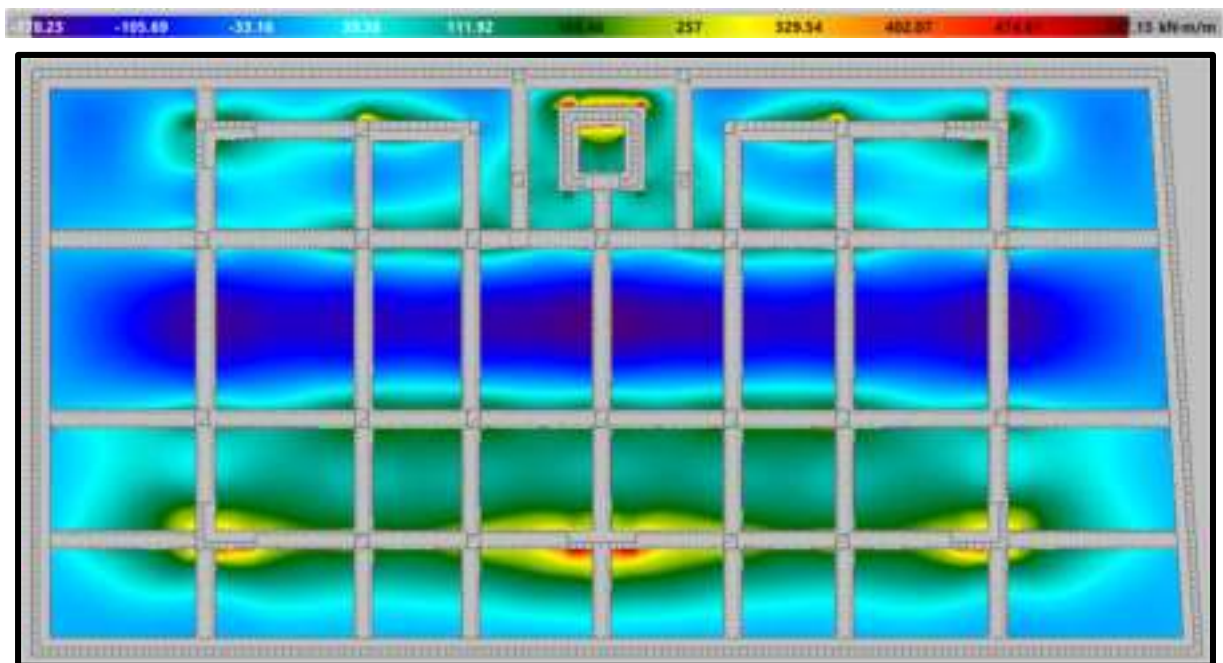


Figura 10.43. Isovalores en losas de cimentación de Momentos en dirección "X" s/ CBH – 87
Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b

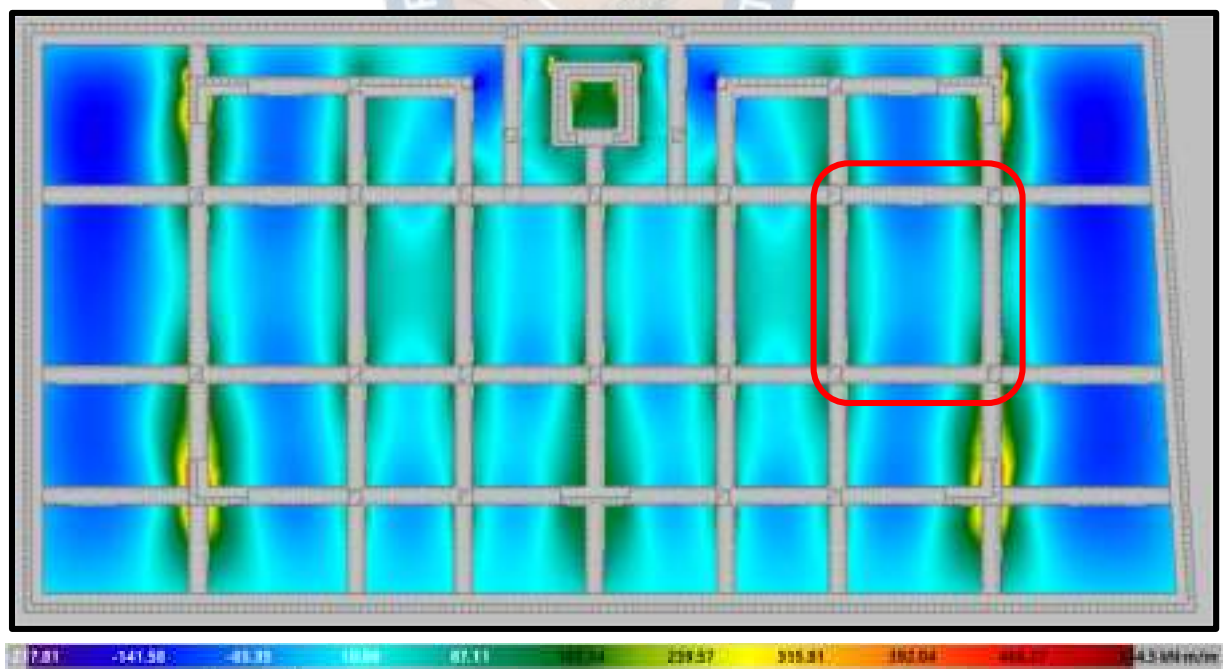


Figura 10.44. Isovalores en losas de cimentación de Momentos en dirección "Y" s/ CBH – 87
Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b

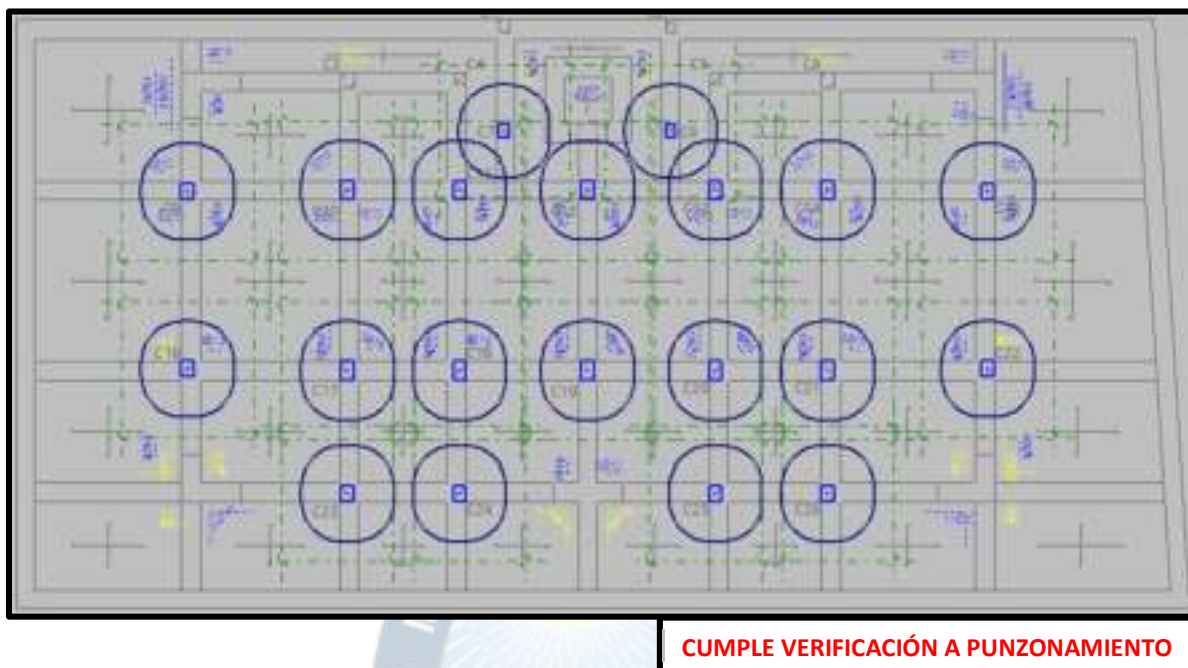


Figura 10.45. Verificación a Punzonamiento en la Losa de Cimentación s/ CBH – 87

Fuente: Punzonamiento. Programa CYPECAD v2025.b



Figura 10.46. Verificación de Tensiones Excesivas en la losa de Cimentación s/ CBH – 87

Fuente: Tensiones Excesivas en losas de Cimentación. Programa CYPECAD v2025.b



Figura 10.47. Verificación de Despegues en la losa de Cimentación s/ CBH – 87

Fuente: Despegues en Losas de Cimentación. Programa CYPECAD v2025.b

Viendo especialmente la losa remarcada en la figura 10.44, se tiene:

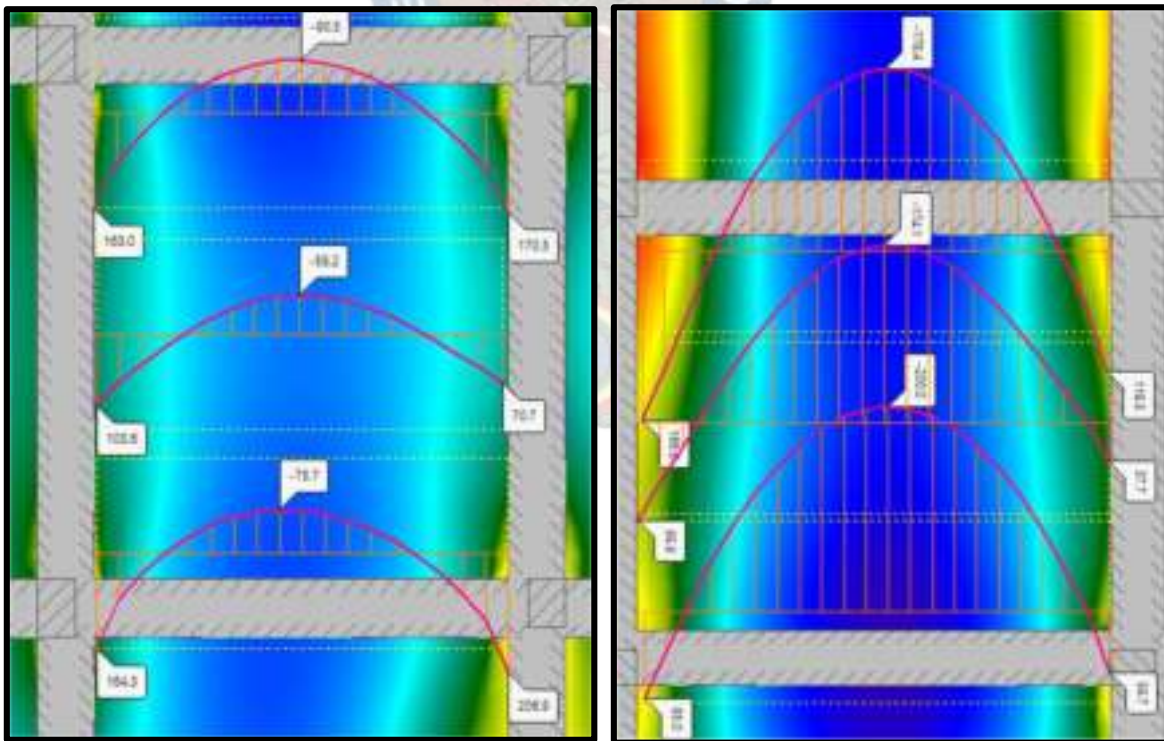


Figura 10.48. Momentos en la losa de Cimentación seleccionada (izq.: Dir. “X”, der: Dir. “Y”) s/ CBH – 87

Fuente: Despegues en Losas de Cimentación. Programa CYPECAD v2025.b

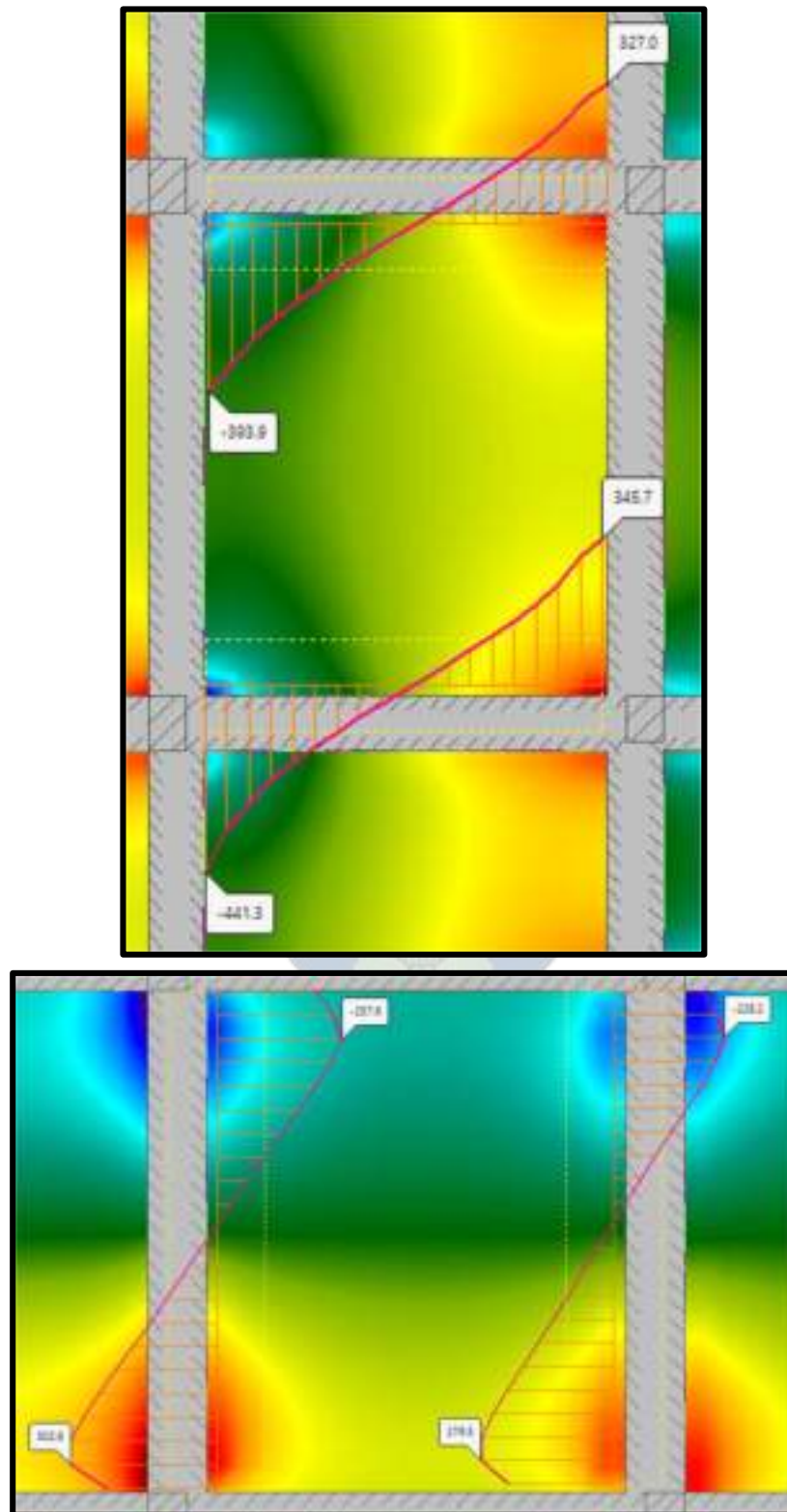


Figura 10.49. Cortantes en la losa de Cimentación seleccionada (Arriba.: Dir. "X", Abajo: Dir. "Y") s/ CBH – 87
Fuente: Despegues en Losas de Cimentación. Programa CYPECAD v2025.b

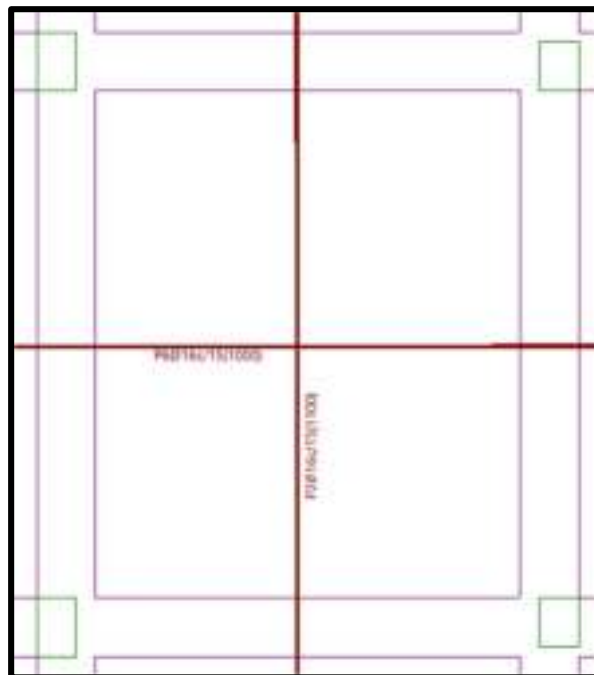


Figura 10.50. Esquema de armado longitudinal y transversal inferior de la losa de Cimentación s/ CBH – 87
Fuente: Composición de Planos. Programa CYPECAD v2025.b

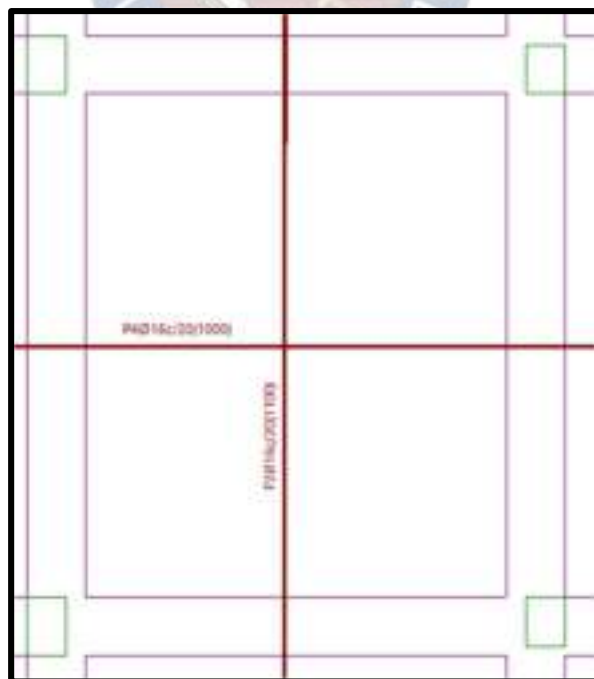


Figura 10.51. Esquema de armado longitudinal y transversal superior de la losa de Cimentación s/ CBH – 87
Fuente: Composición de Planos. Programa CYPECAD v2025.b

Para la verificación manual se toma de la losa de estudio los esfuerzos obtenidos por el programa y se hace uso de las recomendaciones dadas en el flujograma de la *figura 10.25, acápite 3.13.2.3, acápite 3.13.6:*

CÁLCULO DE LOSAS DE CIMENTACIÓN CBH - 87 (GUS)						
DATOS:						
DIMENSIONES DE LA LOSA:						
h =	70	[cm]	be =	100	[cm]	d1 = 5 [cm]
MATERIALES:						
fck =	25	[MPa]	(Hormigón)	Grado de Control: INTENSO		
fyk =	500	[MPa]	(Acero)	Grado de Control: SÍSMICA		
SOLICITACIONES:						
Dir "X"	Mds =	90,50	[kN - m]	Dir "Y"	Mds =	200,00 [kN - m]
	Mdi =	206,90	[kN - m]		Mdi =	166,00 [kN - m]
C1:	Vd1x =	393,90	[kN]	C3:	Vd3x =	441,30 [kN]
	Vd1y =	257,60	[kN]		Vd3y =	302,80 [kN]
C2:	Vd2x =	327,00	[kN]	C4:	Vd4x =	345,70 [kN]
	Vd2y =	228,20	[kN]		Vd4y =	276,50 [kN]
ARMADURA SUPERIOR						
Longitudinal:						
As =	12,60	[cm2]	->	16	c/	15
						Area Real 13,40 [cm2]
Transversal:						
As =	12,60	[cm2]	->	16	c/	15
						Area Real 13,40 [cm2]
ARMADURA INFERIOR						
Longitudinal:						
As =	7,10	[cm2]	->	12	c/	15
						Area Real 7,54 [cm2]
Trasversal:						
As =	6,30	[cm2]	->	12	c/	15
						Area Real 7,54 [cm2]
VERIFICACIÓN A CORTE						
Dir "X"	Apoyo 1:	ARM TANG.	3	●	10 c /	15 Ok!
	Apoyo 2:	ARM TANG.	1	●	10 c /	15 Ok!
	Apoyo 3:	ARM TANG.	2	●	10 c /	10 Ok!
	Apoyo 4:	ARM TANG.	2	●	10 c /	15 Ok!
Dir "Y"	Apoyo 1:	ARM TANG.	3	●	10 c /	15 Ok!
	Apoyo 2:	ARM TANG.	3	●	10 c /	15 Ok!
	Apoyo 3:	ARM TANG.	2	●	10 c /	15 Ok!
	Apoyo 4:	ARM TANG.	2	●	10 c /	15 Ok!

Figura 10.52. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Losas de Cimentación s/ CBH – 87
Fuente: Elaboración Propia

Como el programa CYPECAD considera la denominada “Armadura Base”, esto hace que los resultados obtenidos sean un poco mayores en cuanto a los obtenidos manualmente en la losa de estudio. Ya que la “Armadura Base” considerada, toma en cuenta una disposición constructiva en base a la cuantía promedio necesaria en diferentes partes de toda el área de la losa de cimentación.

Si se diseña todas las losas manualmente y se asigna una disposición constructiva analizando las losas en conjunto, con seguridad se obtiene los mismos resultados dados por el programa.

Para el punzonamiento se toma como ejemplo la siguiente columna interior y lo explicado en los *acápites* 3.13.2.6 y 3.13.6:

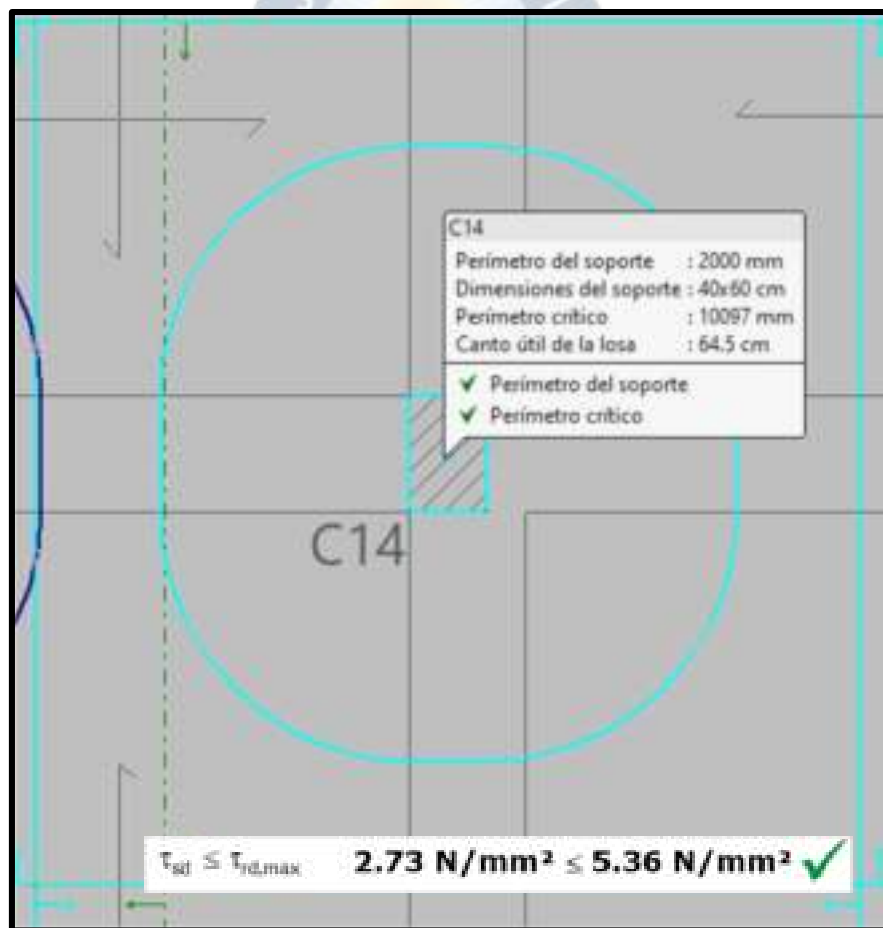


Figura 10.53. Verificación a Punzonamiento donde la columna C14 s/ CBH – 87

Fuente: Punzonamiento. Programa CYPECAD v2025.b

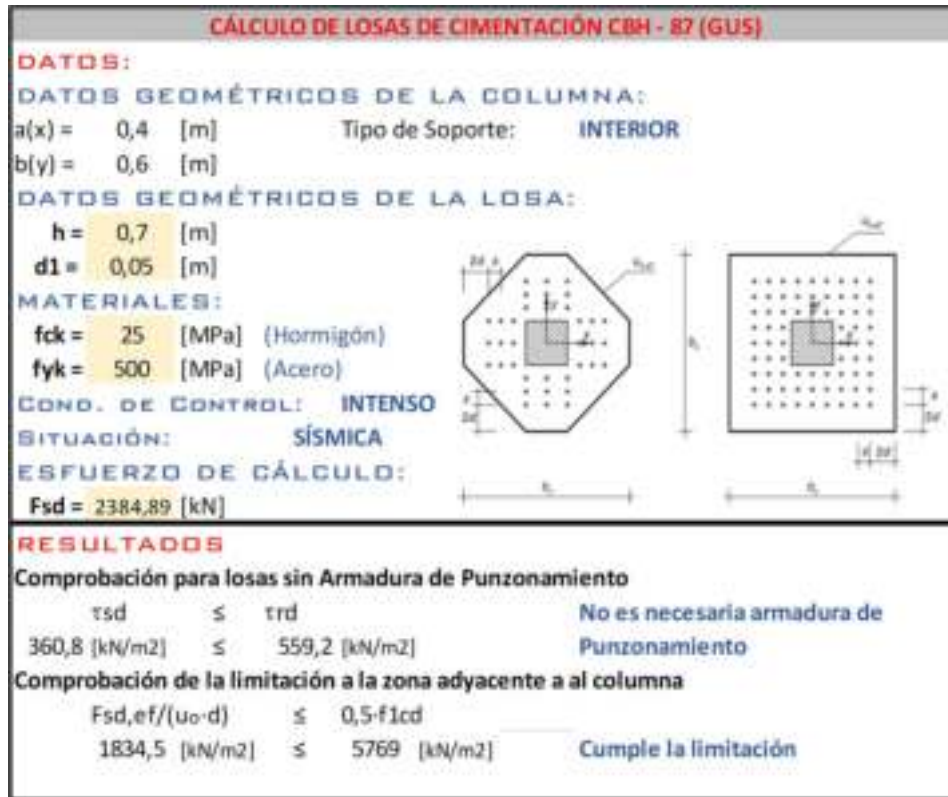


Figura 10.54. Área de armadura necesaria y efectiva en la viga de estudio s/ CBH – 87
 Fuente: Editor de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

Con el programa CYPECAD o de manera manual, se comprueba que no es necesario la armadura de punzonamiento para el sector de la columna analizada.

10.2. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES SEGÚN NB – 1225001

10.2.1. Diseño de Vigas

Para el Pórtico P – 4 de la figura 9.39, se tiene:

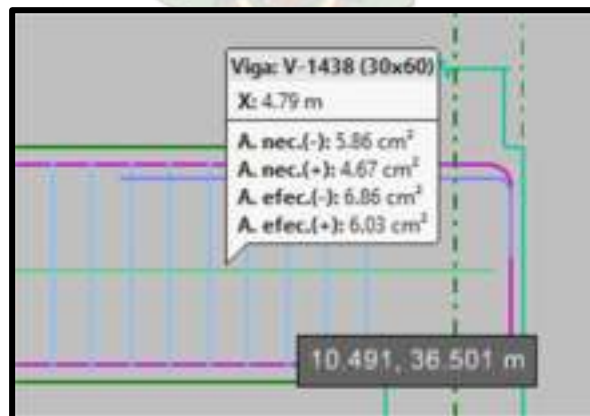
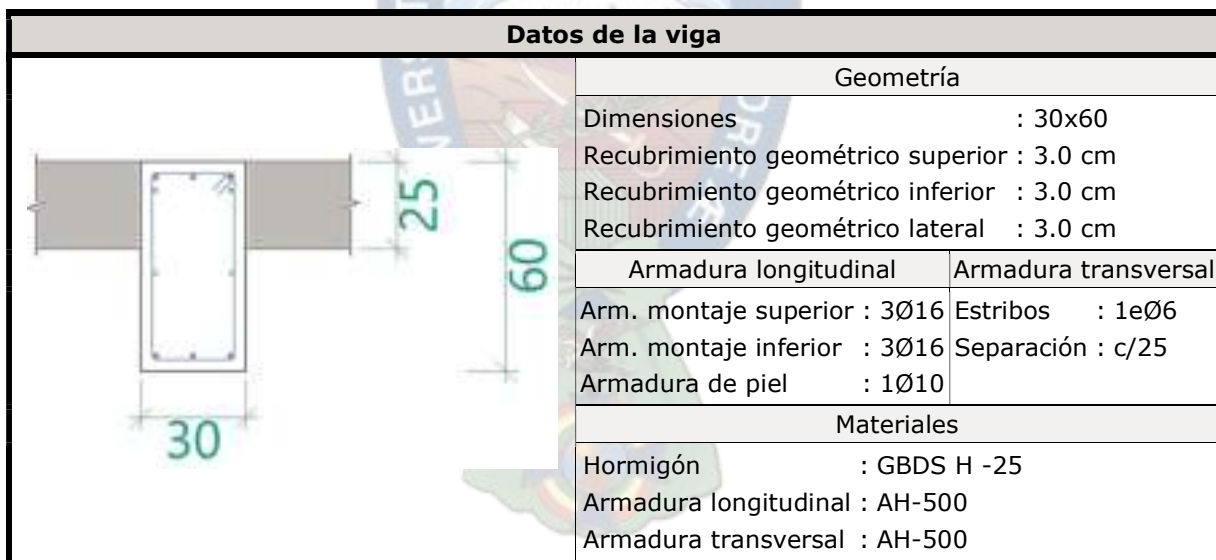


Figura 10.55. Área de armadura necesaria y efectiva en la viga de estudio s/ NB – 1225001
 Fuente: Editor de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b



*Figura 10.56. Resultados obtenidos para la viga de estudio por el programa CYPECAD s/ NB – 1225001
Fuente: Editor de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b*



*Figura 10.57. Resultados obtenidos en la parte central de la viga de estudio por el programa CYPECAD s/ NB – 1225001
Fuente: Editor de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b*

Para el diseño manual se tiene los siguientes flujogramas según a lo indicado en el *acápite*

3.13.2 y la siguiente planilla EXCEL:

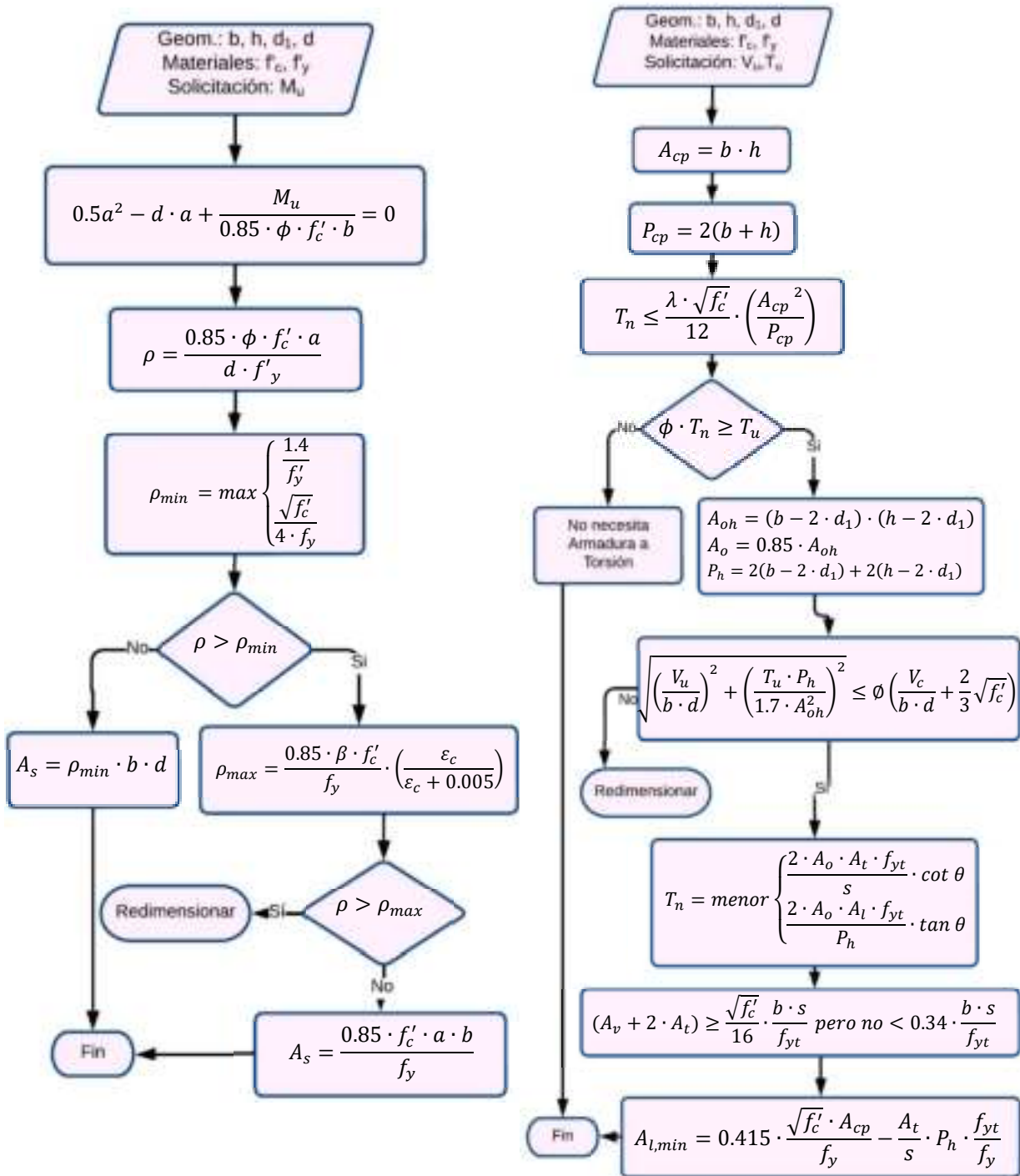


Figura 10.58. Flujoograma de Diseño de Vigas a Flexión (izq.) y Torsión (Der.) s/ NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

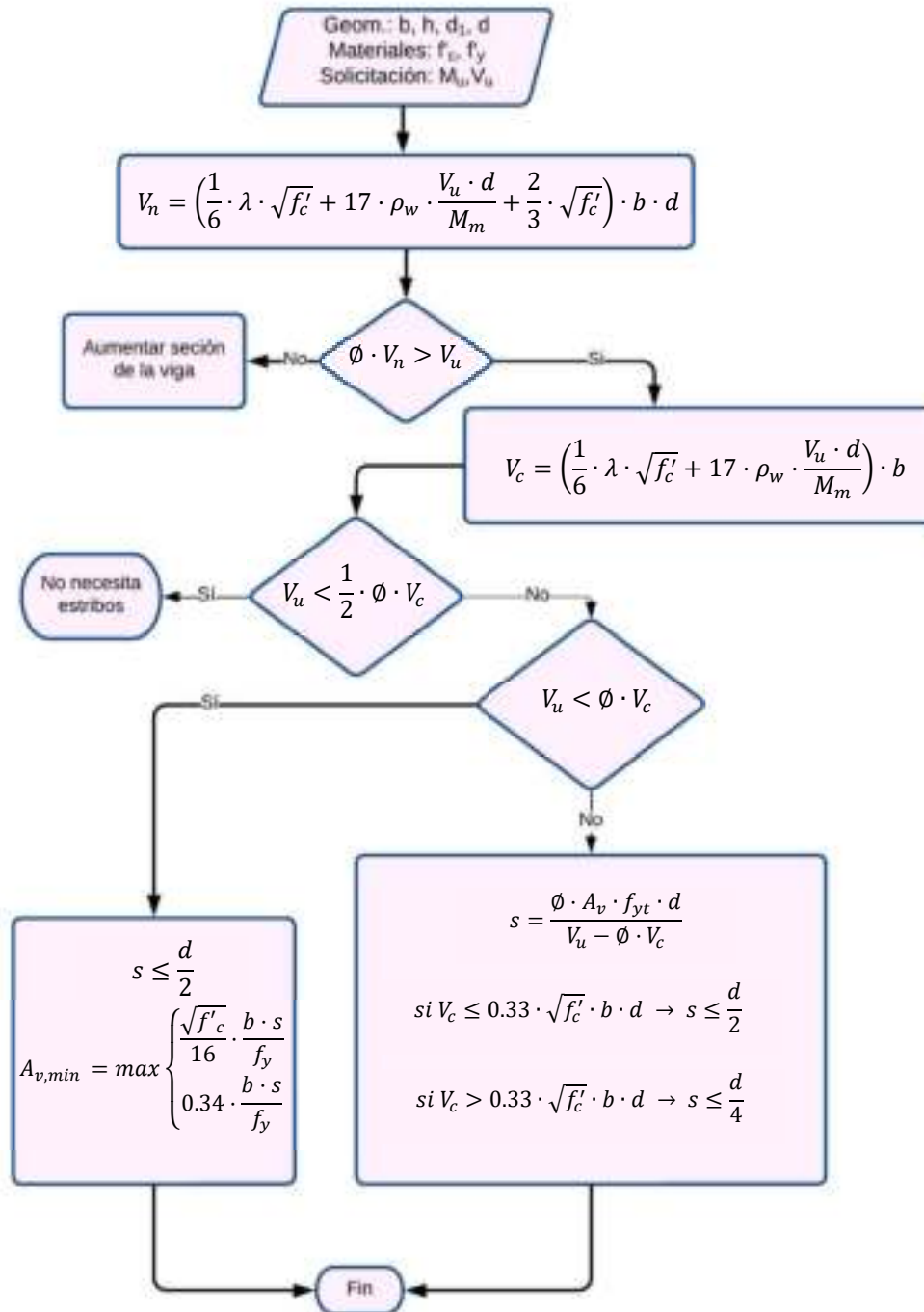


Figura 10.59. Flujograma de Diseño de Vigas a Corte s/ NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia



Figura 10.60. Resultados de cálculo EXCEL a flexión (lado izq. de la viga de estudio) s/ NB – 1225001
Fuente: Elaboración Propia



Figura 10.61. Resultados de la planilla de cálculo EXCEL a flexión (centro de la viga de estudio) s/ NB – 1225001
Fuente: Elaboración Propia

PROGRAMA DE CÁLCULO DE VIGAS A FLEXIÓN NB (GUS)	
DATOS:	
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:	
$h = 0,6$ [m]	
$b = 0,3$ [m]	
$r1 = 0,03$ [m]	
$r2 = 0,03$ [m]	
$d = 0,57$ [m]	
MATERIALES:	
$f'c = 25$ [MPa] (Hormigón)	Posición: CENTRAL
$f_y = 500$ [MPa] (Acero)	SITUACIÓN: SÍSMICA
SOLICITACIONES:	CAT. DIS. SÍSM.: "C"
$Md = 61,13$ [kN·m]	
ARMADURA LONGITUDINAL	
$As1 = 4,79$ [cm ²] -> 3 ϕ 16	Tracción: Area Real 6,03 [cm ²]
$As2 = 1,60$ [cm ²] -> 2 ϕ 10	Compresión: Area Real 1,57 [cm ²]

Figura 10.62. Planilla de cálculo EXCEL a flexión (lado der. de la viga de estudio) s/ NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

PROGRAMA DE CÁLCULO DE VIGAS A CORTE Y TORSIÓN NB (GUS)	
DATOS:	
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:	
$h = 0,6$ [m]	
$b = 0,3$ [m]	
$r1 = 0,03$ [m]	
$r2 = 0,03$ [m]	
$d = 0,57$ [m]	
MATERIALES:	
$f'c = 25$ [MPa] (Hormigón)	SITUACIÓN: SÍSMICA
$f_y = 500$ [MPa] (Acero)	CAT. DIS. SÍSM.: "C"
SOLICITACIONES:	
$Vd = 109,07$ [kN]	
$Td = 0,13$ [kN·m]	
ARMADURA TRANSVERSAL	
$\phi_t = 6$ [mm] -> e ϕ 6 c/ 10	(ext. Izq.)
$\phi_t = 6$ [mm] -> e ϕ 6 c/ 25	(centro)
$\phi_t = 6$ [mm] -> e ϕ 6 c/ 10	(ext. Der.)
VERIFICACIÓN A TORSIÓN	
$Td \leq Tu1$	0,13 \leq 5,63 CUMPLE!
VERIFICACIÓN DE FISURACIÓN	
$w_b < w$	0,36 < 0,40 CUMPLE!
$w_s < w$	0,29 < 0,40 CUMPLE!

Figura 10.63. Planilla de cálculo EXCEL de diseño de vigas a corte, torsión y fisuración s/ NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

Se obtienen resultados similares entre los cálculos manuales y el realizado con el programa CYPECAD siguiendo las recomendaciones que otorga la normativa NB – 1225001 para diseño de vigas.

10.2.2. Diseño de Columnas

Sea la columna C19 del piso 7 mostrado en la *figura 10.11*, los resultados obtenidos por el programa CYPECAD son:

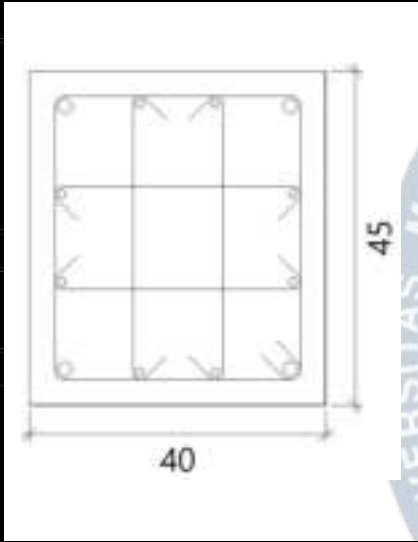
Datos de la columna C19 en el piso 7	
	Geometría
	Dimensiones : 40x45 cm
	Tramo : 17.000/19.800 m
	Altura libre : 2.20 m
	Recubrimiento geométrico : 3.0 cm
Tamaño máximo de árido : 15 mm	
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : GBDS H -25	Plano ZX : 1.10 m
Acero : AH-500	Plano ZY : 1.10 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø20	Estribos : 1eØ8+X2rØ8+Y2rØ8
Cara X : 4Ø12	Separación : 8 - 12 cm
Cara Y : 4Ø12	
Cuantía : 1.20 %	

Figura 10.64. Resultados obtenidos en el piso 7 de la columna de estudio por el programa CYPECAD s/ CBH – 87 Fuente: Editor de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

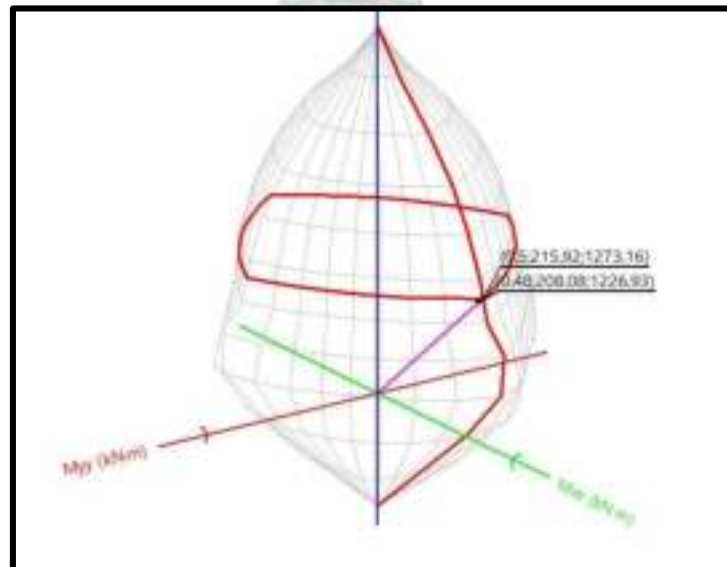


Figura 10.65. Diagrama de Interacción tridimensional obtenido con el programa para C19 -P7 s/ NB – 1225001 Fuente: Editor de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

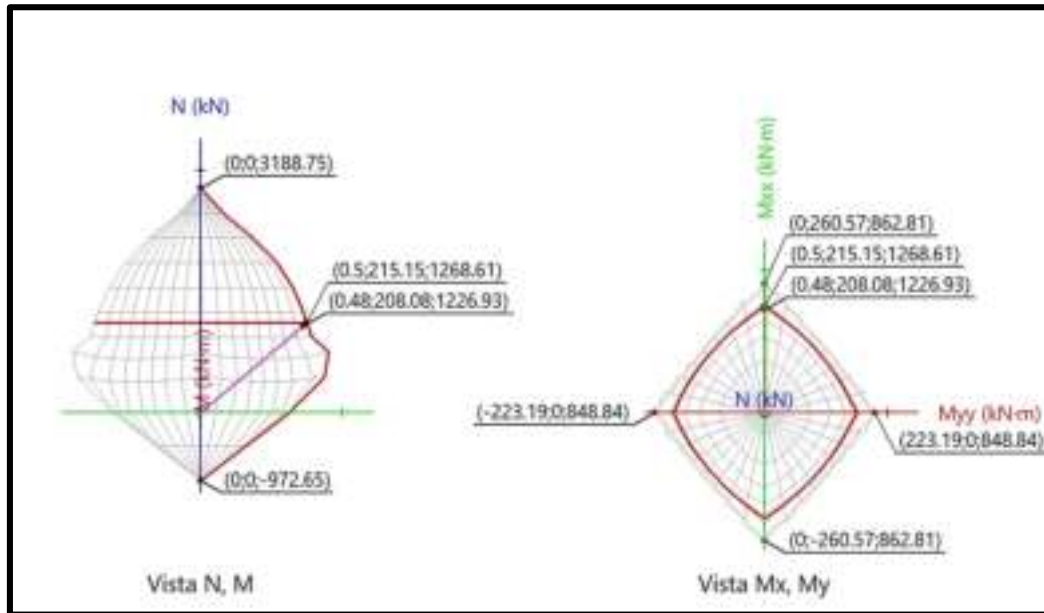


Figura 10.66. Interacción tridimensional obtenido con el programa para C19 -P7(vistas) s/ NB – 1225001

Fuente: Editor de Columnas. Programa CYPECAD v2025.b

Para el cálculo manual, antes se realiza la verificación a pandeo:

VERIFICACIÓN DE PANDEO			
COLUMNA ANALIZADA		TIPO DE ESTRUCTURA: INTRASLACIONAL	
Ancho	0,4 [m]	LONGITUD DE PANDEO:	
Canto	0,45 [m]	K = 0,744	
Longitud	2,8 [m]	K-Lu = 2,08 [m]	
Módulo eia	27264 [MPa]	r = 0,13 [m]	
Inercia	0,0030375 [m ⁴]	K-Lu/r = 16,03	
COLUMNA 1		COLUMNA 3	
Ancho	0,4 [m]	Ancho	0,4 [m]
Canto	0,4 [m]	Canto	0,45 [m]
Longitud	2,8 [m]	Longitud	2,8 [m]
Módulo eia	27264 [MPa]	Módulo eia	27264 [MPa]
Inercia	0,0021333 [m ⁴]	Inercia	0,0030375 [m ⁴]
VIGA 1		VIGA 2	
Ancho	0,3 [m]	Ancho	0,3 [m]
Canto	0,6 [m]	Canto	0,6 [m]
Longitud	4,1 [m]	Longitud	4,1 [m]
Módulo eia	27264 [MPa]	Módulo eia	27264 [MPa]
Inercia	0,0054 [m ⁴]	Inercia	0,0054 [m ⁴]
VIGA 3		VIGA 4	
Ancho	0,3 [m]	Ancho	0,3 [m]
Canto	0,6 [m]	Canto	0,6 [m]
Longitud	4,1 [m]	Longitud	4,1 [m]
Módulo eia	27264 [MPa]	Módulo eia	27264 [MPa]
Inercia	0,0054 [m ⁴]	Inercia	0,0054 [m ⁴]
NO FALLA A PANDEO!			
NUDO A			
Pilares:		50,3491429	
Vigas:		71,8173659	
λ_{rel} =		0,70107198	
NUDO B			
Pilares:		59,1531429	
Vigas:		71,8173659	
λ_{rel} =		0,82366071	

Figura 10.67. Cálculo y verificación a Pandeo para la columna C19 en el piso 7 (Dir. X) s/ NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

También se obtiene el siguiente diagrama de interacción:

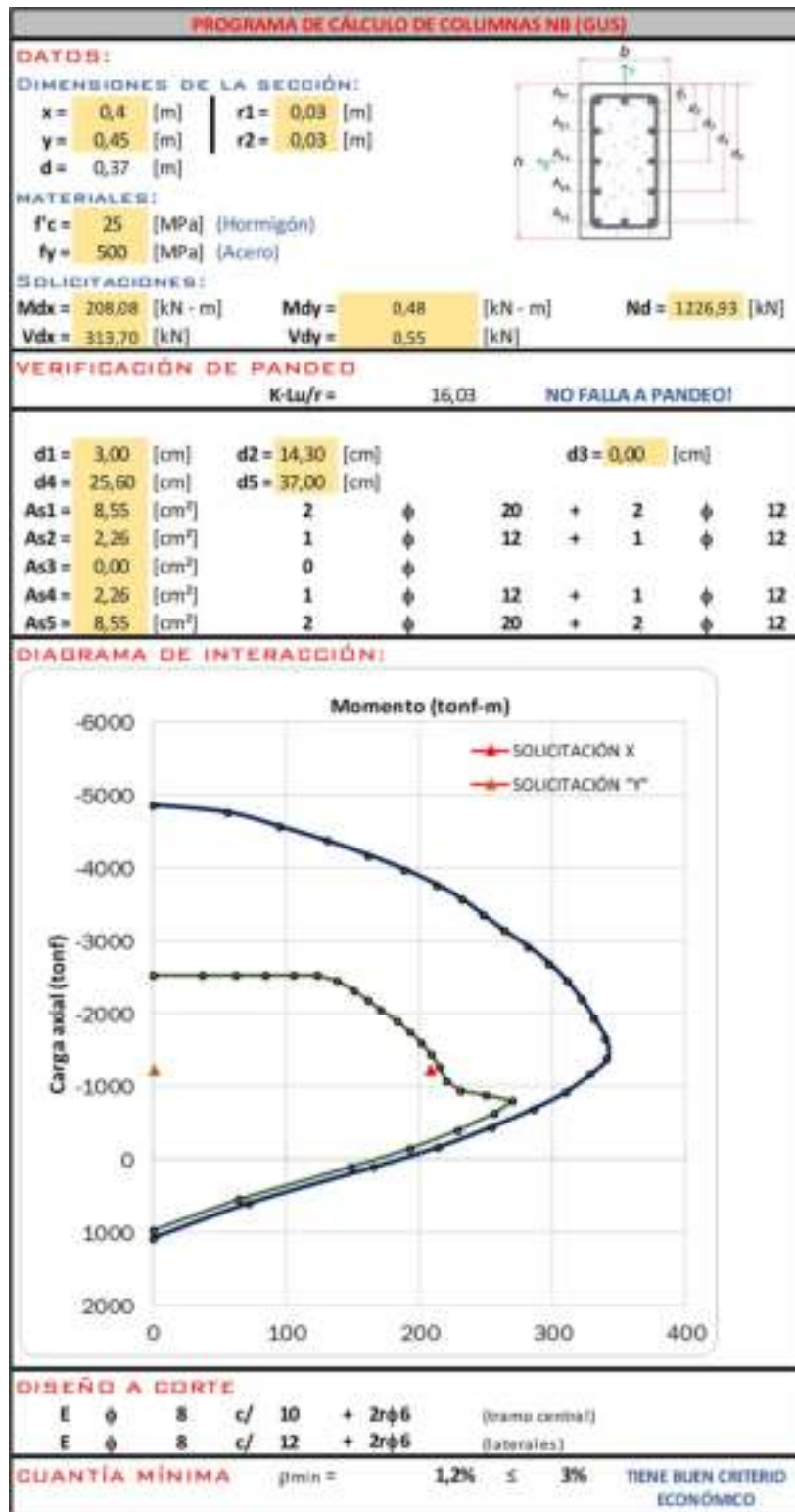


Figura 10.68. Planilla de cálculo EXCEL para columnas s/ NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

Luego de realizar los respectivos cálculos de diseño se muestra que los valores más críticos de sollicitación se encuentran dentro del límite establecido del diagrama de interacción, por lo que se cumple con los requisitos de diseño.

10.2.3. Diseño de Losas

Anteriormente se mencionó como muestra el programa los resultados en losas, por lo que se toma directamente como ejemplo la losa del piso 7 remarcado en la *figura 10.24*. El programa muestra la siguiente distribución de armaduras:

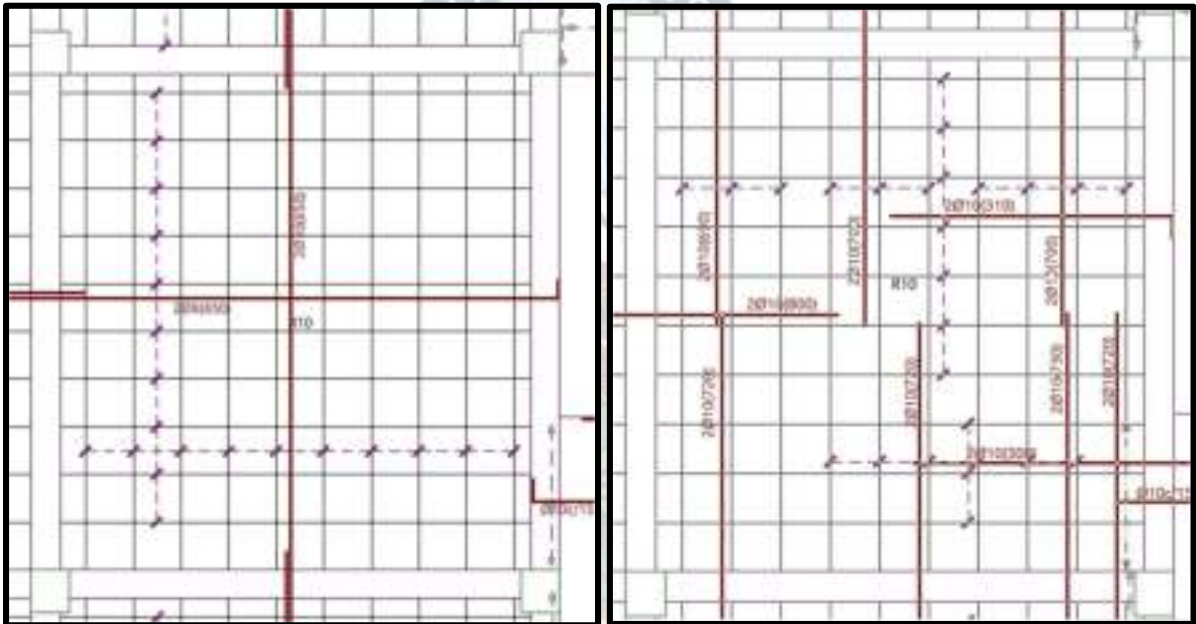


Figura 10.69. Armado longitudinal y transversal inferior (Lado Izq.) y superior (Lado Der.) de la losa de estudio s/ NB – 1225001

Fuente: Composición de Planos. Programa CYPECAD v2025.b

Para el diseño manual se toma de la losa de estudio los esfuerzos obtenidos en el programa CYPECAD, el procedimiento para el diseño de losas es prácticamente similar al de diseño de vigas, con la excepción de que en las losas no se suele colocar acero de refuerzo a compresión y en vez de escoger el número de aceros es conveniente escoger el espaciamiento en las barras del mismo diámetro.

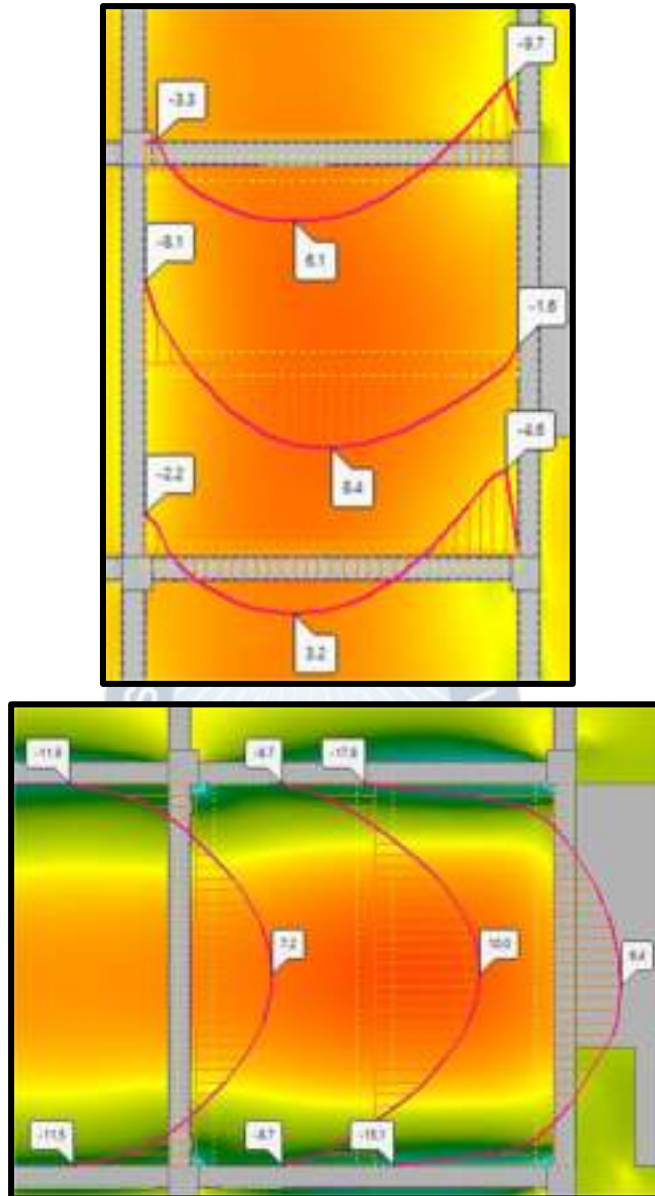


Figura 10.70. Momentos en losa seleccionada del piso 7 (Arriba.: Dir. "X", Abajo: Dir. "Y") s/ CBH – 87
Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b

El cálculo manual sigue prácticamente el mismo procedimiento que para el diseño de vigas, solamente que en losas no se coloca refuerzo de acero a compresión, el requerimiento mínimo de aceros en losas es menor que en vigas y es conveniente escoger un espaciamiento "e" entre armaduras del mismo diámetro. Por lo que con ayuda de los flujogramas de las [figuras 10.58](#), [figura 10.59](#) y disposiciones del [acápite 3.14.2](#) se obtiene los siguientes resultados:

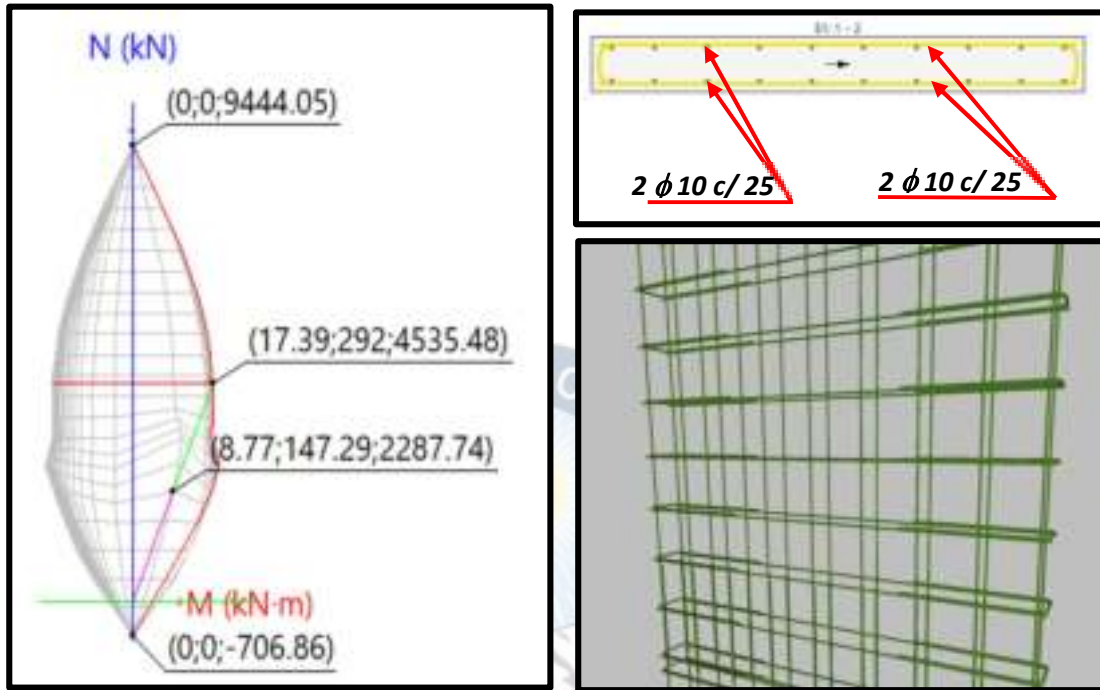
PROGRAMA DE CÁLCULO DE LOSAS ALIGERADA NB (GUS)					
DATOS:					
DIMENSIONES DE LA SECCIÓN:					
hf = 5 [cm]	hw = 20 [cm]	bw = 10 [cm]			
a = 40 [cm]	h = 25 [m]	d1 = 3 [cm]			
d = 22 [cm]					
be = 50 [cm]					
MATERIALES:					
f'c = 25 [MPa] (Hormigón)					
fy = 500 [MPa] (Acero)					
SOLICITACIONES:					
tramo Mdx = 8,40 [kN - m/m]	Extremos Dir "X"		Md1 = 8,10 [kN - m/m]		
central Mdy = 10,00 [kN - m/m]			Md2 = 9,70 [kN - m/m]		
	Extremo Dir "Y"		Md1 = 15,10 [kN - m/m]		
			Md2 = 17,80 [kN - m/m]		
ARMADURA INFERIOR					
Asl = 0,89 [cm2]	->	2	φ	8	Area Real 1,01 [cm2]
Ast = 1,07 [cm2]	->	2	φ	8	Area Real 1,01 [cm2]
ARMADURA SUPERIOR					
Asl = 1,04 [cm2]	->	2	φ	10	Area Real 1,57 [cm2]
Ast = 2,02 [cm2]	->	2	φ	10	Area Real 1,57 [cm2]
ARMADURA DE REPARTO EN LA CARPETA DE COMPR.					
φ 6 c/ 25					
VERIFICACIÓN A PUNZONAMIENTO					
NO ES NECESARIO EL USO DE ÁBACOS					

Figura 10.71. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de losas s/ NB – 1225001
Fuente: Elaboración Propia

Se confirma que la armadura longitudinal y transversal obtenidas por el programa CYPECAD son similares a las obtenidas por el cálculo manual. Y como se mencionó anteriormente como única diferencia el programa no asigna la armadura de reparto en la carpeta de compresión.

10.2.4. Diseño de Muros

Se hace uso del programa STRUBIM SHEAR WALLS, tomando como ejemplo el muro de corte MC – 5, específicamente la parte ubicada entre el piso seis y siete:



MC – 5 (PISO 7)							
S1: 1 - 2							
Sección	Segmento	Espesor (cm)	Armadura no confinada	Elementos de borde		Armadura confinada	
				Nudo	Longitud (cm)	Armadura vertical	Estribos
PISO 7	S1	25	V: 2xØ10@25cm	1	--	--	--
			H: 2xØ10@25cm	2	--	--	--

Figura 10.72. Resultados obtenidos para el muro de corte MC – 5 s/ NB – 1225001
 Fuente: Edición y Revisión de muros de corte. Programa STRUBIM SHEAR WALLS v2025.b

Para el cálculo manual se sigue el siguiente flujograma y la siguiente planilla EXCEL:

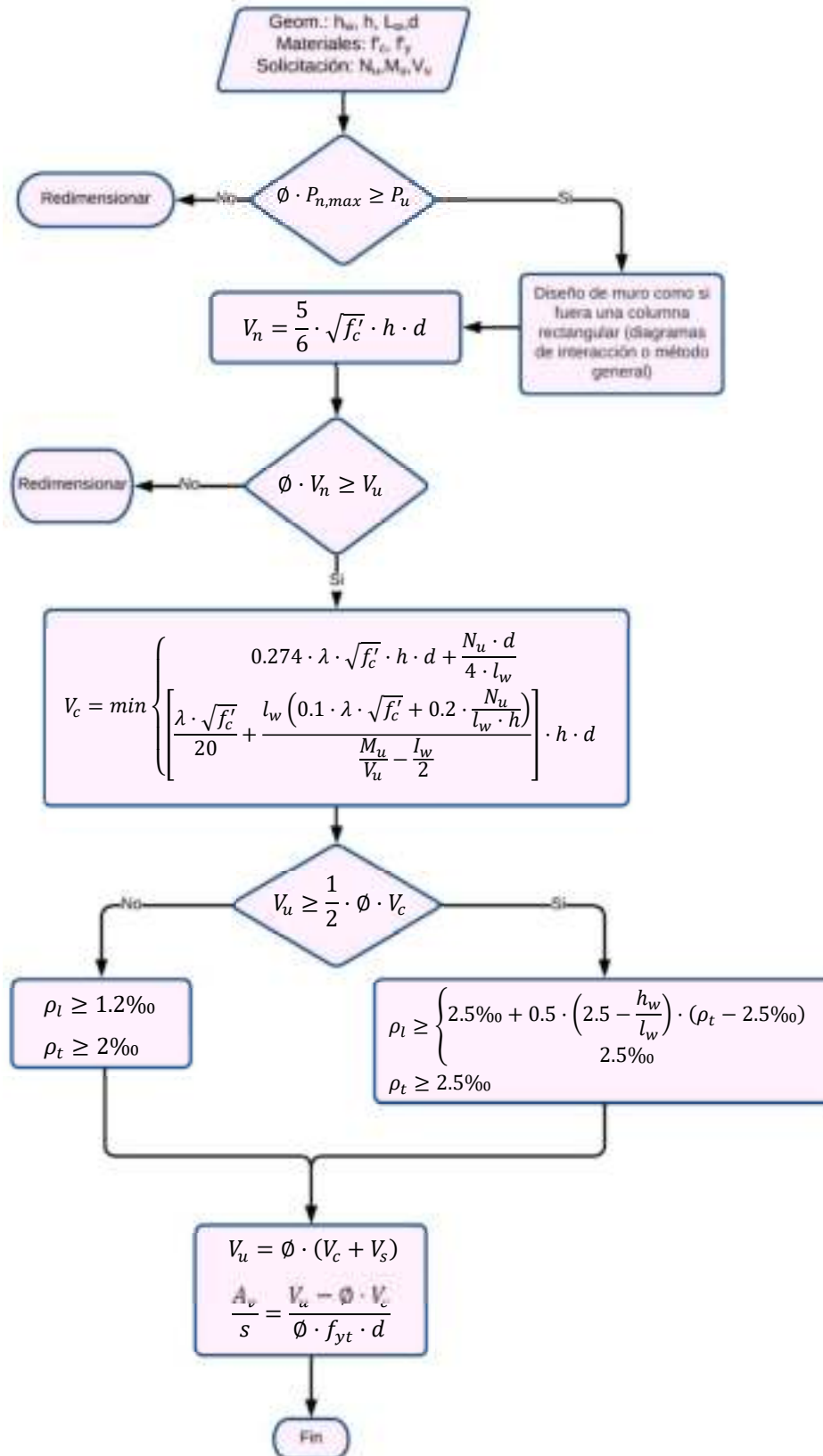


Figura 10.73. Flujograma para el diseño de Muros de Corte s/ NB – 1225001

Fuente: Elaboración Propia

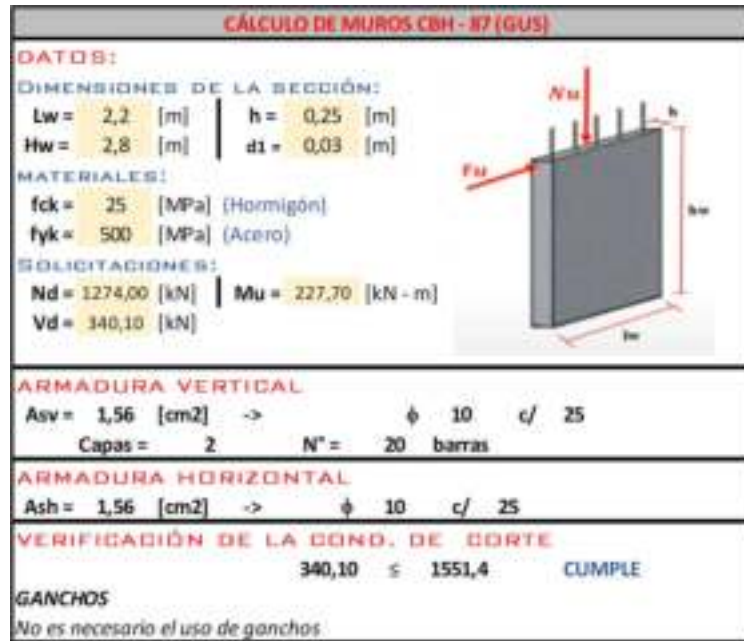


Figura 10.74. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Muros s/ NB – 1225001
 Fuente: Elaboración Propia

Por medio del cálculo manual se obtuvo los mismos resultados que el programa STRUBIM SEAR WALLS, confirmando nuevamente que el programa STRUBIM SHEAR WALLS es eficiente.

10.2.5. Diseño de Losas de Cimentación

Del programa CYPECAD se obtiene:

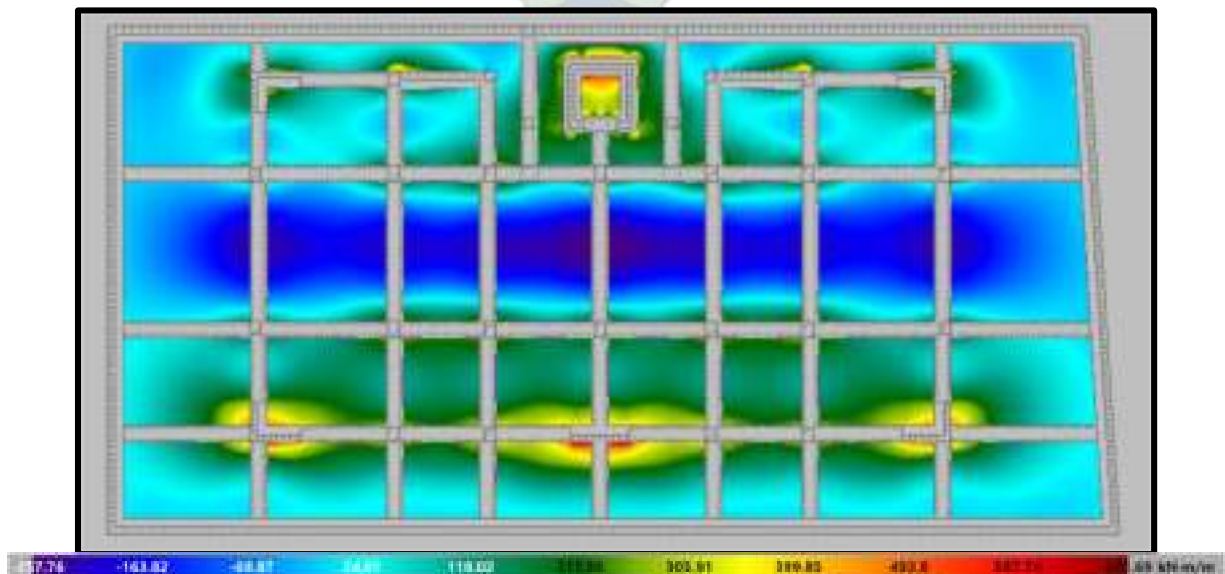
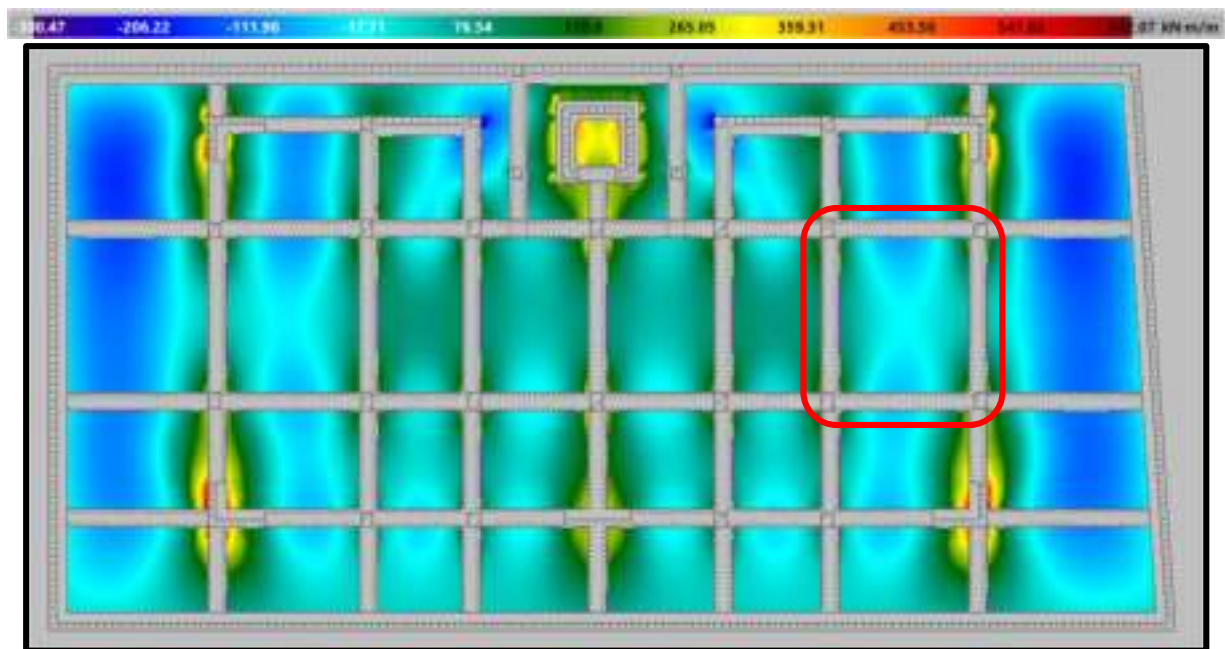
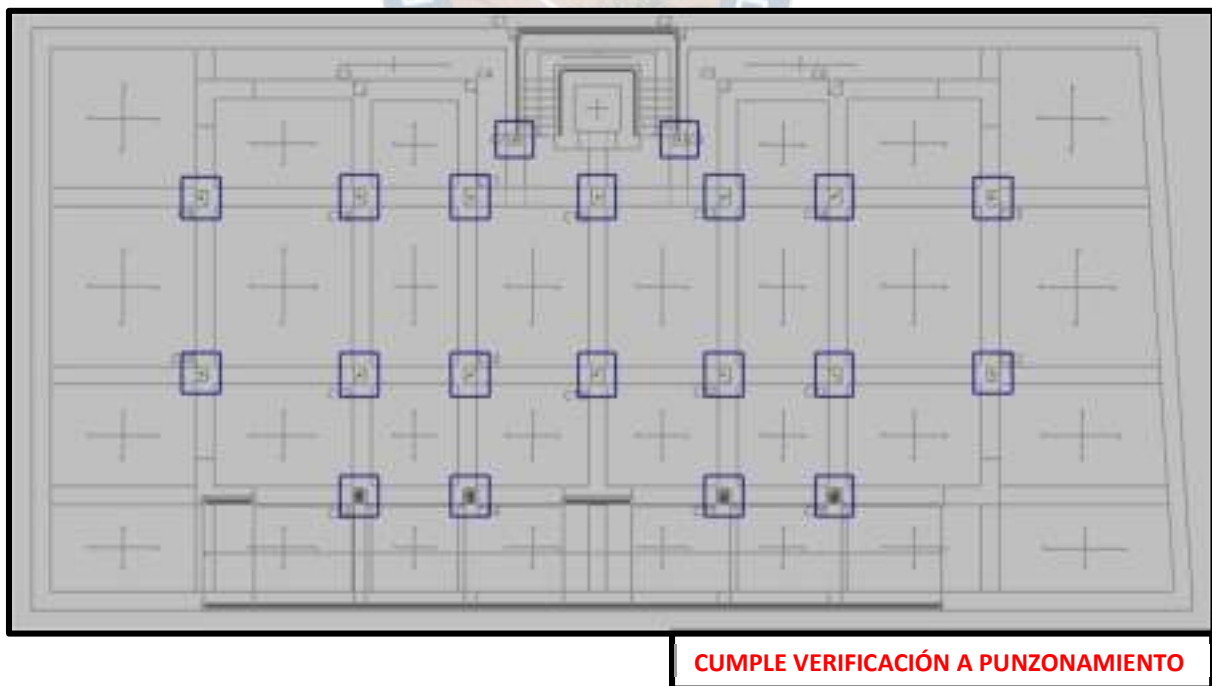


Figura 10.75. Isovalores en losas de cimentación de Momentos en dirección "X" s/ NB – 1225001
 Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b



*Figura 10.76. Isovalores en losas de cimentación de Momentos en dirección “Y” s/ NB - 1225001
Fuente: Pestaña de Isovalores del programa. Programa CYPECAD v2025.b*



*Figura 10.77. Verificación a Punzonamiento en la Losa de Cimentación s/ NB – 1225001
Fuente: Punzonamiento. Programa CYPECAD v2025.b*

Según el análisis de la interacción suelo – estructura realizada por el programa CYPECAD en la losa de cimentación dada para la normativa NB – 1225001 no se superó la tensión admisible en ningún punto de dicha losa tampoco se produjo ningún despegue.

En cuanto a la verificación de resultados se analiza la losa marcada en la *figura 10.76*, donde los esfuerzos son los siguientes:

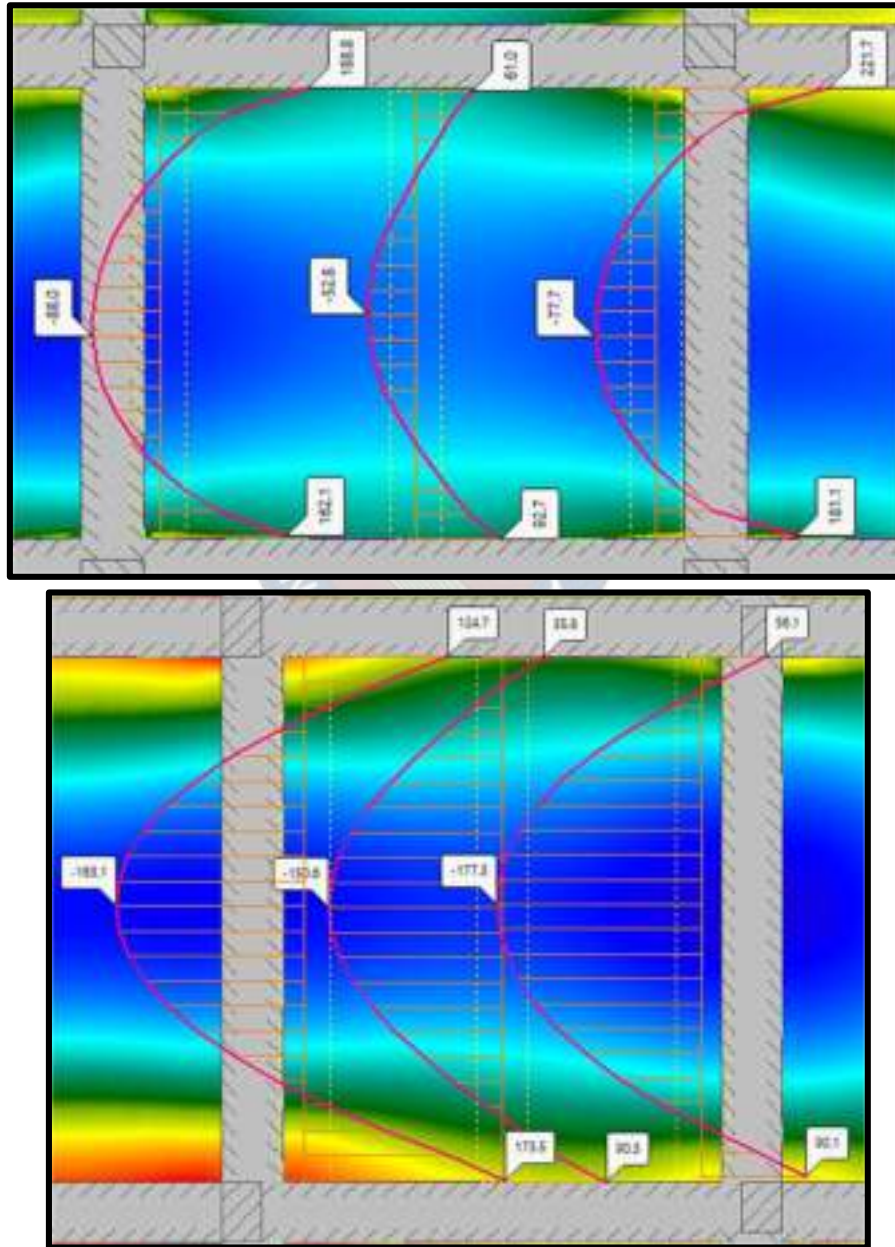


Figura 10.78. Momentos en la losa de Cimentación seleccionada (Arrib.: Dir. "X", abaj: Dir. "Y") s/ NB – 1225001
Fuente: Despegues en Losas de Cimentación. Programa CYPECAD v2025.b

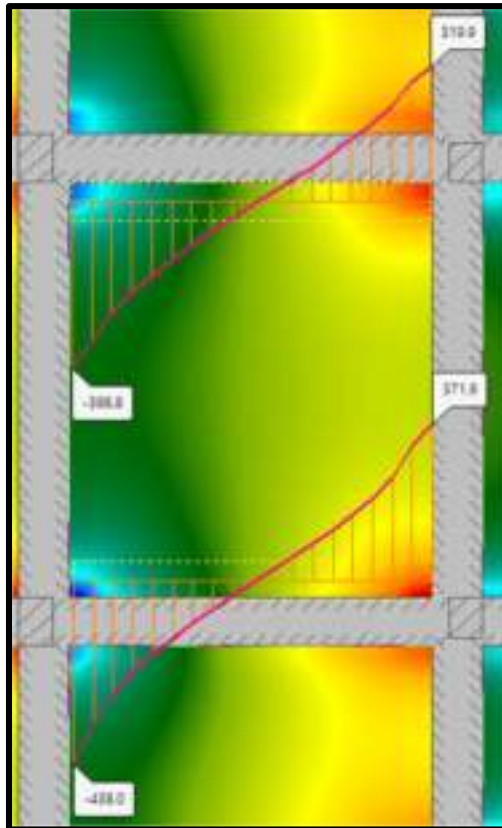


Figura 10.79. Cortantes en la losa de Cimentación seleccionada (Dir. "X") s/ NB – 1225001
 Fuente: Despegues en Losas de Cimentación. Programa CYPECAD v2025.b

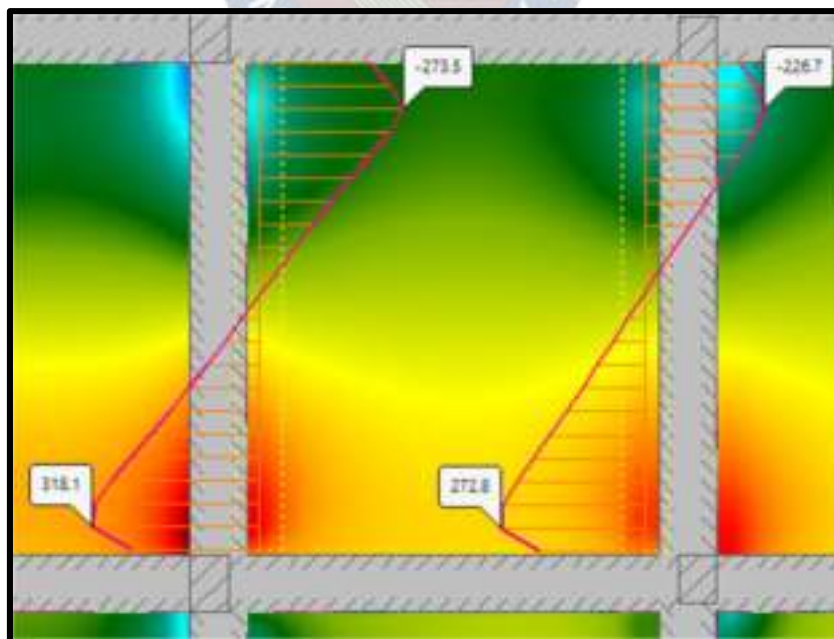


Figura 10.80. Cortantes en la losa de Cimentación seleccionada (Dir. "Y") s/ NB – 1225001
 Fuente: Despegues en Losas de Cimentación. Programa CYPECAD v2025.b

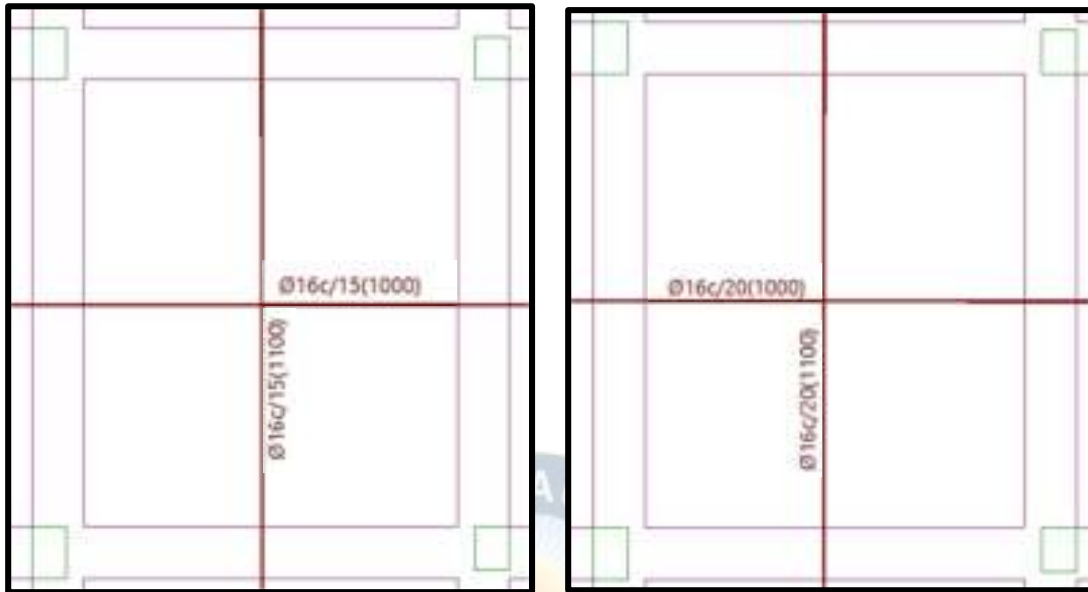


Figura 10.81. Esquema de armado longitudinal y transversal de la losa de Cimentación (Lado Izq.: Armado Inferior; Lado Der.: Armado Superior) s/ NB – 1225001
 Fuente: Composición de Planos. Programa CYPECAD v2025.b

En cuanto a la verificación de resultados se muestra la siguiente planilla EXCEL:

CÁLCULO DE LOSAS DE CIMENTACIÓN NB (GUS)									
DATOS:									
PARÁMETROS DE LA LOSA:									
h =	70	[cm]	be =	100	[cm]	d1 =	5	[cm]	
PROPIEDADES:									
f'c =	25	[MPa]	(Hormigón)		SEMP. DE CIMENTACIÓN:			INTENSO	
fy =	500	[MPa]	(Acero)		SITUACIÓN:			SÍSMICA	
CARGAS:									
Dir "X"	Mds =	88,00	[kN - m]	Dir "Y"	Mds =	177,30	[kN - m]	C1	C2
	Mdi =	221,70	[kN - m]		Mdi =	173,50	[kN - m]		
C1:	Vd1x =	398,80	[kN]	C3:	Vd3x =	438,00	[kN]	C3	C4
	Vd1y =	273,50	[kN]		Vd3y =	318,10	[kN]		
C2:	Vd2x =	319,90	[kN]	C4:	Vd4x =	371,90	[kN]		
	Vd2y =	226,70	[kN]		Vd4y =	272,80	[kN]		
ARMADURA SUPERIOR:									
Longitudinal:									
As =	5,29	[cm ²]	->	16	c/	20			
					c/		Area Real	10,05 [cm ²]	
Transversal:									
As =	8,53	[cm ²]	->	16	c/	20			
					c/		Area Real	10,05 [cm ²]	

Figura 10.82. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Losas de Cimentación s/ NB – 1225001 (Parte I)
 Fuente: Elaboración Propia

ARMADURA INTERIOR						
Longitudinal:						
As =	7,69 [cm2]	->	16	c/	20	Area Real 10,05 [cm2]
				c/		
Trasversal:						
As =	8,53 [cm2]	->	16	c/	20	Area Real 10,05 [cm2]
				c/		
VERIFICACIÓN A CORTE						
Dir "X"	Apoyo 1:	SIN ARM. CORTE	0	●	0 c/ 0	Ok!
	Apoyo 2:	SIN ARM. CORTE	0	●	0 c/ 0	Ok!
	Apoyo 3:	SIN ARM. CORTE	0	●	0 c/ 0	Ok!
	Apoyo 4:	SIN ARM. CORTE	0	●	0 c/ 0	Ok!
Dir "Y"	Apoyo 1:	SIN ARM. CORTE	0	●	0 c/ 0	Ok!
	Apoyo 2:	SIN ARM. CORTE	0	●	0 c/ 0	Ok!
	Apoyo 3:	SIN ARM. CORTE	0	●	0 c/ 0	Ok!
	Apoyo 4:	SIN ARM. CORTE	0	●	0 c/ 0	Ok!

Figura 10.83. Planilla de cálculo EXCEL para el diseño de Losas de Cimentación s/ NB – 1225001 (Parte II)
Fuente: Elaboración Propia

Los resultados obtenidos por CYPECAD son ligeramente mayores a los obtenidos manualmente esto debido a la “Armadura Base” ya explicada anteriormente.

Para la verificación del punzonamiento se toma como ejemplo la siguiente columna interior junto a lo explicado en el acápite 3.14.2.3:



Figura 10.84. Verificación a Punzonamiento donde la columna C14 s/ NB – 1225001
Fuente: Punzonamiento. Programa CYPECAD v2025.b

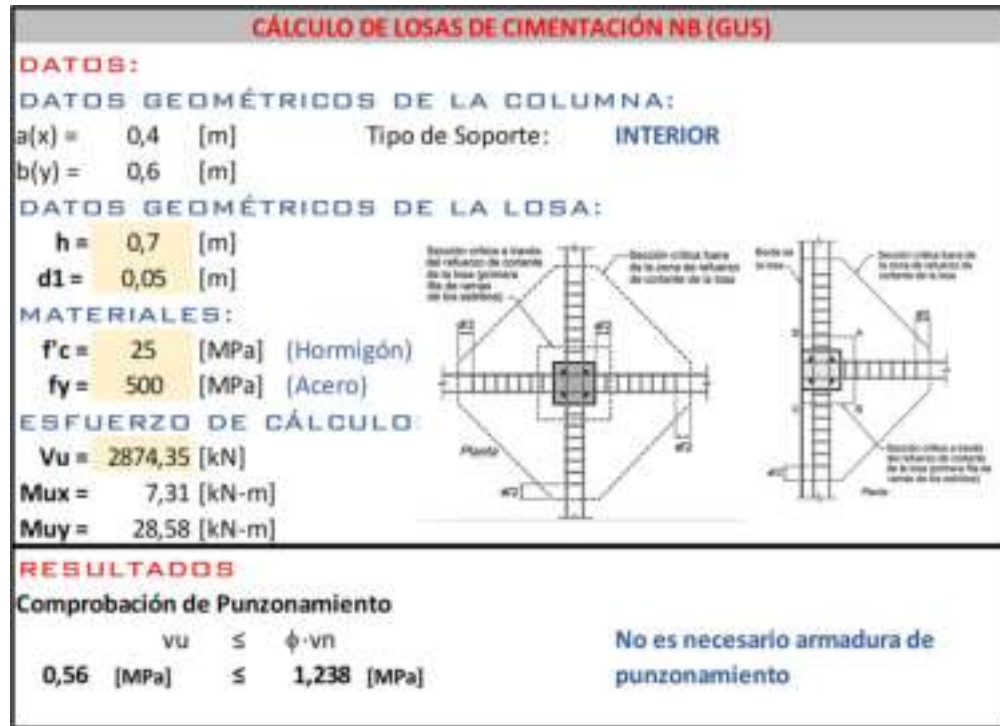


Figura 10.85. Área de armadura necesaria y efectiva en la viga de estudio s/ CBH – 87

Fuente: Editor de Vigas. Programa CYPECAD v2025.b

Con el programa CYPECAD o de manera manual, se comprueba que no es necesario la armadura de punzonamiento para el sector analizado.

10.3. VALIDACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS CON CYPECAD

Habiendo realizado el diseño de varios elementos estructurales de la edificación de estudio, se comprobó que el programa CYPECAD es herramienta eficiente y precisa para realizar el análisis y diseño estructural de una edificación, siempre y cuando se realice las correctas configuraciones.

En el diseño de vigas y columnas se obtuvo resultados realmente precisos que cumplen con la normativa respectiva, además el programa CYPECAD cuenta con una memoria de cálculo que garantiza los resultados.

En cuanto al diseño de losas de entre piso y losas de cimentación, el programa cuenta con una herramienta denominada “Armadura Base”, que con ayuda de criterios constructivos y económicos presenta resultados muy parecidos a los cálculos manuales, y siempre estando por el lado de la

seguridad. Llevando a confiar en dichos resultados dados por el programa; pese a ello, el programa recomienda verificar los resultados para una mayor confiabilidad.

Para el análisis de punzonamiento el programa brinda un análisis detallado para su respectiva verificación, llegando a tener el mismo resultado final con los cálculos manuales.

Finalmente, para el diseño de muros CYPECAD se complementa muy bien con el programa STRUBIM SHEAR WALLS que también obtiene resultados muy precisos a los obtenidos mediante cálculos manuales.

Con todo esto, se confirma que al realizar el diseño con el programa CYPECAD de cualquier edificación uno obtiene resultados muy buenos, recomendando que es bueno realizar varios cálculos manuales para corroborar y garantizar la funcionabilidad de la estructura.

10.4. CANTIDAD DE HORMIGÓN Y ACERO NECESARIAS PARA LA EDIFICACIÓN

El programa CYPECAD ayuda de forma práctica a obtener la cantidad de Acero y Volumen de Hormigón necesarios para la edificación de estudio, por lo que se tiene los siguientes resultados:

10.4.1. Según CBH – 87 y NCSE – 02 Relacionado con GBDS 2020

TOTAL DE LA OBRA	Referencia	Peso (kg)	TOTAL DE LA OBRA	Referencia	Peso (kg)
Losas de Cimentación	Ø10	146	Losas Macizas	Ø8	6
	Ø12	560		Ø10	15126
	Ø16	475		Total	15132
	Ø20	880	Vigas de Hormigón	Ø6	5674
	Total	2061		Ø8	9198
Armadura base	Ø16	27866		Ø10	9685
	Total	27866		Ø12	8
Losas Casetonadas	Ø8	16189		Ø16	11176
	Ø10	21525	Ø20	34718	
	Ø12	394	Ø25	15560	
	Total	38108	Total	86019	

Tabla 10.1. Cantidad de Armadura por diámetro s/ CBH – 87 c/ GBDS 2020 (Parte I)

Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025.b

TOTAL DE LA OBRA	Referencia	Peso (kg)
Muros de Sótano	Ø8	300
	Ø12	4865
	Ø16	6015
	Total	11180
Columnas de Hormigón	Ø6	479
	Ø8	9548
	Ø12	524
	Ø16	12014
	Ø20	3794
	Ø25	31401
	Total	57760

TOTAL DE LA OBRA	Referencia	Peso (kg)
Escaleras	Ø8	1196
	Ø10	2095
	Total	3291
Rampas	Ø8	804
	Total	804

	Referencia	Peso (kg)
Muros de Cortante	Ø10	210
	Ø12	19015
	Ø16	1701
	Total	20926
	Vigas de Acople	Ø10
Total		334

Tabla 10.2. Cantidad de Armadura por diámetros/ CBH – 87 c/ GBDS 2020 (Parte II)

Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025 y STRUBIM SHEAR WALLS

TOTAL OBRA				
Elemento	Encofrado (m ²)	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas de Cimentación	-	489.89	342.920	2061
Armadura base	-	-	-	27866
Losas Casetonadas	-	4071.06	492.590	38108
Losas Macizas	-	661.94	114.920	15132
Vigas	2606.76	1110.16	787.690	86019
Muros de Sótano	-	629.05	83.760	11180
Columnas	1333.28	-	135.830	57760
Escaleras	-	233.50	40.470	3291
Total	-	7195.60	1.998.180	241417
Índices (por m²)	-	-	0.312	37.73
Superficie total: 6399.14 m²				
Nº de bloques de reticular = 19795 Uds.				

Tabla 10.3. Cuantía Total de la Obra s/ CBH – 87 c/ GBDS 2020

Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025

TOTAL OBRA			
Elemento	Encofrado (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Muros de Cortante	1686.39	198.39	20926
Vigas de Acople	24,33	2.52	334
Total	-	200,91	21260

Tabla 10.4. Cuantía Total de la Obra s/ CBH – 87 c/ GBDS 2020

Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa STRUBIM SHEAR WALLS

10.4.2. Según NB – 1225001 y GBDS 2020

TOTAL OBRA	Referencia	Peso (kg)	TOTAL OBRA	Referencia	Peso (kg)
Losas de Cimentación	Ø12	410	Muros de Sótano	Ø10	251
	Ø16	417		Ø12	1324
	Total	827		Ø16	12556
Armadura base	Ø16	28049		Ø20	512
	Total	28049		Total	14643
Losas Casetonadas	Ø8	10676	Columnas de Hormigón	Ø6	3000
	Ø10	31734		Ø8	8331
	Ø12	412		Ø12	7471
	Total	42822		Ø16	6302
Losas Macizas	Ø8	54		Ø20	6761
	Ø10	15085		Ø25	3408
	Ø12	1692	Total	35273	
	Total	16831	Escaleras	Ø8	1387
Vigas de Hormigón	Ø6	8740		Ø10	1513
	Ø8	7892		Total	2900
	Ø10	7443	Rampas	Ø10	1131
	Ø12	752		Total	1131
	Ø16	15999	TOTAL OBRA		
	Ø20	33441		Referencia	Peso (kg)
	Ø25	13093	Muros de Cortante	Ø10	14605
	Total	87360		Ø12	2421
		Ø16		312	
		Total		17338	
		Vigas de Acople	Ø10	588	
			Total	588	

Tabla 10.5. Cantidad de Armadura por diámetro s/ NB – 1225001 c/ GBDS 2020

Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025 y STRUBIM SHEAR WALLS

TOTAL OBRA				
Elemento	Encofrado (m²)	Superficie (m²)	Volumen (m³)	Barras (kg)
Losas de Cimentación	-	489.89	342.920	827
Armadura base	-	-	-	28049
Losas Casetonadas	-	4071.34	492.630	42822
Losas Macizas	-	661.94	114.920	16831
Vigas	2502.79	1112.61	787.740	87360
Muros de Sótano	-	629.05	83.760	14643
Columnas	1298.04	-	129.490	35273
Escaleras	-	233.50	40.470	2900
Total	-	7198.33	2.089.910	228705
Índices (por m²)	-	-	0.327	35.73
Superficie total: 6399.14 m²				
Nº de bloques de reticular = 19795 Uds.				

*Tabla 10.6. Cuantía Total de la Obra s/ NB – 1225001 c/ GBDS 2020
Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025*

TOTAL OBRA			
Elemento	Encofrado (m²)	Volumen (m³)	Barras (kg)
Muros de Cortante	1686.39	198.39	17338
Vigas de Acople	24.33	2.52	588
Total	-	200.91	19726

*Tabla 10.7. Cuantía Total de la Obra s/ NB – 1225001 c/ GBDS 2020
Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa STRUBIM SHEAR WALLS*

10.4.3. Según CBH – 87 y NCSE – 02 Relacionado con NBDS 2023

TOTAL OBRA	Referencia	Peso (kg)
Losas de Cimentación	Ø10	147
	Ø12	466
	Ø16	811
	Total	1424
Armadura base	Ø16	19663
	Total	19663

*Tabla 10.8. Cantidad de Armadura por diámetro s/ CBH – 87 c/ NBDS 2023 (Parte I)
Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025*

TOTAL OBRA	Referencia	Peso (kg)	TOTAL OBRA	Referencia	Peso (kg)
Losas Casetonadas	Ø8	16085	Muros de Sótano	Ø8	300
	Ø10	21525		Ø12	5429
	Ø12	394		Ø16	6015
	Total	38004		Total	11744
Losas Macizas	Ø10	15126	Columnas de Hormigón	Ø6	945
	Total	15126		Ø8	5483
Vigas de Hormigón	Ø6	6779		Ø12	971
	Ø8	5891		Ø16	5146
	Ø10	11089		Ø20	9551
	Ø12	5		Ø25	18942
	Ø16	17169		Total	41038
	Ø20	24512	Escaleras	Ø6	541
	Ø25	15622		Ø8	357
Total	81067	Ø10		1835	
		Total		2733	
	Referencia	Peso (kg)	Rampas	Ø8	804
Muros de Cortante	Ø10	5825		Total	804
	Ø12	10912			
	Ø16	1168			
	Total	17905			
Vigas de Acople	Ø10	308			
	Total	308			

Tabla 10.9. Cantidad de Armadura por diámetros/ CBH – 87 c/ NBDS 2023 (Parte II)

Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025 y STRUBIM SHEAR WALLS

TOTAL OBRA				
Elemento	Encofrado (m ²)	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas de Cimentación	-	489.89	342.880	1424
Armadura base	-	-	-	19663
Forjados Reticulares	-	4071.06	492.590	38004
Losas Macizas	-	661.94	114.920	15126
Vigas	2606.76	1110.16	787.690	80248
Muros de Sótano	-	629.05	83.760	11744
Columnas	1333.28	-	135.890	41038
Escaleras	-	233.50	40.470	2733
Total	-	7195.60	1.998.300	209980
Índices (por m²)	-	-	0.312	32.81
Superficie total: 6399.14 m²				
Nº de bloques de reticular = 19795 Uds.				

Tabla 10.10. Cuantía Total de la Obra s/ CBH – 87 c/ NBDS 2023

Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025

TOTAL OBRA			
Elemento	Encofrado (m²)	Volumen (m³)	Barras (kg)
Muros de Cortante	1686.39	198.39	17905
Vigas de Acople	24.33	2.52	308
Total	-	200.91	18213

Tabla 10.11. Cuantía Total de la Obra s/ CBH – 87 c/NBDS 2023

Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa STRUBIM SHEAR WALLS

10.4.4. Según NB – 1225001 y NBDS 2023

TOTAL OBRA	Referencia	Peso (kg)	TOTAL OBRA	Referencia	Peso (kg)
Losas de Cimentación	Ø12	1315	Muros de Sótano	Ø12	6093
	Total	1315		Ø16	4105
Armadura base	Ø16	19665	Total	10198	
	Total	19665	Columnas de Hormigón	Ø6	2892
Losas Casetonadas	Ø8	10183		Ø8	7059
	Ø10	31719		Ø12	8117
	Ø12	412		Ø16	4435
	Total	42314		Ø20	6512
Losas Macizas	Ø10	15085		Total	29015
	Ø12	1692	Escaleras	Ø6	566
	Total	16777		Ø8	506
Vigas de Hormigón	Ø6	9809		Ø10	1473
	Ø8	2311		Total	2545
	Ø10	6864	Rampas	Ø10	1131
	Ø12	425		Total	1131
	Ø16	34600	Muros de Cortante	Ø10	14323
	Ø20	879		Ø12	692
	Ø25	13085		Total	15015
	Total	67973	Vigas de Acople	Ø10	336
		Total		336	

Tabla 10.12. Cantidad de Armadura por diámetro s/ NB – 1225001 c/ NBDS 2023

Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025 y STRUBIM SHEAR WALLS

TOTAL OBRA				
Elemento	Encofrado (m²)	Superficie (m²)	Volumen (m³)	Barras (kg)
Losas de Cimentación	-	489.89	342.920	1315
Armadura base	-	-	-	19665
Losas Casetonadas	-	4071.34	492.630	42314
Losas Macizas	-	661.94	114.920	16777
Vigas	2613.62	1112.61	787.740	67973
Muros de Sótano	-	629.05	83.760	10198
Columnas	1298.04	-	129.490	29015
Escaleras	-	233.50	40.470	2545
Total	-	7198.33	1.991.930	189802
Índices (por m²)	-	-	0.311	29.66
Superficie total: 6399.14 m²				
Nº de bloques de reticular = 19795 Uds.				

*Tabla 10.13. Cuantía Total de la Obra s/ NB – 1225001 c/ NBDS 2023
Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa CYPECAD v2025*

TOTAL OBRA			
Elemento	Encofrado (m²)	Volumen (m³)	Barras (kg)
Muros de Cortante	1686.39	198.39	15015
Vigas de Acople	24.33	2.52	336
Total	-	200.91	15351

*Tabla 10.14. Cuantía Total de la Obra s/ NB – 1225001 c/ NBDS 2023
Fuente: Cuantías de Armadura por diámetro. Programa STRUBIM SHEAR WALLS*

10.5. COSTO REFERENCIAL

Teniendo el volumen de hormigón necesario y la cantidad de acero para cada elemento estructural que forma la edificación, se procede a realizar un análisis de presupuesto y precios unitarios mostrados en el *Anexo A - 5* para la obra gruesa. Obteniendo de esa manera, los siguientes costos para la edificación:

10.5.1. Costos para CBH - 87 y NCSE - 02 Relacionado con GBDS 2020

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	PRECIO UNIT.	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL [Bs]
1. TRABAJOS PRELIMINARES						
1	REPLANTEO Y TRAZADO DE SUPERFICIE	M2	704,84	5,91	4.165,60	
2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	M3	1.973,55	39,40	77.757,87	
SUBTOTAL TRABAJOS PRELIMINARES						81923,47
2. OBRA GRUESA						
3	COLUMNAS	M3	135,84	7.618,52	1.034.899,76	
4	VIGA	M3	516,06	5.247,38	2.707.962,92	
5	MURO DE CORTE	M3	198,39	5.657,25	1.122.341,83	
6	MURO DE SÓTANO	M3	83,76	5.934,61	497.082,93	
7	LOSA ALIVIANADA	M2	492,59	1.255,12	618.259,56	
8	LOSA MACIZA	M3	114,92	5.478,09	629.542,10	
9	ESCALERAS	M3	40,47	4.695,40	190.022,84	
10	LOSA DE CIMENTACIÓN	M3	342,92	2.892,83	992.009,26	
11	VIGA DE FUNDACIÓN	M3	274,15	4.299,54	1.178.718,89	
12	MURO LADRILLO	M2	950,00	193,84	184.148,00	
SUBTOTAL OBRA GRUESA						9154988,09
3. OBRA FINA¹						
13	GENERAL	-			13732482,1	
SUBTOTAL OBRA FINA						13732482,1
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						22969393,7
<i>Nota 1: Se asume por recomendación de varios proyectistas que el costo referencial de la obra fina es igual a 0,6· (Costo Obra Gruesa/0,4); considerando que del 100% del costo entre obra gruesa y obra fina, el 60% es el costo de la obra Fina.</i>						

Tabla 10.15. Costo Referencial para la edificación según CBH - 87 y NCSE - 02 (r/GBDS 2020)

Fuente: Elaboración Propia

10.5.2. Costos para NB - 1225001 y GBDS 2020

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	PRECIO UNIT.	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL [Bs]
1. TRABAJOS PRELIMINARES						
1	REPLANTEO Y TRAZADO DE SUPERFICIE	M2	704,84	5,91	4.165,60	
2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	M3	1.973,55	39,40	77.757,87	
SUBTOTAL TRABAJOS PRELIMINARES						81923,47
2. OBRA GRUESA						
3	COLUMNAS	M3	129,49	6.104,74	790.502,52	
4	VIGA	M3	516,11	5.338,61	2.755.309,49	
5	MURO DE CORTE	M3	198,39	5.478,09	1.086.797,48	
6	MURO DE SÓTANO	M3	83,76	6.344,19	531.389,27	
7	LOSA ALIVIANADA	M2	492,63	1.349,86	664.979,07	
8	LOSA MACIZA	M3	114,92	5.624,55	646.373,06	
9	ESCALERAS	M3	40,47	4.599,69	186.149,54	
10	LOSA DE CIMENTACIÓN	M3	342,92	2.862,47	981.596,84	
11	VIGA DE FUNDACIÓN	M3	274,15	4.185,21	1.147.374,50	
12	MURO LADRILLO	M2	950,00	193,84	184.145,15	
SUBTOTAL OBRA GRUESA						8974616,92
3. OBRA FINA						
13	GENERAL	-			13461925,38	
SUBTOTAL OBRA FINA						13461925,4
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						22518465,8
<i>Nota: Se asume por recomendación de varios proyectistas que el costo referencial de la obra fina es igual a 0,6· (Costo Obra Gruesa/0,4); considerando que del 100% del costo entre obra gruesa y obra fina, el 60% es el costo de la obra Fina.</i>						

Tabla 10.16. Costo Referencial para la edificación según NB - 1225001 y GBDS 2020

Fuente: Elaboración Propia

10.5.3. Costos para CBH - 87 y NCSE - 02 Relacionado con NBDS 2023

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	PRECIO UNIT.	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL [Bs]
1. TRABAJOS PRELIMINARES						
1	REPLANTEO Y TRAZADO DE SUPERFICIE	M2	704,84	5,91	4.165,60	
2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	M3	1.973,55	39,40	77.757,87	
SUBTOTAL TRABAJOS PRELIMINARES						81923,47
2. OBRA GRUESA						
3	COLUMNAS	M3	135,84	6.399,02	869.242,88	
4	VIGA	M3	516,06	5.141,57	2.653.358,61	
5	MURO DE CORTE	M3	198,39	5.506,40	1.092.414,70	
6	MURO DE SÓTANO	M3	83,76	6.001,32	502.670,56	
7	LOSA ALIVIANADA	M2	492,59	1.253,03	617.230,05	
8	LOSA MACIZA	M3	114,92	5.477,57	629.482,34	
9	ESCALERAS	M3	40,47	4.558,81	184.495,04	
10	LOSA DE CIMENTACIÓN	M3	342,88	2.637,52	904.352,86	
11	VIGA DE FUNDACIÓN	M3	274,15	4.289,24	1.175.895,15	
12	MURO LADRILLO	M2	950,00	193,84	184.148,00	
SUBTOTAL OBRA GRUESA						8813290,19
3. OBRA FINA						
13	GENERAL	-			13219935,3	
SUBTOTAL OBRA FINA						13219935,3
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						22115148,9
<i>Nota: Se asume por recomendación de varios proyectista que el costo referencial de la obra fina es igual a $0,6 \cdot (\text{Costo Obra Gruesa} / 0,4)$; considerando que del 100% del costo entre obra gruesa y obra fina, el 60% es el costo de la obra Fina.</i>						

Tabla 10.17. Costo Referencial para la edificación según CBH - 87 y NCSE - 02 (r/NBDS 2023)

Fuente: Elaboración Propia

10.5.4. Costos para NB - 1225001 y NBDS 2023

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANT.	PRECIO UNIT.	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL [Bs]
1. TRABAJOS PRELIMINARES						
1	REPLANTEO Y TRAZADO DE SUPERFICIE	M2	704,84	5,91	4.165,60	
2	EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA	M3	1.973,55	39,40	77.757,87	
SUBTOTAL TRABAJOS PRELIMINARES						81923,47
2. OBRA GRUESA						
3	COLUMNAS	M3	129,49	5.625,97	728.506,86	
4	VIGA	M3	516,11	4.996,37	2.578.676,52	
5	MURO DE CORTE	M3	198,39	5.362,09	1.063.785,04	
6	MURO DE SÓTANO	M3	83,76	5.818,47	487.355,05	
7	LOSA ALIVIANADA	M2	492,63	1.339,64	659.946,85	
8	LOSA MACIZA	M3	114,92	5.619,89	645.837,76	
9	ESCALERAS	M3	40,47	4.512,79	182.632,61	
10	LOSA DE CIMENTACIÓN	M3	342,92	2.634,36	903.374,73	
11	VIGA DE FUNDACIÓN	M3	274,15	4.119,84	1.129.454,14	
12	MURO LADRILLO	M2	950,00	193,84	184.148,00	
SUBTOTAL OBRA GRUESA						8563717,56
3. OBRA FINA						
13	GENERAL	-			12845576,3	
SUBTOTAL OBRA FINA						12845576,3
COSTO TOTAL DEL PROYECTO						21491217,4
<i>Nota: Se asume por recomendación de varios proyectista que el costo referencial de la obra fina es igual a $0,6 \cdot (\text{Costo Obra Gruesa}/0,4)$; considerando que del 100% del costo entre obra gruesa y obra fina, el 60% es el costo de la obra Fina.</i>						

Tabla 10.18. Costo Referencial para la edificación según NB - 1225001 y NBDS 2023

Fuente: Elaboración Propia



Capítulo 11

ANÁLISIS COMPARATIVO



CAPÍTULO 11

ANÁLISIS COMPARATIVO

11.1. FILOSOFÍAS NORMATIVAS

CBH - 87 (Relación directa con la EHE)	NB - 1225001 (Relación directa con la ACI)
Con un enfoque técnico científico que utiliza principios de ingeniería estructural y tecnología de los materiales, busca obtener edificaciones que sean seguras, eficientes y sostenibles. De esta manera se adapta dinámicamente a las necesidades que la sociedad actual requiera.	Enfocada principalmente en obtener estructuras seguras, confiables e innovadoras, diseñadas racionalmente con métodos de análisis basados en la base de datos de muchos años de experiencia, complementariamente toma en cuenta la ética y responsabilidad del ingeniero que estará en la construcción desde la proyección hasta la conclusión de la obra.
<p>Diferencia principal entre Filosofías Normativas:</p> <p>Racionalidad Técnica en el Diseño: CBH - 87 se basa en estudios técnico - científicos realizados a profundidad por medio de hipótesis que fueron verificadas por la EHE, para adaptarse a diferentes situaciones que requiera la edificación.</p> <p>LA NB - 1225001 se basa en las experimentaciones verificadas que se hicieron durante décadas en todas las publicaciones del código ACI.</p>	

Tabla 11.1. Comparación de Filosofías Normativas
Fuente: Elaboración Propia

11.2. CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES

MATERIAL: HORMIGÓN	
CBH - 87	NB - 1225001
<p style="text-align: center;">CONDICIONES DE CONTROL: INTENSO</p> Resistencia Característica: $f_{ck} \geq 12$ MPa Resistencia Recomendada para el diseño sísmico: $f_{ck} \geq 25$ MPa (s/EHE – 08 y NCSE – 02) Coef. De Minoración del $H^\circ \leq 1.5$ Div. de la obra (lotes) ≤ 10 m ³ o 10 amasadas # Mínimo de Lotes a muestrearse = 6 # Muestras por Lote ≥ 4 probetas o 4 amasadas	<p style="text-align: center;">CONDICIONES DE CONTROL: SIN CONDICIONES</p> Resistencia Característica: $f'c \geq 17.5$ MPa Resistencia Recomendada para el diseño sísmico: $f'c \geq 25$ MPa (s/GBDS 2020 y NBDS 2023) Cantidad de Muestra para ensayo ≥ 50 m ³ / día Cantidad de Ensayos a Realizarse ≥ 1 / día # Muestras ≥ 2 probetas
<p>Nota: Para este proyecto se considera adoptar el mismo control de calidad especificado en la norma CBH - 87, cumpliendo de esta manera los requisitos mínimos que permite la NB - 1225001.</p>	

Tabla 11.2. Comparación del control de calidad del Hormigón
Fuente: Elaboración Propia

MATERIAL: ACERO	
CBH - 87	NB - 1225001
CONDICIONES DE CONTROL: INTENSO	
<p># Probetas por diámetro y partida de 20 t o fracción = 2</p> <p>Comprobaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - sección equivalente - características de resaltos dentro los límites admisibles - Ensayos de Doblado y desdoblado - Ensayos periódicos para comprobar las características del material empleado, no menos de tres veces durante el transcurso de la ejecución de la obra. 	<p>La norma no establece ninguna recomendación en cuanto a la calidad del acero, sin embargo, se puede recurrir a las sugerencias dadas por el código ACI</p>
<p>Nota: Para este proyecto se considera adoptar el mismo control de calidad especificado en la norma CBH - 87, dado que específicamente la NB - 1225001 no establece ninguna recomendación, pero permite recurrir a otras normativas que también indica la CBH – 87.</p>	

Tabla 11.3. Comparación del control de calidad del Acero

Fuente: Elaboración Propia

11.3. CONTROL DE EJECUCIÓN

CBH - 87	NB - 1225001
<p>NIVEL DE CONTROL: INTENSO</p> <p>Control Permanente hasta que se finalice la obra.</p> <p>La obra tiene que ser supervisada por un profesional legalmente habilitado con registro SIB.</p> <p>Se debe tener un control continuado y sistemático de la totalidad de las operaciones mostradas en el <i>acápite 3.19</i> en fase de ejecución previos al hormigonado, durante el hormigonado y posterior al hormigonado.</p> <p>El nivel de control de ejecución intenso de la CBH - 87 es semejante a la EHE - 08 o código técnico en condiciones de control intenso.</p>	<p>NIVEL DE CONTROL: INTENSO</p> <p>Sin indicaciones explicadas en la normativa NB - 1225001, se recurre a la norma ACI - 311 “Manual para supervisar obras de Concreto” relacionado con la ACI 301. Estas referencias bibliográficas junto con la ACI 318 - 14 hacen que se pueda obtener un control más riguroso en la obra. La obra debe de ser supervisada por un profesional calificado.</p> <p>Se debe tener un control en las operaciones mostradas en el <i>acápite 3.19</i> en fase de ejecución previos al hormigonado, durante el hormigonado y posterior al hormigonado.</p> <p>Siguiendo estas recomendaciones, la NB - 1225001 es apta para trabajar como si estuviera en condiciones de control intenso</p>
<p>Nota: Tomando en cuenta estas recomendaciones es posible realizar el análisis y diseño comparativo entre las normas CBH - 87 y NB - 1225001.</p>	

Tabla 11.4. Comparación del control de Ejecución de la Obra

Fuente: Elaboración Propia

11.4. MÉTODOS DE DISEÑO UTILIZADOS

CBH - 87	NB - 1225001
<p>MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMO</p> $S_d \leq R_d$ <p>Donde: <i>S_d</i> = Valor de cálculo de la sollicitación actuante o resistencia requerida. <i>R_d</i> = Valor de cálculo de la resistencia de la estructura o resistencia de diseño.</p>	<p>MÉTODO DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRDF)</p> $U \leq R_d$ $U \leq \phi * R_n$ <p>Donde: <i>U</i> = Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas correspondientes. <i>R_n</i> = Resistencia Nominal de la sección utilizando suposiciones y ecuaciones corrientes de resistencia, con los valores especificados de las resistencias de los materiales y de las dimensiones. <i>R_d</i> = Es la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción de resistencia "φ". Este método es una variante del método de los estados límite último.</p>
<p>Nota: Como se observa ambos métodos consideran principalmente superar la resistencia que se requiere en la edificación.</p>	

Tabla 11.5. Comparación de métodos de Diseño Utilizados

Fuente: Elaboración Propia

11.5. MATERIALES

CBH - 87	NB - 1225001
<p>Hormigón: H - 25 (f_{ck} = 25 MPa) MARCA: SOBOCE IP - 30 $E_{cm} = 8500 * (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} = 27264.04 \text{ MPa}$ (s/EHE - 08 y NCSE - 02) $\mu = 0.2$ $G = 11360.02 \text{ MPa}$ $\alpha = 0.00001 \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$ $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$</p> <p>Acero: B - 500 S (f_{yk} = 500 MPa) MARCA: ACEROS AREQUIPA NB 732 - 500 $f'_{yk} = 500 \text{ MPa}$ $f_{yt} = 600 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $\mu = 0.3$ $G = 76923,08 \text{ MPa}$ $\alpha = 0.00001 \frac{1}{^{\circ}\text{C}} ; \gamma_s = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$</p>	<p>Hormigón: H - 25 (f'c = 25 MPa) MARCA: SOBOCE IP - 30 $E_{cm} = 3850 * (f'_c)^{\frac{1}{2}} = 19150 \text{ MPa}$ (s/GBDS 2020 y NBDS 2023) $\mu = 0.2$ $G = 8020.833 \text{ MPa}$ $\alpha = 0.00001 \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$ $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$</p> <p>Acero: AH 500 (f_y = 500 MPa) MARCA: ACEROS AREQUIPA NB 732 - 500 $f'_y = 500 \text{ MPa}$ $f_{yt} = 600 \text{ MPa}$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$ $\mu = 0.3$ $G = 76923,08 \text{ MPa}$ $\alpha = 0.00001 \frac{1}{^{\circ}\text{C}} ; \gamma_s = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$</p>

Tabla 11.6. Comparación de Materiales

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la *tabla 11.6*, se considera para ambas normativas la misma resistencia de hormigón, cambiando únicamente la forma de notación.

En cuanto al módulo de deformación longitudinal del hormigón la normativa CBH - 87 permite considerar un módulo mayor al de la normativa NB - 1225001.

Esto indica que bajo la CBH - 87 el hormigón es considerado como más rígido, lo que en cierta manera puede ser muy útil para reducir las deformaciones en situaciones normales, pero eso también provoca un aumento de las fuerzas sísmicas internas, llevando al diseño de elementos estructurales más robustos y costosos.

En cambio, la norma NB - 1225001 teniendo un módulo de elasticidad menor, permite que se pueda tener diseños con mayor deformación, siendo beneficioso al ayudar a disipar energía en un evento sísmico y favoreciendo a la realización de un diseño más económico en condiciones sísmicas. Es importante aclarar que esto no quiere decir que una u otra norma tenga deficiencias, ya que ambas normativas son complementadas por normas de diseño sísmico que garantizan un comportamiento adecuado de las estructuras.

11.6. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

CBH – 87	NB – 1225001
CONDICIONES DE CONTROL: INTENSO	CONDICIONES DE CONTROL: NORMAL
Coeficientes de minoración: <i>Hormigón:</i> $\gamma_c = 1.40$ <i>Hormigón:</i> $\gamma_c = 1.30$ (Sismico) <i>Acero:</i> $\gamma_s = 1.10$ <i>Acero:</i> $\gamma_s = 1.00$ (Sismico)	Factores de reducción de Resistencia: <i>Tracción</i> = 0.90 <i>Compresión</i> = 0.65 <i>Cortante y Torsión</i> = 0.60 <i>Nudos y vigas de Acople</i> = 0.85
Coeficientes de mayoración: <i>Acciones fav. permanentes:</i> $\gamma_f = 1$ <i>Acciones fav. variables:</i> $\gamma_f = 1.5$ <i>Acciones desfav. variables:</i> $\gamma_f = 0$	Coeficientes de mayoración: Cargas Permanentes: $\gamma_f = 1.2, 1.4$ y 0.9 Cargas Vivas: $\gamma_f = 1$ y 1.6 Empujes de Terreno: $\gamma_f = 1.6$ Carga de Nieve: $\gamma_f = 0.2, 0.5$ y 1.6 Carga de Viento: $\gamma_f = 0.8$ y 1.0 Carga Sísmica: $\gamma_f = 1.0$

Tabla 11.7. Comparación de Coeficientes de Seguridad

Fuente: Elaboración Propia

La normativa CBH - 87 utiliza coeficientes de seguridad producto de un análisis intenso que directamente afectan a las cargas y los factores resistencia de los materiales, garantizando de esta manera la seguridad de la estructura, pero esto conduce a un diseño más robusto y conservador.

En cambio, la normativa NB - 1225001 utiliza varios factores de resistencia ajustados a un análisis probabilístico obtenido de experimentaciones realizadas durante el transcurso de los años. Esto permite que se tenga diseños más optimizados, pero menos conservadores en comparación con la norma CBH - 87. Por lo que es necesario realizar un control de calidad más riguroso y detallado de los materiales que garantizarán la seguridad de la estructura.

11.7. COMBINACIÓN DE CARGAS

CBH – 87	NB – 1225001
$S_d = \gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q$ $S_d = 0.9 (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W$ $S_d = 0.8 (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fq} * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$ En servicio $\gamma_{fg} = 1$ O vistos de otro modo según la EHE - 08 para ser aplicada con la NCSE - 02: $\sum \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_Q \cdot Q_k$ $\sum \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 0.9 \sum \gamma_{Qj} \cdot Q_{kj}$ $\sum \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 0.8 \sum \gamma_{Qj} \cdot Q_{kj} + \gamma_A \cdot A_{EX}$	$U = 1.4 D$ $U = 1.2 D + 1.6 (L+H) + 0.5 S$ $U = 1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 S$ $U = 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L + 0.2 S$ $U = 0.9 D + 1.0 W + 1.6 H$ $U = 0.9 D + 1.0 E + 1.6 H$ En servicio los coeficientes de Mayoración todos son uno.
<p>Cantidad de Combinaciones Obtenidas: E.L.U.: 308 combinaciones E.L.S.: 44 combinaciones TOTAL: 352 COMBINACIONES</p>	<p>Cantidad de Combinaciones Obtenidas: E.L.U.: 116 combinaciones E.L.S.: 52 combinaciones TOTAL: 168 COMBINACIONES</p>

Tabla 11.8. Comparación de Combinaciones de Cargas
 Fuente: Elaboración Propia

Como se puede observar en la *tabla 11.8*, la CBH - 87 establece un conjunto amplio de combinaciones de carga para asegurar que la estructura pueda soportar diversas condiciones de carga simultáneas durante su periodo de vida útil, dando a lugar diseños más robustos y conservadores.

En cambio, la NB - 1225001 tiene un enfoque basado en la probabilidad y el análisis de riesgos, donde se busca cubrir los casos más críticos y representativos sin ser excesivamente conservadores.

Esto hace que se tengan menos combinaciones de carga enfocándose en combinaciones más relevantes y probables para el análisis estructural, a la vez esto permite reducir la complejidad del proceso de diseño. Este enfoque utilizado por la NB - 1225001 puede ayudar en la optimización del diseño estructural, pero eso no garantiza que todas las condiciones de carga críticas estén cubiertas.

11.8. SECCIONES ADOPTADAS ANTES DEL DIMENSIONAMIENTO FINAL

En el capítulo 4 y 5 se realiza todo el procedimiento para poder determinar las secciones iniciales del modelado estructural, dando como resultado:

CBH – 87	NB – 1225001
Vigas: 25 x 60 cm	Vigas: 25 x 60 cm
Losa Aligerada Bidireccional: e = 25 cm	Losa Aligerada Bidireccional: e = 25 cm
Losa Maciza: e = 20 cm	Losa Maciza: e = 15 cm
Volados: e = 15 cm	Volados: e = 15 cm
Escaleras: e = 20 cm	Escaleras: e = 20 cm
Rampa: e = 20 cm	Rampa: e = 20 cm
Muros de Corte: e = 20 cm	Muros de Corte: e = 20 cm
Muros Perimetrales: e = 25 cm	Muros Perimetrales: e = 25 cm
Losas de Fundación: e = 90 cm	Losas de Fundación: e = 90 cm
¹Columnas: C 25 x 25 ; C 30 x 30 ; C 30 x 40 C 40 x 40 ; C 40 x 50	¹Columnas: C 25 x 25 ; C 30 x 30 ; C 30 x 40 C 40 x 40 ; C 40 x 50
Nota 1: La ubicación de las columnas dimensionadas se los muestra en la <i>tabla 4.16, tabla 4.17 y tabla 4.18 del capítulo 4. Como también en la tabla 5.10, tabla 5.11 y tabla 5.12 del capítulo 5.</i>	

Tabla 11.9. Comparación de secciones obtenidas en el Predimensionamiento

Fuente: Elaboración Propia

En comparación con la *tabla 11.10* estos resultados de predimensionamiento ayudaron a en gran manera a la reducción del cálculo iterativo del modelo estructural para poder obtener las secciones finales de diseño.

11.9. SECCIONES FINALES DE DISEÑO

CBH – 87						NB – 1225001					
Vigas: 30 x 60 cm Losa Aligerada Bidireccional: e = 25 cm Losa Maciza: e = 20 cm Volados: e = 15 cm Escaleras: e = 20 cm Rampa: e = 20 cm Muros de Corte: e = 25 cm Muros Perimetrales: e = 25 cm Losas de Cimentación: e = 70 cm Vigas de Fundación: 30 x 120 cm Columnas: C 30 x 30 ; C 35 x 35 ; C 35 x 40 C 40 x 40 ; C 40 x 45; C 40 x 50; C 40 x 60						Vigas: 30 x 60 cm Losa Aligerada Bidireccional: e = 25 cm Losa Maciza: e = 20 cm Volados: e = 15 cm Escaleras: e = 20 cm Rampa: e = 20 cm Muros de Corte: e = 25 cm Muros Perimetrales: e = 25 cm Losas de Cimentación: e = 70 cm Vigas de Fundación: 30 x 120 cm Columnas: C 30 x 30 ; C 35 x 30 ; C 35 x 35; C40 x 35 C 40 x 40; C 40 x 45; C 40 x 50; C 40 x 60					
Posición de Columnas:						Posición de Columnas:					
PISO	TIPO					PISO	TIPO				
	I	II	III	IV	V		I	II	III	IV	V
T.S.M.	30x30				30x30	T.S.M.	30x30				30x30
CUB.	35x40	35x35		35x35	35x35	CUB.	30x30	35x35		35x35	35x35
12	35x40	40x40	35x35	35x35	35x35	12	35x30	40x35	35x35	35x35	35x35
11	35x40	40x40	40x40	35x35	35x35	11	35x30	40x35	40x40	35x35	35x35
10	35x40	40x40	40x40	40x40	40x40	10	35x30	40x35	40x40	40x40	40x40
9	35x40	40x40	40x40	40x40	40x40	9	35x30	40x40	40x40	40x40	40x40
8	35x40	40x40	40x40	40x40	40x40	8	35x35	40x40	40x40	40x40	40x40
7	35x40	40x45	40x45	40x45	40x45	7	35x35	40x45	40x45	40x45	40x45
6	35x40	40x45	40x45	40x45	40x45	6	35x35	40x45	40x45	40x45	40x45
5	35x40	40x45	40x45	40x45	40x45	5	35x35	40x45	40x45	40x45	40x45
4	35x40	40x45	40x45	40x50	40x50	4	35x35	40x45	40x45	40x50	40x50
3	35x40	40x50	40x50	40x50	40x50	3	35x35	40x45	40x45	40x50	40x50
2	35x40	40x50	40x50	40x50	40x50	2	35x35	40x45	40x45	40x50	40x50
1	35x40	40x50	40x50	40x60	40x60	1	35x35	40x50	40x50	40x60	40x60
PB	35x40	40x50	40x50	40x60	40x60	PB	35x35	40x50	40x50	40x60	40x60

*Tabla 11.10. Comparación de secciones Finales Obtenidas
Fuente: Elaboración Propia*

11.10. REQUERIMIENTO DE VOLUMEN DE HORMIGÓN

- CBH - 87 (NCSE - 02 r/GBDS 2020) vs NB - 1225001 (GBDS 2020)

VOLUMEN DE HORMIGÓN EN m ³								
ELEMENTO ESTRUCTURAL	CBH - 87	NB - 1225001	Dif. Abs.	Dif. Rel.	Pond. CBH	Pond. NB	Dif. Pond. CBH	Dif. Pond. NB
Losas de Cimentación	342,92	342,92	0,00	0,00%	15,59%	15,64%	0,00%	0,00%
Forjados Reticulares	492,59	492,63	-0,04	-0,01%	22,40%	22,47%	0,00%	0,00%
Losas macizas	114,92	114,92	0,00	0,00%	5,23%	5,24%	0,00%	0,00%
Vigas	513,54	513,59	-0,05	-0,01%	23,35%	23,42%	0,00%	0,00%
Vigas de Acople	2,52	2,52	0,00	0,00%	0,11%	0,11%	0,00%	0,00%
Muros de Sótano	83,76	83,76	0,00	0,00%	3,81%	3,82%	0,00%	0,00%
Muros de Corte	198,39	198,39	0,00	0,00%	9,02%	9,05%	0,00%	0,00%
Columnas	135,84	129,49	6,35	4,90%	6,18%	5,91%	0,30%	0,29%
Escaleras	40,47	40,47	0,00	0,00%	1,84%	1,85%	0,00%	0,00%
Vigas de Fundación	274,15	274,15	0,00	0,00%	12,47%	12,50%	0,00%	0,00%
TOTAL	2199,1	2192,84	6,26	0,29%	100,00%	100,00%	0,29%	0,29%

Tabla 11.11. Comparación de Volúmenes de Hormigón obtenido de normativas relacionadas con la GBDS 2020
Fuente: Elaboración Propia

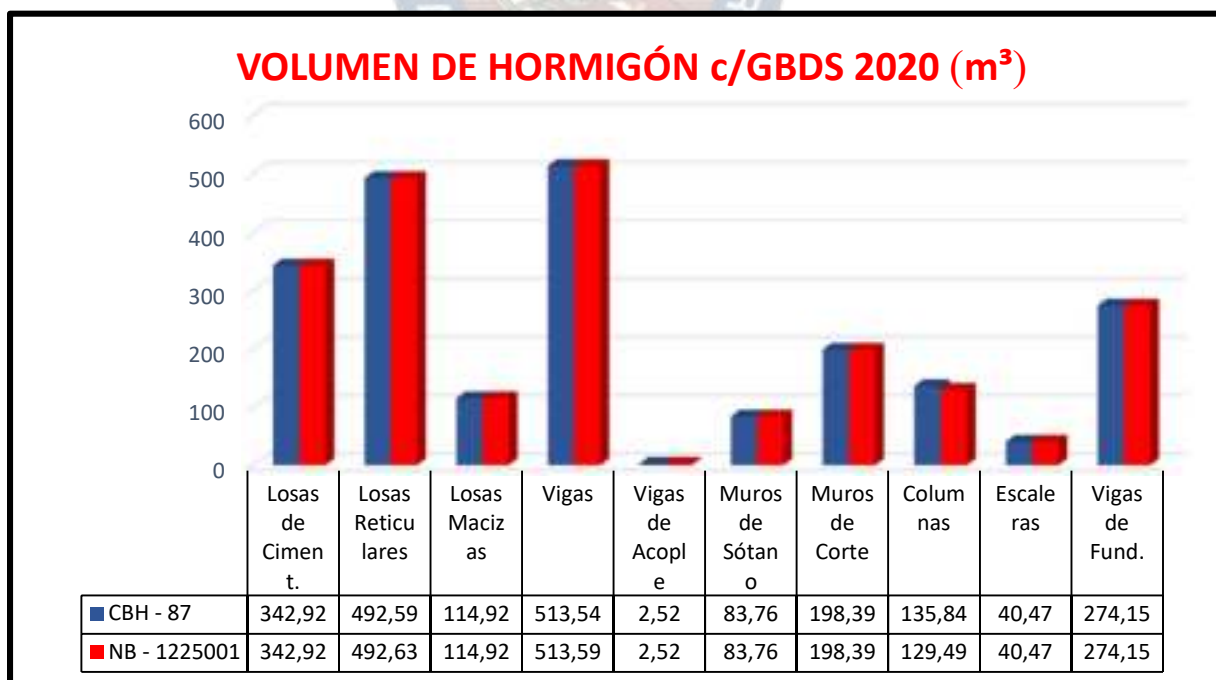


Figura 11.1. Comparación de Volúmenes de Hormigón obtenido de normativas relacionadas con la GBDS 2020
Fuente: Elaboración Propia

- CBH - 87 (NCSE - 02 r/NBDS 2023) vs NB - 1225001 (NBDS 2023)

VOLUMEN DE HORMIGÓN EN m ³								
ELEMENTO ESTRUCTURAL	CBH - 87	NB - 1225001	Dif. Abs.	Dif. Rel.	Pond. CBH	Pond. NB	Dif. Pond. CBH	Dif. Pond. NB
Losas de cimentación	342,92	342,92	0,00	0,00%	15,59%	15,64%	0,00%	0,00%
Forjados reticulares	492,59	492,63	-0,04	-0,01%	22,40%	22,47%	0,00%	0,00%
Losas macizas	114,92	114,92	0,00	0,00%	5,23%	5,24%	0,00%	0,00%
Vigas	513,54	513,59	-0,05	-0,01%	23,35%	23,42%	0,00%	0,00%
vigas de acople	2,52	2,52	0,00	0,00%	0,11%	0,11%	0,00%	0,00%
Muros de Sótano	83,76	83,76	0,00	0,00%	3,81%	3,82%	0,00%	0,00%
Muros de Corte	198,39	198,39	0,00	0,00%	9,02%	9,05%	0,00%	0,00%
Columnas	135,84	129,49	6,35	4,90%	6,18%	5,91%	0,30%	0,29%
Escaleras	40,47	40,47	0,00	0,00%	1,84%	1,85%	0,00%	0,00%
Vigas de Fundación	274,15	274,15	0,00	0,00%	12,47%	12,50%	0,00%	0,00%
TOTAL	2199,1	2192,84	6,26	0,29%	100,00%	100,00%	0,29%	0,29%

Tabla 11.12. Comparación de Volúmenes de Hormigón obtenido de normativas relacionadas con la NBDS 2023
Fuente: Elaboración Propia

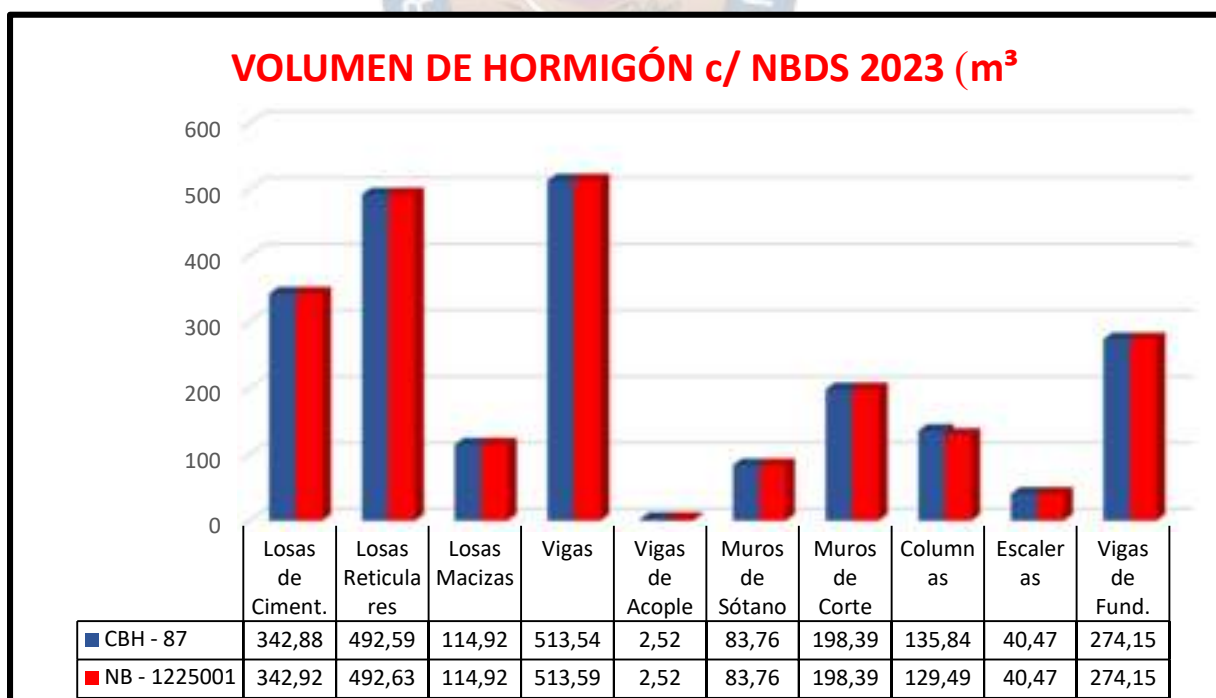


Figura 11.2. Comparación de Volúmenes de Hormigón obtenido de normativas relacionadas con la NBDS 2023
Fuente: Elaboración Propia

11.11. REQUERIMIENTO DE ARMADURA NECESARIA

- CBH - 87 (NCSE - 02 r/GBDS 2020) vs NB - 1225001 (GBDS 2020)

CANTIDAD DE ACERO EN kg								
ELEMENTO ESTRUCTURAL	CBH - 87	NB - 1225001	Dif. Abs.	Dif. Rel.	Pond CBH	Pond NB	Dif. Pond. CBH	Dif. Pond. NB
Losas de Cimentación	29927	28876	1051,00	3,64%	11,39%	11,71%	0,41%	0,43%
Losas Reticulares	38108	42822	-4714,00	-11,01%	14,51%	17,36%	-1,60%	-1,91%
Losas Macizas	15132	16831	-1699,00	-10,09%	5,76%	6,82%	-0,58%	-0,69%
Vigas	61880	66385	-4505,00	-6,79%	23,56%	26,92%	-1,60%	-1,83%
Vigas de Acople	334	588	-254,00	-43,20%	0,13%	0,24%	-0,05%	-0,10%
Muros de Sótano	11180	14643	-3463,00	-23,65%	4,26%	5,94%	-1,01%	-1,40%
Muros de Corte	20926	17338	3588,00	20,69%	7,97%	7,03%	1,65%	1,45%
Columnas	57760	35273	22487,00	63,75%	21,99%	14,30%	14,02%	9,12%
Escaleras	3291	2900	391,00	13,48%	1,25%	1,18%	0,17%	0,16%
Vigas de Fundación	24139	20975	3164,00	15,08%	9,19%	8,50%	1,39%	1,28%
TOTAL	262677	246631	16046,00	6,51%	100,00%	100,00%	6,51%	6,51%

Tabla 11.13. Comparación de Cantidad de Acero obtenido de normativas relacionadas con la GBDS 2020
Fuente: Elaboración Propia

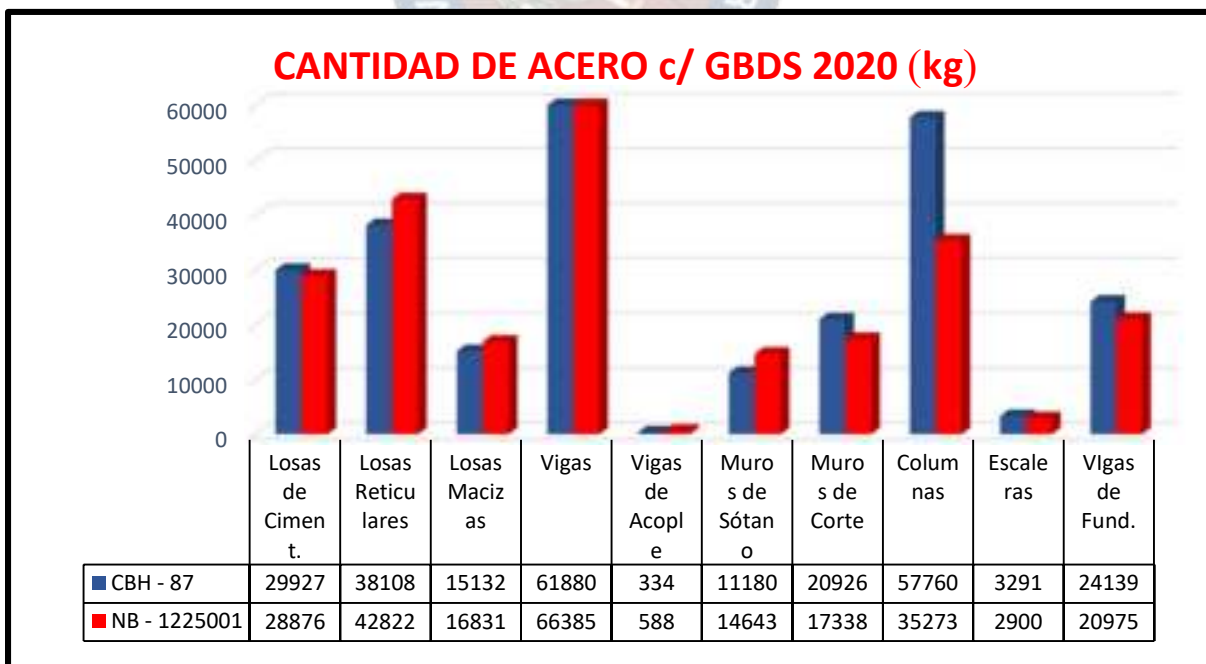


Figura 11.3. Comparación de Cantidad de Acero obtenido de normativas relacionadas con la GBDS 2020
Fuente: Elaboración Propia

- CBH - 87 (NCSE - 02 r/NBDS 2023) vs NB - 1225001 (NBDS 2023)

CANTIDAD DE ACERO EN kg								
ELEMENTO ESTRUCTURAL	CBH - 87	NB - 1225001	Dif. Abs.	Dif. Rel.	Pond CBH	Pond NB	Dif. Pond. CBH	Dif. Pond. NB
Losas de Cimentación	21087	20980	107,00	0,51%	9,24%	10,23%	0,05%	0,05%
Losas Reticulares	38004	42314	-4310,00	-10,19%	16,65%	20,63%	-1,70%	-2,10%
Losas Macizas	15126	16777	-1651,00	-9,84%	6,63%	8,18%	-0,65%	-0,80%
Vigas	56394	48807	7587,00	15,54%	24,71%	23,79%	3,84%	3,70%
Vigas de Acople	308	336	-28,00	-8,33%	0,13%	0,16%	-0,01%	-0,01%
Muros de Sótano	11744	10198	1546,00	15,16%	5,15%	4,97%	0,78%	0,75%
Muros de Corte	17905	15015	2890,00	19,25%	7,85%	7,32%	1,51%	1,41%
Columnas	41038	29015	12023,00	41,44%	17,98%	14,14%	7,45%	5,86%
Escaleras	2733	2545	188,00	7,39%	1,20%	1,24%	0,09%	0,09%
Vigas de Fundación	23854	19166	4688,00	24,46%	10,45%	9,34%	2,56%	2,29%
TOTAL	228193	205153	23040,00	11,23%	100,00%	100,00%	11,23%	11,23%

Tabla 11.14. Comparación de Cantidad de Acero obtenido de normativas relacionadas con la NBDS 2023
Fuente: Elaboración Propia

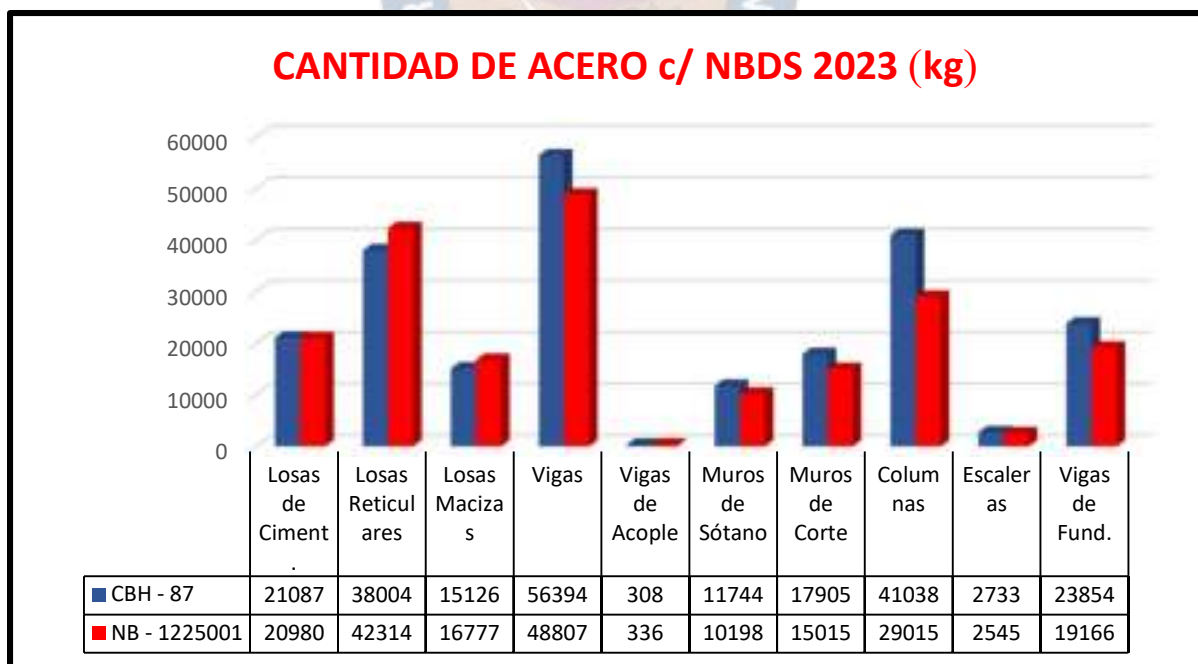


Figura 11.4. Comparación de Cantidad de Acero obtenido de normativas relacionadas con la NBDS 2023
Fuente: Elaboración Propia

- *Comparación de Volúmenes de Hormigón entre las normas CBH - 87 y NB 1225001 en relación con la GBDS 2020*

De la *tabla 11.11* y la *figura 11.1* se puede evidenciar que la diferencia más significativa de volumen de hormigón se encuentra en las columnas, donde el volumen de hormigón obtenido con la normativa CBH – 87 es un **4.90 %** mayor a lo obtenido con la norma NB – 1225001, confirmando de esta manera que la norma CBH – 87 en conjunto con la NCSE – 02 y actualizado a la EHE – 08 trabaja de forma más conservadora que la NB – 1225001.

Las demás diferencias son relativamente pequeñas o en todo caso inexistentes, llegando a la conclusión de que con la normativa CBH – 87 se obtiene un **0.29 %** más de volumen de hormigón que la normativa NB – 1225001.

- *Comparación de Volúmenes de Hormigón entre la norma CBH - 87 y la NB 1225001 en relación con la NBDS 2023*

Al ser reemplazado la GBDS 2020 por la NBDS 2023, se puede observar en la *tabla 11.12* y *Figura 11.2* que se mantuvieron constantes todos los volúmenes de hormigón. Esta decisión de parte del proyectista hizo que la relación entre el acero y el hormigón mejoraran favorablemente obteniendo un diseño más económico y balanceado.

- *Comparación de Cantidad de Acero entre la norma CBH - 87 y la NB 1225001 en relación con la GBDS 2020*

Las diferencias dadas en la *tabla 11.13* y *Figura 11.3* indican en general, que la normativa CBH - 87 requiere más armadura en gran parte de los elementos estructurales comparados con la normativa NB - 1225001, con una diferencia global de **6.51 %**.

Esto confirma que la norma CBH – 87 actualizada a la EHE - 08 en conjunto con la norma NCSE - 02 tienden a ser más conservadores en cuanto a refuerzos de armaduras, debido a los factores de seguridad y exigencias específicas para el diseño sísmico.

Se evidencia también que el motivo por el que los elementos estructurales donde la norma NB – 1225001 requiere más armadura, es principalmente debido al **escalamiento de fuerzas** que aplica la norma GBDS 2020, que provoca que se aplique más esfuerzo cortante a la edificación de la que se necesita.

- *Comparación de Cantidad de acero entre la norma CBH - 87 y la NB 1225001 en relación con la NBDS 2023*

Al cambiar la GBDS 2020 por la NBDS 2023, efectivamente existe una disminución en la cantidad de acero requerido por la norma CBH - 87 y la norma NB - 1225001.

Sin embargo, debido a las indicaciones dadas en la NBDS 2023, esta disminución de cantidad de acero es mucho mayor para la norma NB - 1225001, debido a que la NBDS 2023 dejó de tomar en cuenta las irregularidades en el coeficiente de reducción “R”, y modifica el escalamiento de fuerzas para la verificación en el cortante basal. Justamente la *tabla 11.14* y *Figura 11.4* muestran que la norma NB - 1225001 requiere un 11.23 % menos cantidad de acero de lo que requiere la norma CBH – 87.

11.12. IMPACTO EN LA ECONOMÍA DEL PROYECTO

	Normativas relacionadas con la GBDS2020			
	CBH - 87	NB - 1225001	% Dif	Observación
Trabajos preliminares	81923,47	81923,47	0,00%	El costo bajo la normativa CBH - 87 es 2 % mayor.
Obra gruesa	9154988,09	8974616,92	2,01%	
Obra Fina	13732482,14	13461925,38	2,01%	
Costo Total	22969393,7	22518465,77	2,00%	
	Normativas relacionadas con la NBDS2023			
	CBH - 87	NB - 1225001	% Dif	Observación
Trabajos preliminares	81923,47	81923,47	0,00%	El costo bajo la normativa CBH - 87 es 2.9 % mayor.
Obra gruesa	8813290,19	8563717,56	2,91%	
Obra Fina	13219935,3	12845576,3	2,91%	
Costo Total	22115148,9 Bs	21491217,4 Bs	2,90%	

Tabla 11.15. Comparación de Costos entre la CBH - 87 y NB - 1225001

Fuente: Elaboración Propia

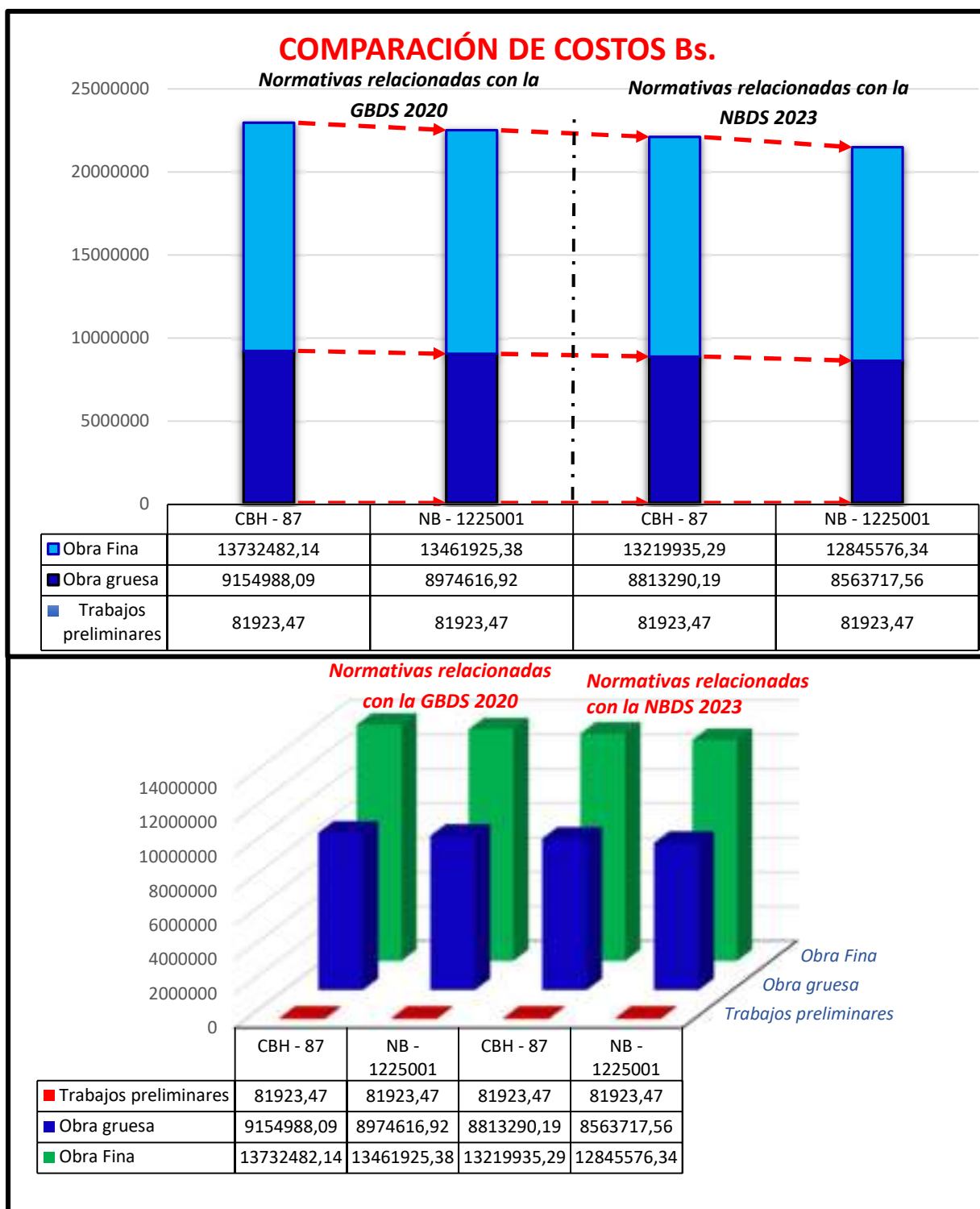


Figura 11.5. Comparación de Costos entre la CBH - 87 y NB - 1225001

Fuente: Elaboración Propia

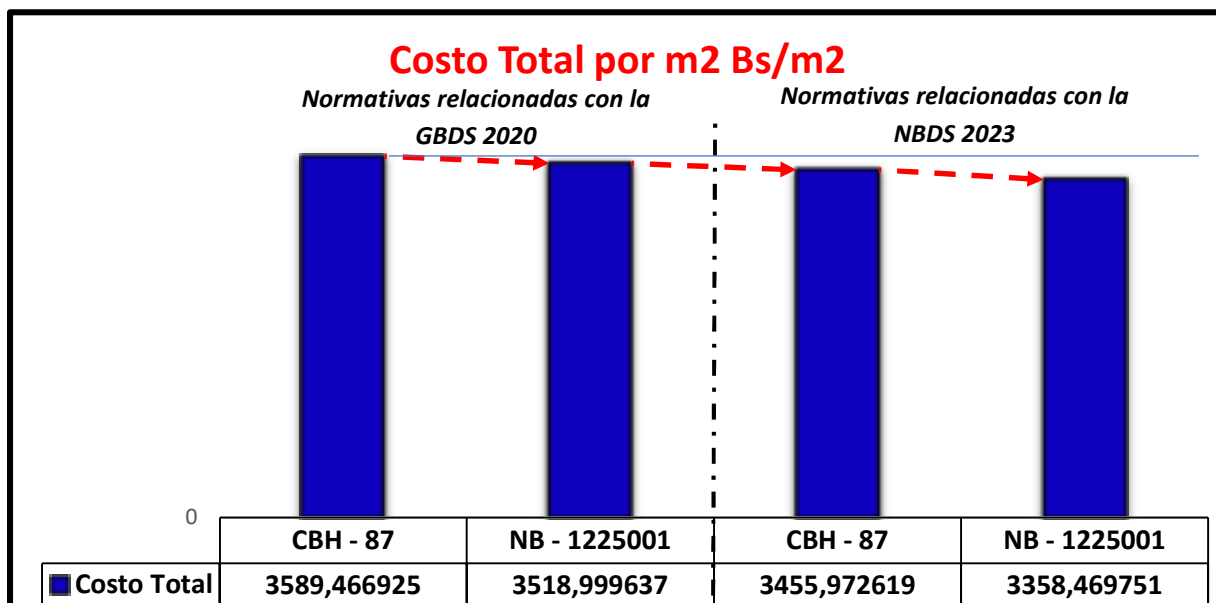


Figura 11.6. Comparación de Costos totales por m2 entre la CBH - 87 y NB - 1225001

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede ver en la *tabla 11.15, Figura 11.5 y Figura 11.6* los costos muestran una diferencia notable entre las normativas CBH - 87 y NB - 1225001, estas variaciones son afectadas en gran parte por las filosofías de diseño que tiene cada normativa. Igualmente, la aplicación de las normativas complementarias GBDS 2020 y NBDS 2023 en las normativas de estudio, hace que los costos se modifiquen afectando en la selección del diseño más optimizado.

Al realizar la comparación de las normativas en relación a la GBDS 2020, se observa que la norma NB – 1225001 permite obtener un diseño más optimizado, con un costo menor del **2 %** en relación a la CBH – 87.

En cambio, al relacionar las normativas de estudio con la NBDS 2023, se observa que el porcentaje de diferencia aumenta un **2.9 %**, lo que indicaría que la NB – 1225001 en relación a la norma NBDS 2023 permite obtener diseños más optimizados, mientras que la CBH – 87 actualizado a la norma EHE – 08 y en conjunto con la NCSE – 02 va por el lado de la seguridad con diseños más conservadores.

De igual manera el porcentaje de diferencia de costos al cambiar la norma GBDS 2020 a la norma NBDS 2023 es de:

	CBH - 87 r/ GBDS 2020	CBH - 87 r/NBDS 2023	% Dif	Observación
Trabajos preliminares	81923,47	81923,47	0,00%	El costo bajo criterios de la GBDS 2020 es 3.86 % mayor al costo bajo la NBDS 2023
Obra gruesa	9154988,09	8813290,19	3,88%	
Obra Fina	13732482,1	13219935,3	3,88%	
Costo Total	22969393,7	22115148,9	3,86%	

	NB - 1225001 r/ GBDS 2020	NB - 1225001 r/NBDS 2023	% Dif	Observación
Trabajos preliminares	81923,47	81923,47	0,00%	El costo bajo criterios de la GBDS 2020 es 3.86 % mayor al costo bajo la NBDS 2023
Obra gruesa	8974616,92	8563717,56	3,88%	
Obra Fina	13461925,4	12845576,3	3,88%	
Costo Total	22518465,8	21491217,4	3,86%	

Tabla 11.16. Diferencias de Costos aplicando la GBDS 2020 y la NBDS 2023

Fuente: Elaboración Propia

De donde se observa que tanto en la norma CBH – 87 y la norma NB – 1225001 existe el mismo porcentaje de diferencia al realizar la transición de GBDS 2020 a NBDS 2023. Esto explica como los criterios de la norma NBDS 2023 permitieron una optimización del **3.86 %** en relación al costo que se obtiene con los parámetros de la normativa GBDS 2020.

11.13. ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DEL MÓDULO EXPERIMENTAL DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN

Como complemento al objetivo principal del proyecto, se realizó un análisis adicional en la edificación de estudio donde se modificó los módulos de deformación longitudinal del hormigón obtenidos en el proyecto de grado *“Relación entre el módulo de Elasticidad y la resistencia a compresión de hormigones elaborados con tres marcas de cemento Tipo IP disponibles en la ciudad de La Paz”*.

Para la CBH - 87, el módulo de deformación experimental del hormigón ($E_{exp} = 18924.45$ MPa) disminuyó un **44.07 %** en comparación con el módulo de deformación normativo. Esta reducción provocó que exista un aumento del 43.79% en las deformaciones de los elementos estructurales y un aumento variado de los desplazamientos horizontales entre el 15 y 20 %.

A pesar de este aumento de deformaciones y desplazamientos las dimensiones de los elementos estructurales se mantuvieron constantes. La armadura requerida disminuyó un 0.32 %, reflejando en este caso que la disminución del módulo de deformación permitió una redistribución de esfuerzos internos, resultando beneficioso para la disipación de energía en eventos sísmicos.

En el caso de la NB - 1225001, el módulo de deformación experimental ($E_{exp} = 17900 \text{ MPa}$) disminuyó un 6.98 %, lo que resultó en un aumento del 9.09 % en las deformaciones y un aumento variado de entre 2 y 4 % en las derivas

Nuevamente, las dimensiones de los elementos estructurales se mantuvieron constantes, pero en este caso la armadura necesaria aumentó un 1.24 %.

Este análisis muestra la importancia de ajustar los módulos de deformación del hormigón a las condiciones específicas del lugar donde se emplazará la obra, especialmente en zonas sísmicas. Esto no solo ayuda a optimizar la estructura, sino también asegura la seguridad y eficiencia económica del proyecto. Los resultados obtenidos del análisis con los módulos experimentales de elasticidad se los muestra en el *anexo A - 6*.

11.14. ADECUACIÓN A CONDICIONES LOCALES

Como ya se mencionó a un inicio, el proyecto se encuentra ubicado en el centro de la ciudad de La Paz, lo que facilita el acceso a todos los servicios básicos para la construcción y optimiza la administración de la construcción incluyendo el acopio de materiales.

La norma de viento aplicada para la CBH - 87 y NB - 1225001 permite obtener fuerzas de viento aceptables para el diseño de la edificación, aunque como ya se vio en el *capítulo 9*, las fuerzas sísmicas obtenidas por las normas GBDS 2020 y NBDS 2023 son las que realmente condicionan el diseño estructural.

En cuanto a las normas GBDS 2020 y NBDS 2023, ambas establecen un valor conservador de la aceleración máxima del suelo. Esto asegura que la estructura diseñada está preparada para soportar futuros eventos sísmicos característicos del lugar minimizando el riesgo de daños catastróficos.

Desde un punto de vista económico la ubicación de la edificación de estudio favorece al uso de materiales de construcción, reduciendo los costos de transporte y tiempo de entrega. Sin embargo, estar en esta ubicación, no debe de ser motivo para no garantizar el correcto almacenamiento de los materiales, ya que la humedad y cambios de temperatura podría afectar a los materiales.

Finalmente, es importante destacar que las normativas de estudio CBH - 87 y NB - 1225001 priorizan la seguridad sobre cualquier ahorro económico, por lo que el proyectista tiene la libertad de elegir que normativas aplicar siempre y cuando se cumpla los requisitos mínimos que dan las normativas legalmente establecidas en la región.

Un ejemplo sería diseñar la edificación aplicando la CBH -87 actualizada con la NCSE - 02 en relación a la GBDS 2020, aunque los costos se incrementan, la estructura resultante será más segura y robusta para resistir las condiciones sísmicas y climáticas de la zona.

Para este proyecto actuando de manera conservadora y considerando las filosofías de diseño establecidas para cada norma, se estable que el mejor diseño a aplicarse es:

**El diseño sismorresistente aplicando las normativas
CBH - 87 y la NCSE - 02 ajustadas a los parámetros de la NBDS 2023**



Capítulo 12

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES



CAPÍTULO 12

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones presentadas a continuación están basadas en el cumplimiento de cada objetivo planteado en este proyecto de grado. De igual manera, se proponen recomendaciones y sugerencias para futuros trabajos de investigación relacionados con este tema.

12.1. CONCLUSIONES DEL PROYECTO

- Habiendo realizado el predimensionamiento para la edificación de estudio, se comprobó que la norma CBH – 87 y la norma NB – 1225001 complementadas con referencias bibliográficas permitieron reducir el proceso iterativo para la determinación de las secciones finales del modelo estructural. Siendo así que las dimensiones de predimensionamiento adoptadas para la norma CBH – 87 y NB – 1225001 resultaron ser similares, tal y como se lo muestra en [tabla 11.9](#) del capítulo once.
- Realizar el modelado Estructural de la edificación de estudio en CYPECAD ha sido un paso crucial para la validación del diseño bajo las normas CBH – 87 y NB – 1225001, ya que el uso de esta herramienta permitió una mejor precisión y eficiencia en el análisis de múltiples combinaciones de cargas según lo que es establecido por cada normativa. Permitiendo de esta manera obtener los esfuerzos, deformaciones y derivas en cada uno de los elementos estructurales. Esto facilitó la detección de posibles fallas en el modelado y se optimizó de mejor manera las dimensiones y cuantías de refuerzo, mejorando el rendimiento global del proyecto.
- En cuanto al diseño de elementos estructurales, la normativa CBH - 87 junto a la NCSE - 02 resultó ser más conservadora al considerar el uso de varios factores que intervienen en el desarrollo de cálculo de todos los elementos estructurales utilizados en el proyecto, como por ejemplo los coeficientes de minoración de la resistencia de los materiales, fisuración y

deformaciones permisibles, control de calidad y ejecución, etc. Esto se debe a la filosofía técnica racional que adopta del código español.

- En el diseño de Vigas en condiciones sísmicas, la norma CBH – 87, en conjunto con la NCSE - 02 pone énfasis en la ductilidad y en la capacidad de disipación de energía. Por lo que al realizar el diseño se aumentó la cuantía de la armadura, en especial en los extremos de las vigas que en general son las zonas críticas, con ello se garantizó el comportamiento dúctil frente a futuros eventos sísmicos (*ver capítulo 3, figura 3.68*). En cambio, la NB - 1225001 es flexible en la distribución de refuerzos y las cuantías son menores, al menos eso se cumplió al aplicar la NBDS 2023. Sin embargo, al aplicar la GBDS 2020 por el “Escalamiento de Fuerzas” se obtuvo mayor armadura que la obtenida con la normativa CBH – 87(*ver acápite 11.11, figura 11.3*).
- Al igual que en el diseño de vigas, las columnas fueron diseñadas tomando en consideración las disposiciones constructivas de la NCSE – 02 (*ver capítulo 3, figura 3.80*), las cuales garantizan el requerimiento de refuerzo para soportar la ductilidad y la resistencia a fuerzas horizontales significativas. Sin embargo, esto llevó a que se tengan secciones robustas y una mayor cantidad de acero. En cambio, en el diseño según la normativa NB – 1225001, los factores de reducción favorecieron la redistribución de refuerzos y, junto a las disposiciones constructivas dados para la NB - 1225001 (*ver Capítulo 3, figura 3.97*), permitieron obtener un diseño con menor cantidad de acero, asegurando al mismo tiempo la capacidad de las columnas para soportar y disipar las acciones sísmicas.
- En cuanto al diseño de muros según la normativa CBH - 87 y la NCSE - 02 se tomó el diseño considerando ductilidad alta, lo que conllevó a que los muros de corte fueran diseñados como si fueran muros ordinarios. Por otra parte, para la normativa NB - 1225001 se adoptó un sistema de pórticos intermedios con muros ordinarios, por lo que eso llevo al diseño de muros ordinarios sin refuerzos especiales en sus extremos. Al final los resultados obtenidos con la

normativa CBH – 87 resultaron ser conservadores frente a la norma NB – 1225001 por las disposiciones constructivas presentadas en cada normativa.

- La verificación del punzonamiento en las losas de entrepiso reveló que, ambas normativas resultan de no necesitar armadura de punzonamiento. Respecto a los métodos de diseño la norma CBH – 87 muestra un enfoque detallado y conservador incorporando varios factores y situaciones especiales, en cambio, la norma NB – 1225001 utiliza un enfoque generalizado.
- En las losas de cimentación del proyecto la verificación a punzonamiento fue un aspecto clave del diseño estructural, ya que este fenómeno es crítico en la transferencia de cargas concentradas desde las columnas hacia la losa de cimentación. A pesar de que el análisis mostró que se podría colocar ábacos y reducir el espesor de la losa de cimentación, se optó por mantener el espesor de la losa. De esta manera se garantizó mejores condiciones constructivas asegurando un desempeño óptimo bajo condiciones sísmicas. Con esta decisión se priorizó la seguridad estructural y la estabilidad a largo plazo sobre los posibles ahorros de costos asociados con una reducción del espesor.
- Mediante el análisis de deformaciones calculadas para cada viga, se verificó que las deformaciones en las vigas son menores a los límites máximo establecidos por las normativas CBH - 87 y NB – 1225001 (*Ver acápite 9.5.1, página 367*). Donde las deformaciones obtenidas por la NB - 1225001 son mayores a los que se obtienen con la norma CBH - 87, esto en parte, es afectado por el valor del módulo de deformación longitudinal utilizado por cada normativa.
- De igual manera, al realizar la verificación de fisuración, se controló que no se supere el límite establecido por la normativa CBH – 87 y la normativa NB – 1225001 (*ver capítulo 10, Figura 10.10 y Figura 10.63 respectivamente*), asegurando de esta manera el buen comportamiento de la estructura a largo plazo. Esto provocó que existiera mayor cuantía de armadura bajo la norma CBH – 87 por el estricto control que realiza, en comparación de la NB – 1225001, que

también asegura la integridad estructural y el control de fisuración, pero de una manera más flexible.

- A realizar la comparación de la edificación de estudio entre las normas CBH - 87 y NCSE - 02 y las normas NB - 1225001 y GBDS 2020 se obtiene una diferencia en el volumen de Hormigón de 6.26 m³ o 0.29 % (*ver Acápite 11.10, figura 11.1 y tabla 11.11*), esto principalmente es debido a la diferencia existente en los volúmenes de columnas donde la normativa CBH – 87 trabaja de forma más conservadora en relación a la normativa NB – 1225001.
- Al realizar la comparación volumétrica entre la norma CBH – 87 y la NCSE – 02 con la normativa NB – 1225001 y la NBDS 2023, no existió cambio alguno en las dimensiones de los elementos estructurales, esto permitió que la relación entre armadura y hormigón mejore a favor de un diseño más económico y balanceado.
- Al realizar la comparación de armaduras obtenidas en la edificación entre las normativas de estudio se ve una diferencia del **6.51 %** al aplicar la GBDS 2020 y una diferencia de **11. 23 %** al aplicar la NBDS 2023 tal y como se lo muestra en el *acápite 11.11 (páginas 485 y 486)*. Primeramente, se confirma que la norma CBH – 87 actualizada a la norma EHE -08 y en conjunto con la norma NCSE – 02 tiende a ser más exigente en cuanto a refuerzos de armaduras, debido a los factores de seguridad y exigencias especificadas para el diseño sísmico. Por otra parte, la mejora de la GBDS 2020 a la NBDS 2023 optimizó el diseño de los elementos estructurales requiriendo menor cantidad de acero y ajustándose de mejor manera a las condiciones sísmicas que se vive en el país.

- En cuanto a costos, la aplicación de las normativas en la edificación de estudio dio como resultados finales:

Normativas relacionadas con la GBDS2020			
	CBH - 87	NB - 1225001	% Dif
Costo por m2	3589.47 Bs/ m2	3518.99 Bs/m2	2,00%

Normativas relacionadas con la NBDS2023			
	CBH - 87	NB - 1225001	% Dif
Costo por m2	3455.97 Bs/m2	3358.47 Bs/m2	2,90%

Y como resultado de costos totales se obtuvieron:

Normativas relacionadas con la GBDS2020				
	CBH - 87	NB - 1225001	% Dif	Observación
Trabajos preliminares	81923,47	81923,47	0,00%	El costo bajo la normativa CBH - 87 es 2 % mayor.
Obra gruesa	9154988,09	8974616,92	2,01%	
Obra Fina	13732482,14	13461925,38	2,01%	
Costo Total	22969393,7	22518465,77	2,00%	
Normativas relacionadas con la NBDS2023				
	CBH - 87	NB - 1225001	% Dif	Observación
Trabajos preliminares	81923,47	81923,47	0,00%	El costo bajo la normativa CBH - 87 es 2.9 % mayor.
Obra gruesa	8813290,19	8563717,56	2,91%	
Obra Fina	13219935,3	12845576,3	2,91%	
Costo Total	22115148,9 Bs	21491217,4 Bs	2,90%	

Donde se concluye que la normativa CBH – 87 es relativamente más costosa en comparación a la normativa NB – 1225001, independientemente de si se aplica la GBDS 2020 o la NBDS 2023 al análisis sísmico. Esto se debe a que la normativa CBH – 87 se enfoca en la seguridad según su filosofía de diseño, mientras que la NB – 1225001 busca obtener diseños más eficientes y económicos, basándose en décadas de experimentación obtenidas por el código ACI.

- En conclusión, se realizó con éxito el análisis comparativo entre la norma CBH – 87 y la norma NB – 1225001 en la edificación de doce pisos, tal que, de manera conservadora considerando las filosofías de diseño de ambas normativas y también considerando las normas

complementarias de diseño sísmico se establece que la mejor propuesta para el diseño y construcción de la edificación de estudio es:

**El diseño sismorresistente aplicando las normativas
CBH - 87 y NCSE - 02 ajustadas a los parámetros de la NBDS 2023
con un costo de 3456 Bs/m².**

12.2. CONCLUSIONES COMPLEMENTARIAS

12.2.1. Generales

- Este proyecto ha sido elaborado respetando criterios de distribución arquitectónica, funcionalidad, estética y estabilidad adoptando un **SISTEMA DUAL** en base a pórticos y muros de corte ubicados estratégicamente para resistir todas las acciones que actuarán en la edificación durante su vida útil de uso. Con esto se demuestra la importancia de tener un proyecto arquitectónico cuidadosamente diseñado que permita realizar pocas modificaciones.
- Debido a que se tiene una edificación que soportará eventos sísmicos, la recomendación realizada por la normativa CBH - 87 (*Capítulo 1 - Generalidades, párrafo 1.1.*) es la de complementar o modificar con una reglamentación específica que sea parte de su mismo código base, por ello se usó la norma NCSE - 02 que no solo complementó a la norma CBH - 87 sino que requirió necesariamente la actualización de esta a la norma EHE – 08.
- Generalmente una edificación de más de 10 pisos o 30 m de altura trae mayores riesgos y responsabilidades, por lo que para edificaciones de 12 pisos el diseño bajo **NIVELES DE CONTROL INTENSO** es la mejor opción, esto permitió tener una mejor visión de cómo se comportan las normativas en escenarios donde la calidad es fundamental.
- La normativa NB - 1225001 no establece niveles de control en su contenido principal, sino asume que las prácticas de control estándar, si se ejecutan correctamente, son suficientes para garantizar la seguridad y durabilidad de las estructuras, esto sería ideal para comparar con la

normativa CBH - 87 en condiciones normales, pero debido a que se realiza la comparación en condiciones de control intenso, la normativa NB - 1225001 tiene que considerarse y complementarse con todas las indicaciones dadas por las normativas ACI 318 – 14, ACI - 301 Y ACI 311, que vistos en el *capítulo 3* son similares a los dados por las normativas españolas.

- Debido a que la normativa CBH - 87 se complementa con la NCSE - 02, esta normativa requiere disposiciones dadas en la EHE - 08 por lo que el módulo de deformación longitudinal del hormigón adoptado es el establecido en la EHE - 08 garantizando de esta manera un comportamiento adecuado de la estructura.
- La normativa CBH - 87 al adoptar los coeficientes de minoración y mayoración en condiciones de control intenso es semejante a los valores establecidos en la EHE - 08. Por lo tanto, considerar a la EHE - 08 como si fuera una norma actualizada de la CBH - 87 ha sido aceptable en el desarrollo de este proyecto.
- Se consideró todas las cargas posibles a existir durante la vida útil de la edificación, entre ellas se considera las cargas gravitacionales, empujes de terreno, sobrecargas de uso y cargas de acción dinámica como ser las de viento y sismo. Con esto se garantiza que la edificación está debidamente preparada para resistir y adaptarse eficazmente a cualquier situación que se presente durante su periodo de uso.
- Se obtuvieron **352 combinaciones de carga** para la normativa CBH - 87 a diferencia de la normativa NB - 1225001 que solo necesitó **168 combinaciones de carga**, en este aspecto la normativa CBH - 87 tiene mayor control ya que considera todas las posibles situaciones de carga a las que podría estar sometida simultáneamente la edificación durante su periodo de vida útil. Permitiendo de esta manera obtener diseños más conservadores que vayan por el lado de la seguridad. En cambio, la normativa NB - 1225001 solo buscó cubrir los casos más

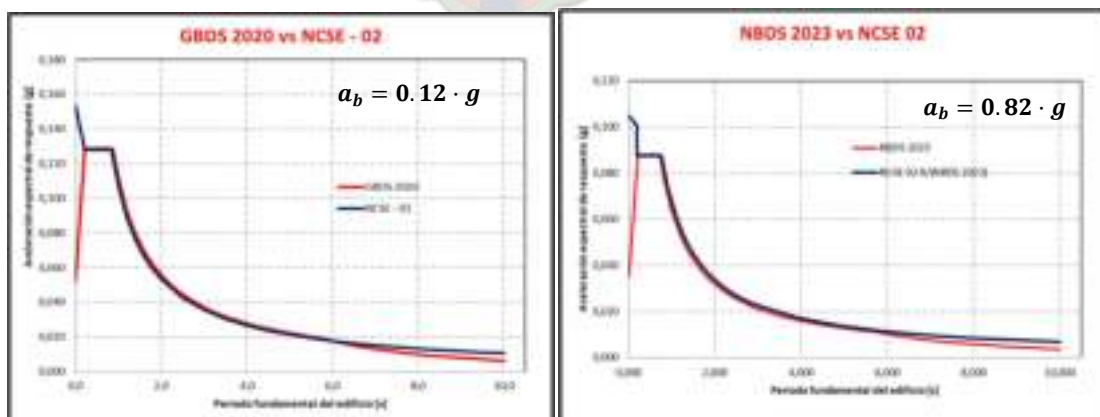
críticos y representativos ayudando en la optimización del diseño estructural, con lo que se tiene pocas garantías de que todas las condiciones de carga críticas estén cubiertas.

12.2.2. Viento

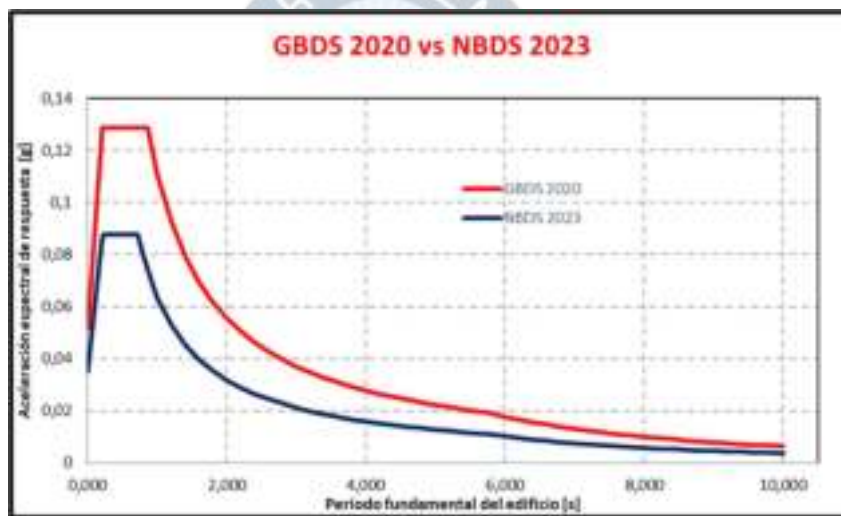
- Las fuerzas de Viento fueron obtenidas según las recomendaciones de la Norma NB - 1225003, con la excepción de la velocidad básica de viento, debido a que esta fue seleccionada de la tesis **“Cargas gravitatorias y viento para estructuras de edificios en la ciudad de La Paz”** del **Ing. Eric Osvaldo Llanos Lema**, quien se dedicó a realizar un estudio profundo en la ciudad de La Paz y El Alto para una duración de ráfaga de 3 (s) y un periodo de retorno de 50 años o probabilidad anual de 0.02.

12.2.3. Sismo

- Las siguientes figuras muestran como el primer tramo correspondiente a periodos de vibración cortos tienen una diferencia significativa entre la NCSE – 02 y las normas bolivianas GBDS 2020 y NBDS 2023, indicando que el espectro de diseño de la NCSE - 02 toma importancia a la ductilidad, buscando obtener una alta capacidad de disipación de energía desde el inicio de los eventos sísmicos, esto fue pensando por la NCSE - 02 gracias a los registros presentados en España. Sin embargo, a partir del segundo tramo existe gran similitud en los espectros de diseño, confirmando de esta manera que se escogió adecuadamente la región española de **GRANADA** para la norma NCSE – 02 (*Ver acápite 7.5.5*).



- Al comparar la GBDS 2020 y la NBDS 2023 se demostró que la NBDS 2023 modificó algunos parámetros, fórmulas y valores para que el espectro elástico no sea modificado por las irregularidades de la edificación, permitiendo obtener espectros elásticos más conservadores y fuerzas sísmicas menores. A cambio de tener fuerzas sísmicas menores la norma NBDS 2023 es más estricto en el control de desplazamiento en relación a las irregularidades del edificio, complementándose de esta manera de forma más eficiente a la NB – 1225001. Esto se lo puede ver de forma gráfica a continuación.



- Del análisis sísmico en la edificación en estudio se obtuvo **8 MODOS DE VIBRACIÓN**, donde se confirma que el porcentaje de masa desplazada para cada normativa aplicada es mayor al 90%:

NORMATIVA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL	NORMA SÍSMICA	% Mx	% My
CBH - 87	NCSE - 02 en relación con GBDS 2020	93.11	93.62
	NCSE - 02 en relación con NBDS 2023	93.18	93.71
NB - 1225001	GBDS 2020	93.31	93.61
	NBDS 2023	93.31	93.66

- De acuerdo a todos los resultados obtenidos en el análisis sísmico se pudo observar que en el primer modo de vibración predomina el desplazamiento traslacional en dirección “X”, en el segundo modo de vibración predomina el desplazamiento traslacional en dirección “Y” y en el modo de vibración 3 existe un movimiento rotacional en el eje “Z”. Esto confirma que la estructuración está correctamente dispuesta para soportar los eventos sísmicos correspondientes.
- Se pudo observar que en la aplicación de la GBDS 2020, el denominado “**Escalamiento de Fuerzas**” influyó significativamente en los costos de la edificación de estudio, ya que resultó en un aumento en las fuerzas sísmicas consideradas, lo que a su vez generó mayores esfuerzos internos en los elementos estructurales. Sin embargo, en la actualización a la NBDS 2023, este aspecto fue corregido, permitiendo que las fuerzas sísmicas que afectan a la edificación se reduzcan considerablemente y, como consecuencia, los esfuerzos internos sean menores, contribuyendo de esta manera a un diseño de menor costo (*Ver acápite 11.12 – figura 11.5*).
- Los valores máximos de deriva obtenidos en el *acápite 9.3.6*, fueron de **0.0036** y **0.0041** para la dirección “X” e “Y” respectivamente, cumpliendo con las exigencias de la NCSE - 02 y de **0.0056** y **0.0079** para la dirección “X” e “Y” respectivamente que cumplen con las exigencias de la GBDS 2020 y la NBDS 2023. Lo que indica que se tiene una estructura rígida y aceptable.
- Al comparar los valores de fuerzas cortantes de viento y sismo obtenidos en las *figuras 9.35 y 9.36* del *capítulo 9*, se observa que las fuerzas sísmicas establecen dominio sobre la edificación. Esto lleva a la conclusión de que, en el lugar de emplazamiento de la edificación, podría ser suficiente considerar solo las cargas sísmicas y no las cargas de viento. Esto es válido en condiciones de control normal, pero en condiciones de control intenso es preferible considerar todas las cargas que afectarán a la edificación.

De igual manera, de estas gráficas se puede observar que la norma NBDS 2023 permite obtener fuerzas cortantes menores a los que se obtiene con la norma GBDS 2020, donde la principal causa es el cambio realizado al coeficiente de reducción “R” que ya no se ve afectado por las irregularidades de la edificación.

12.2.4. Modelación de la Edificación de Estudio

- La relación entre la altura y la base del edificio es igual a 2.55 menor que 4, por lo que se considera que el edificio no presenta una gran esbeltez y es estable a efectos dinámicos que se puede presentar durante su vida útil (periodos equivalentes de 50 años según la ACI 318 – 14 y periodos entre 50 y 100 años según la EHE – 08 en condiciones de control intenso).
- Entre la planta baja y el primer piso se presentaron irregularidades por piso blando debido al cambio de rigidez y resistencia del edificio (*ver acápite 9.1.3.1*), por otra parte, en el piso 12 y cubierta se observaron irregularidades de Masa o Peso (*Ver acápite 9.1.3.2*). Estas dos irregularidades hicieron que la edificación de estudio asumiera ciertos criterios de seguridad, como un mayor control en las derivas.
- Se controló los efectos torsionales que podrían existir en la edificación con una correcta ubicación de muros y columnas en el sistema estructural (*ver acápite 9.1.4*). Verificando de esta manera que el centro de rigidez y el centro de masa estén a una distancia menor al 5 % de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas, llevando a obtenerse en la mayoría de los pisos una excentricidad de cero lo que confirma que la irregularidad torsional en la estructura es casi nula.

12.2.5. Programas Utilizados

- La generación de las diferentes vistas del edificio fueron gracias al programa Autodesk REVIT, que permitió crear una maqueta virtual detallada de la edificación. Esta herramienta facilitó la comprobación exacta de que no existieran posibles interferencias o conflictos de las columnas

y muros de corte en la edificación, asegurando que no se afecte la distribución espacial ni la funcionalidad de los planos arquitectónicos, y que se mantuvieran dentro de los límites de interferencia permitidos.

- La capacidad de integración de CYPECAD con las diferentes normativas permitió un análisis detallado de las exigencias normativas y una comparación clara entre los resultados técnicos y económicos. Esto ayudó en la toma de decisiones informadas sobre qué normativa ofrecería una mejor relación costo – beneficio para el proyecto, como se menciona en el [capítulo 11](#), asegurando que el diseño no solo fuera seguro y eficiente, sino económicamente viable.
- El programa CYPECAD es muy versátil y eficiente para el modelado, análisis y diseño estructural de edificaciones, como se pudo comprobar en el modelo realizado. Permitió obtener resultados precisos y detallados, que se presentan en el [capítulo 10 - Diseño de elementos estructurales \(página 409\)](#), lo cual fue posible gracias a la correcta configuración de los parámetros del programa.
- La guía básica elaborada en el [capítulo 8 \(página 307\)](#) de este proyecto para la aplicación del programa CYPECAD ayuda a cualquier estudiante o profesional que desee aprender sobre el uso del programa, complementando de esta manera a la guía principal que brinda el programa.
- Los espectros elásticos determinados mediante cálculos manuales son similares a los espectros de diseño obtenidos por el programa CYPECAD, verificando de esta manera que CYPECAD aplica cargas sísmicas adecuadas en el proyecto.
- El programa STRUBIM SHEAR WALLS es un excelente programa para el diseño de muros de corte, pero aún le falta algunas mejoras como la asignación del diámetro de ganchos que no permite escoger un diámetro personalizado, aunque va por el lado de la seguridad es conveniente que el programa tenga esa posibilidad para optimizar los diseños en el programa.

12.3. RECOMENDACIONES

- Para proyectos que deben de cumplir todas las disposiciones legales del país en el campo de la construcción, se recomienda utilizar la norma CBH - 87 junto a la NCSE – 02 en condiciones de control intenso, con ello se tiene por seguro que se cumple con los requisitos mínimo que sugiere la norma NB - 1225001 y la NBDS - 2023 e incluso se va por el lado de la seguridad. Esto por lo menos hasta que la nueva norma actualizada NB - 1225001 salga y sea correctamente normalizada para su uso en todo el país.
- En el caso que se desee utilizar la NB - 1225001 y la NBDS 2023 es recomendable utilizar también la norma ACI 318 – 14 junto a normativas relacionadas al código ACI, para complementar y obtener un buen diseño ingenieril, de igual manera se debe considerar el control de calidad y ejecución durante el desarrollo de la obra.

12.3.1. Recomendaciones para futuros proyectos

- Se recomienda realizar el diseño y análisis comparativo de una edificación aplicando losas reticulares sin vigas descolgadas, para ver el costo que se pueda obtener aplicando la normativa CBH - 87 y la NB - 1225001, en condiciones sísmicas.
- Se recomienda realizar el diseño de una edificación regular aplicando diferentes sistemas estructurales recomendados por la NBDS 2023 para ver el nivel de optimización que tiene un sistema estructural frente a otro y el costo que éste podría ocasionar.
- Se recomienda realizar el análisis comparativo entre la normativa NB - 1225001 basado en la ACI 318 - 14 y la norma ACI 318 - 19 para poder conocer las mejores que existe en el diseño de elementos estructurales y posiblemente conocer las mejoras que existiría la actualización de la nueva normativa del hormigón estructural.

12.3.2. Recomendaciones sobre los programas

- Se recomienda usar cualquier programa de diseño estructural, conociendo todas sus limitaciones para no tener diseños sobredimensionados, costosos y errados.
- Es recomendable siempre revisar detalladamente como un programa estructural obtiene los resultados, y compararlos mediante cálculos manuales realizados en cualquier otro programa como EXCEL, MATHCAD, MATLAB u OCTAVE. Más aun cuando se tiene programas que no cuentan con normativas bolivianas y se debe recurrir a códigos internacionales.
- Si es posible, además de realizar diseños en programa con la NB - 1225001 que forma parte del código ACI, también se recomienda realizar diseños con normativas españolas como la norma EHE - 08, ya que estos podrían ayudar a solucionar situaciones donde la ACI no puede. Como es el caso de proyectos específicos donde se tiene que cumplir requisitos internacionales de resistencia al fuego en edificaciones de altura, en casos donde el proyecto presenta un alto riesgo de corrosión de las armaduras, requiriendo medidas adicionales para controlar la fisuración, o también en proyectos ubicados en zonas donde existe alta exposición a agentes agresivos como sulfatos o cloruros donde es necesario asegurar la durabilidad del hormigón.



Capítulo 13

BIBLIOGRAFÍA



BIBLIOGRAFÍA

LIBROS, TESIS, PUBLICACIONES

- **Muñoz Black, M. (2009).** Apuntes de Hormigón Armado I y II.
UMSA Facultad de ingeniería, La Paz
- **Montoya Jimenez. (2011).** Hormigón Armado (15va Ed.). Gustavo Gil.
- **Santalla Alejo, E. (2013).** Cálculo y Diseño en Hormigón Armado (1ra Ed.)
UMSA Facultad de ingeniería, La Paz
- **Calavera Ruiz, J. (1999)** Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Tomo I y II (2da Ed.).
INTEMAC S.A., España.
- **Calavera Ruiz, J. (2000)** Cálculo de Estructuras de Cimentación (4ta Ed.).
INTEMAC S.A., España.
- **Calavera Ruiz, J. (1987)** Muros de Contención y Muros de Sótano (2da Ed.).
INTEMAC S.A., España.
- **Departamento de Estructuras y Física de Edificación.** Estructuras Sismorresistentes (1ra. Ed.).
Universidad Politécnica de Madrid
- **Cerruto Anibarro, F. (2015).** Introducción al Diseño de Mezclas de Hormigón (7ma Ed.).
Instituto de Ensayos y Materiales IEM.
- **Aliaga Pampa, W. (2013).** Estructuración y Predimensionamiento (1ra Ed.).
- **Saavedra Antezana, R. (2007).** Apuntes de Hormigón Armado UMSS
- **Harmsen Teodoro, E. (2002).** Diseño de Estructuras de Concreto Armado (3ra Ed.).
Pontificia Universidad Católica del Perú FONDO EDITORIAL.
- **Rochel Away, R. (2012).** Análisis y Diseño Sísmico de Edificios (2da Ed.).
Fondo Editorial Universidad EAFIT.

-
- **Mieles Bravo, Y. (2020).** Análisis y Diseño de Vigas a Flexión.
Universidad Técnica de Manabí.
 - **Fco. De Borja Varona Moya (2012).** Apuntes de Hormigón Armado (1ra Ed.)
Escuela Politécnica Superior, Universidad de Alicante
 - **Mojica, J.C.** Apuntes de Hormigón Armado II
 - **Fargier Gabaldón, L. B. (2013).** Concreto Armado Comportamiento y Diseño (1ra Ed.). KAPI
 - **Morales Morales, R. (2006).** Diseño de Concreto Armado (1ra Ed.).
Instituto de la Construcción y Gerencia ICG
 - **McCormac, J.C. (2011).** Diseño de Concreto Reforzado (8va Ed.). AlfaOmega.
 - **Oscar M. Gonzales Cuevas. (2016).** Aspectos fundamentales del Concreto reforzado (4ta Ed.).
LIMUSA.
 - **Blanco Blasco, A. (2011).** Estruct. y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (1ra Ed.).
Consejo departamental de Lima PRINCELINNESS
 - **Regalado Florentino. (2011).** Los forjados reticulares: diseño, análisis construcción y
patología (1ra. Ed.). CYPE INGENIEROS
 - **Hernández Eliud.** Diseño Sismorresistente en Concreto Armado. INESA
 - **Iriarte Saavedra, M. (2018).** Hormigón Estructural (1ra Ed.). Paper King.S.R.L.
 - **Curreri Joel.** Comportamiento y Diseño de Miembros de Concreto Armado mediante la
aplicación del código ACI 318 - 14. Universidad de Carabobo, Sísmica Adiestramiento.
 - **Arguero Macias, J.** Flexibilización de Requisitos mínimos de diseño para edificaciones de
pórticos de dos pisos. Ingeniería Civil, Escuela politécnica del Ejercito de Ecuador.
 - **Cerruto Anibarro, F. (2015).** Introducción al Diseño de Mezclas de Hormigón (7ma Ed.).
Instituto de Ensayos y Materiales IEM.

-
- **Braja M. Das (2013)**. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (4ta Ed.).
Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura
Instituto Politécnico Nacional
 - **Braja M. Das (2012)**. Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (7ma Ed.).
Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura
Instituto Politécnico Nacional
 - **Leoni Augusto José (2000)**. Apuntes de Coeficiente de Balasto.
Facultad de Ingeniería UNLP, Laboratorio de Mecánica de Suelos.
 - **Zaida Rincón Soriano (2013)**, Prontuario en Excel de Hormigón Armado (Adaptado a EHE 08).
Trabajo de Final de Grado, Universidad Politécnica Superior de edificaciones de Barcelona
 - **Tarqui Ramírez Juan (2020)**, Análisis Comparativo entre las Normativas ACI 318 - 14 y la EHE - 08, para un edificio de Hormigón Armado de 27 niveles Considerando un comportamiento Dinámico. Proyecto de Grado Ingeniería Civil UMSA.
 - **Coila López Luis Alberto, Oblitas Villarroel Ricardo Ignacio y Ramírez Mamani Marcos (2022)**, Relación entre el módulo de Elasticidad y la resistencia a compresión de hormigones elaborados con tres marcas de cemento Tipo IP disponibles en la ciudad de La Paz. Proyecto de Grado Ingeniería Civil UMSA.
 - **Trujillo Daniel (1992)**, Acción del Viento Sobre Estructuras. Tesis Escuela Militar de Ingeniería EMI.
 - **Llanos Lema Eric Osvaldo (2007)**, Cargas gravitatorias y viento para estructuras de edificios en la ciudad de La Paz. Tesis Ingeniería Civil UMSA.

NORMAS Y CÓDIGOS

- **Norma CBH - 87**, Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH - 87
- **Documento básico SE - AE**, Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación

- **Normativa EHE - 08**, Instrucción de Hormigón Estructural EHE - 08
- **Norma NCSE - 02**, Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificaciones.
- **Norma NB - 1225001**, Norma del Hormigón Estructural NB - 1225001:2017 (Parte I y II).
- **Norma NB - 1225002**, Acciones sobre Estructuras NB - 1225002:2013.
- **Norma NB - 1225003**, Acciones sobre Estructuras - Acción del Viento NB - 1225003 :2014.
- **GBDS 2020**, Guía Boliviana de Diseño Sísmico GBDS 2020.
- **NBDS 2023**, Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS 2023.
- **NB 586**, Hormigones, fabricación y conservación de Probetas.
- **NB 731**, Productos Laminados - Barras Corrugadas para hormigón Armado - Requisitos Generales.
- **ACI 318 - 14**, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
- **ACI 224**, Control de Fisuraciones en Estructuras de Hormigón.
- **ACI 301**, Especificaciones para el Concreto Estructural.
- **ACI 311**, Manual para Supervisar Obras de Concreto.

PÁGINAS WEB

- **PRONTUBCAM**, página web para generación de diagramas de interacción en muros.
https://www.prontubeam.com/Pag_prontu_diag_inter.php
- **MARCELO PARDO**, página web de apuntes y programas de hormigón armado
<https://marcelopardo.com/hormigon-armado/>
- **INSUCONS**, página web para análisis de precios unitarios, presupuestos de obra y materiales de construcción actualizados
<https://www.insucons.com/>

MANUALES

- **CYPE INGENIEROS**. Curso Práctico CYPECAD v.2002

- **Fuentes Pardo, J. (2009).** Curso de Introducción al cálculo de estructuras con CYPE (7ma. Ed.).
Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos
- **Saúl Díaz Godínez (2008),** Manual de Diseño y Cálculo de Estructuras (1ra Ed)

REVISTAS

- **Barbat Alex H (2007).** Comparación de los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE - 02 y del Eurocódigo 8.
- **Barbat Alex H,** Cálculo y Diseño Sismorresistente de Edificios.
Aplicación de la norma NCSE - 02.
- **Presupuesto y Construcción.** Guía de productos y servicios



Capítulo 14

ANEXOS



ANEXO A - 1: MATERIALES



Inicio / Menú / LADRILLO ESTANDAR (6 HUECOS)



LADRILLO ESTANDAR (6 HUECOS)

Bs.0.90

IDENTIFICACIÓN DEL PRODUCTO
 Código: 6HER
 Línea: CLÁSICA
 Nombre: 6 HUECOS ECONÓMICO RAYADO

DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO
 Producto de acabado texturado presenta 6 orificios en la parte frontal y posterior.

DATOS SOBRE CONDICIONES FÍSICAS
 Color del producto: Terracota.
 Acabado: Rayado

DIMENSIONES
 Alto: 15 cm.
 Largo: 24 cm.
 Ancho: 10 cm.
 Peso: 2,63 kg.

RENDIMIENTO
 24 Pzas/m² (Tizón), 36 Pzas/m² (sejal)

FICHA TÉCNICA

Código: 01-CC-3033 Rev.: 1.0 Fecha: 11/06/2018



CONCRETEC

Plastoform

CASETONES DE PLASTOFORM

CODIGO	MEDIDAS	DIMENSIONES [cm]				DENSIDAD [Kg/m ³]
		a	b	c	d	
103400	D = 10	Variable	Variable	Variable	-	8-10
103401	D = 14	Variable	Variable	Variable	-	12-15
103402	D = 20	Variable	Variable	Variable	-	18-21

Barra de Construcción

NB 732 - 500

NB 732 - 500

DENOMINACIÓN:

Barra de Construcción NB 732 - 500.

DESCRIPCIÓN:

Barra de acero rectas de sección circular, laminadas en caliente, con resaltes de alta adherencia al concreto.

USOS:

En la construcción de estructuras de concreto armado en viviendas, edificios, puentes, represas, canales de irrigación, etc.

NORMAS TÉCNICAS:

Composición química y propiedades mecánicas y de sismo resistencia de acuerdo con la norma NB 732, para el Grado 500.

PRESENTACIÓN:

Se produce en barras de 12 m de longitud en los siguientes diámetros: 6 mm, 8 mm, 9.5 mm, 12 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm, 32 mm.

Previo acuerdo, se puede producir en otros diámetros y longitudes requeridos por los clientes.

Se suministra en paquetes de 1 y 2 toneladas aproximadamente.

DIMENSIONES Y PESOS NOMINALES:

DIÁMETRO NOMINAL DE LA BARRA (mm)	EDICIÓN NOMINAL (mm)	PERÍMETRO NOMINAL (mm)	PESO NOMINAL (Kg/m)	ALTORES DE LOS RESALTES TRANSVERSALMENTE (mm)
6	28.3	18.8	0.222	0.12
8	50.3	25.1	0.395	0.16
9.5	70.8	29.8	0.560	0.19
12	113.0	37.7	0.888	0.48
16	201.0	50.3	1.578	0.64
20	314.0	62.8	2.466	0.80
25	491.0	78.5	3.853	1.00
32	804.0	100.5	6.313	1.28

PROPIEDADES MECÁNICAS:

Límite de Fluencia (fy)

= 500 MPa (50.00 Kg/mm²) mínimo

Resistencia a la Tracción (R)

= 600 MPa (60.00 Kg/mm²) mínimo

Relación R/fy

= 1.20 mínimo (sismo resistencia)

Alargamiento en 10 veces el diámetro (A)

= 8% mínimo.

Doblado a 180°

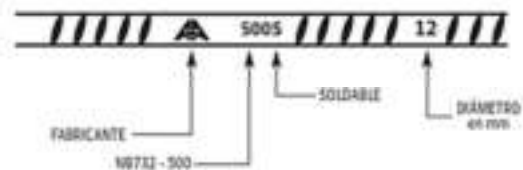
= Bueno, exento de fisuras.

DIÁMETRO DE BARRA (d, mm)	DIÁMETRO DOBLADO (según el d de la barra)	DIÁMETRO DOBLADO (mm)
6	-	24
8	-	24
9.5	1.5 d	33.3
12	1.5 d	42
16	1.5 d	56
20	1.5 d	100
25	1.5 d	125
32	1.5 d	224

NOTA: Según norma, para conversiones se puede utilizar la equivalencia 1MPa = 0.1 Kg/mm².

IDENTIFICACIÓN:

Las barras son identificadas por marcas de laminación en alto relieve que indican el fabricante, el grado de acero y el diámetro de la barra. El marcado sigue el siguiente esquema,



SC0401-FE18/06/NOV 20



ANEXO A - 2: CARGAS VARIABLES

SOBRECARGAS DE USO SEGÚN EL CTE DB SE - AE

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽³⁾⁽⁸⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

⁽¹⁾ Deben descomponerse en dos cargas concentradas de 10 kN separadas entre sí 1,8 m. Alternativamente dichas cargas se podrán sustituir por una sobrecarga uniformemente distribuida en la totalidad de la zona de 3,0 kN/m² para el cálculo de elementos secundarios, como nervios o viguetas, doblemente apoyados, de 2,0 kN/m² para el de losas, forjados reticulados o nervios de forjados continuos, y de 1,0 kN/m² para el de elementos primarios como vigas, ábacos de soportes, soportes o zapatas.

⁽²⁾ En cubiertas transitables de uso público, el valor es el correspondiente al uso de la zona desde la cual se accede.

⁽³⁾ Para cubiertas con un inclinación entre 20° y 40°, el valor de q, se determina por interpolación lineal entre los valores correspondientes a las subcategorías G1 y G2.

⁽⁴⁾ El valor indicado se refiere a la proyección horizontal de la superficie de la cubierta.

⁽⁵⁾ Se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m².

⁽⁶⁾ Se puede adoptar un área tributaria inferior a la total de la cubierta, no menor que 10 m² y situada en la parte más desfavorable de la misma, siempre que la solución adoptada figure en el plan de mantenimiento del edificio.

⁽⁷⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

SOBRECARGAS DE USO SEGÚN NB - 1225002

Tabla 4.1 - Sobrecarga de servicio, L		
Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme, en kN/m ²	Concentrada, en kN
Azoteas y terrazas (donde pueden congregarse personas)	4,0	
Azoteas accesibles privadamente	3,0	
Azoteas inaccesibles	1,0	
Balcones		
- Viviendas en general	3,0	
- Otros casos	Véase 4.11	
Baños		
- Viviendas	2,0	
- Otros casos	3,0	

Tabla 4.1 - Sobrecarga de servicio, L (continuación)		
Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m ²	Concentrada en kN
Baños		
- Viviendas	2,0	
- Otros casos	3,0	
Bibliotecas y Archivos		
- Salas de lectura	3,0	4,5
- Salas de almacenamiento de libros (5)	7,0	4,5
- Áreas de archivos:		
o Aplanamiento de hasta 1,80 m de altura	4,0	-
o Por cada 0,30 m adicionales sobre 1,80 m	0,5	-
- Corredores	4,0	4,5
Áreas de recreacionales,		
Bowling, Salas de Biliar y otras similares	4,0	
Cielorrasos con posibilidad de almacenamiento		
- Áreas de almacenamiento liviano	1,0	
- Áreas de almacenamiento ocasional	0,5	
- Accesibles con fines de mantenimiento		1
Cocinas (5)		
- Viviendas	2,0	
- Otros destinos	4,0	
Comedores, restaurantes y confiterías	5,0	
Corredores en planta baja y otros pisos, lo mismo que el destino al que sirve, excepto otra indicación en esta tabla	5,0	
Cuartos de máquinas y calderas (5)	7,5	
Cubiertas inaccesibles	Véase 4.9.1	
Comercio (Negocios) Venta al menudeo		
- Planta baja	5,0	4,5
- Pisos superiores	4,0	4,5
Comercio al por mayor, todos los pisos	6,0	4,5
Defensas para vehículos	Véase 4.3.3	

Tabla 4.1 - Sobrecarga de servicio, L (continuación)

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m^2	Concentrada en kN
Estadios		
- Sin asientos fijos	5,0	
- Con asientos fijos (ajustados al piso)	4,0	
Escaleras y vías de salida (2)		
- Viviendas y hoteles en áreas privadas	3,0	
- Todos los demás ambientes	5,0	
Escotillas y claraboyas		1,0
Fábricas	Véase 4.12	
- manufactura liviana	6,0	9,0
- manufactura pesada	12,0	14,0
Garajes		
- para automóviles solamente	2,5	Véase 4.10
- para vehículos de hasta 9 pasajeros	5,0	Véase 4.10
Camiones y omnibuses	Véase 4.10.3	
Gimnasios, áreas principales y balcones (3)	5,0	
Hospitales		
- salas de operaciones, laboratorios	3,0	4,5
- habitaciones privadas	2,0	4,5
- salas	2,0	4,5
- corredores en piso superiores a planta baja	4,0	4,5
- salas para equipos especiales	5,0	
Hoteles (véase usos residenciales)		
Helipuertos	2,0 Véase notas (8), (9) y (10)	13,5
Instituciones carcelarias		
- celdas	2,0	
- corredores	5,0	
Lavaderos (5)		
- viviendas	2,0	
- otros destinos	3,0	
Marquesinas y estructuras de entrada a edificios	3,5	
Edificios para Oficinas		
- salas de computación y archivo se diseñarán para cargas mayoradas basadas en el destino previsto	5,0	9,0
- salones de entrada y corredores de planta baja	2,5	9,0
- corredores en pisos superiores a planta baja	4,0	9,0
Pasarelas y plataformas elevadas (que no corresponden a vías de escape)	5,0	

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kN/m^2	Concentrada, en kN
Patios y lugares de paseo	5,0	
Piso enrejado en sala de máquinas de ascensores	Véase nota (7)	
Salones de reunión, teatros y cines		
- asientos fijos, sujetos al piso	3	
- salones	5	
- asientos móviles	5	
- plataformas (reunión)	5	
- pisos de escenarios	7	
- salas de proyección	5,0	
Salones de baile y fiesta	5,0	
Salidas de incendio		
- en general	5,0	
- en viviendas unifamiliares únicamente	2,0	
Sistemas de piso flotante		
- uso para oficina	2,5	9,0
- uso para computación	5,0	9,0
Templos	5,0	
Usos Residenciales(casa habitación, departamento)		
- viviendas para 1 y 2 familias		
- todas las áreas excepto balcones (4)	2,0	
- escaleras	2,0	
Hoteles, casa multifamiliares y departamentos		
- habitaciones privadas y corredores que las sirven	2,0	
- habitaciones de reunión y corredores que las sirven	5,0	
Veredas, entradas vehiculares y patios sujetos a entradas de camiones	12,0	38,0
Vestuarios	2,5	

NOTAS:

(1) Los cielos rasados accesibles normalmente no están diseñados para soportar personas. El valor en esta Tabla propone tener en cuenta almacenamiento liviano, elementos colgados ocasionales o una persona para mantenimiento ocasional, si fuera necesario soportar el peso de mayor cantidad de personas, éste se deberá tener en cuenta.

(2) La carga concentrada mínima sobre los escalones de una escalera es 1,35 kN

(3) También se deben tener en cuenta las fuerzas de balanceo horizontales paralelas y normales a la longitud de los asientos

(4) En "todas las áreas" se incluyen baños, cocinas, lavaderos, comedores, salas de estar y dormitorios

(5) Se recomienda efectuar el cálculo con cargas y equipos reales. En ningún caso la sobrecarga a utilizar será menor que la fijada en esta Tabla.

(6) Las cargas de la tabla se encuentran con valores en los que se encuentran incluidas las consideraciones de impacto, por lo que deberán ser incluidas directamente con el valor considerado.

ANEXO A - 3: CATÁLOGOS PARA CARGAS ESPECIALES

Orona 3G

X-20

Soluciones eléctricas gearless
con sala de máquinas arriba

Alta eficiencia para edificios de tráfico reducido.
Óptima ocupación del espacio y última tecnología de accionamiento directo (gearless).
La solución estándar.
Última tecnología en un formato asequible y funcional.

Características generales

Carga	320 - 450 - 630 kg
Capacidad	4 - 6 - 8 personas
Velocidad	1 m/s
Recorrido máximo	45 m
Número máximo de paradas	16 paradas
Embarques	Simple embarque / <i>Doble embarque 130°</i> / <i>Doble embarque 90°</i>
Sistema de accionamiento	Eléctrico Directo
Maniobra	Sistema de control ARCA III, multiprocesador de bajo consumo
Tipos de puerta	Automáticas de apertura lateral / <i>Automáticas de apertura lateral</i>
Luz de puerta	700 / 800 / 900 mm
Altura de puerta	2000 / <i>2100</i> mm
Dimensiones de cabina	Dimensiones de cabina estándares
Altura inferior de cabina	2100 / <i>2200</i> mm
Estéticas disponibles	Orona 3G Dome Packs / Orona 3G Public Packs / Orona 3G Plus

Estándar Optimizado

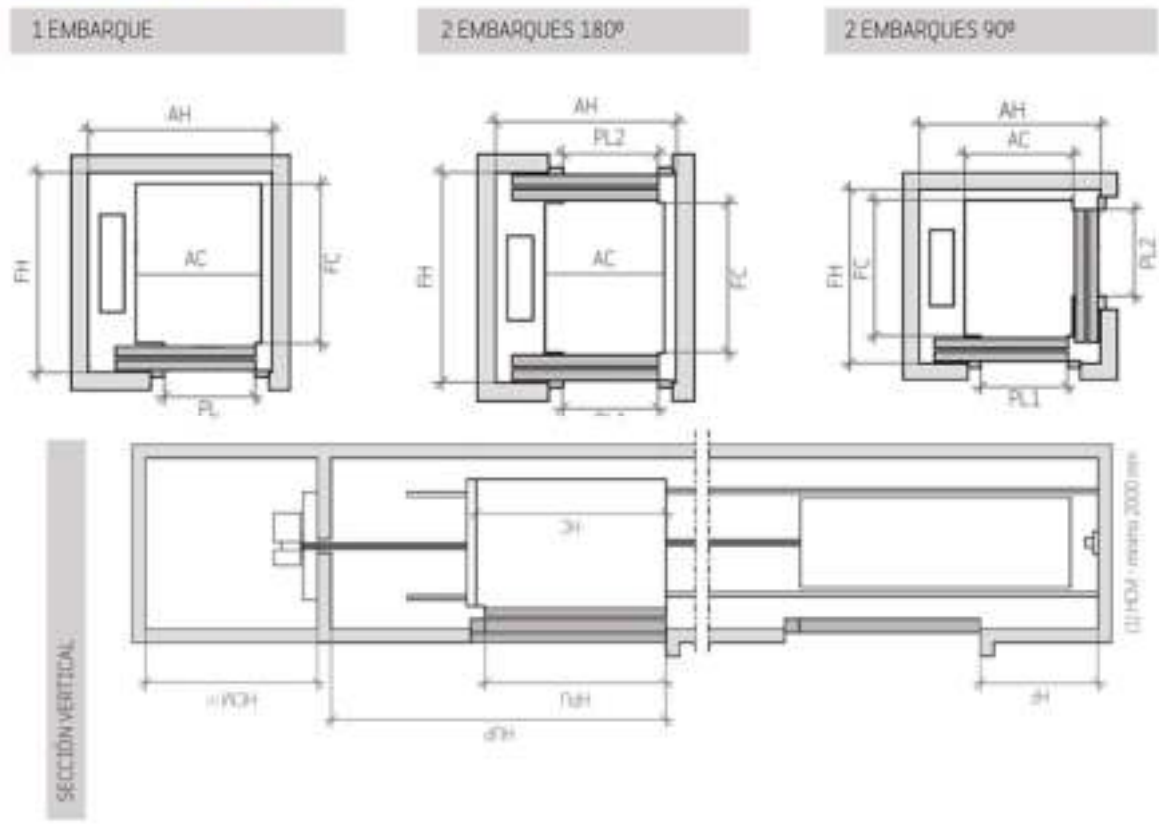


Dimensiones estándares*

Carga / Capacidad		Cabinas			Hueco ¹⁾							
Personas	Q Carga	AC Ancho	FC Fondo	PL Luz	Embarques		Puertas apertura lateral		Puertas apertura central		HF Paso	HLP Lit. Planta
					Accesibilidad	Nº de embarques	AH Ancho	EP Fondo	AH Ancho	FH Fondo		
4	320 kg	825	1100	700		1	1325	1350	1600	1300	1000 (900) ⁴⁾	3400
						2x180 ²⁾	1450	1500	1400			
						2x90 ²⁾	1450	1350				
6	450 kg	1000	1250	800		1	1500	1500	1800	1450	1000 (900) ⁴⁾	3400 (3000) ³⁾
						2x180 ²⁾	1625	1650	1550	3400		
						2x90 ²⁾	1625	1500				
8	600 kg	1100	1400	900		1	1600	1650	2000	1600	1000 (900) ⁴⁾	3400 (3000) ³⁾
						2x180 ²⁾	1725	1800	1700			
						2x90 ²⁾	1725	1650				
			1	1700	1500	2000	1450	3400				
			2x180 ²⁾	1825	1650	1850						
			2x90 ²⁾	1825	1575							

- 0 Hueco sin desplomes
 - 1 Paso de personas bajo foso (Paracaidas en contrapeso) añadir 50 mm al AH
 - 2 Fondo hueco con puertas apoyadas 60 mm en el forjado
 - 3 Fondo hueco con puertas apoyadas 40 mm en el forjado
 - 4 HF reducida opcional 850 mm
 - 5 HLP mínima para altura interior de cabina (HC) de 2100 mm
HLP reducida opcional solo para 6 y 8 personas
- * Información no contractual sujeta a condiciones de hueco

Configuración



TANQUE CAMPEÓN

Súper reforzado



TENEMOS UNA CAPACIDAD PARA CADA NECESIDAD

CAPACIDAD LITROS	PESO KILOS	ANCHO CENTIMETROS	ALTO SIN TAPA CM.	ALTO CON TAPA CM.	ESPESOR (10%+/-)
300	8	70	81,5	86	6
450	11	81	97	102	6,4
600	12,5	87	110,5	114	6,5
650	13	92	111	115	6,5
900	18	101	121	126	7
1200	23	119	142	146	7,5
1600	32	130	151	155,5	8
2300	45	139	167	174	9
2700	47	150	179	184	9,5
3000	50	157	185	188	9,7
3500	70	170	182	187	9,9
5000	110	181	231,5	235	12
7500	190	216	254	258,5	15
10000	270	234	270	270	16,5
20000	500	300	335,5	336	18

CAPAS PROTECTORAS



CAPA BLANCA
Anti adherente y aislante térmico.

CAPA NEGRA
Impide el paso de la luz solar evitando la formación de hongos y bacterias.

ANEXO A - 4: NBDS 2023

Tabla 8			
<i>Coefficientes de reducción, R, amplificación, C_d y valores de distorsión, Δ^1</i>			
Sistema Estructural	R	C_d	Δ^1
Hormigón²			
Sistema de Pórticos			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5	0.012
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	5	4.5	0.011
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3	2.5	0.010
Sistema de Entrepiso sin Viga			
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles. Altura máxima, 30 m.	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos compuestos por losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos, apoyados en columnas con o sin capiteles y muros de corte ordinarios. Altura máxima, 30 m.	4	3.6	0.008
Sistema de Entrepiso con Vigas Planas			
Entrepisos planos apoyados en vigas planas y columnas. Altura máxima, 30 m.	2.5	1.8	0.007
Entrepisos planos apoyados en vigas planas ($b \geq 400$ mm) y columnas. Altura máxima, 30 m.	4	3.6	0.008
Entrepisos planos de losas macizas o nervadas bidireccionales con ábacos apoyados en un sistema dual de columnas especiales con o sin capiteles y muros de corte especiales y vigas planas ($b \geq 400$ mm).	5.5	4.5	0.009
Sistema de Muros			
Muros estructurales Especiales	6	5	0.009
Muros estructurales Ordinarios	5	4.5	0.008
Sistemas Duales			
Pórticos Especiales con Muros Especiales	7	5.5	0.010
Pórticos Especiales con Muros Especiales acoplados	8	8	0.010
Pórticos Especiales con Muros Ordinarios	6	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Especiales	6.5	5	0.009
Pórticos Intermedios con Muros Ordinarios	5.5	4.5	0.008
Pórticos Ordinarios con Muros Ordinarios	4.5	4	0.007
Sistemas de muros de ductilidad limitada	4	3.6	0.006
Acero			
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos	8	5.5	0.010
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos	4.5	4	0.009
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos	3.5	3	0.008
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados	6	5	0.009
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados	3.25	3.25	0.008
Pórticos Excéntricamente Arriostrados	8	4	0.010

Tabla 9*Irregularidades en altura y factores de irregularidad, I_a*

Irregularidades estructurales en altura	I_a
<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.15
<p>Irregularidades de Resistencia - Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia de entrepiso inmediato superior.</p>	0.15
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masa, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p>	0.20
<p>Irregularidad Extrema de Resistencia Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.20
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa o peso, cuando el peso de un piso determinado según el § 1 del Artículo 13, es mayor que 1.50 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.05
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.30 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.05
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.20
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0.30

Tabla 10*Irregularidades en planta y factores de irregularidad, I_p*

Irregularidades estructurales en planta	I_p
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.30 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 8.</p>	0.15
<p>Irregularidad Torsional Extrema Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (Δ_{max}) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.50 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígido y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla 8.</p>	0.20
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.05
<p>Discontinuidad del diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidades cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0.05
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30°, ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante de piso.</p>	0.05

ANEXO A - 5: PRESUPUESTOS Y PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 1 - REPLANTEO Y TRAZADO DE SUPERFICIE

Unitario: M2

Cantidad: 704.84

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,02000			13,500	0,270
CLAVOS	KG	0,01000			14,000	0,140
ESTUCO	KG	0,11000			0,680	0,075
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	0,25000			7,500	1,875
TOTAL MATERIALES						2,360
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	0,02000			20,000	0,400
AYUDANTE	HR.	0,02000			14,000	0,280
TOPOGRAFO	HR.	0,02000			26,000	0,520
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	0,684
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	0,281
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						2,165
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	0,130
		0,00000	0,00%	0,000	0,000	0,000
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						0,130
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	0,559
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						0,559
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	0,521
TOTAL UTILIDAD						0,521
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	0,177
TOTAL IMPUESTOS						0,177
TOTAL PRECIO UNITARIO						5,912

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 2 - EXCAVACION CON RETROEXCAVADORA CAT225

Unitario: M3

Cantidad: 1973.55

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
		0,00000			0,000	0,000
TOTAL MATERIALES						0,000
2. MANO DE OBRA						
AYUDANTE	HR.	0,05000			14,000	0,700
OPERADOR DE RETROEXCAVADORA	HR.	0,07000			23,000	1,610
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	1,317
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	0,542
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						4,169
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	0,250
RETROEXCAVADORA	HR.	0,06000	100,00%	230,000	230,000	13,800
VOLQUETA 12 M3	HR.	0,08000	100,00%	160,000	160,000	12,800
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						26,850
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	3,722
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						3,722
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	3,474
TOTAL UTILIDAD						3,474
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	1,181
TOTAL IMPUESTOS						1,181
TOTAL PRECIO UNITARIO						39,396

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 3 - COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO

Unitario: M3

Cantidad: 135.84

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ADITIVOS ACELERANTES	KG	5,00000			30,290	151,450
ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00000			13,500	27,000
CLAVOS	KG	2,00000			14,000	28,000
FIERRO CORRUGADO	KG	425,20613			7,800	3.316,608
HORMIGON PREMEZCLADO H-25 C/BOMBEO	M3	1,00000			870,000	870,000
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	80,00000			7,500	600,000
TOTAL MATERIALES						4.993,058
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	1,50000			20,000	30,000
ARMADOR	HR.	7,00000			20,500	143,500
AYUDANTE	HR.	1,50000			14,000	21,000
ENCOFRADOR	HR.	16,00000			20,500	328,000
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	297,825
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	122,557
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						942,882
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	56,573
VIBRADOR DE HORMIGON	HR.	0,40000	100,00%	15,000	15,000	6,000
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						62,573
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	719,822
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						719,822
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	671,833
TOTAL UTILIDAD						671,833
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	228,356
TOTAL IMPUESTOS						228,356
TOTAL PRECIO UNITARIO						7.618,524

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 4 - VIGA DE HORMIGON ARMADO

Unitario: M3

Cantidad: 516.06

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00000			13,500	27,000
ARENA CORRIENTE EN OBRA	M3	0,45000			110,003	49,501
CEMENTO IP 30	KG	350,00000			1,120	392,000
CLAVOS	KG	2,00000			14,000	28,000
FIERRO CORRUGADO	KG	120,55575			7,800	940,335
GRAVA EN OBRA	M3	0,92000			130,010	119,609
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	70,00000			7,500	525,000
TOTAL MATERIALES						2.081,445
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	10,00000			20,000	200,000
ARMADOR	HR.	10,00000			20,500	205,000
AYUDANTE	HR.	20,00000			14,000	280,000
ENCOFRADOR	HR.	18,00000			20,500	369,000
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	600,780
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	247,224
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						1.902,004
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	114,120
MEZCLADORA DE HORMIGON	HR.	1,00000	100,00%	22,000	22,000	22,000
VIBRADOR DE HORMIGON	HR.	0,80000	100,00%	15,000	15,000	12,000
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						148,120
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	495,788
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						495,788
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	462,736
TOTAL UTILIDAD						462,736
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	157,284
TOTAL IMPUESTOS						157,284
TOTAL PRECIO UNITARIO						5.247,377

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 5 - MURO DE HORMIGON ARMADO E= 25 CM

Unitario: M3

Cantidad: 198.39

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00000			13,500	27,000
CLAVOS	KG	2,00000			14,000	28,000
FIERRO CORRUGADO	KG	105,47911			7,800	822,737
HORMIGON PREMEZCLADO H-25 C/BOMBEO	M3	1,00000			870,000	870,000
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	80,00000			7,500	600,000
TOTAL MATERIALES						2,347,737
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	10,00000			20,000	200,000
ARMADOR	HR.	10,00000			20,500	205,000
AYUDANTE	HR.	20,00000			14,000	280,000
ENCOFRADOR	HR.	20,00000			20,500	410,000
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	624,150
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	256,841
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						1,975,991
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	118,559
VIBRADOR DE HORMIGON	HR.	0,80000	100,00%	15,000	15,000	12,000
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						130,559
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	534,514
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						534,514
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	498,880
TOTAL UTILIDAD						498,880
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	169,569
TOTAL IMPUESTOS						169,569
TOTAL PRECIO UNITARIO						5.657,250

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 6 - MURO DESÓTANO E= 25 CM

Unitario: M3

Cantidad: 83.76

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00000			13,500	27,000
CLAVOS	KG	2,00000			14,000	28,000
FIERRO CORRUGADO	KG	133,47660			7,800	1.041,117
HORMIGON PREMEZCLADO H-25 C/BOMBEO	M3	1,00000			870,000	870,000
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	80,00000			7,500	600,000
TOTAL MATERIALES						2.566,117
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	10,00000			20,000	200,000
ARMADOR	HR.	10,00000			20,500	205,000
AYUDANTE	HR.	20,00000			14,000	280,000
ENCOFRADOR	HR.	20,00000			20,500	410,000
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	624,150
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	256,841
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						1.975,991
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	118,559
VIBRADOR DE HORMIGON	HR.	0,80000	100,00%	15,000	15,000	12,000
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						130,559
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	560,720
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						560,720
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	523,339
TOTAL UTILIDAD						523,339
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	177,883
TOTAL IMPUESTOS						177,883
TOTAL PRECIO UNITARIO						5.934,609

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 7 - LOSA ALIVIANADA DE HORMIGON ARMADO

Unitario: M2

Cantidad: 492.59

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	0,20000			13,500	2,700
ARENA CORRIENTE EN OBRA	M3	0,06000			110,003	6,600
CEMENTO IP 30	KG	40,00000			1,120	44,800
CLAVOS	KG	0,20000			14,000	2,800
FIERRO CORRUGADO	KG	77,36251			7,800	603,428
GRAVA EN OBRA	M3	0,10000			130,010	13,001
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	10,00000			7,500	75,000
PLASTIMET H.E.R. PLASTIFICANTE RETARDADO	KG	0,16000			17,500	2,800
PLASTOFORM TIRA 40X 40 X 20	PZA	2,00000			20,000	40,000
TOTAL MATERIALES						791,129
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	1,50000			20,000	30,000
ARMADOR	HR.	1,00000			20,500	20,500
AYUDANTE	HR.	2,00000			14,000	28,000
ENCOFRADOR	HR.	1,15000			20,500	23,575
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	58,183
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	23,943
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						184,201
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	11,052
MEZCLADORA DE HORMIGON	HR.	0,05000	100,00%	22,000	22,000	1,100
VIBRADOR DE HORMIGON	HR.	0,05000	100,00%	15,000	15,000	0,750
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						12,902
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	118,588
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						118,588
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	110,682
TOTAL UTILIDAD						110,682
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	37,621
TOTAL IMPUESTOS						37,621
TOTAL PRECIO UNITARIO						1.255,123

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 8 - LOSA MACIZA DE HORMIGÓN ARMADO

Unitario: M3

Cantidad: 114.92

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00000			13,500	27,000
ARENA CORRIENTE EN OBRA	M3	0,45000			110,003	49,501
CEMENTO IP 30	KG	350,00000			1,120	392,000
CLAVOS	KG	2,00000			14,000	28,000
FIERRO CORRUGADO	KG	131,67421			7,800	1.027,059
GRAVA EN OBRA	M3	0,92000			130,010	119,609
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	100,00000			7,500	750,000
TOTAL MATERIALES						2.393,169
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	8,00000			20,000	160,000
ARMADOR	HR.	10,00000			20,500	205,000
AYUDANTE	HR.	18,00000			14,000	252,000
ENCOFRADOR	HR.	18,00000			20,500	369,000
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	562,020
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	231,274
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						1.779,294
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	106,758
MEZCLADORA DE HORMIGON	HR.	1,00000	100,00%	22,000	22,000	22,000
VIBRADOR DE HORMIGON	HR.	0,80000	100,00%	15,000	15,000	12,000
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						140,758
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	517,587
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						517,587
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	483,081
TOTAL UTILIDAD						483,081
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	164,199
TOTAL IMPUESTOS						164,199
TOTAL PRECIO UNITARIO						5.478,088

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 9 - ESCALERAS DE HORMIGÓN ARMADO

Unitario: M3

Cantidad: 40.47

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00000			13,500	27,000
ARENA CORRIENTE EN OBRA	M3	0,45000			110,003	49,501
CEMENTO IP 30	KG	350,00000			1,120	392,000
CLAVOS	KG	2,00000			14,000	28,000
FIERRO CORRUGADO	KG	81,31949			7,800	634,292
GRAVA EN OBRA	M3	0,92000			130,010	119,609
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	60,00000			7,500	450,000
TOTAL MATERIALES						1.700,403
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	10,00000			20,000	200,000
ARMADOR	HR.	10,00000			20,500	205,000
AYUDANTE	HR.	18,00000			14,000	252,000
ENCOFRADOR	HR.	18,00000			20,500	369,000
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	584,820
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	240,657
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						1.851,477
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	111,089
MEZCLADORA DE HORMIGON	HR.	1,00000	100,00%	22,000	22,000	22,000
VIBRADOR DE HORMIGON	HR.	0,80000	100,00%	15,000	15,000	12,000
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						145,089
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	443,636
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						443,636
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	414,060
TOTAL UTILIDAD						414,060
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	140,739
TOTAL IMPUESTOS						140,739
TOTAL PRECIO UNITARIO						4.695,404

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 10 - LOSA DE CIMENTACIÓN CON HORMIGON PREMESCLADO H - 25

Unitario: M3

Cantidad: 342.92

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00000			13,500	27,000
CLAVOS	KG	0,90000			14,000	12,600
FIERRO CORRUGADO	KG	87,27108			7,800	680,714
HORMIGON PREMEZCLADO H-25 C/BOMBEO	M3	1,00000			870,000	870,000
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	10,00000			7,500	75,000
SIKA 1 IMPERMEABILIZANTE	KG	7,00000			15,500	108,500
TOTAL MATERIALES						1.773,814
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	1,00000			20,000	20,000
ARMADOR	HR.	6,00000			20,500	123,000
AYUDANTE	HR.	1,00000			14,000	14,000
ENCOFRADOR	HR.	5,00000			20,500	102,500
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	147,915
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	60,868
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						468,283
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	28,097
VIBRADOR DE HORMIGON	HR.	0,50000	100,00%	15,000	15,000	7,500
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						35,597
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	273,323
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						273,323
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	255,102
TOTAL UTILIDAD						255,102
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	86,709
TOTAL IMPUESTOS						86,709
TOTAL PRECIO UNITARIO						2.892,828

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 11 - VIGA DE FUNDACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO

Unitario: M3

Cantidad: 274.15

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ALAMBRE DE AMARRE	KG	2,00000			13,500	27,000
CLAVOS	KG	0,90000			14,000	12,600
FIERRO CORRUGADO	KG	88,05034			7,800	686,793
HORMIGON PREMEZCLADO H-25 C/BOMBEO	M3	1,00000			870,000	870,000
MADERA DE CONSTRUCCION	P2	10,00000			7,500	75,000
SIKA 1 IMPERMEABILIZANTE	KG	7,00000			15,500	108,500
TOTAL MATERIALES						1.779,893
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	12,00000			20,000	240,000
ARMADOR	HR.	10,00000			20,500	205,000
AYUDANTE	HR.	16,00000			14,000	224,000
ENCOFRADOR	HR.	8,00000			20,500	164,000
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	474,810
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	195,387
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						1.503,197
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	90,192
VIBRADOR DE HORMIGON	HR.	0,80000	100,00%	15,000	15,000	12,000
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						102,192
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	406,234
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						406,234
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	379,152
TOTAL UTILIDAD						379,152
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	128,874
TOTAL IMPUESTOS						128,874
TOTAL PRECIO UNITARIO						4.299,542

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE 12 PISOS

Actividad: 12 - MURO LADRILLO 10 CM

Unitario: M2

Cantidad: 950.00

Moneda: Bolivianos

Descripción	Und.	Cantidad	% Productiv.	Precio Improductivo	Precio Productiv.	Costo Total
1. MATERIALES						
ARENA FINA	M3	0,05000			145,000	7,250
CEMENTO IP 30	KG	11,00000			1,120	12,320
LADRILLO 6 H. 24X15X11	PZA	24,00000			1,200	28,800
TOTAL MATERIALES						48,370
2. MANO DE OBRA						
ALBAÑIL	HR.	1,50000			20,000	30,000
AYUDANTE	HR.	1,75000			14,000	24,500
BENEFICIOS SOCIALES - %					57,00%	31,065
IMPUESTO AL VALOR AGREGADO - %					14,94%	12,783
MANO DE OBRA INDIRECTA - %					0,00%	0,000
TOTAL MANO DE OBRA						98,348
3. EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						
HERRAMIENTAS - %					6,00%	5,901
		0,00000	0,00%	0,000	0,000	0,000
TOTAL EQUIPO, MAQ. Y HERRAMIENTAS						5,901
4. GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						
GASTOS GENERALES - %					12,00%	18,314
TRANSPORTE, MANIPULEO Y ALMAC. - %					0,00%	0,000
TOTAL GASTOS GRLES. Y ADMINIST.						18,314
5. UTILIDAD						
UTILIDAD - %					10,00%	17,093
TOTAL UTILIDAD						17,093
6. IMPUESTOS						
IMPUESTO A LAS TRANSACCIONES - %					3,09%	5,810
TOTAL IMPUESTOS						5,810
TOTAL PRECIO UNITARIO						193,836

ANEXO A - 6: MÓDULOS EXPERIMENTALES

Proyecto de grado: Relación entre el módulo de Elasticidad y la resistencia a compresión de hormigones elaborados con tres marcas de cemento Tipo IP disponibles en la ciudad de La Paz.

Tabla 4.10 Ecuaciones propuestas para las diferentes normas

APLICACIÓN Y COMPARACIÓN DE LAS FÓRMULAS			
Norma	Ecuación de la norma	Ecuación Proyecto de Grado (2022)	Diferencia [%]
A.C.I. 318-19	$E_c = 4700 \cdot f_c^{0.5}$	$E_c = 3600 \cdot f_c^{0.5}$	-30,56%
E.H.E 2007	$E_{cm} = 8500 \cdot (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}}$	$E_c = 5900 \cdot (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}}$	-44,07%
C.B.H. 87	$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}}$	$E_c = 5900 \cdot (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}}$	-61,02%
N.B. 1225001	$E_c = 3830 \cdot f_c^{0.5}$	$E_c = 3580 \cdot f_c^{0.5}$	-6,98%
Código Estructural 2021	$E_{cmp,j} = \gamma_p \cdot \gamma_r \cdot 9500 \cdot \sqrt[3]{f_{cmp,j}}$	$E_{cmp,j} = \gamma_p \cdot \gamma_r \cdot 8107 \cdot \sqrt[3]{f_{cmp,j}}$	-17,18%
A.C.I. 318-19	$E_c = 0,043 \cdot w_c^{1.5} \cdot f_c^{0.5}$	$E_c = 0,032 \cdot w_c^{1.5} \cdot f_c^{0.5}$	-34,38%
N.B. 1225001	$E_c = 0,038 \cdot w_c^{1.5} \cdot f_c^{0.5}$	$E_c = 0,033 \cdot w_c^{1.5} \cdot f_c^{0.5}$	-15,15%

Porcentaje de Diferencia entre Módulos de Elasticidad recomendados por la norma y Módulos de Deformación Experimentales

	CBH - 87	NB - 1225001
E_{cm} Normativo	27264.04 [MPa]	19150 [MPa]
E_c Experimental	18924.45 [MPa]	17900 [MPa]
% Diferencia	44.07 %	6.98 %

**Diferencia de desplazamientos Verticales obtenidos en el proyecto
para la CBH - 87**

PISO	DESPLAZAMIENTO		OBSERVACIÓN
	CBH - 87	exp	
T.S.M.	1,48	2,12	43,24 % mayor con el módulo experimental
	0,1	0,14	40,00 % mayor con el módulo experimental
CUBIERTA	1,35	1,93	42,96 % mayor con el módulo experimental
	1,69	2,43	43,79 % mayor con el módulo experimental
PISO 12	1,81	2,54	40,33 % mayor con el módulo experimental
	1,25	1,79	43,20 % mayor con el módulo experimental
PISO TIPO	1,26	1,8	42,86 % mayor con el módulo experimental
	1,15	1,6	39,13 % mayor con el módulo experimental
P.B.	1,34	1,92	43,28 % mayor con el módulo experimental
	0,98	1,36	38,78 % mayor con el módulo experimental

**Diferencia de desplazamientos Verticales obtenidos en el proyecto
para la NB - 1225001**

PISO	DESPLAZAMIENTO		OBSERVACIÓN
	NB - 1225001	Mod Exp	
T.S.M.	1,9	2,03	6,84 % mayor con el Módulo Experimental
	0,11	0,12	9,09 % mayor con el Módulo Experimental
CUBIERTA	1,73	1,82	5,20 % mayor con el Módulo Experimental
	2,25	2,36	4,89 % mayor con el Módulo Experimental
PISO 12	2,26	2,38	5,31 % mayor con el Módulo Experimental
	1,64	1,74	6,10 % mayor con el Módulo Experimental
PISO TIPO	1,6	1,69	5,62 % mayor con el Módulo Experimental
	1,44	1,52	5,56 % mayor con el Módulo Experimental
P.B.	1,9	1,96	3,16 % mayor con el Módulo Experimental
	1,3	1,41	8,46 % mayor con el Módulo Experimental

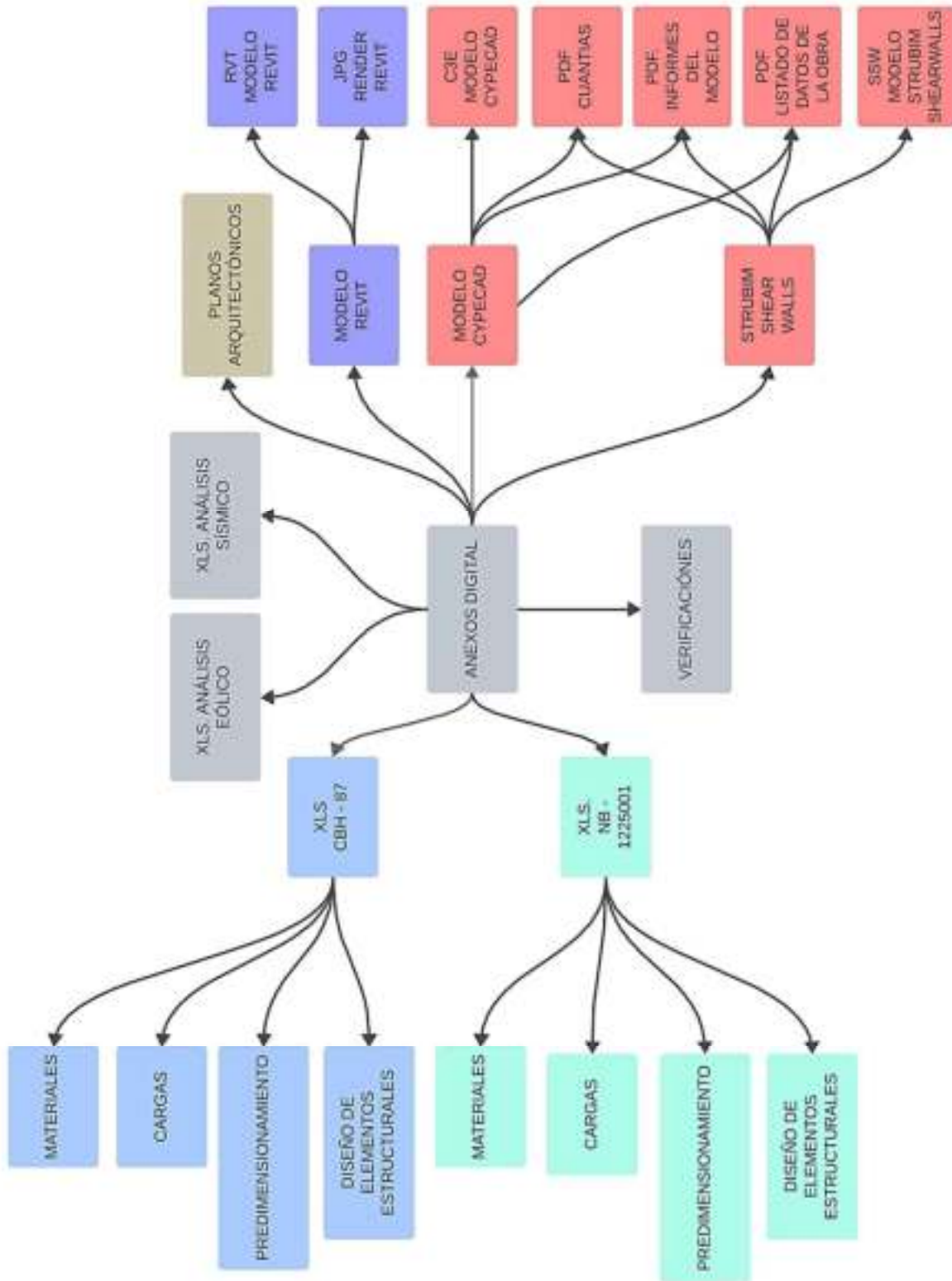
Derivas obtenidas para la CBH - 87 y NCSE - 02

NIVEL	h [m]	MODULO NORMATIVO		MODULO EXP.		% DIFERENCIA	
		(δ / h)		(δ / h)			
		Dir. "X"	Dir "Y"	Dir. "X"	Dir "Y"		
T.S.M.	2,7	0,0013	0,0022	0,0013	0,0027	-5,66%	-20,31%
CUBIERTA	3	0,0011	0,0020	0,0013	0,0024	-15,78%	-14,02%
PISO 12	2,8	0,0012	0,0021	0,0014	0,0024	-15,05%	-14,70%
PISO 11	2,8	0,0014	0,0022	0,0016	0,0025	-17,37%	-14,13%
PISO 10	2,8	0,0015	0,0023	0,0019	0,0027	-17,33%	-14,61%
PISO 9	2,8	0,0017	0,0024	0,0021	0,0028	-16,96%	-13,83%
PISO 8	2,8	0,0019	0,0025	0,0023	0,0030	-16,96%	-14,43%
PISO 7	2,8	0,0020	0,0026	0,0025	0,0030	-17,48%	-14,14%
PISO 6	2,8	0,0022	0,0026	0,0026	0,0031	-16,52%	-15,10%
PISO 5	2,8	0,0022	0,0026	0,0027	0,0031	-17,08%	-13,98%
PISO 4	2,8	0,0022	0,0026	0,0027	0,0030	-17,08%	-14,14%
PISO 3	2,8	0,0022	0,0025	0,0026	0,0029	-17,61%	-14,78%
PISO 2	2,8	0,0020	0,0023	0,0024	0,0026	-17,60%	-13,47%
PISO 1	3	0,0015	0,0018	0,0018	0,0021	-16,64%	-12,64%
P.B.	2,8	0,0002	0,0009	0,0002	0,0009	0,00%	4,60%

Derivas obtenidas para la CBH - 87 y NCSE - 02

NIVEL	h [m]	MODULO NORMATIVO		MODULO EXP.		% DIFERENCIA	
		(δ / h)		(δ / h)			
		Dir. "X"	Dir "Y"	Dir. "X"	Dir "Y"		
T.S.M.	2,7	0,0021	0,0037	0,0023	0,0038	-4,94%	-3,66%
CUBIERTA	3	0,0020	0,0035	0,0021	0,0036	-3,20%	-3,81%
PISO 12	2,8	0,0021	0,0036	0,0022	0,0037	-3,21%	-2,86%
PISO 11	2,8	0,0024	0,0037	0,0025	0,0038	-2,91%	-2,62%
PISO 10	2,8	0,0027	0,0039	0,0028	0,0040	-3,79%	-2,75%
PISO 9	2,8	0,0030	0,0041	0,0031	0,0042	-3,33%	-2,48%
PISO 8	2,8	0,0033	0,0043	0,0034	0,0044	-3,31%	-3,42%
PISO 7	2,8	0,0035	0,0043	0,0036	0,0045	-2,83%	-3,45%
PISO 6	2,8	0,0037	0,0044	0,0038	0,0046	-3,70%	-3,10%
PISO 5	2,8	0,0039	0,0045	0,0040	0,0046	-2,72%	-2,68%
PISO 4	2,8	0,0039	0,0043	0,0040	0,0045	-2,75%	-3,04%
PISO 3	2,8	0,0038	0,0042	0,0040	0,0043	-3,44%	-3,36%
PISO 2	2,8	0,0035	0,0038	0,0036	0,0040	-2,80%	-2,69%
PISO 1	3	0,0026	0,0030	0,0027	0,0031	-3,85%	-3,25%
P.B.	2,8	0,0003	0,0012	0,0003	0,0012	0,00%	0,00%

ANEXO A - 7: ESQUEMA DEL CONTENIDO DIGITAL



UMSA – CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTOR: Gustavo Adolfo Pachagaya Rios **C.I.** 6980156 LP **Cel:** 78800714

DIRECCIÓN: Av. Quintanilla Zuazo # 180 Z/ Central – La Paz

CORREO: gustavorioskormus@gmail.com



2024-TTES-1430-D-1

**DIRECCIÓN DE DERECHO DE AUTOR
Y DERECHOS CONEXOS
RESOLUCIÓN ADMINISTRATIVA NRO. 1-3181/2024
La Paz, 18 de octubre de 2024**

VISTOS:

La solicitud de Inscripción de Derecho de Autor presentada en fecha **14 de octubre de 2024**, por **GUSTAVO ADOLFO PACHAGAYA RIOS** con **C.I. N° 6980156 LP**, con número de trámite **DA 1810/2024**, señala la pretensión de inscripción del Proyecto de Grado titulado: **"ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOCE PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE LA PAZ APLICANDO PARÁMETROS DE LA NORMA CBH - 87 Y PARÁMETROS DE LA NORMA NB - 1225001"**, cuyos datos y antecedentes se encuentran adjuntos y expresados en el Formulario de Declaración Jurada.

CONSIDERANDO:

Que, en observación al Artículo 4º del Decreto Supremo N° 27938 modificado parcialmente por el Decreto Supremo N° 28152 el *"Servicio Nacional de Propiedad Intelectual SENAPI, administra en forma desconcentrada e integral el régimen de la Propiedad Intelectual en todos sus componentes, mediante una estricta observancia de los regímenes legales de la Propiedad Intelectual, de la vigilancia de su cumplimiento y de una efectiva protección de los derechos de exclusiva referidos a la propiedad industrial, al derecho de autor y derechos conexos; constituyéndose en la oficina nacional competente respecto de los tratados internacionales y acuerdos regionales suscritos y adheridos por el país, así como de las normas y regímenes comunes que en materia de Propiedad Intelectual se han adoptado en el marco del proceso andino de integración"*.

Que, el Artículo 16º del Decreto Supremo N° 27938 establece *"Como núcleo técnico y operativo del SENAPI funcionan las Direcciones Técnicas que son las encargadas de la evaluación y procesamiento de las solicitudes de derechos de propiedad intelectual, de conformidad a los distintos regímenes legales aplicables a cada área de gestión"*. En ese marco, la Dirección de Derecho de Autor y Derechos Conexos otorga registros con carácter declarativo sobre las obras del ingenio cualquiera que sea el género o forma de expresión, sin importar el mérito literario o artístico a través de la inscripción y la difusión, en cumplimiento a la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina, Ley de Derecho de Autor N° 1322, Decreto Reglamentario N° 23907 y demás normativa vigente sobre la materia.

Que, la solicitud presentada cumple con: el Artículo 6º de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor, el Artículo 26º inciso a) del Decreto Supremo N° 23907 Reglamento de la Ley de Derecho de Autor, y con el Artículo 4º de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina.

Que, de conformidad al Artículo 18º de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor en concordancia con el Artículo 18º de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina, referentes a la duración de los Derechos Patrimoniales, los mismos establecen que: *"la duración de la protección concedida por la presente ley será para toda la vida del autor y por 50 años después de su muerte, a favor de sus herederos, legatarios y cesionarios"*

Que, se deja establecido en conformidad al Artículo 4º de la Ley N° 1322 de Derecho de Autor, y Artículo 7º de la Decisión 351 Régimen Común sobre Derecho de Autor y Derechos Conexos de la Comunidad Andina que: *"...No son objeto de protección las ideas contenidas en las obras literarias, artísticas, o el contenido ideológico o técnico de las obras científicas ni su aprovechamiento industrial o comercial"*

Que, el artículo 4, inciso e) de la ley N° 2341 de Procedimiento Administrativo, instituye que: *"... en la relación de los particulares con la Administración Pública, se presume el principio de buena"*



fe. La confianza, la cooperación y la lealtad en la actuación de los servidores públicos y de los ciudadanos ...", por lo que se presume la buena fe de los administrados respecto a las solicitudes de registro y la declaración jurada respecto a la originalidad de la obra.

POR TANTO:

El Director de Derecho de Autor y Derechos Conexos sin ingresar en mayores consideraciones de orden legal, en ejercicio de las atribuciones conferidas.

RESUELVE:

INSCRIBIR en el Registro de Tesis, Proyectos de Grado, Monografías y Otras Similares de la Dirección de Derecho de Autor y Derechos Conexos, el Proyecto de Grado titulado: "**ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO TÉCNICO - ECONÓMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE DOCE PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE LA PAZ APLICANDO PARÁMETROS DE LA NORMA CBH - 87 Y PARÁMETROS DE LA NORMA NB - 1225001**" a favor del autor y titular: **GUSTAVO ADOLFO PACHAGAYA RIOS** con **C.I. Nº 6980156 LP**, quedando amparado su derecho conforme a Ley, salvando el mejor derecho que terceras personas pudieren demostrar.

Regístrese, Comuníquese y Archívese.

CASA/lm

Firmado Digitalmente por:

Servicio Nacional de Propiedad Intelectual - SENAPI

CARLOS ALBERTO SORUCO ARROYO

DIRECTOR DE DERECHO DE AUTOR Y DERECHOS CONEXOS

LA PAZ - BOLIVIA



Firma:



9ooHj7Oh8Gi17K

PARA LA VALIDACIÓN DEL PRESENTE DOCUMENTO INGRESAR A LA PÁGINA WEB www.senapi.gob.bo/verificacion Y COLOCAR CÓDIGO DE VERIFICACIÓN O ESCANEAR CÓDIGO QR.



Oficina Central - La Paz
Av. Montes, N° 515,
entre Esq. Uruguay y
C. Batallón Simón
Teléfono: 2115700
2119376 - 2119251

Oficina - Santa Cruz
Av. Uruguay, Calle
prolongación Quijano,
N° 29, Edif. Bicentenario
Teléfono: 3121752 - 72042636

Oficina - Cochabamba
Calle Bolívar, N° 737,
entre 16 de Julio y Antasana.
Teléfono: 4141405 - 72042957

Oficina - El Alto
Av. Juan Pablo II, N° 2340
Edif. Multicentro El Ceibo
Lzda. Pico 2, Of. 5B,
Zona 16 de Julio
Teléfono: 2141001 - 72043029

Oficina - Chuquisaca
Calle Kilómetro 7, N° 366
casí esq. Urrutigoitia,
Zona Parque Bolívar.
Teléfono: 72006873

Oficina - Tarija
Av. La Paz, entre
Calle Cinc Trigo y Avenida
SBI Santa Clara, N° 343.
Teléfono: 72076266

Oficina - Oruro
Calle 6 de Octubre, N° 5877,
entre Ayacucho
y Junín, Galería Central,
Of. 14.
Teléfono: 6701288

Oficina - Potosí
Av. Villazón entre calles
Monseñor Albo y San Alberto,
Edif. AM. Salinas N° 242,
Primer Piso, Of. 11.
Teléfono: 12018160

