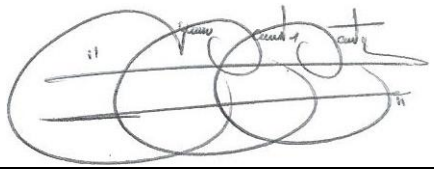
MEMORIAS DE CÁLCULO
DISEÑO ESTRUCTURAL
CENTRO DE SALUD

UBICACIÓN:
FÚQUEME - CUNDINAMARCA



JUAN CARLOS CORTES CORTES
Ingeniero Civil
Especialista en estructuras
M.P. 25202121612 CND

OCTUBRE DE 2025

BOGOTÁ D.C, OCTUBRE DE 2025

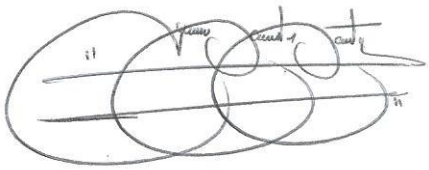
Señores

ALCALDÍA MUNICIPAL DE FÚQUEME

REF: MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Por medio del presente memorial yo, JUAN CARLOS CORTES CORTES, con MP 25202-121612 CND, como diseñador estructural del presente proyecto, manifiesto que la memoria de cálculos y los planos estructurales se han elaborado conforme a los requisitos del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR – 10.

Exonero al ente que tenga a cargo la revisión de este proyecto de cualquier responsabilidad derivada del proyecto diseño estructural de la **CENTRO DE SALUD**, ubicada en FÚQUEME – CUNDINAMARCA, que se desarrolla en el presente Documento y planos anexos.



JUAN CARLOS CORTÉS CORTÉS
MP 25202-121612 CND

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar


REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA
NUMERO 80.229.176
CORTES CORTES
APELLIDOS
JUAN CARLOS
NOMBRES
FIRMA


FECHA DE NACIMIENTO 29-MAY-1980
BOGOTA D.C
(CUNDINAMARCA)
LUGAR DE NACIMIENTO
1.85
ESTATURA
O+
G.S. RH
M
SEXO
04-JUN-1998 BOGOTA D.C
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION
REGISTRADOR NACIONAL
CARLOS ARIEL SÁNCHEZ TORRES
INDICE DERECHO
A-1500150-00356679-M-0080229176-20120120
0028975470A 1
36568301



JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar



REPÚBLICA DE COLOMBIA
MINISTERIO DE EDUCACIÓN NACIONAL

LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

TENIENDO EN CUENTA QUE

Juan Carlos Cortés Cortés

C.C. No. 80229176 Expedida en Bogotá

CUMPLIÓ SATISFACTORIAMENTE TODOS LOS REQUISITOS REGLAMENTARIOS DEL PROGRAMA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO LE CONFIERE EL TÍTULO DE

Especialista en Estructuras

EN LA CIUDAD DE Bogotá, D.C., a los 25 días del mes de Marzo de 2009

DECANATURA DE FACULTAD

RECTORÍA

SECRETARÍA GENERAL

INTER-AULAS · ACADEMIÆ · QUÆRE · VERUM

REGISTRO No. 1105 del Libro de Diplomas No. 03

DE LA SEDE DE Bogotá

FACULTAD DE Ingeniería

21286



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

FACULTAD DE

INGENIERÍA

ACTA DE GRADO NÚMERO **1727**

El Consejo de Facultad en su sesión del día **26 de Febrero de 2009 - Acta No. 003**

CONSIDERANDO QUE

Juan Carlos Cortés Cortés

CC. No. 80229176 de Bogotá

Cumplió satisfactoriamente con los requisitos exigidos por los Acuerdos y Reglamentos de la Universidad, resuelve otorgarle el título de

Especialista en Estructuras

Trabajo de Grado:

Evaluación de la influencia del tipo de pegante en el comportamiento mecánico de guadua laminada prensada pegada

nombre y representación de la República de Colombia y de la Universidad Nacional de Colombia se expide el Diploma Número **21286** *consignado en el Registro No.* **1105 del Libro No. 03**

En testimonio de lo anterior se firma la presente Acta de Grado en la ciudad de **Bogotá, a los 25 días del mes de Marzo de 2009**

PRESIDENCIA
Consejo de Facultad

SECRETARÍA
Consejo de Facultad

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2025-3920746

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que JUAN CARLOS CORTES CORTES, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 80229176, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 25202-121612 desde el 18 de Agosto de 2005, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 256.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los diecinueve (19) días del mes de Septiembre del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Micrositel/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA – COPNIA
Calle 78 Nº 9 - 57 - Teléfono: 322 0191 - Bogotá D.C.
e-mail: contactenos@copnia.gov.co
www.copnia.gov.co

MIDASoft Inc.
45 Broadway, Suite 1130
New York, NY 10006
P: 646-852-9286
E: latinoamerica@midasoft.com

MIDAS FAMILY PROGRAM
End User License Agreement

End User License Agreement for Using MIDAS Family Program

- *Product Title:* midas Gen standar edition + Automesh
- *Product ID:* MSENGEN0000825
- *Lock code:* WWeb-04747-2022
- *No. of Users:* 1
- *Name of company or user:* Juan Carlos Cortés
- *License Type (Lease/Rent/Perpetual):* Perpetual
- *Purchase Date:* 2022/05/30
- *Expiration Date:* 2023/06/30

MIDASoft hereby confers this End User License Certificate for using the above product(s) and related documents to the above-designated individual or group User(s).

The product contains a MIDAS Family Program and related documents, which are copyrighted and protected by the governing international copyright laws. The End User License Agreement governs the use of a MIDAS Family Program. The User shall be required to safeguard this End User License Certificate as this Certificate serves as evidence to the license and qualifies for maintenance including program updates and user support pursuant to the End User License Agreement.

Date presented 01 / 17 / 2023

Presented by _____
Authorized MIDAS Representative (Name & Signature)
Alejandro Franco Patiño

Acknowledged by _____
End user (Name & Signature)
Juan Carlos Cortes

Doc ID: b2501589ee6c6f44bbcb0e0de532de850653bc47

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 14
1.1. SISTEMA ESTRUCTURAL 16
1.2. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO 17
1.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS 18
2. OBJETIVOS 19
2.1. OBJETIVO GENERAL 19
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 19
A. BLOQUE 1 20
1. EVALUACIÓN DE CARGAS 21
1.1. CARGAS DE ENTREPISO 21
1.2. CARGAS DE CUBIERTA 23
1.3. CARGAS DE TANQUE 24
1.4. CARGAS DE PLACA CANAL 26
1.5. CARGAS DE VIENTO 27
1.6. EVALUACION DE CARGAS DE ESCALERA 32
2. MODELACIÓN ESTRUCTURAL 34
2.1. MODELO ESTRUCTURAL 34
2.2. MATERIALES 37
2.3. ASIGNACION DE DIAFRAGMA SOBRE PLACA 40
2.4. CARGAS DE SERVICIO EN EL MODELO ESTRUCTURAL 41
2.5. PARTICIPACIÓN DE MASA 46
2.6. ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA 47
2.6.1. Espectro de diseño 47
2.7. AJUSTE AL CORTANTE DINÁMICO 47
2.7.1. Ajuste a Cortante dinámico Espectro de Diseño 48
2.7.2. Ajuste a Cortante dinámico Espectro de Diseño 50
2.8. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS 52
2.8.1. SISMO EN LAS DOS DIRECCIONES PRINCIPALES 53
2.9. REVISIÓN DE IRREGULARIDADES 54
2.9.1. IRREGULARIDAD TORSIONAL – 1P 54
2.9.2. RETROCESO EN LAS ESQUINAS – 2P 55

2.9.3. IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA – 3P 55
2.9.4. DESPLAZAMIENTO DEL PLANO DE ACCION – 4P 56
2.9.5. SISTEMAS NO PARALELOS – 5P 56
2.9.6. IRREGULARIDADES POR ALTURA 57
2.9.7. COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGIA R 58
2.9.8. COMBINACIONES DE CARGA 59

3. DISEÑO ESTRUCTURAL 62

3.1. VIGAS AEREAS EN CONCRETO 62
3.2. VIGAS METALICAS 63
3.3. DISEÑO DE COLUMNAS 64
3.3.1. COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL 65
3.4. REVISION DE PLACA MACIZA 66
3.5. DISEÑO DE ESCALERA 72
3.6. DISEÑO DE CORREAS 74
3.7. DISEÑO DE PERFILES PARA CUBIERTA 75
3.8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN 76
3.8.1. ZAPATAS 76
3.8.2. VIGAS DE CIMENTACIÓN 87
3.9. DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES 88

B. BLOQUE 2 91

1. EVALUACIÓN DE CARGAS 92

1.1. CARGAS DE CUBIERTA 92

2. MODELACIÓN ESTRUCTURAL 93

2.1. MODELO ESTRUCTURAL 93
2.2. MATERIALES 95
2.3. ASIGNACION DE DIAFRAGMA SOBRE PLACA 96
2.4. CARGAS DE SERVICIO EN EL MODELO ESTRUCTURAL 97
2.5. PARTICIPACIÓN DE MASA 99
2.6. ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA 100
2.6.1. Espectro de diseño 100
2.7. AJUSTE AL CORTANTE DINÁMICO 100
2.7.1. Ajuste a Cortante dinámico Espectro de Diseño 101
2.7.2. Ajuste a Cortante dinámico Espectro de Diseño 103
2.8. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS 105
2.8.1. SISMO EN LAS DOS DIRECCIONES PRINCIPALES 106

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.9. REVISIÓN DE IRREGULARIDADES 107
2.9.1. IRREGULARIDAD TORSIONAL – 1P 107
2.9.2. RETROCESO EN LAS ESQUINAS – 2P 108
2.9.3. IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA – 3P 108
2.9.4. DESPLAZAMIENTO DEL PLANO DE ACCION – 4P 109
2.9.5. SISTEMAS NO PARALELOS – 5P 109
2.9.6. IRREGULARIDADES POR ALTURA 110
2.9.7. COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGIA R 111
2.9.8. COMBINACIONES DE CARGA 112
3. DISEÑO ESTRUCTURAL 114
3.1. VIGAS AEREAS EN CONCRETO 114
3.2. DISEÑO DE COLUMNAS 115
3.3. REVISION DE PLACA MACIZA 116
3.4. DISEÑO DE CIMENTACIÓN 118
3.4.1. ZAPATAS 118
3.4.2. VIGAS DE CIMENTACIÓN 121

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

TABLAS

Tabla 1. Parámetros sísmicos . 17
Tabla 2. Evaluación de carga de entrepiso placa maciza (kN/m^2) 21
Tabla 3. Evaluación de carga sobre vigas (kN/m) . 22
Tabla 4. Evaluación de cargas de cubierta (kN/m2) . 23
Tabla 5. Participación en masa. 46
Tabla 6. Cortante de diseño. 51
Tabla 7: Sismo en dirección X y Y 53
Tabla 8. Irregularidades de planta. 54
Tabla 9. Retroceso en las esquinas. 55
Tabla 10. Irregularidad de diafragma. 55
Tabla 11. Coeficiente de disipación de energía. 58
Tabla 12. Combinaciones de carga. 61
Tabla 13. Diseño placa maciza. 71
Tabla 14. Evaluación de cargas de cubierta (kN/m2) . 92
Tabla 15. Participación en masa. 99
Tabla 16. Cortante de diseño. 104
Tabla 17: Sismo en dirección X y Y 106
Tabla 18. Irregularidades de planta. 107
Tabla 19. Retroceso en las esquinas. 108
Tabla 20. Irregularidad de diafragma. 108
Tabla 21. Coeficiente de disipación de energía. 111
Tabla 22. Combinaciones de carga. 113
Tabla 23. Diseño placa maciza. 117

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

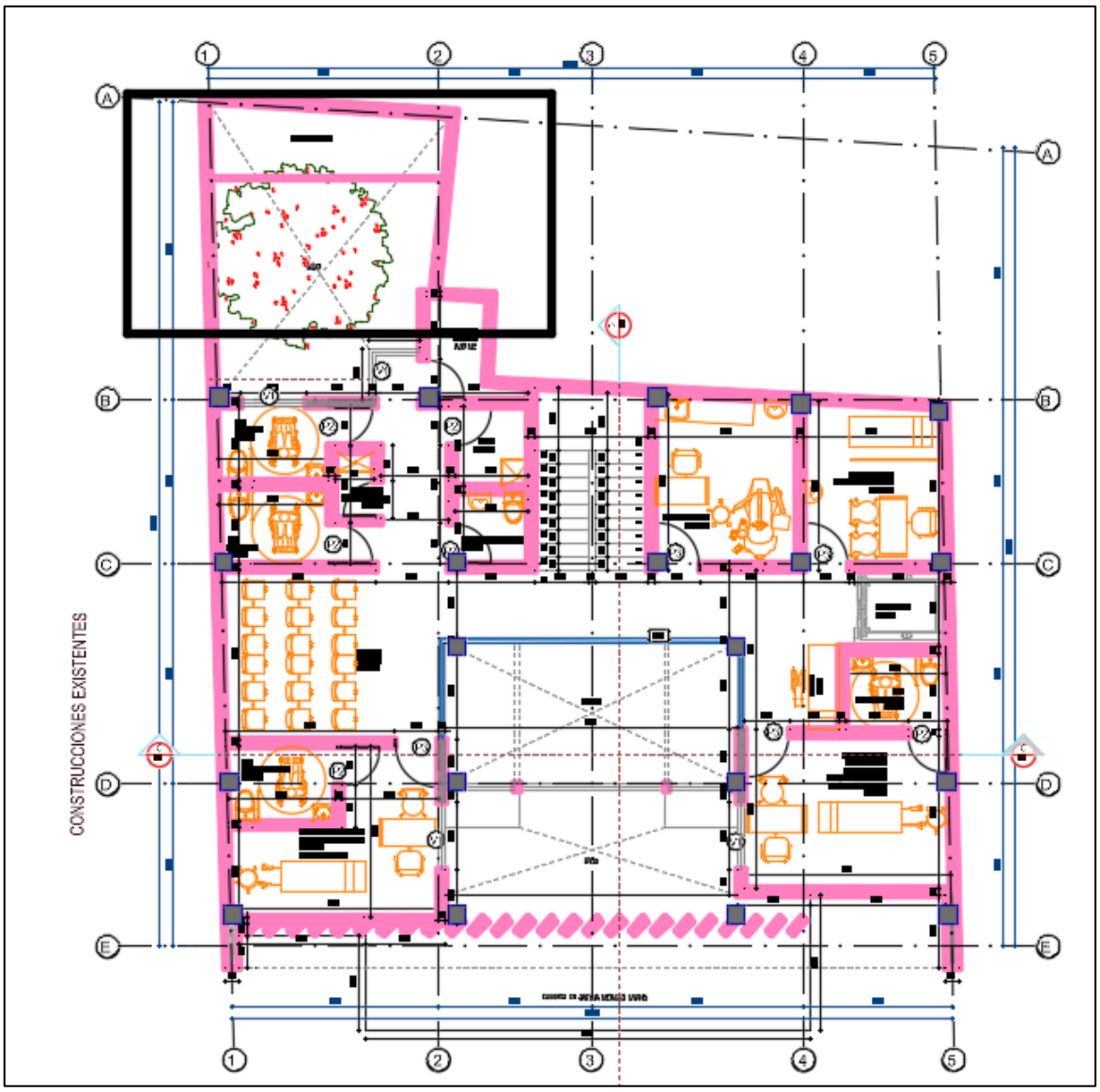
ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Modelo Estructural 3D . 34
Ilustración 2. Secciones y numeración de elementos Nivel+3.55. 35
Ilustración 3. Secciones y numeración de elementos Nivel+6.95. 35
Ilustración 4. Secciones y numeración de elementos Nivel+10.35. 36
Ilustración 5. Secciones y numeración de elementos de columnas. 36
Ilustración 6. Diafragma rígido. 40
Ilustración 7 . Cargas distribuidas sobre placa (KN/m2). 44
Ilustración 8. Carga muerta DEAD distribuida sobre vigas (KN/m). 45
Ilustración 9. Carga viva LIVE distribuida sobre vigas (KN/m). 45
Ilustración 10. Espectro de diseño. 47
Ilustración 11. Desplazamiento del plano. 56
Ilustración 12. Sistema no paralelo. 56
Ilustración 13. Irregularidad por altura. 57
Ilustración 14. Capacidad Columna / viga. 65
Ilustración 15. Modelo Estructural 3D. 93
Ilustración 16. Secciones y numeración de elementos Nivel+3.55. 94
Ilustración 17. Diafragma rígido. 96
Ilustración 18 . Cargas distribuidas sobre placa (KN/m2). 98
Ilustración 19. Espectro de diseño. 100
Ilustración 20. Desplazamiento del plano. 109
Ilustración 21. Sistema no paralelo. 109
Ilustración 22. Irregularidad por altura. 110

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

1. INTRODUCCIÓN

El Proyecto contempla el diseño estructural de un CENTRO DE SALUD de tres pisos, ubicado en el municipio de FÚQUEME – CUNDINAMARCA. La edificación está compuesta por un Bloque estructural como se muestra a continuación:



El alcance de estas memorias es el de mostrar el análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales de la edificación del proyecto: Cimentación, Estructura, Columnas, Vigas, Elementos de placa, al igual que los elementos no estructurales de la edificación como lo son mampostería y escaleras.

El proyecto se ubica en zona de amenaza sísmica INTERMEDIA de acuerdo con el reglamento NSR-10. El código base empleado para el análisis y diseño de la estructura es el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS.

Los programas utilizados para el análisis y diseño de la estructura son:

- MIDAS GEN 2023: Se obtiene todo el análisis estructural de la edificación en concreto, que incluye acciones internas y desplazamientos de todos los elementos del sistema y revisión de diseño de elementos de concreto.
- DCCAD DC3 para el diseño de los elementos de concreto como columnas y vigas.
- Hojas de cálculo de Ms-Excel para el diseño de la cimentación y algunos elementos estructurales y no estructurales.
- AUTOCAD para la presentación de los planos.

En este documento, se presenta la memoria de diseño estructural de la edificación, en la que se muestra el avalúo de cargas, modelación, análisis y diseño estructural de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

1.1. SISTEMA ESTRUCTURAL

La descripción del sistema estructural de la edificación diseñada en las presentes memorias estructurales se enuncia a continuación:

- **Cimentación:** Losa de cimentación de acuerdo con recomendación de estudio de Suelos. Los parámetros de suelos de acuerdo con el informe de Geotécnico se enuncian a continuación:

  i. Nivel de desplante: 1.00 m
  ii. Capacidad portante: 102.5 kN/m^2

- **Sistema Estructural:** Pórticos de concreto en las dos direcciones principales de la edificación, con capacidad Moderada de Disipación de Energía – DMO.

- **Placa de entrepiso en concreto:** Placa maciza 0.125 m, soportada sobre vigas descolgadas en concreto reforzado.

- **Cubierta:** Placa maciza con vigas descolgadas y cubierta liviana apoyada sobre correas metálicas.

- **Elementos No Estructurales:** Mampostería en bloque de mampostería de Arcilla. Grado de desempeño bueno, ladrillo N°4.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

1.2. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

El proyecto está ubicado en una zona de amenaza sísmica INTERMEDIA, la estructura tiene un grado de disipación Intermedia de energía DMO. El valor que define el espectro de respuesta sísmica de aceleración pico–efectiva y los parámetros sísmicos son:

UBICACIÓN		***USO***		***TIPO DE SUELO***	
Departamento:	Cundinamarca	Grupo de uso:	IV	Perfil Tipo:	E
Ciudad:	Fúquene	I:	1.50	Fa:	2.10
Aa:	0.15	Amensaza Sismica:	Intermedia	Fv:	3.20
Av:	0.2				

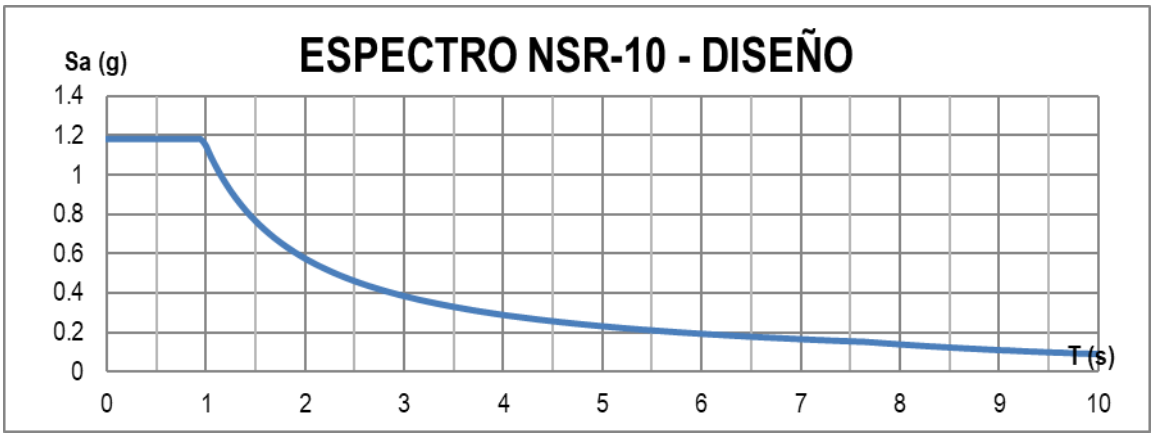


Tabla 1. Parámetros sísmicos .

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

1.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Las siguientes son las especificaciones mínimas establecidas para los materiales utilizables en la construcción:

- **Concreto**– El concreto debe tener una resistencia a la compresión a los 28 días, f´c, igual o superior como se muestra a continuación:
  a. Cimentación: 24.5 MPa
  b. Columnas: 24.5 MPa
  c. Vigas y placas de entrepiso: 24.5 MPa
  d. Elementos de confinamiento: 24.5 MPa
  e. Escalera: 24.5 MPa

- **Concreto Pobre**: Los solados de limpieza deben tener una resistencia a la compresión de 14 MPa.

- **Acero de refuerzo** – El acero de refuerzo longitudinal debe ser corrugado. En ningún caso, el acero de refuerzo puede tener un límite de fluencia, fy, inferior a 420 MPa.

- **Malla electrosoldada** – Malla en Acero, en ningún caso, el acero de refuerzo puede tener un límite de fluencia, fy, inferior a 500 MPa.

- **Mampostería –** Ladrillo N°4 en arcilla, resistencia a la compresión 3.0Mpa.

- **ASTM A500 Grado C** Perfiles Tubulares Fy=345 MPa para los diferentes elementos de cercha y correas.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño estructural de una CENTRO DE SALUD, ubicada en el municipio de FÚQUEME – CUNDINAMARCA. Los diseños se realizarán de acuerdo con los requerimientos del reglamento NSR-10.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar las cargas que soportará la estructura.
- Elaborar el modelo matemático tridimensional.
- Realizar el análisis estructural de la edificación.
- Diseñar la estructura de concreto reforzado.
- Diseñar la cimentación.
- Diseñar los elementos no estructurales.
- Elaborar los planos estructurales.
- Elaborar las memorias estructurales.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

A. BLOQUE 1

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

1. EVALUACIÓN DE CARGAS

La carga muerta de la estructura está evaluada parcialmente en el peso propio de la estructura que evalúa el programa MIDAS GEN 2023, adicionalmente se cargan por m2 cada una de las zonas del proyecto, y el programa MIDAS GEN realiza la distribución de las cargas de acuerdo con las aferencias de los elementos que soportan las placas ya sea en dos direcciones de acuerdo con la configuración de cada una de las placas. De esta forma se cargan los diferentes tipos de casos de carga como cargas muertas y cargas vivas, cargas vivas de cubierta, cargas de viento, carga de muro, igualmente se cargan los muros por metro lineal de longitud sobre las vigas que los soportan, al igual que la escalera. A continuación, se muestra la evaluación de cargas para el entrepiso, cubierta y zona de la escalera.

1.1. CARGAS DE ENTREPISO

EVALUACION DE CARGAS PLACA MACIZA

1- CARGA MUERTA		Total
Descripción	Operación	(kN/m²)
- Peso de losa	24 x 1 x 1 x 0.125	3.0
- Afinado	22 x 1 x 1 x 0.03	0.66
- Ductos y entramado	Tabla B.3.4.1-1; NSR-10	0.30
- Cierloraso liviano	Tabla B.3.4.1-1; NSR-10	0.04
- Carga de muros		1.04
	Subtotal C.M.	5.04

2- CARGA VIVA	KN/m²
- Salas de reunion	2.0
- Cuartos de cirugia y laboratorio	4.0

Tabla 2. Evaluación de carga de entrepiso placa maciza (kN/m²) .

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

Adicionalmente se muestra el cálculo de cargas por metro lineal de los muros y elementos que se encuentran apoyados directamente sobre las vigas como se muestra a continuación:

CARGA MURO SOBRE VIGA			
CARGA MUERTA			
DESCRIPCIÓN	Peso unitario KN/m²	Operación	KN/m
Mamposteria de bloque de arcilla pañetado en ambas caras e = 0.12 m (Tabla B.3.4.2-4 NSR-10)	2.08	2.08x(2.8)	5.82
		TOTAL	***5.82***

CARGAS DE MURO CON VENTANA SOBRE VIGA			
CARGA MUERTA			
DESCRIPCIÓN	Peso unitario KN/m²	Operación	KN/m
Mamposteria de bloque de arcilla pañetado en ambas caras e = 0.12 m (Tabla B.3.4.2-4 NSR-10)	2.08	2.08x(1)	2.08
Ventanas vidrio entramado y marco (Tabla B.3.4.2-5 NSR-10)	0.5	0.5x(1.8)	0.90
		TOTAL	***2.98***

CARGAS DE MURO CON VENTANA SOBRE VIGA			
CARGA MUERTA			
DESCRIPCIÓN	Peso unitario KN/m²	Operación	KN/m
Ventanas vidrio entramado y marco (Tabla B.3.4.2-5 NSR-10)	0.5	0.5x(2.8)	1.40
		TOTAL	***1.40***

CARGA MURO SOBRE VIGA			
CARGA MUERTA			
DESCRIPCIÓN	Peso unitario KN/m²	Operación	KN/m
Mamposteria de bloque de arcilla pañetado en ambas caras e = 0.12 m (Tabla B.3.4.2-4 NSR-10)	2.08	2.08x(0.9)	1.87
		TOTAL	***1.87***

CARGA MURO SOBRE VIGA			
CARGA MUERTA			
DESCRIPCIÓN	Peso unitario KN/m²	Operación	KN/m
Baranda metalica	0.5	0.5x(0.9)	0.45
		TOTAL	***0.45***

Tabla 3. Evaluación de carga sobre vigas (kN/m) .

1.2. CARGAS DE CUBIERTA

EVALUACION DE CARGAS CUBIERTA

1- CARGA MUERTA		Total (kN/m^2)
Descripción		
- Teja UPVC Trapezoidal Cresta Baja 22mm		0.044
- Tensores	1 Kg/m/100 / 2 m =	0.005
- Correas Metálicas	3.1 Kg/m/100 / 0.6 m =	0.051
- Impermeablización		0.160
- Cielo raso		0.300
	Subtotal C.M	**0.56**
Correción por pendiente de cubierta 25%	***C.M***	**0.58**

2- CARGA VIVA DE CUBIERTA	Carga viva (KN/m²)
Cubierta Pendientes > 15°	0.50

3- CARGA DE VIENTO	Carga Viento (KN/m²)
Carga de Viento Succión	-0.51
Carga de Viento Presión	0.40

4- CARGA DE GRANIZO Y O EMPOZAMIENTO	Carga granizo (KN/m²)
Carga de Granizo pendiente > 15°	1.00

Tabla 4. Evaluación de cargas de cubierta (kN/m2) .

1.3. CARGAS DE TANQUE

EVALUACION DE CARGAS PLACA TANQUE

1- CARGA MUERTA

Descripción	Operación	Total (kN/m²)
- Peso de losa	24 x 1 x 1 x 0.15	3.6
- Afinado	22 x 1 x 1 x 0.06	1.32
- Impermeabilización		0.10
- Peso de tanque 12000 l		32.45
Cantidad de tanques		1.00

Dimensiones



Capacidades y medidas

Capacidad (L. medidas nominales)*	Medida (cm)			
	A	B	C	D
*150	65	40	81	90
250	88	58	74	83
500	108	70	96	108
*750	125	92	102	116
1.000	137	90	125	140
2.000	157	116	157	175
*3.000	181	141	168	185
5.000	222	165	210	231
10.000	256	225	248	297

* Los tanques de 150 L, 750 L y 3.000 L son unicapa.
Medidas aproximadas en cm.

Capacidad (l)
12000
Peso (ton)
12
Peso (kN)
120
Diametro (m)
2.17
Area de losa(m2)
3.70
Peso (kN/m2)
32.45

Subtotal C.M.	37.47

2- CARGA VIVA

	KN/m²
Mantenimiento	2.0

EVALUACION DE CARGAS PLACA TANQUE

1- CARGA MUERTA

Descripción	Operación	Total (kN/m²)
- Peso de losa	24 x 1 x 1 x 0.15	3.6
- Afinado	22 x 1 x 1 x 0.06	1.32
- Impermeabilización		0.10
- Peso de tanque 10000 l		26.31
Cantidad de tanques		1.00

Dimensiones



Capacidades y medidas

Capacidad (L. medidas nominales)*	Medida (cm)			
	A	B	C	D
*150	65	40	81	90
250	88	58	74	83
500	108	70	96	108
*750	125	92	102	116
1.000	137	90	125	140
2.000	157	116	157	175
*3.000	181	141	168	185
5.000	222	165	210	231
10.000	256	225	248	297

* Los tanques de 150 L, 750 L y 3.000 L son unicapa.
Medidas aproximadas en cm.

Capacidad (l)
10000
Peso (ton)
10
Peso (kN)
100
Diametro (m)
2.2
Area de losa(m2)
3.80
Peso (kN/m2)
26.31

Subtotal C.M.	31.33

2- CARGA VIVA

	KN/m²
Mantenimiento	2.0

1.4. CARGAS DE PLACA CANAL

EVALUACION DE CARGAS PLACA MACIZA

1- CARGA MUERTA		Total
Descripción	Operación	(kN/m²)
- Peso de losa	24 x 1 x 1 x 0.125	3.0
- Afinado	22 x 1 x 1 x 0.03	0.66
- Ductos y entramado	Tabla B.3.4.1-1; NSR-10	0.30
- Cierloraso liviano	Tabla B.3.4.1-1; NSR-10	0.04
	Subtotal C.M.	4.00

2- CARGAS DE AGUA	KN/m²
- Viva de Mantenimiento	1.8
- Granizo o empozamiento	1.0

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

1.5. CARGAS DE VIENTO

CORPACERO
Pioneros, Líderes y Expertos

Memorias de cálculo

ANALISIS DE CARGAS DE VIENTO NSR - 10 (Procedimiento Analítico)

Fecha: septiembre 29 / 2025

Proyecto: **AV V01 2025 09 29 CENTRO DE SALUD**

Aprobó

Fuerzas de Viento NSR-10

Análisis para Etapa:	Funcionamiento
Tipo Edificación:	Componentes y Revestimientos
Sistema Estructural:	Clasificación de la Estructura:
Altura media de Cubierta (m):	Cerrado
Tipo de Elemento de Revestimiento:	11.20
Tipo de Cubierta del Elemento:	Cubiertas
Longitud del Elemento (m):	Cubiertas a dos aguas una sola luz
Ancho Aferente del Elemento (m):	3
	4.40
Dimensión Horizontal de la Estructura (Paralela al Viento) (L) (m):	Dimensión Horizontal de la Estructura (Normal al
Ángulo de la Cubierta (°)	7.7
Velocidad de Viento Básica (Km/h) (Ver Mapa):	14.03
Grupo de Uso de la Estructura:	100
Región de la Estructura (m):	II
Rugosidad del Terreno:	Región sin huracanes
Categoria de Exposición:	Rugosidad B
La Estructura cumple TODOS los Efectos Topográficos (Ver Ayuda):	B
	No

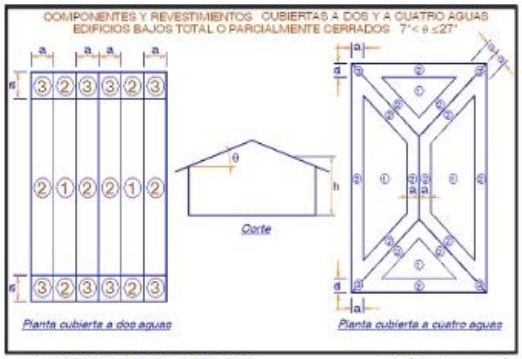
CORPACERO S.A. - Corpasoft 3 - 2025
Bogotá: Cra. 68 #23-52 / PBX: 57(1) 446 4100 / Fax: 57(1) 446 4140 - corpasoft@corpacero.com

1

CORPACERO
Pioneros, Líderes y Expertos

Memorias de cálculo	Fecha
ANALISIS DE CARGAS DE VIENTO NSR - 10 (Procedimiento Analítico)	septiembre 29 / 2025
Proyecto: **AV V01 2025 09 29 CENTRO DE SALUD**	Aprobó

TIPO DE ESTRUCTURA: **Componentes y Revestimientos**



Tipo de Cubierta a la que pertenece el Elemento (TIPO DE CUBIERTA):	Cubiertas a dos aguas una sola luz
Longitud del Elemento (m):	3
Aferencia del Elemento (Separación entre Correas) (m):	1.40
Área Efectiva contra Viento (m²):	3
Altura Media de la Estructura (h) (m):	11.2
Dimensión Horizontal de la Estructura (Paralela al Viento) (L) (m):	4
Dimensión Horizontal de la Estructura (Normal al Viento) (B) (m):	7.7
Ángulo de Inclinación de la Cubierta (Barlovento) :	14
Ángulo de Inclinación de la Cubierta (Sotavento) :	0
Periódo del Edificio (T) (seg):	0
Clasificación de la Estructura:	
ESTRUCTURA:	RIGIDA
EDIFICIO:	Cerrado
EDIFICIO:	Bajo
FLUJO DE VIENTO:	
TIPO DE CUBIERTA:	Una Pendiente
Velocidad de Viento Básica (Según Mapa) (V) (m/s):	28
Factor de Dirección de Viento (Kd):	0.85
Uso de la Estructura (grupo):	II
Tipo de Región de la Estructura (Clase):	Región sin huracanes
Factor de Importancia (I):	1

CORPACERO
Pioneros, Líderes y Expertos

Memorias de cálculo

ANALISIS DE CARGAS DE VIENTO NSR - 10 (Procedimiento Analítico)

Fecha: septiembre 29 / 2025

Proyecto: **AV V01 2025 09 29 CENTRO DE SALUD**

Aprobó

Rugosidad de Terreno :	Rugosidad B
Altura de la Estructura por encima del Terreno (Z) (m):	11.2
Exponente para la ley potencial de la velocidad de ráfaga de 3 seg. (α) (-):	7
Altura nominal de la Capa Atmosférica Limite (Zg) (m):	365.8
Categoría de Exposición :	B
Coeficiente de Exposición de Presión por Velocidad (Kh):	0.74
Su Estructura cumple TODOS los Efectos Topográficos:	No
Factor Topográfico (Kzt):	1
Altura Equivalente de la Estructura (Zb) (m):	9
Factor de Escala de Longitud Integral (l) (m):	97.5
Exponente para la Ley Potencial (εb) (-):	1/3
Longitud Integral a Escala de la Turbulencia (Lzb) (m):	94.14
Factor de Respuesta del Entorno (Q) (-):	0.903
Intensidad de Turbulencia a la Altura zb (Izb) (-):	0.305
Factor Pico para Respuesta del Entorno y Viento respectivamente (gQ = gv) (-):	3.4
Velocidad de Viento Promedia por una hora a una altura z (Vbzb) (m/s):	12.272
Coeficiente de Amortiguamiento Critico (β) (-):	0
Frecuencia Natural del Edificio (η1) (Hz):	0
Frecuencia para RL (ηRL) (Hz):	0
Frecuencia para RB (ηRB) (Hz):	0
Frecuencia para Rh (ηRh) (Hz):	0
Factor de Respuesta para L (RL) (-):	1
Factor de Respuesta para B (RB) (-):	1
Factor de Respuesta para h (Rh) (-):	1
Frecuencia Reducida (N1) (-):	0
Valor (Rn) (-):	0
Factor de Respuesta de Resonancia (R) (-):	0
Factor Pico para Respuesta de Resonancia (gR) (-):	0
Presión de Velocidad (qh) (Kg/m²):	30.326
Factor de Efecto Ráfaga (G) (-):	0.868

CORPACERO
Pioneros, Líderes y Expertos

Memorias de cálculo

ANALISIS DE CARGAS DE VIENTO NSR - 10 (Procedimiento Analítico)

Fecha
septiembre 29 / 2025

Proyecto
AV V01 2025 09 29 CENTRO DE SALUD

Aprobó

Coeficiente de Presión Interna (GCpi+) (-):	0.18
Coeficiente de Presión Interna (GCpi-) (-):	-0.18
a (m):	1

Coeficientes de Presión Externa CUBIERTA Edificios Bajos (C & R):

Zona 1	GCp+ (-)	0.455
	GCp- (-)	-0.872
Zona 2	GCp+ (-)	0.455
	GCp- (-)	-1.514
Zona 2'	GCp+ (-)	0.00
	GCp- (-)	0.00
Zona 3	GCp+ (-)	0.455
	GCp- (-)	-2.334
Zona 3'	GCp+ (-)	0.00
	GCp- (-)	0.00

Coeficientes de Presión Externa ALEROS Edificios Bajos (C & R):

Zona 1	GCp- (-)	0.00
Zona 2	GCp- (-)	-2.2
Zona 3	GCp- (-)	-3.249

Presiones de Diseño CUBIERTA (Cubiertas a dos y a cuatro aguas 7° < θ ≤ 27°) Edificios Bajos (C & R):

Zona 1	P. Dis. con GCp+ y con GCpi+ (kg/m²)	8.34
	P. Dis. con GCp+ y con GCpi- (kg/m²)	19.257
	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-31.903
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-20.985
Zona 2	P. Dis. con GCp+ y con GCpi+ (kg/m²)	8.34
	P. Dis. con GCp+ y con GCpi- (kg/m²)	19.257
	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-51.372
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-40.455
Zona 3	P. Dis. con GCp+ y con GCpi+ (kg/m²)	8.34
	P. Dis. con GCp+ y con GCpi- (kg/m²)	19.257
	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-76.239
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-65.322

*El NSR-10 (B.6.1.3) estipula que la presión de diseño no será menor de 0.40kN/m² (40 kg/m²)

CORPACERO
Pioneros, Líderes y Expertos

Memorias de cálculo

ANALISIS DE CARGAS DE VIENTO NSR - 10 (Procedimiento Analítico)

Fecha
septiembre 29 / 2025

Proyecto
AV V01 2025 09 29 CENTRO DE SALUD

Aprobó

Presiones de Diseño ALEROS (Cubiertas a dos y a cuatro aguas 7° < θ ≤ 27°) Edificios Bajos (C & R):

Zona 2	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-72.175
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-61.258
Zona 3	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-103.987
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-93.07

*El NSR-10 (B.6.1.3) estipula que la presión de diseño no será menor de 0.40kN/m² (40 kg/m²)

1.6. EVALUACION DE CARGAS DE ESCALERA

ESCALERA

L	4.45	m
L/20	0.22	m
t	0.22	m
d	0.19	m
Luz peldaños	3.10	m
Luz descanso	1.35	m

ACABADOS		
Superior		
Espesor	0	m
Densidad	22	kN/m³
Inferior		
Espesor	0	m
Densidad	22	kN/m³

Huella	0.300	m
Contra huella	0.170	m
Ángulo	0.516	rad
Ángulo	29.54	grados
Ancho escalera	1.20	m

Concreto f'c	24.5	MPa
Concreto W	24	KN/m³
Acero fy	420	MPa

Evaluación de Cargas

Tramo inclinado

Peso propio losa	0.22x24 / Cos(29.54)	6.07	KN/m²
Peso de peldaños	(0.3x0.17 /2x1 x 24) / 0.3	2.04	KN/m²
Acabado superior	0 x(0.3+0.17) x22 /0.3	0.00	KN/m²
Acabado inferior	0x22/ cos29.54	0.000	KN/m²
	Subtotal muerta	8.11	KN/m²
	Carga viva	5	KN/m²
	Total	13.11	KN/m²
	1.4 D	11.4	KN/m²
	1.2 D + 1.6 L	17.7	KN/m²
	Carga de Diseño	**17.7**	KN/m²
	Carga de Diseño por ML	**21.3**	KN/m
	Carga última	65.96	KN

Descanso

Peso propio losa	0.22x24	5.28	KN/m²
Acabado superior	0 x 22	0	KN/m²
Acabado inferior	0 x 22	0	KN/m²
	Subtotal muerta	5.28	KN/m²
	Carga viva	5	KN/m²
	Total	10.28	KN/m²
	1.4 D	7.4	KN/m²
	1.2 D + 1.6 L	14.3	KN/m²
	Carga de Diseño	**14.3**	KN/m²
	Carga de Diseño por ML	**17.2**	KN/m
	Carga última	23.22	KN

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

REACCIONES PARA CARGA MUERTA

RA	17.5	KN/m
RB	14.8	KN/m

REACCIONES PARA CARGA VIVA

RA	11.1	KN/m
RB	11.1	KN/m

REACCIONES PARA CARGAS MAYORADAS

RA	46.5	KN
RB	42.7	KN
Xo	2.19	m
M máx	50.8	KN*m

DISEÑO

Coef. De Redicción		Φ	0.9	
ρ calculado			0.0027	
ρ mín retracción y fraguado			0.0018	
ρ mín vigas a flexión			0.0033	
As longitudinal			752	mm²
Colocar 6	varillas # 4	cada	0.220	m
As transversal			396	mm²/m
Colocar	varillas # 4	cada	0.250	m
Revisión por corte			OK!	
Coef. De Redicción		Φ	0.75	
Resistencia a corte		ΦVc	143.89	KN
Esfuerzo de corte		Vu	46.51	KN

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

Una vez dimensionada la estructura y con las cargas obtenidas de la evaluación de cargas se continúa con la modelación de la estructura en el programa MIDAS GEN 2023. Se realiza un análisis modal para determinar el periodo de la estructura y las solicitaciones de sismo, y en general acciones internas de los diferentes elementos estructurales.

2.1. MODELO ESTRUCTURAL

El modelo de la estructura se realizó con elementos tipo beam para las vigas y columnas, las vigas se cargaron por aferencias, mediante el programa Midas Gen 23, igualmente se cargaron en las vigas cargas distribuidas de los muros, de baranda, antepecho, escalera sobre las vigas de apoyo de esos elementos. La estructura se apoya empotrada en los puntos de apoyo teniendo en cuenta el nivel de desplante recomendado en el estudio de suelos, se introducen las vigas de cimentación al modelo estructural. En la siguiente imagen se muestra el modelo realizado.

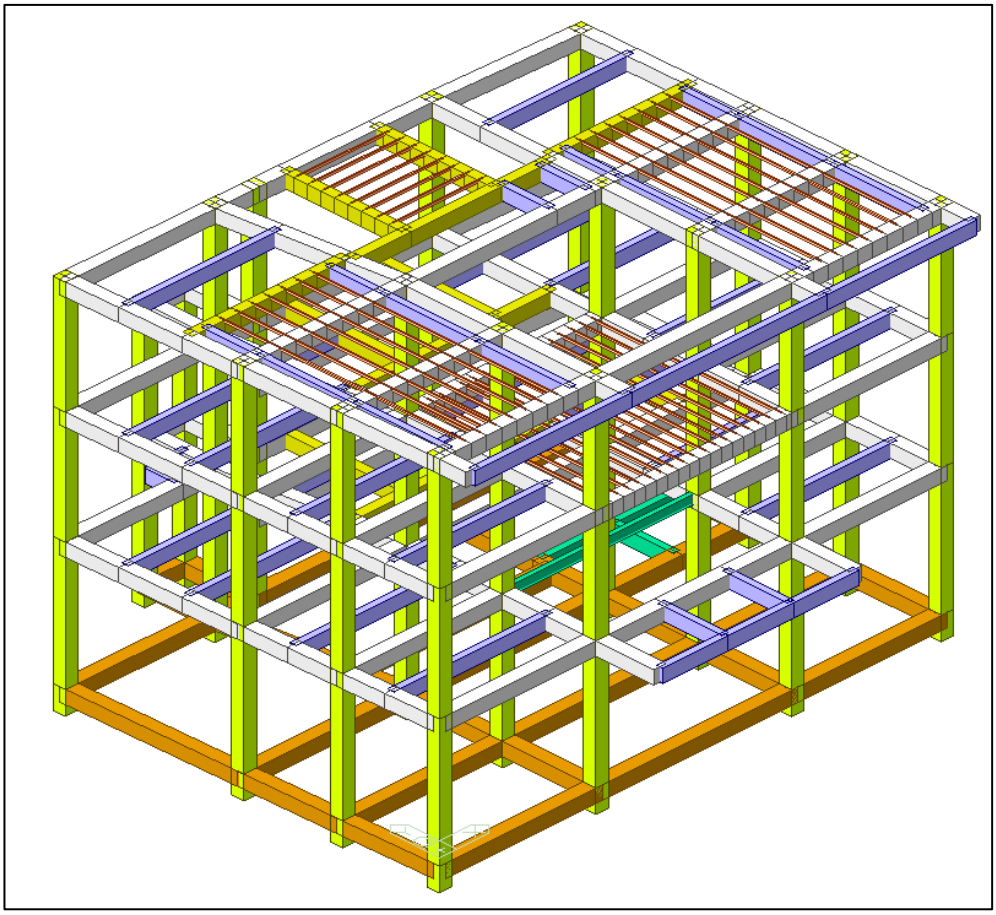


Ilustración 1. Modelo Estructural 3D .

A continuación, se muestra la identificación de cada uno de los elementos y la asignación de secciones para cada uno de los elementos en cada uno de los pisos del proyecto:

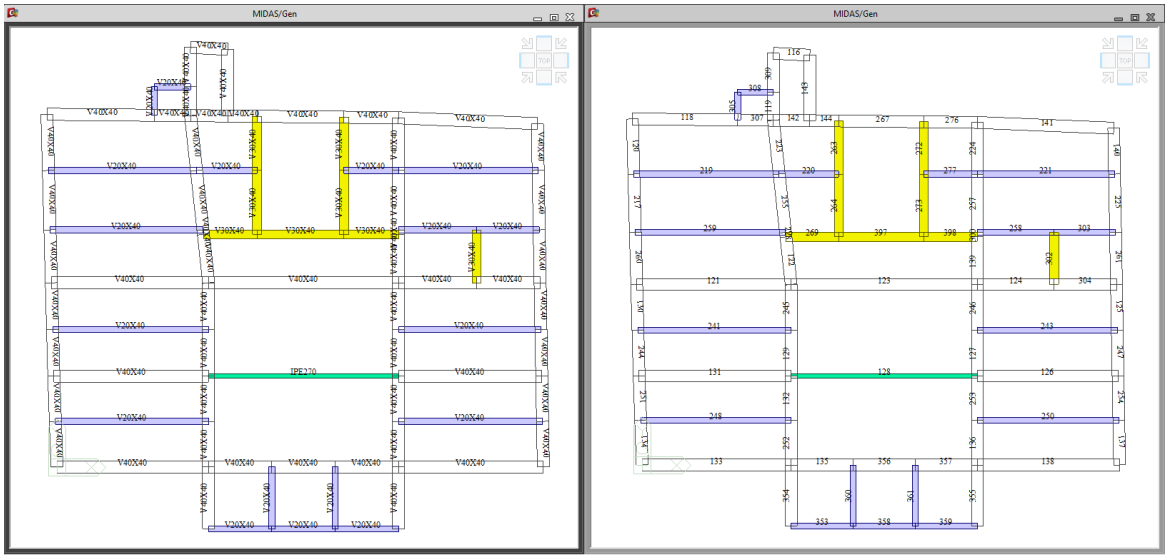


Ilustración 2. Secciones y numeración de elementos Nivel+3.55.

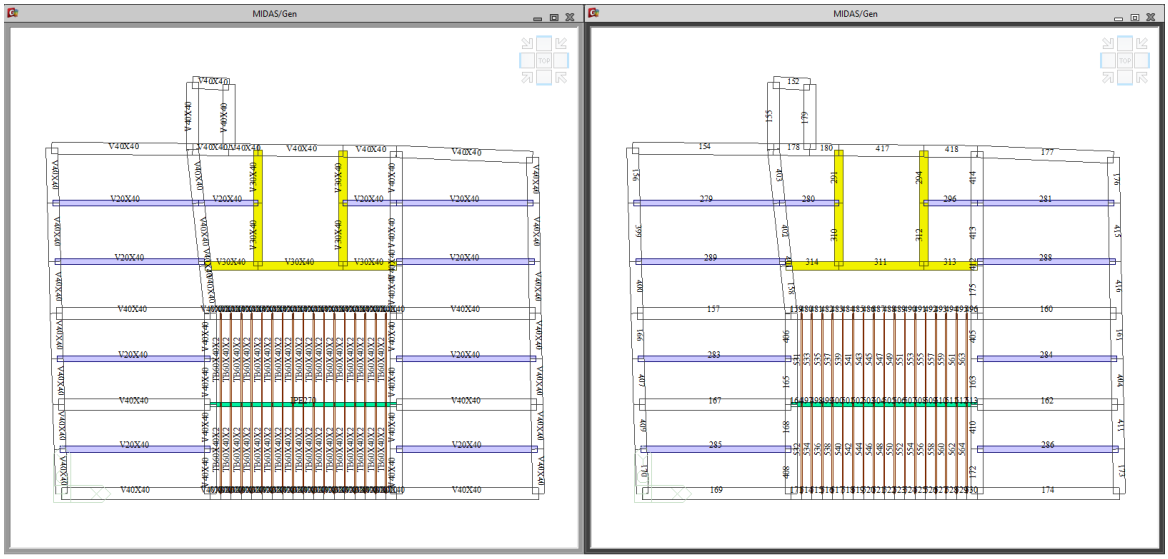


Ilustración 3. Secciones y numeración de elementos Nivel+6.95.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

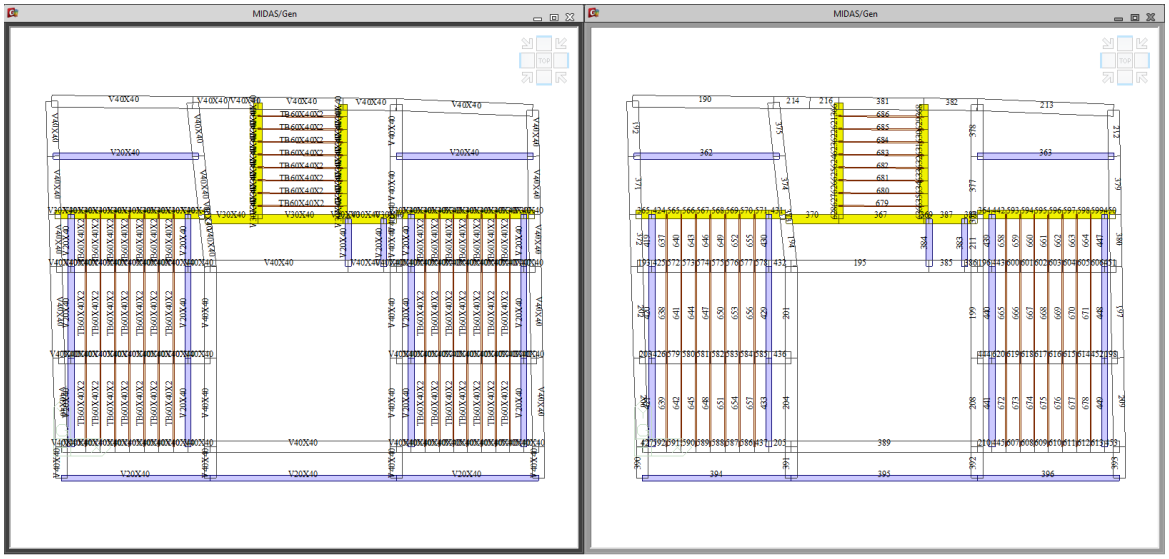


Ilustración 4. Secciones y numeración de elementos Nivel+10.35.

Igualmente se muestra la numeración de elementos y asignación de secciones para las columnas que componen el proyecto como se muestra a continuación:

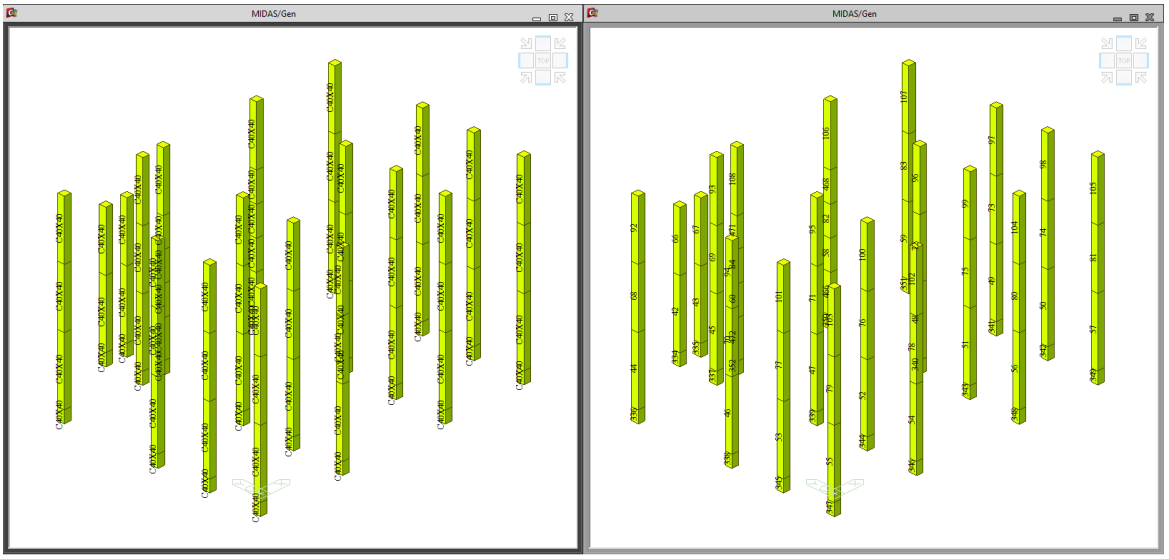


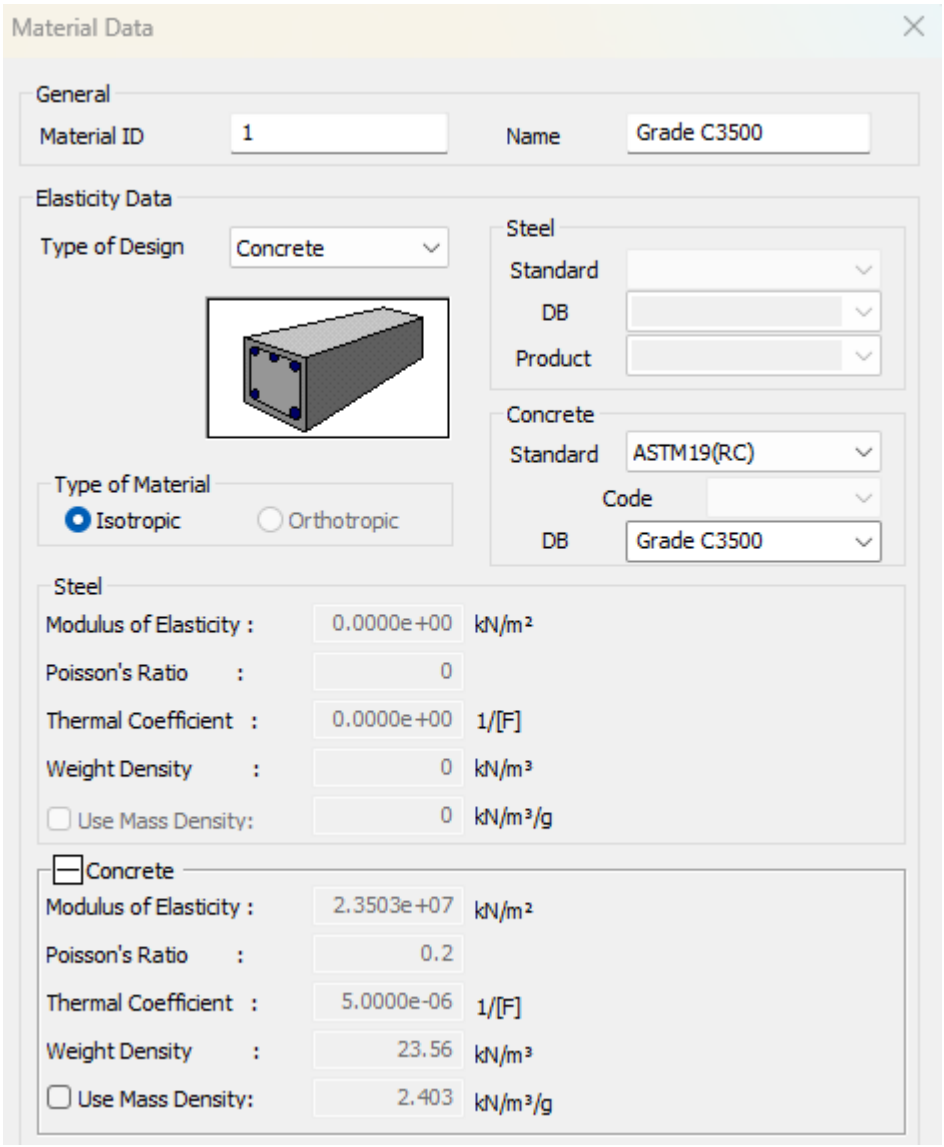
Ilustración 5. Secciones y numeración de elementos de columnas.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.2. MATERIALES

A continuación, se muestran los materiales que se tienen en cuenta en la modelación estructural para los diferentes elementos y sus propiedades correspondientes, en este proyecto se maneja un concreto de 24.5 MPa, Acero A500-50 y A572-50 para todos los elementos estructurales:



JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

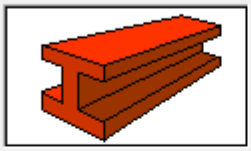
Material Data

General

Material ID: 2 Name: A572-50

Elasticity Data

Type of Design: Steel



Type of Material: Isotropic / Orthotropic

Steel
Standard: ASTM09(S)
DB: A572-50
Product:

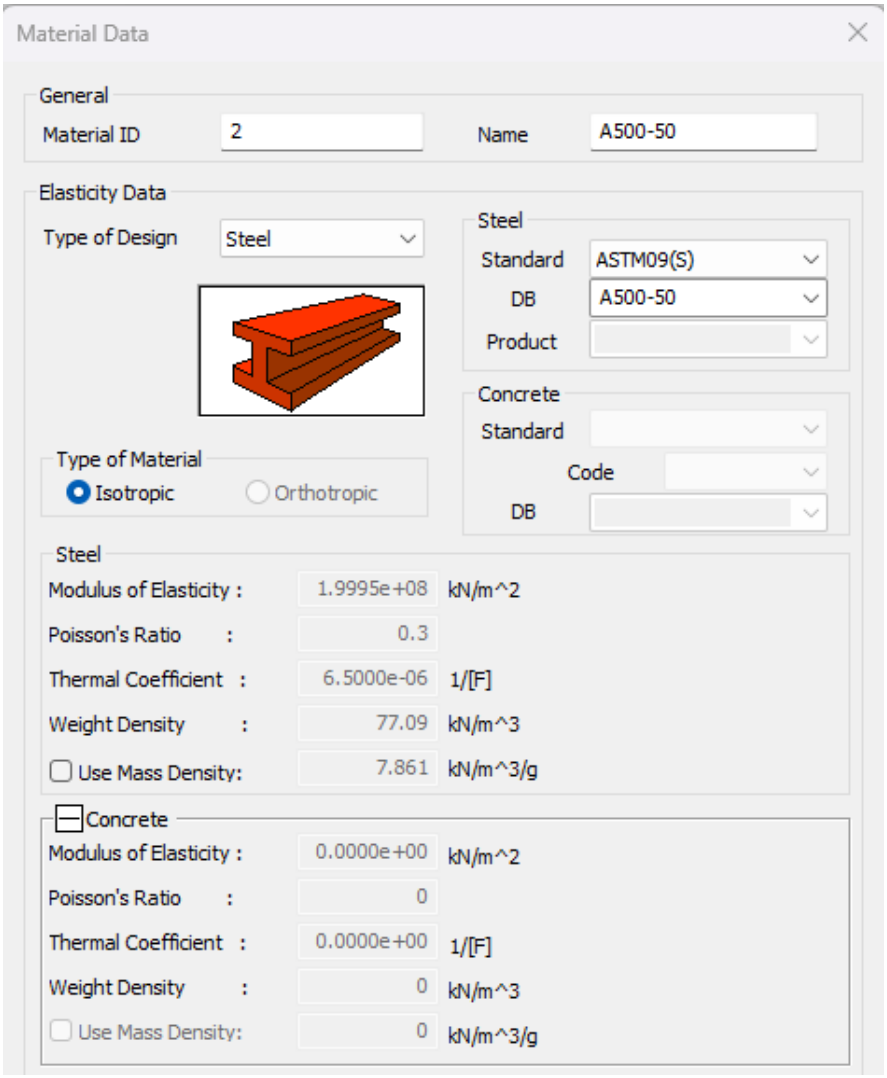
Concrete
Standard:
Code:
DB:

Steel

Modulus of Elasticity :	1.9995e+08	kN/m²
Poisson's Ratio :	0.3	
Thermal Coefficient :	6.5000e-06	1/[F]
Weight Density :	77.09	kN/m³
Use Mass Density:	7.861	kN/m³/g

Concrete

Modulus of Elasticity :	0.0000e+00	kN/m²
Poisson's Ratio :	0	
Thermal Coefficient :	0.0000e+00	1/[F]
Weight Density :	0	kN/m³
Use Mass Density:	0	kN/m³/g



JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.3. ASIGNACION DE DIAFRAGMA SOBRE PLACA

En el programa MIDAS GEN 2023 se asignan diafragmas rígidos en cada uno de los niveles de la estructura como se muestra a continuación:

Module Name	Story Name	Level(m)	Height(m)	Floor Diaphragm
Base	Roof	10.35	0.00	Do not consider
Base	6F	6.95	3.40	Consider
Base	5F	5.25	1.70	Do not consider
Base	4F	3.55	1.70	Consider
Base	3F	1.85	1.70	Do not consider
Base	2F	-0.30	2.15	Do not consider
Base	1F	-1.00	0.70	Do not consider

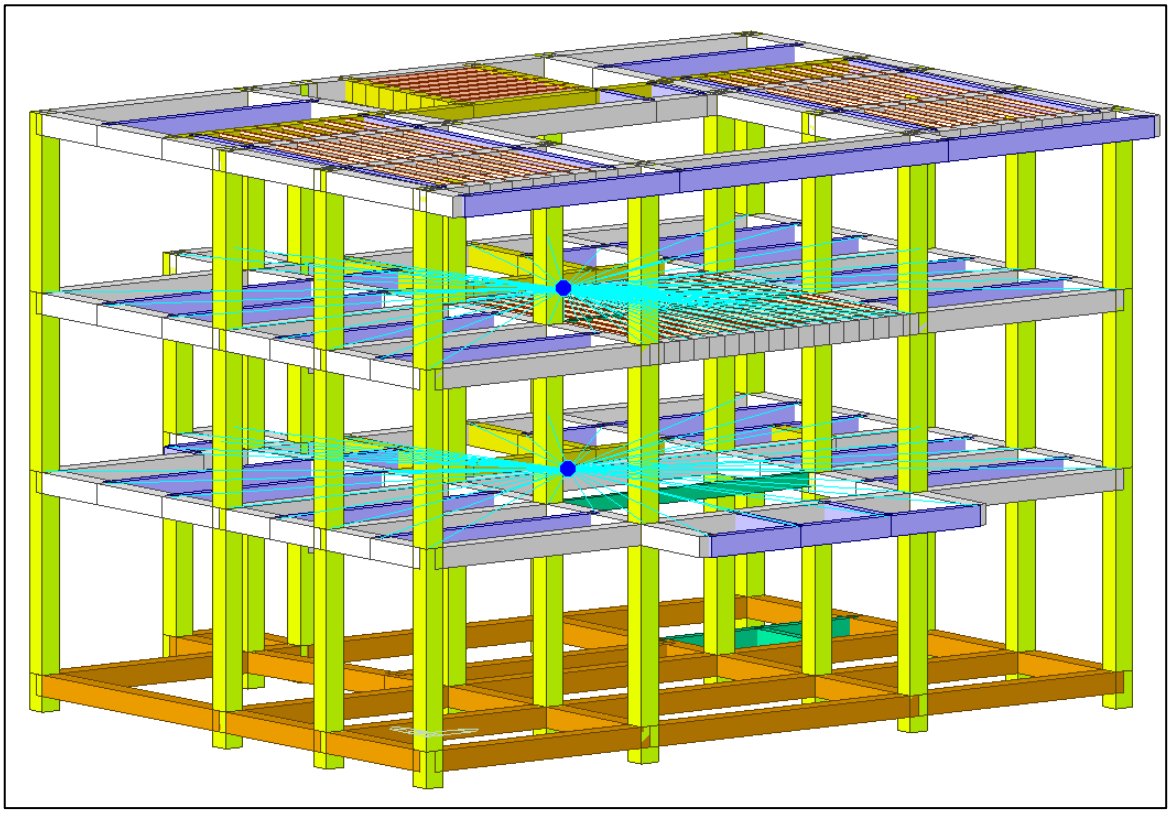


Ilustración 6. Diafragma rígido.

2.4. CARGAS DE SERVICIO EN EL MODELO ESTRUCTURAL

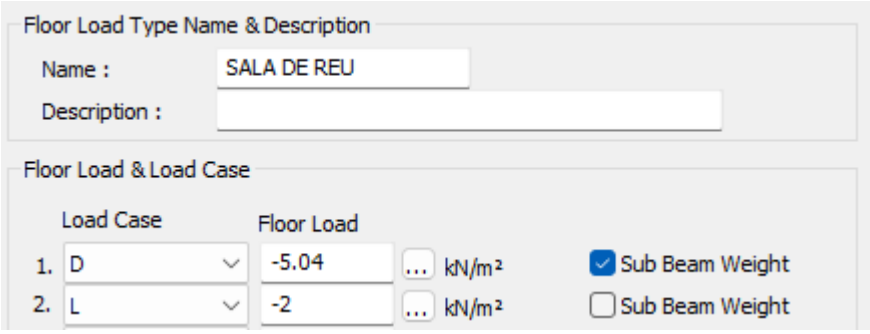
Los casos de cargas que se tienen en el programa son los que se muestran a continuación:

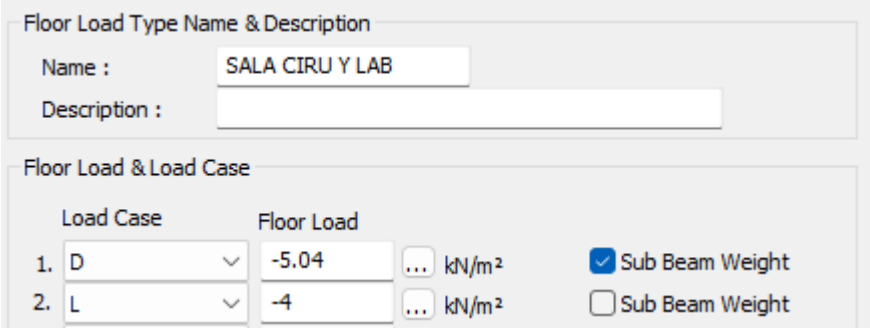
No	Name	Type	Description
1	D	Dead Load (D)	
2	L	Live Load (L)	
3	LR	Roof Live Load (LR)	
4	W	Wind Load on Structure (W)	
5	WN	Wind Load on Structure (W)	
6	FHEX	Earthquake (E)	
7	FHEY	Earthquake (E)	
8	PP	Dead Load (D)	
9	H	Horizontal Earth Pressure (EH)	
10	G	Snow Load (S)	

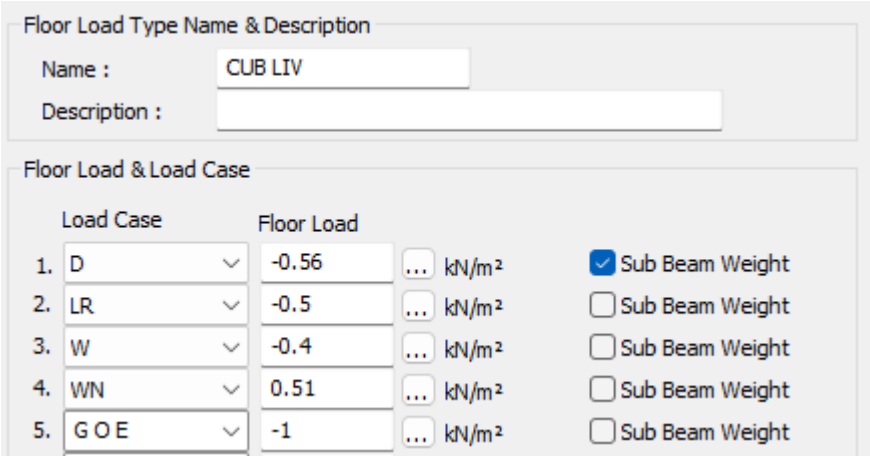
La asignación de cargas en el programa MIDAS GEN, se realiza generando grupos de cargas, las cuales son asignadas a las diferentes zonas para que el programa distribuya por aferencias la carga a las vigas que la soportan.

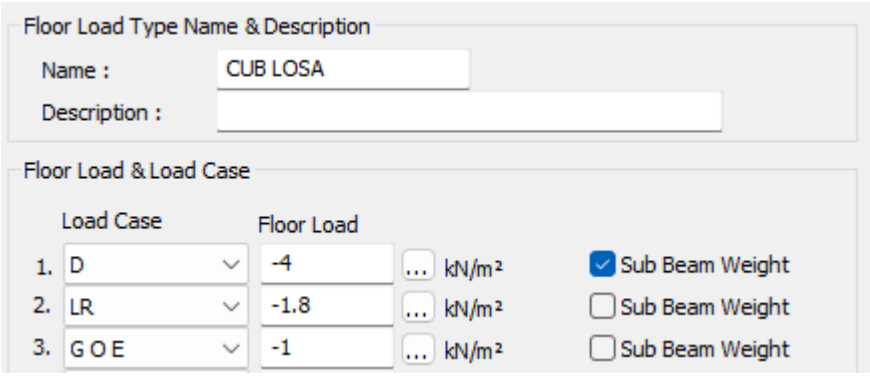
A continuación, se muestran los tipos de cargas generados en el programa en concordancia con la evaluación de cargas desarrollada:

Name	Description
SALA DE REU	
SALA CIRU Y LAB	
CUB LIV	
CUB LOSA	
TANQ 1	
TANQ 2	



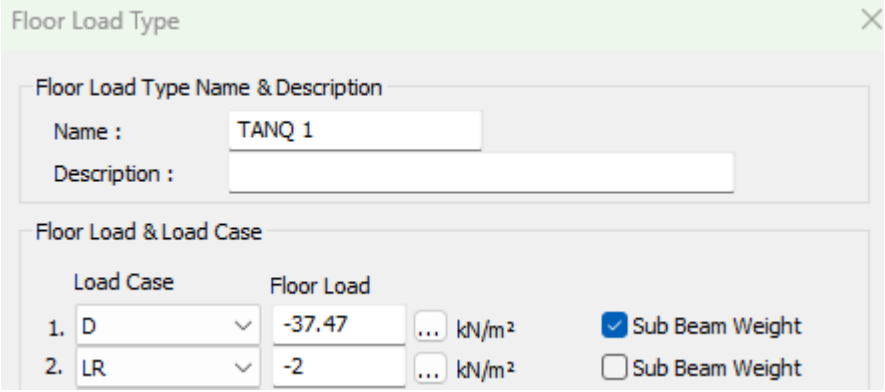


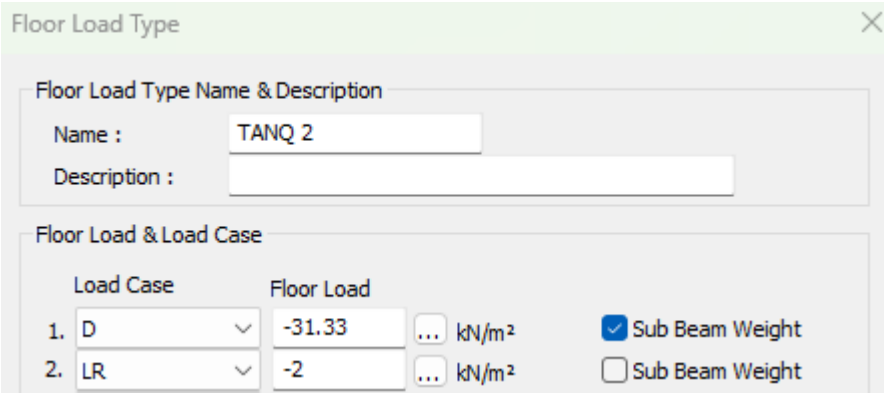




JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar





A continuación, se presenta el modelo cargado considerando los casos de carga muerta, carga viva de cubierta y cargas de viento, las cargas son asignadas por metro cuadrado y se distribuyen en dos direcciones sobre cada elemento que confina la placa.

A continuación, se presenta el modelo cargado considerando los diferentes tipos de grupos de carga como se muestra a continuación:

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

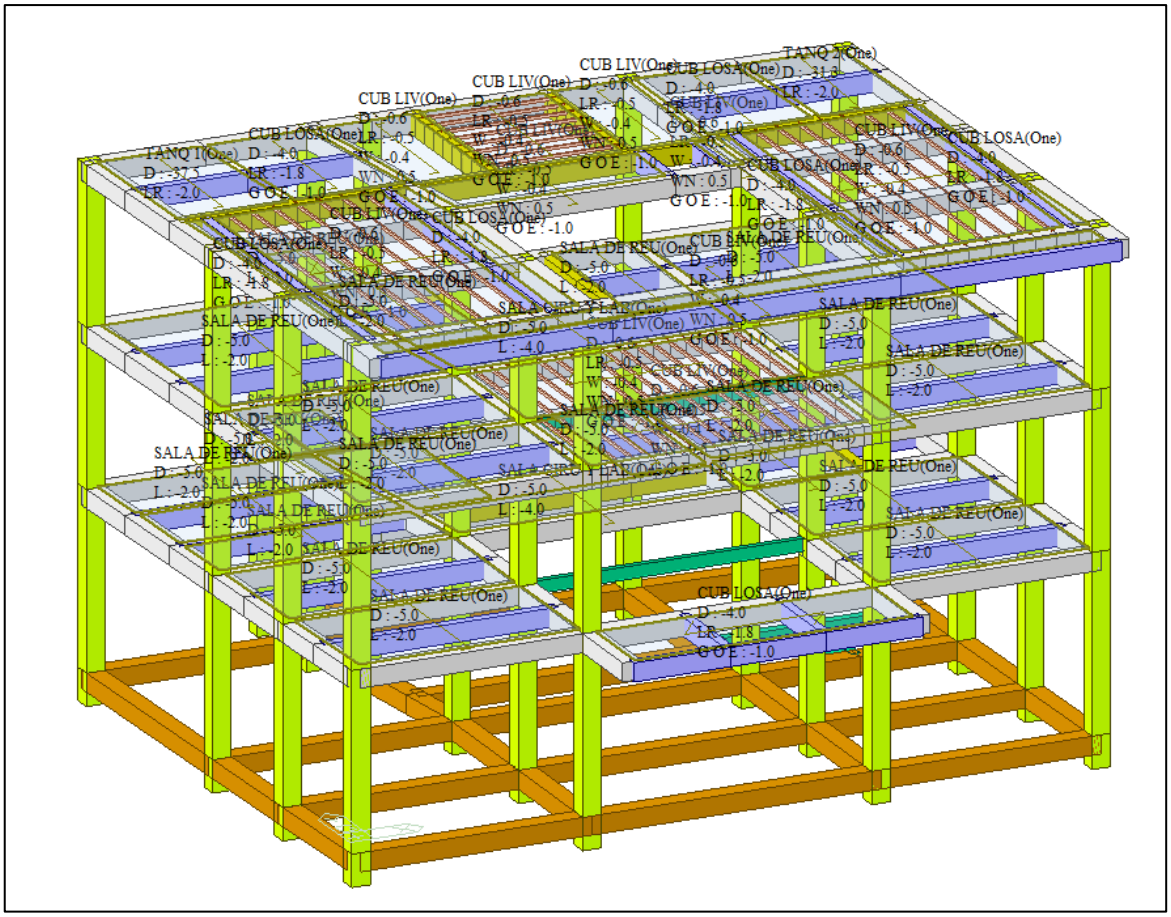


Ilustración 7 . Cargas distribuidas sobre placa (KN/m2).

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

Igualmente se cargan las vigas que soportan muros directamente sobre ellas, aplicando la carga por metro lineal (kN/m), e igualmente la carga muerta de la escalera sobre la viga que la soporta, como se muestra a continuación:

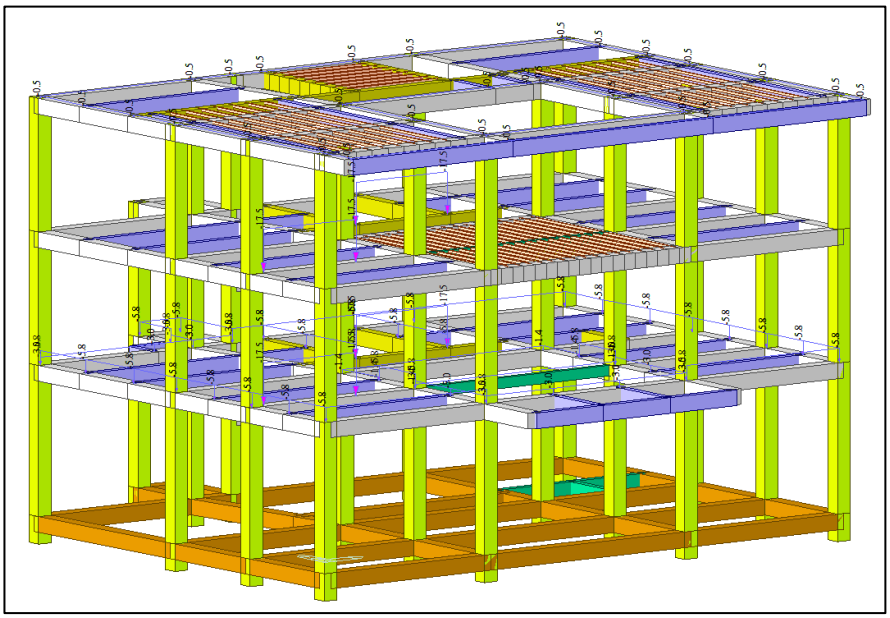


Ilustración 8. Carga muerta DEAD distribuida sobre vigas (KN/m).

Las reacciones de la escalera se cargan sobre las vigas que la soportan, a continuación, se muestra la asignación de la carga viva (L):

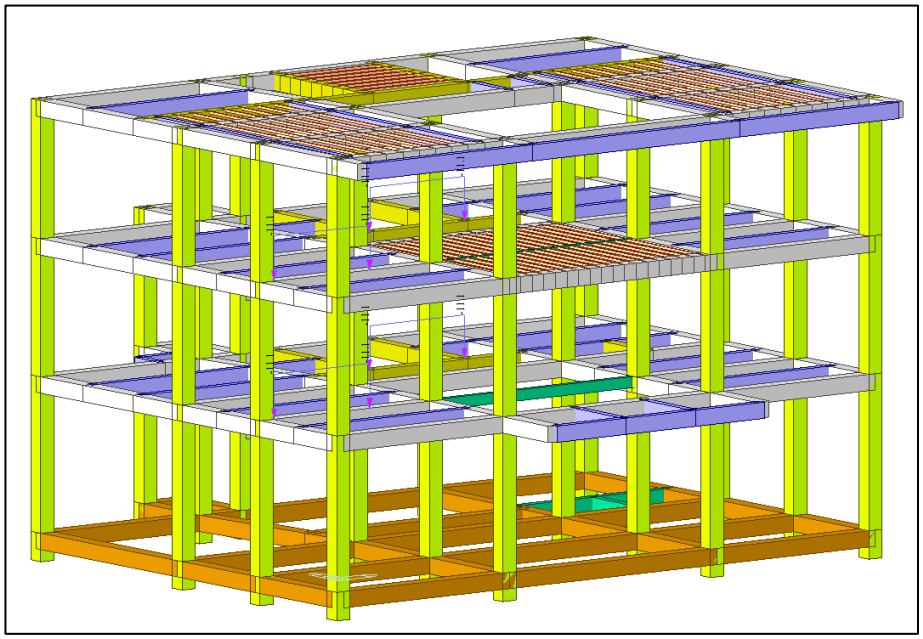


Ilustración 9. Carga viva LIVE distribuida sobre vigas (KN/m).

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.5. PARTICIPACIÓN DE MASA

Se debe verificar que la sumatoria de participación de masa dada por todos los modos de la estructura sea por lo menos del 90%.

Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency (rad/sec)		Frequency (cycle/sec)		Period (sec)		Tolerance					
1	12.7891		2.0355		0.4913		0.0000e+00					
2	13.0933		2.0839		0.4799		0.0000e+00					
3	15.0613		2.3971		0.4172		0.0000e+00					
4	36.6604		5.8347		0.1714		5.7533e-87					
5	37.1786		5.9172		0.1690		1.8015e-85					
6	41.0983		6.5410		0.1529		1.5878e-82					
7	47.0577		7.4895		0.1335		3.5742e-75					
8	56.4890		8.9905		0.1112		4.4113e-66					
9	62.7808		9.9919		0.1001		7.7592e-60					
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	18.6753	18.6753	60.5845	60.5845	0.0000	0.0000	16.2292	16.2292	5.2722	5.2722	6.1210	6.1210
2	52.2569	70.9321	24.4900	85.0745	0.0000	0.0000	6.4863	22.7154	14.6774	19.9496	8.4773	14.5982
3	13.9321	84.8642	0.3166	85.3910	0.0000	0.0000	0.0782	22.7937	3.7241	23.6737	70.0214	84.6197
4	3.9045	88.7687	1.2427	86.6337	0.0000	0.0000	6.8893	29.6830	20.3089	43.9826	0.0138	84.6335
5	1.3414	90.1101	3.6994	90.3331	0.0000	0.0000	20.5794	50.2624	7.2077	51.1903	0.0017	84.6351
6	0.0842	90.1944	0.0128	90.3459	0.0000	0.0000	0.0787	50.3411	0.6984	51.8887	5.2723	89.9074
7	0.1550	90.3493	0.0062	90.3521	0.0000	0.0000	0.0073	50.3484	0.3330	52.2217	0.0000	89.9075
8	0.0001	90.3494	0.0810	90.4332	0.0000	0.0000	0.3155	50.6638	0.0008	52.2225	0.0001	89.9076
9	0.0222	90.3716	0.2939	90.7271	0.0000	0.0000	6.4993	57.1631	0.1214	52.3439	0.0043	89.9118
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
1	121.6393	121.6393	394.6106	394.6106	0.0000	0.0000	921.2855	921.2855	299.2862	299.2862	1864.0839	1864.0839
2	340.3696	462.0089	159.5128	554.1234	0.0000	0.0000	368.2085	1289.4940	833.1983	1132.4844	2581.6639	4445.7477
3	90.7451	552.7540	2.0619	556.1853	0.0000	0.0000	4.4412	1293.9352	211.4080	1343.8924	21324.320	25770.067
4	25.4315	578.1855	8.0941	564.2794	0.0000	0.0000	391.0890	1685.0242	1152.8795	2496.7719	4.2111	25774.279
5	8.7371	586.9226	24.0956	588.3749	0.0000	0.0000	1168.2349	2853.2592	409.1620	2905.9339	0.5039	25774.783
6	0.5486	587.4712	0.0835	588.4585	0.0000	0.0000	4.4677	2857.7269	39.6466	2945.5805	1605.6220	27380.405
7	1.0094	588.4806	0.0404	588.4989	0.0000	0.0000	0.4141	2858.1410	18.9055	2964.4860	0.0129	27380.417
8	0.0005	588.4811	0.5279	589.0267	0.0000	0.0000	17.9082	2876.0492	0.0447	2964.5307	0.0282	27380.446
9	0.1444	588.6256	1.9143	590.9410	0.0000	0.0000	368.9453	3244.9945	6.8890	2971.4196	1.3057	27381.751

Tabla 5. Participación en masa.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.6. ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA

Para la utilización del método Modal Espectral se necesita introducir el espectro de respuesta sísmica para la estructura de acuerdo al estudio de suelos y la norma NSR-10, los cuales se muestran a continuación:

2.6.1. Espectro de diseño

Este espectro es utilizado tomando un factor de Importancia de la edificación de acuerdo a su uso para el diseño de los diferentes elementos de la estructura.

UBICACIÓN		***USO***		***TIPO DE SUELO***	
Departamento:	Cundinamarca	Grupo de uso:	IV	Perfil Tipo:	E
Ciudad:	Fúquene	I:	1.50	Fa:	2.10
Aa:	0.15	Amensaza Sismica:	Intermedia	Fv:	3.20
Av:	0.2				

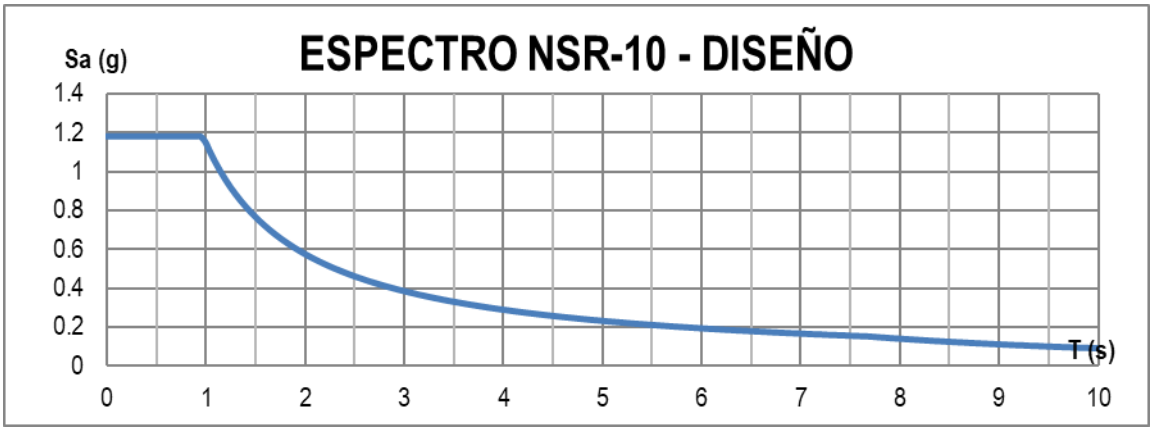


Ilustración 10. Espectro de diseño.

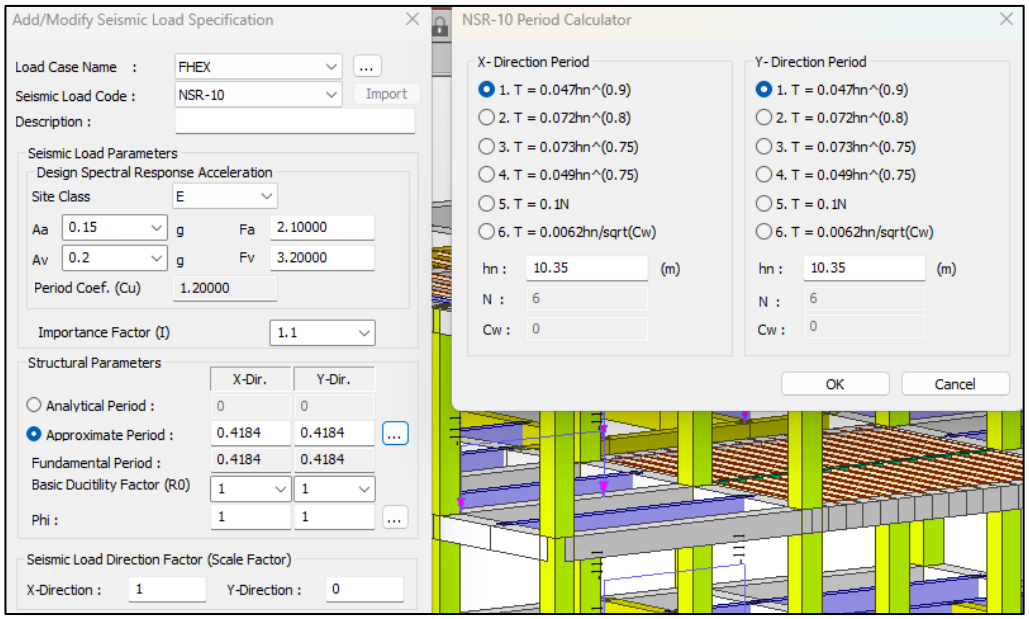
2.7. AJUSTE AL CORTANTE DINÁMICO

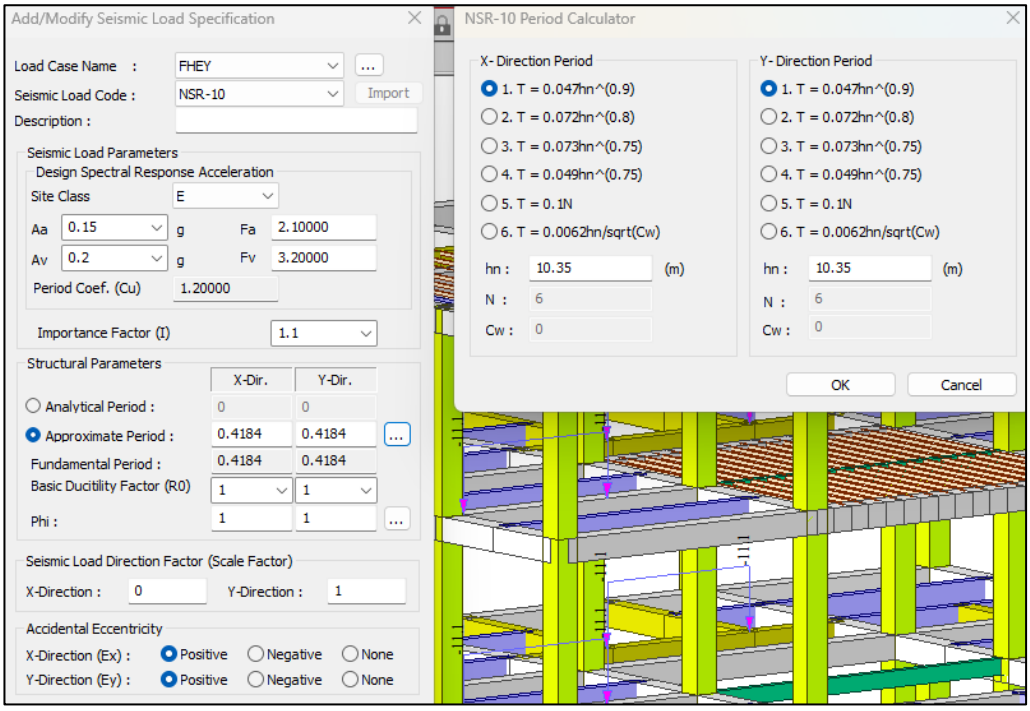
Es necesario hacer un ajuste a los resultados del análisis modal. Éste se realiza amplificando el espectro para alcanzar el 90 % del cortante basal obtenido por el método de la FHE, ya que la estructura es irregular. En la siguiente tabla se muestra el ajuste que se hizo al análisis modal a partir de los resultados obtenidos para el análisis por fuerza horizontal equivalente y por análisis modal que los realiza el programa MIDAS GEN.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

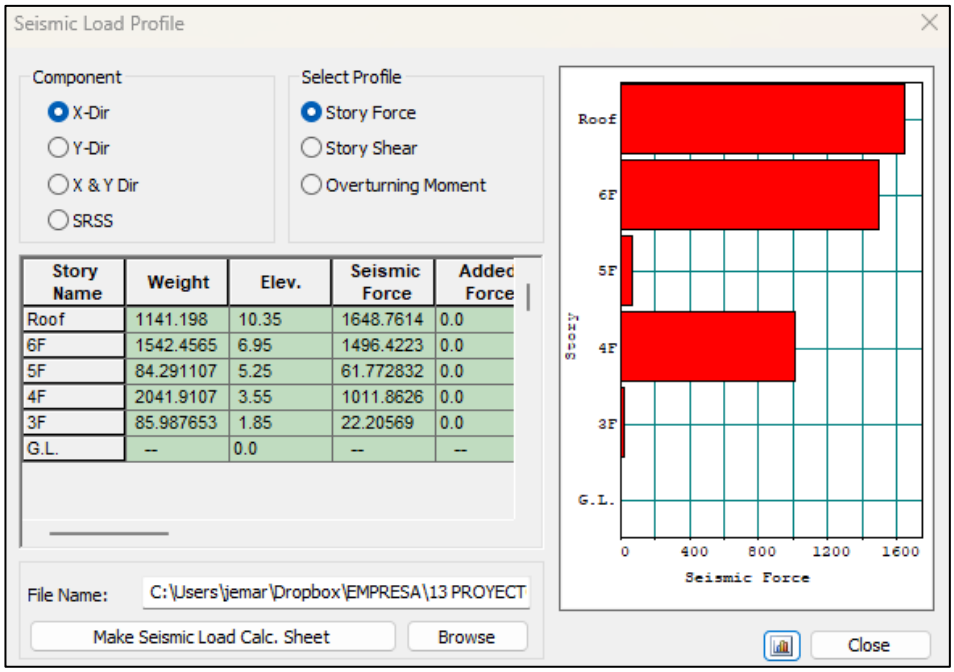
2.7.1. Ajuste a Cortante dinámico Espectro de Diseño

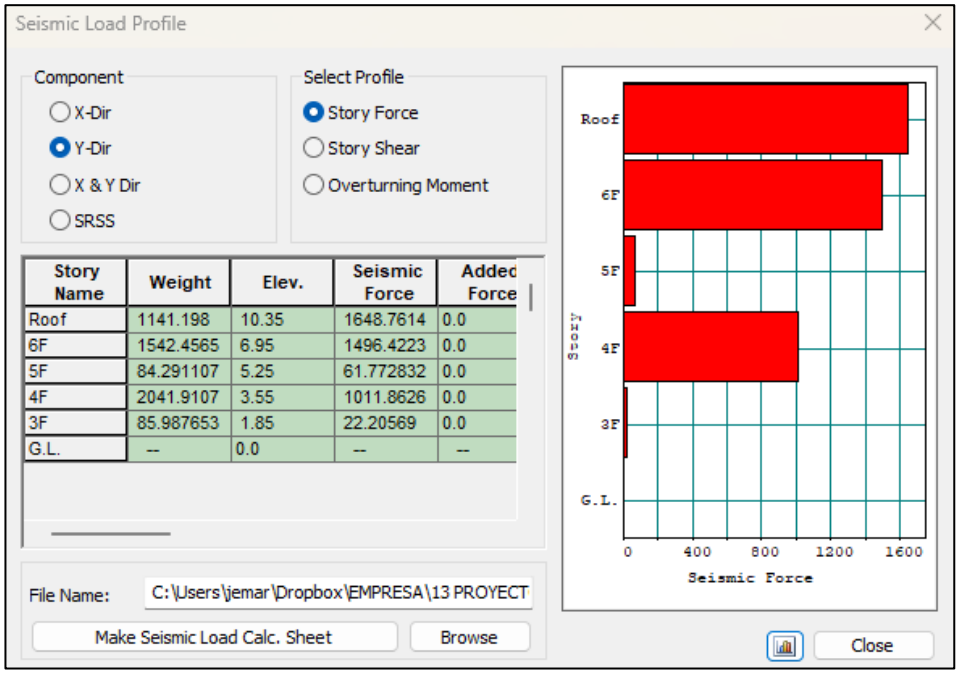
Para realizar el análisis por fuerza horizontal se introducen los siguientes parámetros en el programa, para de esta forma obtener el periodo de la estructura.





Se obtienen las siguientes fuerzas por piso de acuerdo con el análisis para cada una de las direcciones:





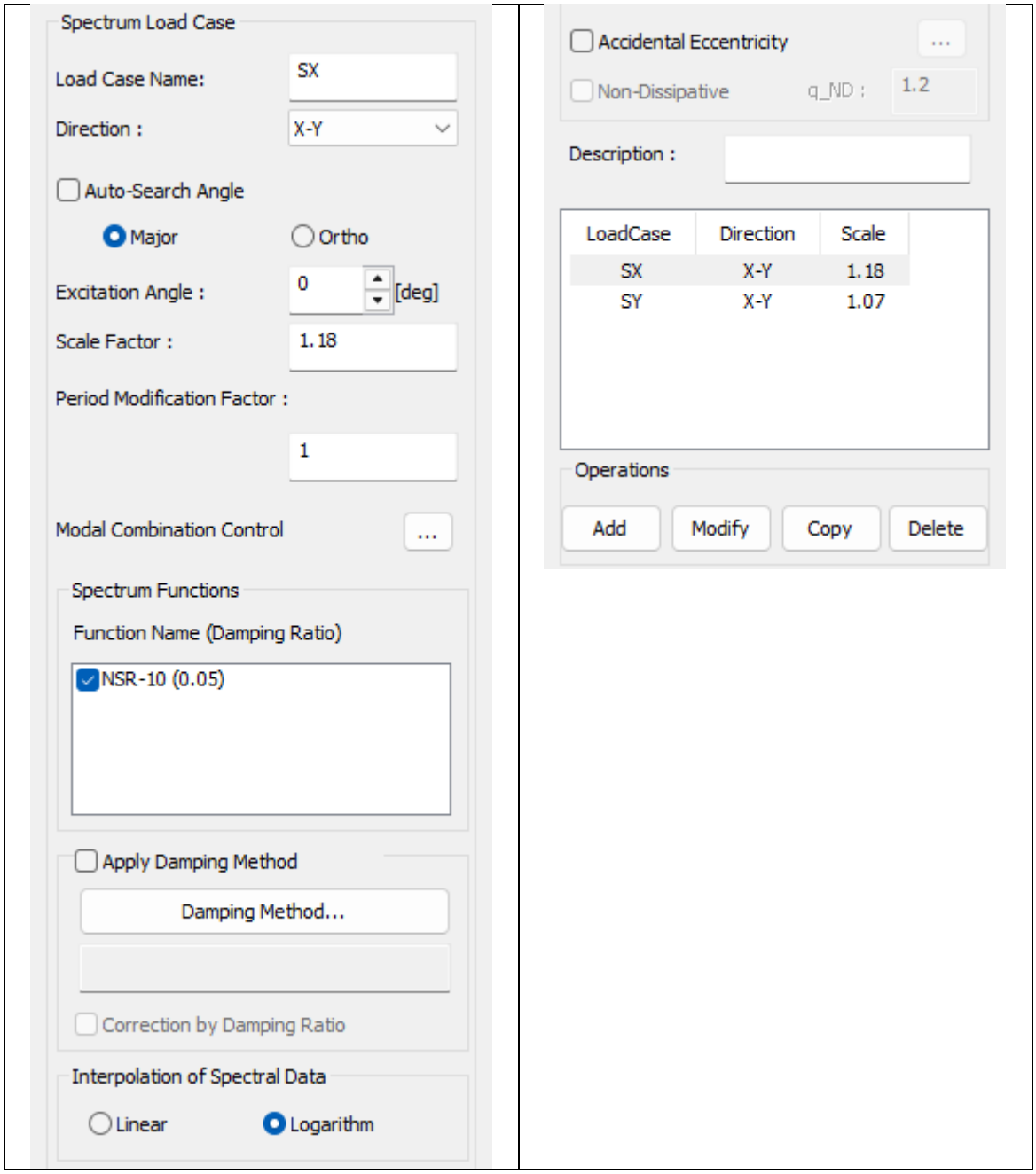
Se obtiene el cortante por fuerza horizontal equivalente y se compara con el obtenido por el análisis dinámico.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.7.2. Ajuste a Cortante dinámico Espectro de Diseño

En el programa MIDAS GEN 23 se tiene en cuenta los siguientes factores para amplificar el espectro, a partir del ajuste entre el análisis dinámico y el análisis por fuerza horizontal equivalente.



AJUSTE DE RESULTADOS ANALISIS DINAMICO Vs FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

A.5.4.5 - AJUSTE DE LOS RESULTADOS - El valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, **j**, no puede ser menor que los siguientes valores:

(a) para edificios clasificados como irregulares de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3, no puede ser menor que el valor del cortante sísmico en la base, V_s, calculado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4, y

(b) para edificios clasificados como regulares de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3, no puede ser menor que el 80 por ciento del valor del cortante sísmico en la base, V_s, calculado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4 utilizando el período de vibración aproximado T_a dado en A.4.2.2.

El ajuste debe realizarse proporcionalmente a todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos. Cuando el cortante sísmico en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, excede los valores prescritos anteriormente, todos los parámetros de la respuesta dinámica total, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, pueden reducirse proporcionalmente, a juicio del diseñador.

DATOS DE MIDAS		
Load	FX (kN)	FY (kN)
FHEX	5532.77	0.00
FHEY	0.00	5532.77
FX(RS)	4207.84	613.60
FY(RS)	613.60	4669.76

Cortante en la base por FHE por Sismo en X
Cortante en la base por FHE por Sismo en Y
Cortante en la base por Analsis Dinamico por Sismo en X
Cortante en la base por Analsis Dinamico por Sismo en X

TIPO DE ESTRUCTURA			irregular
PORCENTAJE FHE			0.90
V_{BDina} (kN)x =	4207.84	4669.76	
FHE (%) =	76%	84%	
Factor (90%) =	11.61	10.46	(A.5.4.5)
FHE = Sa W	5532.77	5532.77	
Fac	1.18	1.07	

Tabla 6. Cortante de diseño.

A partir de ello se encuentran los siguientes datos ajustándolos en el software de diseño MIDAS GEN 23 como se muestra a continuación, modificando los factores correspondientes, debido a que los factores de corrección son igual a 1.18 y 1.07, se modifica la escala.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.8. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

De acuerdo con la NSR-10, la deriva máxima en cualquier punto del piso i, se obtiene como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso i-1, por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta^{i}_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{2}\left(\delta^{i}_{tot,j} - \delta^{i-1}_{tot,j}\right)^{2}}$$

La deriva máxima evaluada en cualquier punto de la estructura no puede exceder los límites establecidos en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi}:

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\%\ \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.010\ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\%\ \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.005\ h_{pi}\right)$

Además de la verificación de las derivas se calculó el índice de flexibilidad el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas. El índice de flexibilidad del piso se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación, y el índice de flexibilidad de la estructura se define como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura.

Como se realiza un análisis modal espectral, se verifican las derivas aplicando el sismo en su totalidad en cada una de las direcciones, es decir sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

A continuación, se muestran las tablas en donde se verificaron las derivas, de acuerdo con los resultados obtenidos en la modelación en el programa de análisis.

La verificación de derivas se realizó para la totalidad del sismo aplicado en la dirección X y en la dirección Y, cumple con los requisitos establecidos por el reglamento NSR-10. A continuación se muestran las tablas con los resultados obtenidos.

2.8.1. SISMO EN LAS DOS DIRECCIONES PRINCIPALES

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark
SX(RS)	6F	3.4	1	0.01	60	0.0105	0.0105	0.0031	OK
SX(RS)	5F	1.7	1	0.01	279	0.0061	0.0061	0.0036	OK
SX(RS)	4F	1.7	1	0.01	46	0.0068	0.0068	0.0040	OK
SX(RS)	3F	1.7	1	0.01	284	0.0087	0.0087	0.0051	OK
SX(RS)	2F	2.15	1	0.01	218	0.0147	0.0147	0.0068	OK
SX(RS)	1F	0.7	1	0.01	194	0.0016	0.0016	0.0023	OK
SY(RS)	6F	3.4	1	0.01	69	0.0017	0.0017	0.0005	OK
SY(RS)	5F	1.7	1	0.01	279	0.0008	0.0008	0.0005	OK
SY(RS)	4F	1.7	1	0.01	46	0.0009	0.0009	0.0005	OK
SY(RS)	3F	1.7	1	0.01	284	0.0011	0.0011	0.0007	OK
SY(RS)	2F	2.15	1	0.01	218	0.002	0.002	0.0009	OK
SY(RS)	1F	0.7	1	0.01	194	0.0003	0.0003	0.0004	OK

Tabla 7: Sismo en dirección X y Y .

De acuerdo con la anterior revisión, todas las columnas cumplen con los límites de derivas.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.9. REVISIÓN DE IRREGULARIDADES

Las irregularidades se revisaron de acuerdo con las condiciones establecidas en el capítulo A de la norma NSR-10. Se realizó la revisión de irregularidades en planta y en altura, para definir los parámetros para determinar las combinaciones de carga de diseño:

2.9.1. IRREGULARIDAD TORSIONAL – 1P

REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 1P - IRREGULARIDAD TORSIONAL

Tipo 1aP — Irregularidad torsional

$\phi_p = 0.9$

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)_1 \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

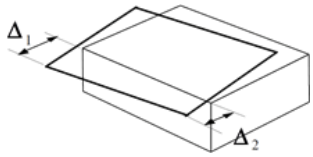
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema

$\phi_p = 0.8$

$$\Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

A.3.6.7.1 - Torsión accidental - Debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Cuando existan irregularidades en planta del tipo 1aP o 1bP, tal como las define A.3.3.4.1 (tabla A.3-6), debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel x, multiplicándola por un coeficiente de amplificación, Ax , determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\,\delta_{prom}}\right]^2 \leq 3.0$$



Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Value of Extreme Points		Maximum Value		Remark	Phi_p
				1.4*Story Drift (m)	1.2*Story Drift (m)	Node	Story Drift (m)		
SX(RS)	6F	6.95	3.4	0.0137	0.0118	67	0.0101	Regular	1
SX(RS)	5F	5.25	1.7	0	0	0	0	Regular	1
SX(RS)	4F	3.55	1.7	0	0	0	0	Regular	1
SX(RS)	3F	1.85	1.7	0	0	0	0	Regular	1
SX(RS)	2F	-0.3	2.15	0	0	0	0	Regular	1
SY(RS)	6F	6.95	3.4	0.0018	0.0016	69	0.0017	Irregular	0.9
SY(RS)	5F	5.25	1.7	0	0	0	0	Regular	1
SY(RS)	4F	3.55	1.7	0	0	0	0	Regular	1
SY(RS)	3F	1.85	1.7	0	0	0	0	Regular	1
SY(RS)	2F	-0.3	2.15	0	0	0	0	Regular	1

FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA: **Φp= 0.9**

Tabla 8. Irregularidades de planta.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.9.2. RETROCESO EN LAS ESQUINAS – 2P

REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 2P - RETROCESOS EN LAS ESQUINAS							
La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina seconsidera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15							
	B(m)	A (m)	D (m)	C (m)	0.15B (m)	0.15D (m)	Aplica el factor para el piso?
Piso 1	16.6	0	12.1	0	2.49	1.81	NO
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p							1

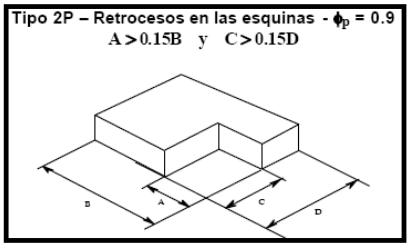
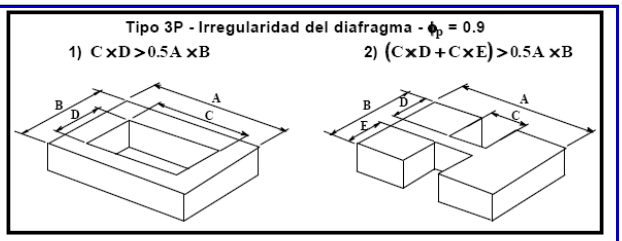


Tabla 9. Retroceso en las esquinas.

2.9.3. IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA – 3P

REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 3P - IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA			
Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efecti			
	Area Total A_T (m^2)	Area de Vacíos A_V (m^2)	Aplica el factor para el piso?
Piso 1	200.03	0	NO
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p			1



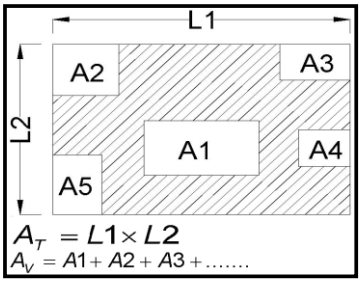


Tabla 10. Irregularidad de diafragma.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.9.4. DESPLAZAMIENTO DEL PLANO DE ACCION – 4P

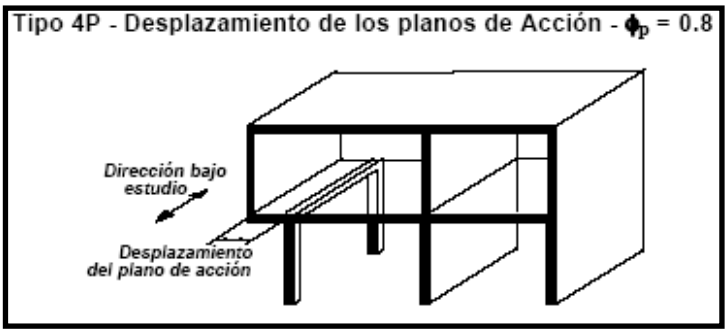
REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 4P DESPLAZAMIENTO DE LOS PLANOS DE ACCIÓN			
La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica.			
Aplica el factor para la estructura?	☐ SI	**FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p**	1

Ilustración 11. Desplazamiento del plano.

2.9.5. SISTEMAS NO PARALELOS – 5P

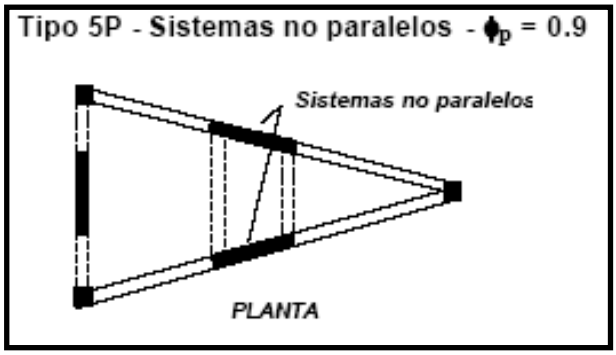
REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 5P SISTEMAS NO PARALELOS			
Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular			
Aplica el factor para la estructura?	☐ SI	**FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p**	1

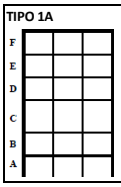
Ilustración 12. Sistema no paralelo.

2.9.6. IRREGULARIDADES POR ALTURA

En resumen, los factores de reducción de disipación de energía para planta y para altura son los siguientes:

IRREGULARIDAD EN ALTURA

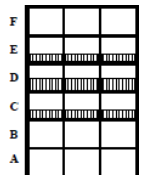
TIPO 1A



Caso: NO SE PRESENTA

Verificación: NO TIENE
ϕa: 1.0

TIPO 2A



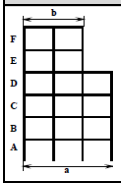
Caso: $m_D > 1.50\ m_E$ o $m_D > 1.50\ m_C$

NO SE PRESENTA

Verificación: NO TIENE
ϕa: 1.0

Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Mass (kN/g)	Adjacent Story Mass		Story Mass Ratio	Remark	Phi_p
					1.5M(Upper) (kN/g)	1.5M(Lower) (kN/g)			
D	Roof	10.35	0	146.093	0	276.534	0.528	-	1
D	6F	6.95	3.4	184.356	219.139	14.521	12.696	Irregular	0.9
D	5F	5.25	1.7	9.68	276.534	356.766	0.035	Regular	1
D	4F	3.55	1.7	237.844	14.521	14.78	16.38	Irregular	0.9
D	3F	1.85	1.7	9.853	356.766	0	0.028	Regular	1
D	2F	-0.3	2.15	0	14.78	0	0	-	1
D	1F	-1	0.7	0	0	0	0	-	1

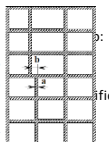
TIPO 3A



Caso: $a > 1.30\ b$
a: 16.600 m
b: 16.600 m

Verificación: NO TIENE
ϕa: 1.0

TIPO 4A

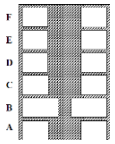


Caso: $b > a$

NO SE PRESENTA

Verificación: NO TIENE
ϕa: 1.0

TIPO 5A



Caso:
NO SE PRESENTA

Verificación: NO TIENE

Tipo 5aA — Piso débil
$\phi_a = 0.9$

0.65 Resist. Piso C < Resist. Piso B < 0.80 Resist. Piso C

ϕa: 1.0

Tipo 5bA — Piso débil extremo
$\phi_a = 0.8$

Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C

Story	Level (m)	Story Height (m)	Angle1 ([deg])	Story Shear Strength 1 (kN)	Upper Story Shear Strength1 (kN)	Story Shear Strength Ratio1	Remark1	Phi_p1	Angle2 ([deg])	Story Shear Strength2 (kN)	Upper Story Shear Strength2 (kN)	Story Shear Strength Ratio2	Remark2	Phi_p2
6F	6.95	3.4	0	2218.973	0	0	Regular	1	90	2218.9731	0	0	Regular	1
5F	5.25	1.7	0	261.0557	2218.9731	0.1176	Regular	1	90	261.0557	2218.9731	0.1176	Regular	1
4F	3.55	1.7	0	2480.029	261.0557	9.5	Regular	1	90	2480.0288	261.0557	9.5	Regular	1
3F	1.85	1.7	0	261.0557	2480.0288	0.1053	Regular	1	90	261.0557	2480.0288	0.1053	Regular	1
2F	-0.3	2.15	0	2480.029	261.0557	9.5	Regular	1	90	2480.0288	261.0557	9.5	Regular	1
1F	-1	0.7	0	2480.029	2480.0288	1	Regular	1	90	2480.0288	2480.0288	1	Regular	1

Ilustración 13. Irregularidad por altura.

2.9.7. COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGIA R

Se realiza el ajuste del coeficiente de disipación de energía, para poder obtener de manera análoga las combinaciones de carga, para diseñar cada uno de los elementos de la estructura.

AJUSTE DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DEBIDO A LAS IRREGULARIDADES		
Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R_0	5.0	5.0
	Ry	Rx
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p	**0.9**	**0.9**
IRREGULARIDAD TIPO 1P	0.9	**0.9**
IRREGULARIDAD TIPO 2P	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 3P	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 4P	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 5P	1.0	**1.0**
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA ϕ_a	**1.0**	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 1A	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 2A	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 3A	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 4A	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 5A	1.0	**1.0**
FACTOR DE IRREGULARIDAD POR FALTA DE REDUNDANCIA ϕ_r	**1.00**	**1.00**
AUSENCIA DE REDUNDANCIA	1.00	1.00
Coeficiente de capacidad de disipación de energía **R**	**4.50**	**4.50**

Tabla 11. Coeficiente de disipación de energía.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.9.8. COMBINACIONES DE CARGA

El coeficiente de energía modificado se tiene en cuenta en las cargas sísmicas de diseño como se enuncia en el capítulo B de la norma. Las combinaciones aplicadas al diseño de la estructura se muestran a continuación.

COMBINACIONES DE CARGA - ANÁLISIS DINÁMICO

1- VERIFICACIÓN DE DERIVAS

DER1) SX
DER2) DER2) 1

Tomado con el espectro tomando el factor de importancia I=1.0

2- DISEÑO

a. Reduccion de fuerzas sismicas

$R = R_0 * \Phi_p * \Phi_a$ (Coeficiente de disipación de energía)

- R_0 5.00 (Coeficiente de capacidad de disipación de energía basico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipacion de energia del material estructural, definido en NSR-10 para el sistema estructural de la edificación)
- Φp 0.90 (Coeficiente de reducción de capacidad de energía causado por irregularidades en planta de la edificación)
- Φa 1.00 (Coeficiente de reducción de capacidad de energía causado por irregularidades en altura de la edificación)
- 0 0 (Coeficiente de reducción de capacidad de energía causado por falta de redundancia en el sistema estructural)

Rx =	4.50	Rx =	4.50

b. Resistencia a cortante

Vigas: Cortante maximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para diseño sismico vigente (C.21.3.3.1)

Columnas: El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de W0

Ω_0 = 3.0

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

No	Name	Active	Type	D(ST)	L(ST)	LR(ST)	LE(ST)	W(ST)	WN(ST)	FHEX(ST)	FHEY(ST)	PP(ST)	G O E(ST)	SX(RS)	SY(RS)
1	cLCB1	Stren	Add	1.400								1.4000			
2	cLCB2	Stren	Add	1.200	1.600	0.5000						1.2000			
3	cLCB3	Stren	Add	1.200	1.600							1.2000	0.5000		
4	cLCB4	Stren	Add	1.200	1.000	1.6000						1.2000			
5	cLCB5	Stren	Add	1.200		1.6000		0.5000				1.2000			
6	cLCB6	Stren	Add	1.200		1.6000			0.5000			1.2000			
7	cLCB7	Stren	Add	1.200		1.6000		-0.500				1.2000			
8	cLCB8	Stren	Add	1.200		1.6000			-0.5000			1.2000			
9	cLCB9	Stren	Add	1.200	1.000							1.2000	1.6000		
10	cLCB10	Stren	Add	1.200				0.5000				1.2000	1.6000		
11	cLCB11	Stren	Add	1.200					0.5000			1.2000	1.6000		
12	cLCB12	Stren	Add	1.200				-0.500				1.2000	1.6000		
13	cLCB13	Stren	Add	1.200					-0.5000			1.2000	1.6000		
14	cLCB14	Stren	Add	1.200	1.000	0.5000		1.0000				1.2000			
15	cLCB15	Stren	Add	1.200	1.000	0.5000			1.0000			1.2000			
16	cLCB16	Stren	Add	1.200	1.000	0.5000		-1.000				1.2000			
17	cLCB17	Stren	Add	1.200	1.000	0.5000			-1.0000			1.2000			
18	cLCB18	Stren	Add	1.200	1.000			1.0000				1.2000	0.5000		
19	cLCB19	Stren	Add	1.200	1.000				1.0000			1.2000	0.5000		
20	cLCB20	Stren	Add	1.200	1.000			-1.000				1.2000	0.5000		
21	cLCB21	Stren	Add	1.200	1.000				-1.0000			1.2000	0.5000		
22	cLCB22	Stren	Add	1.200	1.000							1.2000		0.2200	0.0660
23	cLCB23	Stren	Add	1.200	1.000							1.2000		0.2200	-0.0660
24	cLCB24	Stren	Add	1.200	1.000							1.2000		0.0660	0.2200
25	cLCB25	Stren	Add	1.200	1.000							1.2000		-0.0660	0.2200
26	cLCB26	Stren	Add	1.200	1.000							1.2000		-0.2200	-0.0660
27	cLCB27	Stren	Add	1.200	1.000							1.2000		-0.2200	0.0660
28	cLCB28	Stren	Add	1.200	1.000							1.2000		-0.0660	-0.2200
29	cLCB29	Stren	Add	1.200	1.000							1.2000		0.0660	-0.2200
30	cLCB30	Stren	Add	0.900				1.0000				0.9000			
31	cLCB31	Stren	Add	0.900					1.0000			0.9000			
32	cLCB32	Stren	Add	0.900				-1.000				0.9000			
33	cLCB33	Stren	Add	0.900					-1.0000			0.9000			
34	cLCB34	Stren	Add	0.900								0.9000		0.2200	0.0660
35	cLCB35	Stren	Add	0.900								0.9000		0.2200	-0.0660
36	cLCB36	Stren	Add	0.900								0.9000		0.0660	0.2200
37	cLCB37	Stren	Add	0.900								0.9000		-0.0660	0.2200
38	cLCB38	Stren	Add	0.900								0.9000		-0.2200	-0.0660
39	cLCB39	Stren	Add	0.900								0.9000		-0.2200	0.0660
40	cLCB40	Stren	Add	0.900								0.9000		-0.0660	-0.2200
41	cLCB41	Stren	Add	0.900								0.9000		0.0660	-0.2200
42	cLCB42	Servic	Add	1.000								1.0000			

No	Name	Active	Type	D(ST)	L(ST)	LR(ST)	LE(ST)	W(ST)	WN(ST)	FHEX(ST)	FHEY(ST)	PP(ST)	G O E(ST)	SX(RS)	SY(RS)
43	cLCB43	Servic	Add	1.000	1.000							1.0000			
44	cLCB44	Servic	Add	1.000		1.0000						1.0000			
45	cLCB45	Servic	Add	1.000								1.0000	1.0000		
46	cLCB46	Servic	Add	1.000	0.750	0.7500						1.0000			
47	cLCB47	Servic	Add	1.000	0.750							1.0000	0.7500		
48	cLCB48	Servic	Add	1.000				1.0000				1.0000			
49	cLCB49	Servic	Add	1.000					1.0000			1.0000			
50	cLCB50	Servic	Add	1.000				-1.000				1.0000			
51	cLCB51	Servic	Add	1.000					-1.0000			1.0000			
52	cLCB52	Servic	Add	1.000								1.0000		0.1540	0.0462
53	cLCB53	Servic	Add	1.000								1.0000		0.1540	-0.0462
54	cLCB54	Servic	Add	1.000								1.0000		0.0462	0.1540
55	cLCB55	Servic	Add	1.000								1.0000		-0.0462	0.1540
56	cLCB56	Servic	Add	1.000								1.0000		-0.1540	-0.0462
57	cLCB57	Servic	Add	1.000								1.0000		-0.1540	0.0462
58	cLCB58	Servic	Add	1.000								1.0000		-0.0462	-0.1540
59	cLCB59	Servic	Add	1.000								1.0000		0.0462	-0.1540
60	cLCB60	Servic	Add	1.000	0.750	0.7500		0.7500				1.0000			
61	cLCB61	Servic	Add	1.000	0.750	0.7500			0.7500			1.0000			
62	cLCB62	Servic	Add	1.000	0.750			0.7500				1.0000	0.7500		
63	cLCB63	Servic	Add	1.000	0.750				0.7500			1.0000	0.7500		
64	cLCB64	Servic	Add	1.000	0.750	0.7500		-0.750				1.0000			
65	cLCB65	Servic	Add	1.000	0.750	0.7500			-0.7500			1.0000			
66	cLCB66	Servic	Add	1.000	0.750			-0.750				1.0000	0.7500		
67	cLCB67	Servic	Add	1.000	0.750				-0.7500			1.0000	0.7500		
68	cLCB68	Servic	Add	1.000	0.750							1.0000	0.7500	0.1155	0.0346
69	cLCB69	Servic	Add	1.000	0.750							1.0000	0.7500	0.1155	-0.0346
70	cLCB70	Servic	Add	1.000	0.750							1.0000	0.7500	0.0346	0.1155
71	cLCB71	Servic	Add	1.000	0.750							1.0000	0.7500	-0.0346	0.1155
72	cLCB72	Servic	Add	1.000	0.750							1.0000	0.7500	-0.1155	-0.0346
73	cLCB73	Servic	Add	1.000	0.750							1.0000	0.7500	-0.1155	0.0346
74	cLCB74	Servic	Add	1.000	0.750							1.0000	0.7500	-0.0346	-0.1155
75	cLCB75	Servic	Add	1.000	0.750							1.0000	0.7500	0.0346	-0.1155
76	cLCB76	Servic	Add	0.600				1.0000				0.6000			
77	cLCB77	Servic	Add	0.600					1.0000			0.6000			
78	cLCB78	Servic	Add	0.600				-1.000				0.6000			
79	cLCB79	Servic	Add	0.600					-1.0000			0.6000			
80	cLCB80	Servic	Add	0.600								0.6000		0.1540	0.0462
81	cLCB81	Servic	Add	0.600								0.6000		0.1540	-0.0462
82	cLCB82	Servic	Add	0.600								0.6000		0.0462	0.1540
83	cLCB83	Servic	Add	0.600								0.6000		-0.0462	0.1540
84	cLCB84	Servic	Add	0.600								0.6000		-0.1540	-0.0462
85	cLCB85	Servic	Add	0.600								0.6000		-0.1540	0.0462
86	cLCB86	Servic	Add	0.600								0.6000		-0.0462	-0.1540
87	cLCB87	Servic	Add	0.600								0.6000		0.0462	-0.1540

Tabla 12. Combinaciones de carga.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

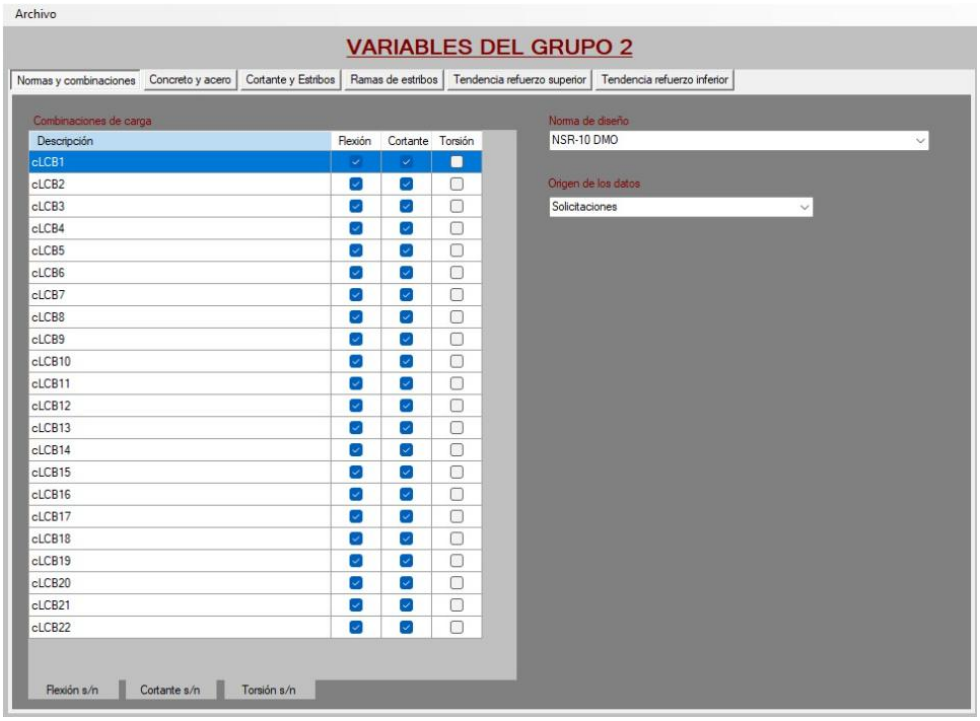
3. DISEÑO ESTRUCTURAL

Una vez se ha logrado que la estructura cumpla con los requisitos de derivas se procede con el diseño estructural. El Diseño Estructural se realizó siguiendo el método de la resistencia última, se diseñaron los elementos de la súper estructura, la cimentación y elementos no estructurales según los requisitos del reglamento NSR-10. El diseño se realiza con los programas MIDAS GEN y DCCAD para el diseño de los elementos en concreto reforzados y con hojas de cálculo para el diseño de escaleras, placa de entrepiso, cimentación y elementos no estructurales.

3.1. VIGAS AEREAS EN CONCRETO

Para el diseño de las vigas se usó el software estructural DCCAD3 del cual se verificaron los refuerzos longitudinales y transversales, las unidades a emplear en el diseño de vigas aéreas son kilo newtons y metros.

Los resultados de análisis de elementos del modelo son exportados para el respectivo diseño, al software especializado en despiece de estructuras de concreto (DC-CAD 3), adaptado para el cumplimiento de la norma NSR-10, Internamente el programa contempla y verifica el cumplimiento de los siguientes requisitos exigidos por el reglamento en la respectiva capacidad de disipación de energía:

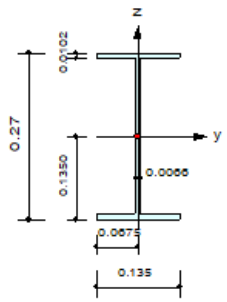


Ver Anexo 1, en el cual se presenta el diseño correspondiente.

3.2. VIGAS METALICAS

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	kN, m
Member No	128
Material	A572-50 (No:2)
	(Fy = 344738, Es = 199948024)
Section Name	IPE270 (No:4)
	(Rolled : IPE270).
Member Length	: 6.27086



Depth	0.27000	Web Thick	0.00660
Top F Width	0.13500	Top F Thick	0.01020
Bot.F Width	0.13500	Bot.F Thick	0.01020
Area	0.00459	Asz	0.00178
Qyb	0.03489	Qzb	0.00228
Iyy	0.00006	Izz	0.00000
Ybar	0.06750	Zbar	0.13500
Syy	0.00043	Szz	0.00006
ry	0.11183	rz	0.03085

2. Member Forces

Axial Force	Fxx = 0.00000 (LCB: 26, POS:I)
Bending Moments	My = -25.812, Mz = 0.00000
End Moments	Myi = -25.812, Myj = -25.124 (for Lb)
	Myi = -25.812, Myj = -25.124 (for Ly)
	Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 0.00000 (LCB: 87, POS:I)
	Fzz = -12.263 (LCB: 26, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 6.27086, Lz = 6.27086, Lb = 6.27086
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

L/r = 203.3 < 300.0 (Memb:128, LCB: 26)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 0.00/1424.11 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 25.8120/46.7895 = 0.552 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 0.0000/29.6816 = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Tension+Bending)

Pr/Pc = 0.00 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + [Mry/Mcy + Mrz/Mcz] = 0.552 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength

Vry/Vcy = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Vrz/Vcz = 0.033 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 360.0 = 0.0174 > 0.0056 (Memb:128, LCB: 52, POS: 3.1m, Dir-Z)..... O.K

3.3. DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas se usó DCCAD3 del cual se verificaron los refuerzos longitudinales, transversales y columna fuerte – viga débil, de acuerdo con los requerimientos de la NSR-10 para Disipación Especial de Energía – DMO.

Los resultados de análisis de elementos del modelo son exportados para el respectivo diseño, al software especializado en despiece de estructuras de concreto (DC-CAD 3), adaptado para el cumplimiento de la norma NSR-10, Internamente el programa contempla y verifica el cumplimiento de los siguientes requisitos exigidos por el reglamento en la respectiva capacidad de disipación de energía:



Ver anexo 2, en el cual se presenta el diseño correspondiente de las Columnas.

3.3.1. COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

Se realiza la revisión de Columna Fuerte – Viga Débil a través del programa MIDAS, encontrando índices de sobresfuerzo como indicador de cumplimiento, una vez diseñado el refuerzo de cada uno de los elementos.

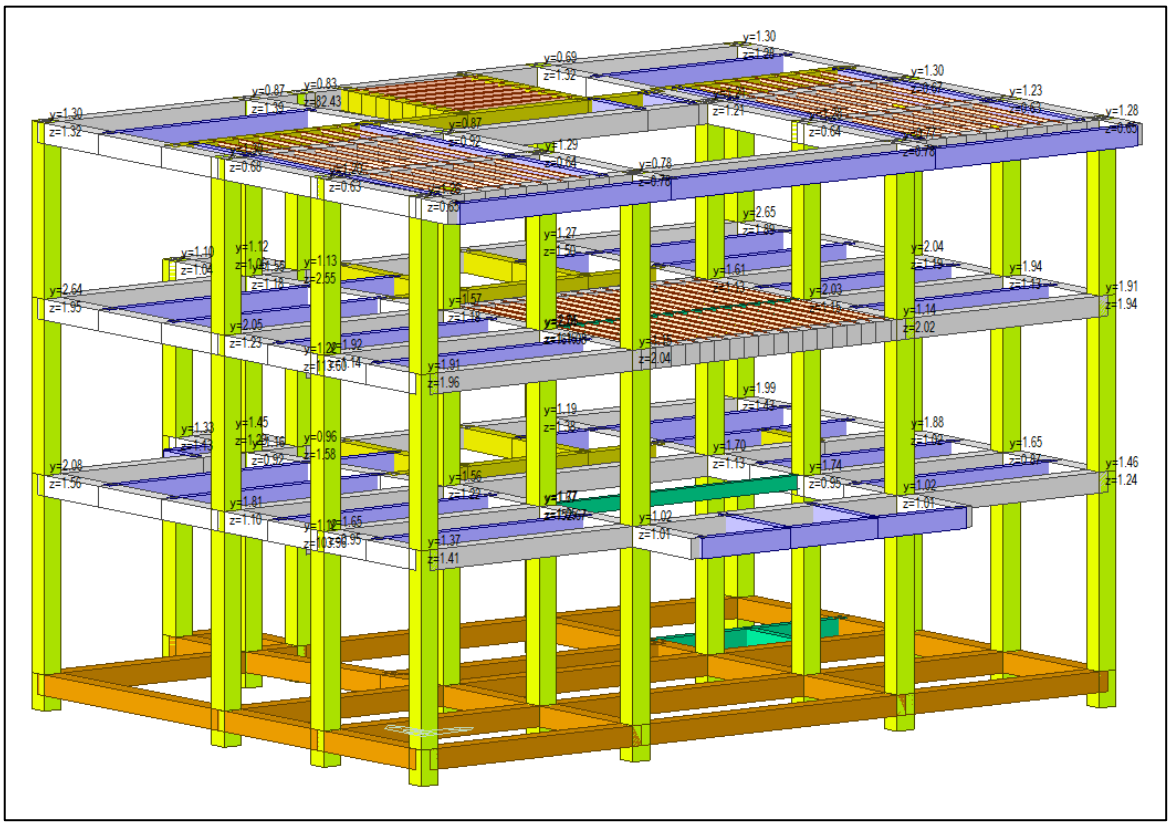


Ilustración 14. Capacidad Columna / viga.

3.4. REVISION DE PLACA MACIZA

Losas macizas

Luz corta		**1.38**	m
Luz larga		**4.10**	m
Relacion		0.34	
Criterio		**Diseño como losa en una direccion**	
Factor de reduccion por flexion	ϕ_f	**0.90**	
Factor de reduccion por corte	ϕ_c	**0.75**	
Materiales			
Peso del concreto	γ	**24**	kN/m^3
Esfuerzo max de compresion del concreto	f'_c	**24.50**	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	**420**	MPa
Modulo elastico del concreto	E_c	23263.81	MPa
Modulo elastico del acero	E_s	200000	MPa
Muros divisorios y particiones fragiles		**No**	
Longitud del apoyo		**0.40**	m
Luz corta entre ejes		**1.38**	m
Espesor adoptado (t)		**0.13**	m
Distancia al centroide de refuerzo (d')		**0.053**	m
Avaluo de cargas			
Subtotal carga muerta	D	**5.00**	kN/m^2
Subtotal carga viva	L	**2.00**	kN/m^2
Diseño de luz corta			
Carga de diseño	1.2D + 1.6L	9.20	kN/m^2
Factor de mayoracion	U	1.31	
Factor de seguridad	FS	1.46	
Momento por carga de servicio M+	M	0.83	kN-m
Momento por carga de servicio M-	M	1.21	kN-m
Momento de diseño +	Mu	1.10	kN-m
Momento de diseño -	Mu	1.59	kN-m
Altura efectiva	d	**0.07175**	m
Cuantia calculada M+	$\rho_{calculada}$	0.00057	
Cuantia calculada M-	$\rho_{calculada}$	0.00083	

REFUERZO +			
Area requerida de refuerzo	A_s	41	mm^2
Número de barra a utilizar	#	**6.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.810	m
REFUERZO -			
Area requerida de refuerzo	A_s	49	mm^2
Número de barra a utilizar	#	**6.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.679	m

Diseño refuerzo transversal o de retraccion y temperatura

Cuantia minima	0.0018		
Area requerida de refuerzo	A_s	185	mm^2
Cantidad de malllas		**1**	
Número de barra a utilizar	#	**6.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.17	m

Revisión a cortante

Reacciones	$R_A = R_B$	4.83	kN
Cortante a una distancia d del apoyo	V_d	2.93	kN
Cortante de diseño	V_U	3.85	kN
Resistencia del concreto al corte	ϕV_c	45.28	kN

OK

Resumen	
Refuerzo de la luz corta en el centro de la luz (Momento +)	6.5 mm c/0.81
Refuerzo de la luz corta en los apoyos (Momento -)	6.5 mm c/0.679
Refuerzo de la luz larga por retraccion y temperatura	6.5 mm c/0.17

Losas macizas

Luz corta		**1.38**	m
Luz larga		**5.90**	m
Relacion		0.23	
Criterio		**Diseño como losa en una direccion**	
Factor de reduccion por flexion	ϕ_f	**0.90**	
Factor de reduccion por corte	ϕ_c	**0.75**	
Materiales			
Peso del concreto	γ	**24**	kN/m^3
Esfuerzo max de compresion del concreto	f'_c	**24.50**	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	**420**	MPa
Modulo elastico del concreto	E_c	23263.81	MPa
Modulo elastico del acero	E_s	200000	MPa
Muros divisorios y particiones fragiles		**No**	
Longitud del apoyo		**0.40**	m
Luz corta entre ejes		**1.38**	m
Espesor adoptado (t)		**0.13**	m
Distancia al centroide de refuerzo (d')		**0.053**	m
Avaluo de cargas			
Subtotal carga muerta	D	**5.00**	kN/m^2
Subtotal carga viva	L	**4.00**	kN/m^2
Diseño de luz corta			
Carga de diseño	1.2D + 1.6L	12.40	kN/m^2
Factor de mayoracion	U	1.38	
Factor de seguridad	FS	1.53	
Momento por carga de servicio M+	M	1.07	kN-m
Momento por carga de servicio M-	M	1.56	kN-m
Momento de diseño +	Mu	1.48	kN-m
Momento de diseño -	Mu	2.15	kN-m
Altura efectiva	d	**0.07175**	m
Cuantia calculada M+	$\rho_{calculada}$	0.00076	
Cuantia calculada M-	$\rho_{calculada}$	0.00112	

REFUERZO +			
Area requerida de refuerzo	A_s	55	mm^2
Número de barra a utilizar	#	**6.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.600	m
REFUERZO -			
Area requerida de refuerzo	A_s	66	mm^2
Número de barra a utilizar	#	**6.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.502	m

Diseño refuerzo transversal o de retraccion y temperatura

Cuantia minima	0.0018		
Area requerida de refuerzo	A_s	185	mm^2
Cantidad de malllas		**1**	
Número de barra a utilizar	#	**6.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.17	m

Revisión a cortante

Reacciones	$R_A = R_B$	6.21	kN
Cortante a una distancia d del apoyo	V_d	3.76	kN
Cortante de diseño	V_U	5.19	kN
Resistencia del concreto al corte	ϕV_c	45.28	kN

OK

Resumen	
Refuerzo de la luz corta en el centro de la luz (Momento +)	6.5 mm c/0.6
Refuerzo de la luz corta en los apoyos (Momento -)	6.5 mm c/0.502
Refuerzo de la luz larga por retraccion y temperatura	6.5 mm c/0.17

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

Losas macizas

Luz corta		**1.77**	m
Luz larga		**4.54**	m
Relacion		0.39	
Criterio		**Diseño como losa en una direccion**	
Factor de reduccion por flexion	ϕ_f	**0.90**	
Factor de reduccion por corte	ϕ_c	**0.75**	
Materiales			
Peso del concreto	γ	**24**	kN/m^3
Esfuerzo max de compresion del concreto	f'_c	**24.50**	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	**420**	MPa
Modulo elastico del concreto	E_c	23263.81	MPa
Modulo elastico del acero	E_s	200000	MPa
Muros divisorios y particiones fragiles		**No**	
Longitud del apoyo		**0.20**	m
Luz corta entre ejes		**1.77**	m
Espesor adoptado (t)		**0.15**	m
Distancia al centroide de refuerzo (d')		**0.054**	m
Avaluo de cargas			
Subtotal carga muerta	D	**37.50**	kN/m^2
Subtotal carga viva	L	**2.00**	kN/m^2
Diseño de luz corta			
Carga de diseño	1.4D	52.50	kN/m^2
Factor de mayoracion	U	1.33	
Factor de seguridad	FS	1.48	
Momento por carga de servicio M+	M	7.73	kN-m
Momento por carga de servicio M-	M	11.25	kN-m
Momento de diseño +	Mu	10.28	kN-m
Momento de diseño -	Mu	14.95	kN-m
Altura efectiva	d	**0.09575**	m
Cuantia calculada M+	$\rho_{calculada}$	0.00306	
Cuantia calculada M-	$\rho_{calculada}$	0.00452	

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

REFUERZO +			
Area requerida de refuerzo	A_s	293	mm^2
Número de barra a utilizar	#	**8.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.190	m
REFUERZO -			
Area requerida de refuerzo	A_s	357	mm^2
Número de barra a utilizar	#	**8.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.159	m
Diseño refuerzo transversal o de retraccion y temperatura			
Cuantia minima	0.0018		
Area requerida de refuerzo	A_s	222	mm^2
Cantidad de malllas		**2**	
Número de barra a utilizar	#	**8.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.51	m
Revisión a cortante			
Reacciones	$R_A = R_B$	34.96	kN
Cortante a una distancia d del apoyo	V_d	27.23	kN
Cortante de diseño	V_U	36.19	kN
Resistencia del concreto al corte	ϕV_c	60.43	kN
		OK	

Resumen	
Refuerzo de la luz corta en el centro de la luz (Momento +)	8.5 mm c/0.19
Refuerzo de la luz corta en los apoyos (Momento -)	8.5 mm c/0.159
Refuerzo de la luz larga por retraccion y temperatura	8.5 mm c/0.51

Tabla 13. Diseño placa maciza.

3.5. DISEÑO DE ESCALERA

ESCALERA

L	4.45	m
L/20	0.22	m
t	0.22	m
d	0.19	m
Luz peldaños	3.10	m
Luz descanso	1.35	m

ACABADOS		
Superior		
Espesor	0	m
Densidad	22	kN/m³
Inferior		
Espesor	0	m
Densidad	22	kN/m³

Huella	0.300	m
Contra huella	0.170	m
Ángulo	0.516	rad
Ángulo	29.54	grados
Ancho escalera	1.20	m

Concreto f'c	24.5	MPa
Concreto W	24	KN/m³
Acero fy	420	MPa

Evaluación de Cargas

Tramo inclinado

Peso propio losa	0.22x24 / Cos(29.54)	6.07	KN/m²
Peso de peldaños	(0.3x0.17 /2x1 x 24) / 0.3	2.04	KN/m²
Acabado superior	0 x(0.3+0.17) x22 /0.3	0.00	KN/m²
Acabado inferior	0x22/ cos29.54	0.000	KN/m²
	Subtotal muerta	8.11	KN/m²
	Carga viva	5	KN/m²
	Total	13.11	KN/m²
	1.4 D	11.4	KN/m²
	1.2 D + 1.6 L	17.7	KN/m²
	Carga de Diseño	**17.7**	KN/m²
	Carga de Diseño por ML	**21.3**	KN/m
	Carga última	65.96	KN

Descanso

Peso propio losa	0.22x24	5.28	KN/m²
Acabado superior	0 x 22	0	KN/m²
Acabado inferior	0 x 22	0	KN/m²
	Subtotal muerta	5.28	KN/m²
	Carga viva	5	KN/m²
	Total	10.28	KN/m²
	1.4 D	7.4	KN/m²
	1.2 D + 1.6 L	14.3	KN/m²
	Carga de Diseño	**14.3**	KN/m²
	Carga de Diseño por ML	**17.2**	KN/m
	Carga última	23.22	KN

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

REACCIONES PARA CARGA MUERTA

RA	17.5	KN/m
RB	14.8	KN/m

REACCIONES PARA CARGA VIVA

RA	11.1	KN/m
RB	11.1	KN/m

REACCIONES PARA CARGAS MAYORADAS

RA	46.5	KN
RB	42.7	KN
Xo	2.19	m
Mmáx	50.8	KN*m

DISEÑO

Coef. De Redicción		Φ	0.9	
ρ calculado			0.0027	
ρ mín retracción y fraguado			0.0018	
ρ mín vigas a flexión			0.0033	
As longitudinal			752	mm²
Colocar 6	varillas # 4	cada	0.220	m
As transversal			396	mm²/m
Colocar	varillas # 4	cada	0.250	m
Revisión por corte			OK!	
Coef. De Redicción		Φ	0.75	
Resistencia a corte		ΦVc	143.89	KN
Esfuerzo de corte		Vu	46.51	KN

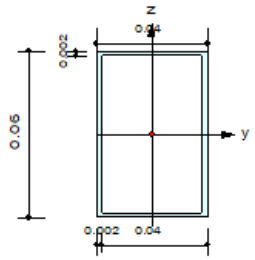
JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

3.6. DISEÑO DE CORREAS

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	kN, m
Member No	656
Material	A500-50 (No:3)
	(Fy = 344738, Es = 199948024)
Section Name	TB60X40X2 (No:8)
	(Built-up Section).
Member Length	: 3.07935



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -0.1266 (LCB: 13, POS:I)
Bending Moments	My = -1.0303, Mz = 0.00155
End Moments	Myi = -1.0274, Myj = -1.0136 (for Lb)
	Myi = -1.0274, Myj = -1.0136 (for Ly)
	Mzi = 0.00154, Mzj = -0.0015 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 0.00475 (LCB: 22, POS:I)
	Fzz = -1.9778 (LCB: 13, POS:I)

Depth	0.06000	Web Thick	0.00200
Flg Width	0.04000	Top F Thick	0.00200
Web Center	0.03800	Bot.F Thick	0.00200
Area	0.00038	Asz	0.00024
Qyb	0.00097	Qzb	0.00073
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02000	Zbar	0.03000
Syy	0.00001	Szz	0.00001
ry	0.02243	rz	0.01632

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 3.07935, Lz = 3.07935, Lb = 3.07935
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 188.7 < 200.0 (Memb:656, LCB: 13)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 0.1266/16.7995 = 0.008 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 1.03030/2.36468 = 0.436 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 0.00155/1.78221 = 0.001 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Compression+Bending)

Pr/Pc = 0.01 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + [Mry/Mcy + Mrz/Mcz] = 0.440 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength

Vry/Vcy = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Vrz/Vcz = 0.047 < 1.000 ..... O.K

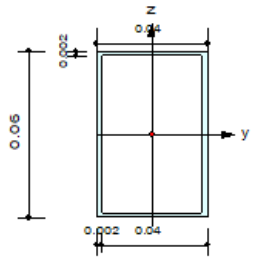
5. Deflection Checking Results

L/ 360.0 = 0.0086 > 0.0047 (Memb:644, LCB: 45, POS: 1.5m, Dir-Z)..... O.K

3.7. DISEÑO DE PERFILES PARA CUBIERTA

1. Design Information

Design Code	AISC(15th)-LRFD16
Unit System	kN, m
Member No	656
Material	A500-50 (No:3)
	(Fy = 344738, Es = 199948024)
Section Name	TB60X40X2 (No:8)
	(Built-up Section).
Member Length	: 3.07935



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -0.1266 (LCB: 13, POS:I)
Bending Moments	My = -1.0303, Mz = 0.00155
End Moments	Myi = -1.0274, Myj = -1.0136 (for Lb)
	Myi = -1.0274, Myj = -1.0136 (for Ly)
	Mzi = 0.00154, Mzj = -0.0015 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 0.00475 (LCB: 22, POS:I)
	Fzz = -1.9778 (LCB: 13, POS:I)

Depth	0.06000	Web Thick	0.00200
Flg Width	0.04000	Top F Thick	0.00200
Web Center	0.03800	Bot.F Thick	0.00200
Area	0.00038	Asz	0.00024
Qyb	0.00097	Qzb	0.00073
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02000	Zbar	0.03000
Syy	0.00001	Szz	0.00001
ry	0.02243	rz	0.01632

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 3.07935, Lz = 3.07935, Lb = 3.07935
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient	
	Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

KL/r = 188.7 < 200.0 (Memb:656, LCB: 13)..... O.K

Axial Strength

Pr/Pc = 0.1266/16.7995 = 0.008 < 1.000 ..... O.K

Bending Strength

Mry/Mcy = 1.03030/2.36468 = 0.436 < 1.000 ..... O.K

Mrz/Mcz = 0.00155/1.78221 = 0.001 < 1.000 ..... O.K

Combined Strength (Compression+Bending)

Pr/Pc = 0.01 < 0.20

Rmax = Pr/(2*Pc) + [Mry/Mcy + Mrz/Mcz] = 0.440 < 1.000 ..... O.K

Shear Strength

Vry/Vcy = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Vrz/Vcz = 0.047 < 1.000 ..... O.K

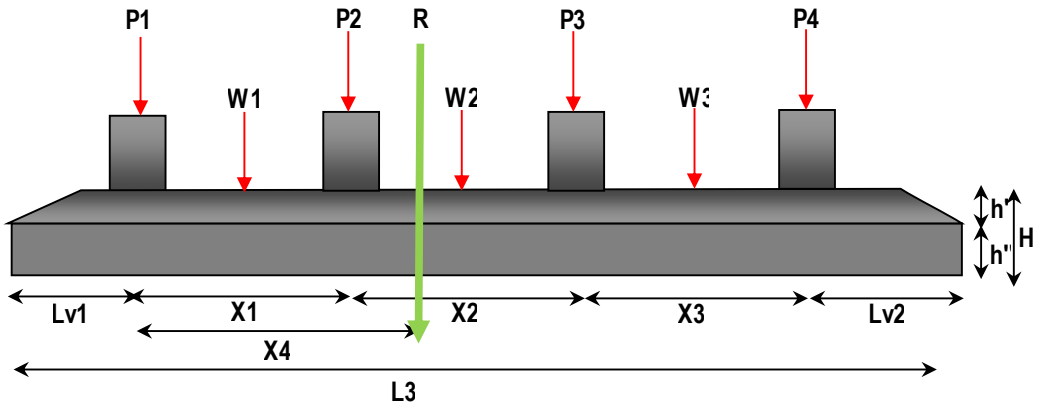
5. Deflection Checking Results

L/ 360.0 = 0.0086 > 0.0047 (Memb:644, LCB: 45, POS: 1.5m, Dir-Z)..... O.K

3.8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

3.8.1. ZAPATAS

ZAPATA COMBINADA — **ZT1**



Cargas de columnas y muros

Numero de columnas	n	3	
Carga de columna 1	P1	717.89	kN
Carga de columna 2	P2	335.24	kN
Carga de columna 3	P3	434.77	kN
Carga total de muro 1	W1	0.00	kN
Carga total de muro 2	W2	0.00	kN
Carga total de muro 3	W3	0.00	kN

Dimensiones

Dimensión zapata	L_3	7.00	m
Dimensión zapata	L_4	2.40	m
Longitud del voladizo	Lv1	1.019	m
Longitud del voladizo	Lv2	-0.12	m

Dimensiones de columnas interiores o adyacentes

Lado a de Columna 1	a1	0.40	m
Lado b de Columna 1	b1	0.40	m
Lado a de Columna 2	a2	0.40	m
Lado b de Columna 2	b2	0.40	m
Lado a de Columna 3	a3	0.40	m
Lado b de Columna 3	b3	0.40	m
Lado a de Columna 4	a4	0.00	m
Lado b de Columna 4	b4	0.00	m

Cargas

Peso propio cimiento	$P_{.P.\,Zap}$	221.76	kN
Resultante de cargas	R	1487.90	kN

Distancias

Centro de cargas	X4	2.481	m
Entre columnas 1 y 2	X1	3.1	m
Entre columnas 2 y 3	X2	3	m
Entre columnas 3 y 4	X3	0	m

Revisón de Capacidad Portante

Esfuerzo admisible	σ_{ADM}	102.5	kN/m²
Presión sobre el terreno	σ_{Neta}	101.77	kN/m²
Reacción del suelo		212.557	kN/m

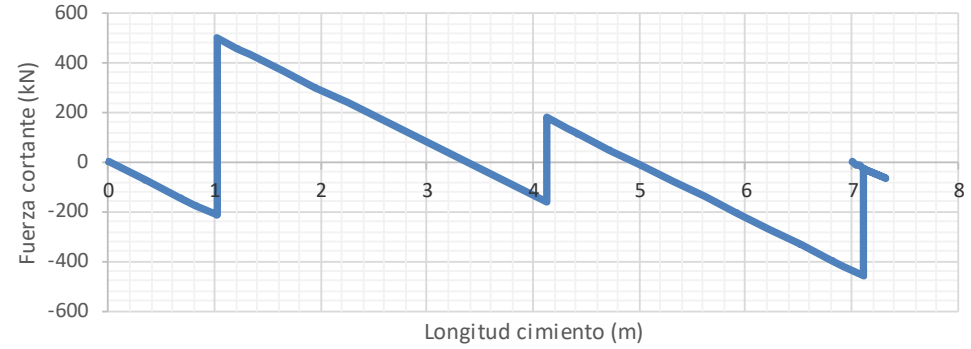
Coeficientes de reducción

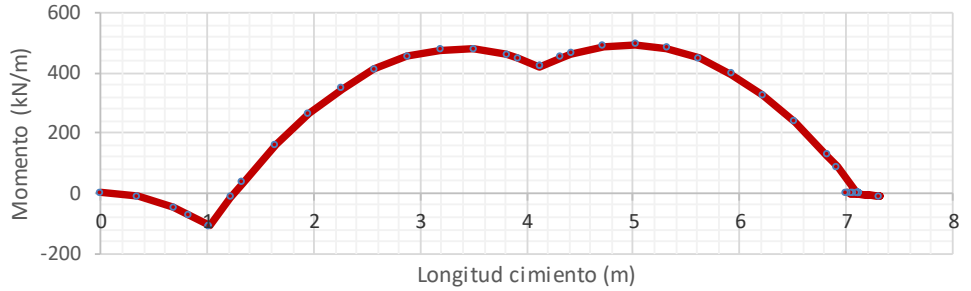
Coeficiente de reducción	$\Phi_{flexion}$	0.90
Coeficiente de Reducción	Φ_{corte}	0.75
Factor de Mayoración	U	1.50

Materiales

Resistencia a la compresión	f'c	24.6	Mpa
Esfuerzo de Fluencia	Fy	420	Mpa
Cuantía mínima	ρ_{Minima}	0.33%	
Cuantía máxima	ρ_{Max}	1.59%	

DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO





DISEÑO LONGITUDINAL A FLEXION

Ancho para diseño	b	2.40	m
Altura total de la zapata	H	0.55	m
Espesor de la zapata	h	0.55	m
Altura h'	h'	0.00	m
Altura efectiva a flexión	d	0.47	m
Momento sobre la zapata	M	495.98	kN-m
Momento último	Mu	743.96	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.39%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.39%	
Acero necesario	A_s	4357	mm²

RESUMEN REFUERZO A FLEXION

Refuerzo en sentido longitudinal
Colocar 22 # 5 cada 0.106 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 1
Colocar 7 # 5 cada 0.127 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 2
Colocar 7 # 5 cada 0.127 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 3
Colocar 7 # 5 cada 0.127 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 4
Colocar 0 # 5 cada 0.000 m
Refuerzo en sentido transversal
Colocar 35 # 5 cada 0.127 m

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 1

Base viga supuesta	b	0.870	m
Altura efectiva a flexión	d	0.470	m
Carga distribuida viga	q	299.12	kN/m
Momento borde de zapata	M	149.56	kN-m
Momento último	Mu	224.34	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.32%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	1363	mm²

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 2

Base viga supuesta	b	0.870	m
Altura efectiva a flexión	d	0.470	m
Carga distribuida viga	q	139.685	kN/m
Momento borde de zapata	M	69.84	kN-m
Momento último	Mu	104.76	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.15%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	1363	mm²

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

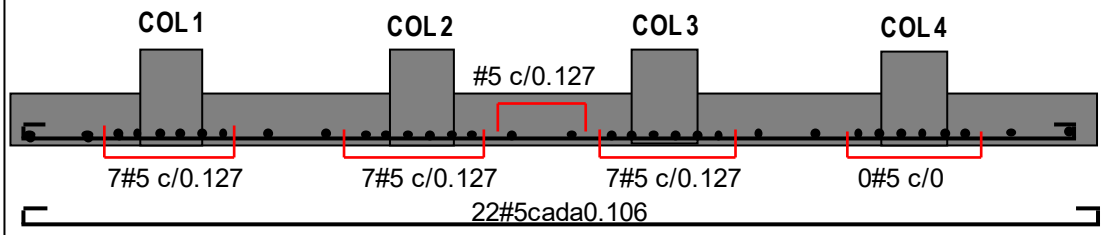
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 3

Base viga supuesta	b	0.870	m
Altura efectiva a flexión	d	0.470	m
Carga distribuida viga	q	181.153	kN/m
Momento borde de zapata	M	90.58	kN-m
Momento último	Mu	135.86	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.19%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	1363	mm²

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 4

Base viga supuesta	b	0.870	m
Altura efectiva a flexión	d	0.470	m
Carga distribuida viga	q	0.000	kN/m
Momento borde de zapata	M	0.00	kN-m
Momento último	Mu	0.00	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.00%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	0	mm²



REVISIÓN A CORTANTE

a) Como viga. Sección crítica a "d" del borde de la columna

Área que resiste el cortante	1.128	m²
Resistencia a Cortante ΦVn	699.34	KN

Sección crítica	Cortante V [KN] -d	Cortante V [KN] +d	Vu [KN]	
Columna1	-74.2	358.86	538.29	***Resiste***
Columna2	-15.24	35.176	52.76	***Resiste***
Columna3	-317.7	-167.7	476.50	***Resiste***
Columna4	74.587	-125.2	187.82	***Resiste***

b) Revisión del punzonamiento a d/2 del borde de la columna

Perímetro crítico bo=		6.73181	m
Carga total	P_{Total}	1487.9	KN
Carga dentro del perímetro crítico		66.9	KN
Carga de Punzonamiento		1421.0	KN
Altura efectiva a d/2	g=	0.47	m
Resistecia de diseño	ΦVn=	6002.45	KN
		Resiste	

λ Concreto normal; λ=1		1
αs	columna esquina	20
β	Lado largo/lado corto	1

$$V_c = 0.083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad (C.11\text{-}32)$$

Vc según C11.32 4423.73 kN

$$V_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad (C.11\text{-}33)$$

Vc según C11.33 5178.59 kN

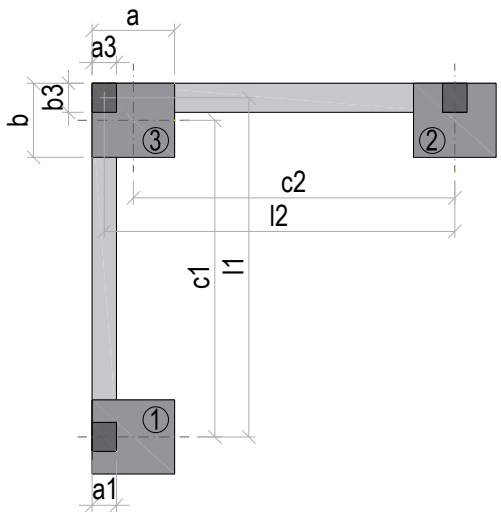
$$V_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad (C.11\text{-}31)$$

Vc según C11.31 8003.27 kN

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

ZAPATA DE ESQUINA

CIMENTACION CON VIGAS MEDIANERAS | ***ZT1***



¿Viga 3-1 está embebida en la zapata? **Sí**
¿Viga 3-2 está embebida en la zapata? **No**

CARGAS AXIALES

CARGA AXIAL COLUMNA 1	Np1 =	597	kN
CARGA AXIAL COLUMNA 2	Np2 =	419	kN
CARGA AXIAL COLUMNA 3	Np3 =	346	kN

DIMENSIONES

Base Columna 3	b3 =	0.40	m
Ancho Columna 3	a3 =	0.40	m
Longitud 2 Zapata 3	b =	2.45	m
Longitud 1 Zapata 3	a =	2.45	m
Separacion ejes columnas 1-3	l1=	4.60	m
Separacion ejes zapatas 1-3	c1=	3.58	m
Separacion ejes columnas 2-3	l2=	5.26	m
Separacion ejes zapatas 2-3	c2=	4.24	m
Altura zapata	h3=	0.50	m
Altura menor de zapata	h=	0.50	m
Altura de acartelamiento	h'=	0.00	m

CÁLCULO DE REACCIONES

$$R_3 = Nc_3 + Np_3 * \left(\frac{L_1}{C_1} + \frac{L_2}{C_2} - 1\right)$$

Peso del Cimiento 3	N_{c3}	**72.03**	kN
Reaccion apoyo 3	R_3	600.4	kN
Reaccion apoyo 1	R_1	99.1	kN
Reaccion apoyo 2	R_2	83.6	kN

Presión sobre la zapata

Capacidad Portante σ_{ADM} **102.5** kN/m²

$$\sigma_t = \frac{R_3}{a * b} = \sigma_t$$ **100.0** kN/m² OK

Revisión levantamiento de la zapatas 1 y 2

$R_1 \le N_{g1} + N_{c1}$ 99.1 <= 651 OK

$R_2 \le N_{g2} + N_{c2}$ 83.6 <= 457 OK

DISEÑO VIGA 3-1

FLEXIÓN

Resistencia a la compresión	f'c	**24.5**	MPa
Esfuerzo de Fluencia	Fy	420	MPa
Reducción por Flexión	$\Phi_{flexion}$	0.9	
Factor de mayoración	U	1.50	
Momento empotramiento (KN.m)	Mu	0.00	kN.m
Momento máximo (KN.m)	Mu	383.4	kN.m
Base de la viga	B_{3-1}	**0.40**	m
Altura de la viga	H_{3-1}	**0.70**	m
altura efectiva	d	0.60	m
Cuantía de diseño	ρ	0.76%	
Cuantía mínima	ρ_{Minima}	0.33%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.76%	
Acero necesario	A_s	1832	mm²

CORTANTE EN EL BORDE DE LA COLUMNA

Reducción por corte	Φ_{corte}	0.75	
Cortente a distancia d	Vu	148.6	KN
Esfuerzo Cortante último	n_u	530.8	KN/m²
Esfuerzo nominal del concreto	fn_c	619	KN/m²
Esfuerzo cortante de diseño	fu_s	0.0	KN/m²
Estribos Dobles No:		**# 3**	
Separación de los estribos		0.15	m

Refuerzo transversal:	E	# 3	c/ 0.15 m	
Refuerzo longitudinal:				
Superior:	4 # 6	+	4 # 5	OK
Inferior:	3 # 5	+	2 # 4	OK

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

DISEÑO VIGA 3-2

FLEXIÓN

Resistencia a la compresión	f c	24.5	MPa
Esfuerzo de Fluencia	Fy	420	MPa
Reducción por Flexión	$\Phi_{flexion}$	0.9	
Factor de mayoración	U	1.50	
Momento empotramiento (KN.m)	Mu	0.00	kN.m
Momento máximo (KN.m)	Mu	634.9	kN.m
Base de la viga	B_{3-2}	**0.40**	m
Altura de la viga	H_{3-2}	**0.70**	m
altura efectiva	d	0.60	m
Cuantía de diseño	ρ	1.35%	
Cuantía mínima	ρ_{Minima}	0.33%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	1.35%	
Acero necesario	A_s	3241	mm²

CORTANTE EN EL BORDE DE LA COLUMNA

Reducción por corte	Φ_{corte}	0.75	
Cortente a distancia d	Vu	125.5	m
Esfuerzo Cortante último	n_u	0.5	KN/m²
Esfuerzo nominal del concreto	fn_c	619	KN/m²
Esfuerzo cortante de diseño	fu_s	0.0	KN/m²
Estribos Dobles No:		**# 3**	
Separación de los estribos		0.15	m

Refuerzo transversal:	E	# 3	c/ 0.15 m	
Refuerzo longitudinal:				
Superior:	5 # 7	+	4 # 7	OK
Inferior:	4 # 5	+	2 # 4	OK

DISEÑO DE ZAPATA COMO VIGA DIRECCIÓN 3-1

DISEÑO A FLEXIÓN

Momento de Diseño /m	Mu=	315	KN.m
altura efectiva	d=	0.40	m
ancho de diseño	b=	1.0	m
Coeficiente de Reducción	Φ=	0.9	
Cuantía de refuerzo	ρ=	0.55%	
Cuantia mínima	ρ=	0.18%	
Área de acero requerido	As=	2207.9	mm²

REVISIÓN POR CORTANTE

Cortante a distacia d	Vu(d)=	606.5	KN
Altura efectiva a distancia d		0.40	m
ancho de diseño	b=	2.5	m
Coeficiente de Reducción	Φ=	0.75	
Resistencia a Cortante	Vn=	618	KN
		Resiste	

Colocar	20 # 6	cada	0.120	m	con ganchos de 0.30 m	de Longitud L= 2.90 m

DISEÑO DE ZAPATA COMO VIGA DIRECCIÓN 3-2

DISEÑO A FLEXIÓN

Momento de Diseño /m	Mu=	315	KN.m
altura efectiva	d=	0.40	m
ancho de diseño	b=	1.0	m
Coeficiente de Reducción	Φ=	0.9	
Cuantía de refuerzo	ρ=	0.55%	
Cuantia mínima	ρ=	0.18%	
Área de acero requerido	As=	2207.9	mm²

REVISIÓN POR CORTANTE

Cortante a distacia d	Vu(d)=	606.5	KN
Altura efectiva a distancia d		0.40	m
ancho de diseño	b=	2.5	m
Coeficiente de Reducción	Φ=	0.75	
Resistencia a Cortante	Vn=	618.5	KN
		Resiste	

Colocar	19 # 6	cada	0.127	m	con ganchos de 0.30 m	de Longitud L= 2.90 m

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

Revisión del punzonamiento en dos direcciónes a d/2 del borde de la columna

Perímetro crítico bo=		1.20	m
Carga total		900.6	KN
Carga dentro del perímetro crítico		54.0	KN
Carga de Punzonamiento		846.6	KN
Altura efectiva a d/2		0.40	m
Coeficiente de Reducción	Φ=	0.75	
Resistecia de nominal	ΦVn=	1281.8	KN
		Resiste	

Cálculo de Vn

Relación del lado largo al lado corto de la columna. β= 1.0

columna esquina αs 20

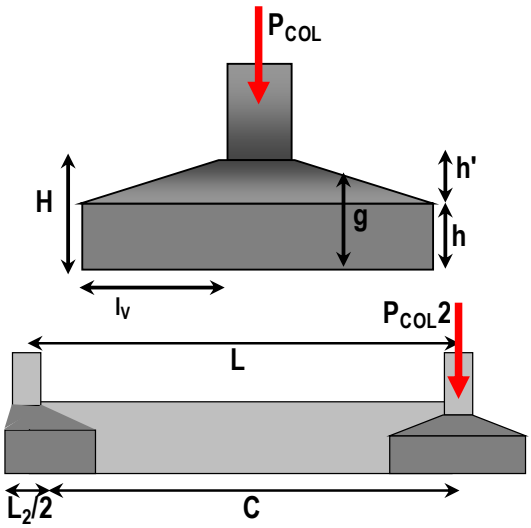
Ecuación de NSR-10	Vn
(C.11-32)	1709 KN
(C.11-33)	784 KN
(C.11-31)	1211.7 KN

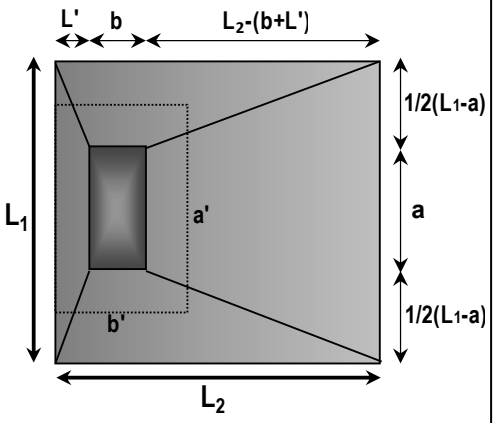
JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

ZAPATA MEDIANERA

ZT3





Materiales

Resistencia a la compresión	f'c	24.5	Mpa
Esfuerzo de Fluencia	Fy	420	Mpa

Dimesiones

Lado de columna	a	0.40	m
Lado de columna	b	0.40	m
Dimensión zapata	L_1	3.90	m
Dimensión zapata	L_2	2.60	m
Separación de columnas	L	5.12	m
Separación de reaciones	C	4.02	m
L. voladizo opuesto	L'	0.00	m
Excentricidad de columna	e	1.100	m

Cargas

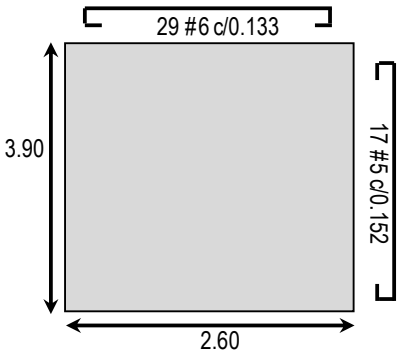
Carga de la Columna	P_{Col}	597.03	kN
Peso Propio de la Zapata	$P_{.P.Zap}$	53.733	kN
Carga Total	P_{Total}	814.13	kN
Carga disponible	$P_{Col}2$	700.42	kN
Carga de contrapeso	ΔR	222.77	kN

Revisón de Capacidad Portante

Area de Cimentación	A	7.94	m^2
Esfuerzo admisible	σ_{ADM}	102.5	kN/m²
Presión sobre el terreno	σ_{Neta}	102.3	KN/m²

DISEÑO A FLEXIÓN

Ancho para diseño	b	1.00	m
Altura total de la zapata	H	0.60	m
Espesor de la zapata	h	0.60	m
Altura de acartelamiento	h'	0.000	m
Altura efectiva a flexión	d	0.500	m
Factor de Mayoración	U	1.50	
Coeficiente de reducción	$\Phi_{flexion}$	0.90	
Cuantía mínima	ρ	0.18%	



Refuerzo en sentido L1				***Refuerzo en sentido L2***			
Longitud de voladizo lv:	(L1-a)/2	1.750	m	Longitud de voladizo lv:	L2-b-L'	2.200	m
Momento sobre la zapata	M	156.58	kN-m	Momento sobre la zapata	M	247.47	kN-m
Momento último	Mu	234.88	kN-m	Momento último	Mu	371.20	kN-m
Cuantía de diseño	ρ	0.26%		Cuantía de diseño	ρ	0.41%	
Acero necesario	As	1275.5	mm²/m	Acero necesario	As	2048.7	mm²/m
Colocar 17 # 5	cada	0.152	m	Colocar 29 # 6	cada	0.133	m
Área Acero suministrado	As	1301	mm²/m	Área Acero suministrado	As	2112	mm²/m

DISEÑO A CORTANTE

a) Como viga. Sección crítica a "d" del borde de la columna

Cortante a distancia d	V	173.84	KN/m
Factor de Mayoración	U	1.50	
Cortante último	V_U	260.76	KN
Altura efectiva a distancia d		0.50	m
ancho de diseño	b	1.0	m
Coeficiente de Reducción	Φ_{corte}	0.75	
Resistencia a Cortante	ΦVn	**315.55**	KN

Resiste

$$V_c = 0.083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad \text{(C.11-32)}$$

$$V_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad \text{(C.11-33)}$$

$$V_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad \text{(C.11-31)}$$

b) Revisión del punzonamiento a d/2 del borde de la columna

Perímetro crítico bo=		2.2	m
Carga total	P_{Total}	1221.2	KN
Carga dentro del perímetro crítico		89.7	KN
Carga de Punzonamiento		1131.5	KN
Altura efectiva a d/2	g=	0.50	m
Resistecia de diseño	ΦVn=	2218.5	KN

Resiste

λ Concreto normal; λ=1		1
αs	columna esquina	20
β	Lado largo/lado corto	1

Vc según C11-32	2958	kN
Vc según C11-33	1796.8	kN
Vc según C11-31	2776.8	kN

DISEÑO DE LA VIGA DE CONTRAPESO

FLEXIÓN

¿La viga está embebida en la zapata?		**Sí**	
Base de la viga	B	0.4	m
Altura de la viga	H	0.7	m
Altura efectiva	d	0.615	m
Coeficiente de Reducción	$\Phi_{flexion}$	0.9	
Cuantía mínima	ρ_{Minima}	0.33%	
Momento en cortante=0	M	684.6	KN.m
Momento de empotramiento	M	0	KN.m
Factor de mayoración	U	1.5	
Momento máximo (KN.m)	Mu	1027.0	KN.m
Cuantía de diseño	ρ	2.36%	
Acero necesario	As	5793	mm²

CORTANTE TRANSMITIDO POR LA VIGA

Coeficiente de Reducción	Φ_{corte}	0.75	
Cortante útimo	Vu	334.16	KN
Resistencia del concreto	ΦVc	152.2	KN
Cortante a resistir acero	ΦVs	181.95	KN
Estribos dobles # 3	cada	0.15	m

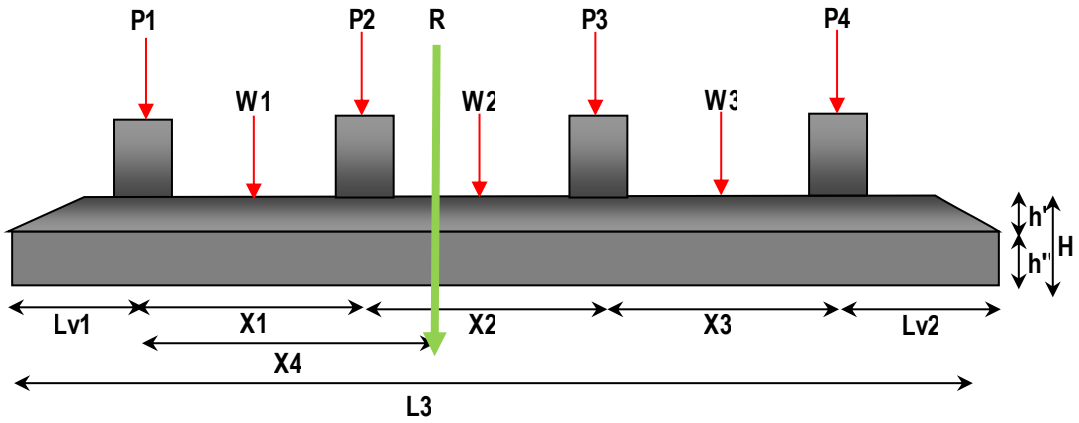
Refuerzo longitudinal			As mm²
Superior	4 # 4	##### # 7	5934
Inferior	4 # 4	+ 3 # 6	1368

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

ZAPATA COMBINADA

ZT4



Cargas de columnas y muros

Numero de columnas	n	4	
Carga de columna 1	P1	357.40	kN
Carga de columna 2	P2	336.06	kN
Carga de columna 3	P3	574.74	kN
Carga de columna 4	P4	569.06	kN
Carga total de muro 1	W1	0.00	kN
Carga total de muro 2	W2	0.00	kN
Carga total de muro 3	W3	0.00	kN

Dimensiones

Dimensión zapata	L_3	6.40	m
Dimensión zapata	L_4	4.40	m
Longitud del voladizo	Lv1	-2.970	m
Longitud del voladizo	Lv2	-1.00	m

Dimensiones de columnas interiores o adyacentes

Lado a de Columna 1	a1	0.40	m
Lado b de Columna 1	b1	0.40	m
Lado a de Columna 2	a2	0.40	m
Lado b de Columna 2	b2	0.40	m
Lado a de Columna 3	a3	0.40	m
Lado b de Columna 3	b3	0.40	m
Lado a de Columna 4	a4	0.00	m
Lado b de Columna 4	b4	0.00	m

Cargas

Peso propio cimiento	$P_{.P.\ Zap}$	473.088	kN
Resultante de cargas	R	1837.26	kN

Distancias

Centro de cargas	X4	6.170	m
Entre columnas 1 y 2	X1	2.2	m
Entre columnas 2 y 3	X2	5.97	m
Entre columnas 3 y 4	X3	2.2	m

Revisón de Capacidad Portante

Esfuerzo admisible	σ_{ADM}	102.5	kN/m²
Presión sobre el terreno	σ_{Neta}	82.04	kN/m²
Reacción del suelo		287.073	kN/m

Coeficientes de reducción

Coeficiente de reducción	$\Phi_{flexion}$	0.90
Coeficiente de Reducción	Φ_{corte}	0.75
Factor de Mayoración	U	1.50

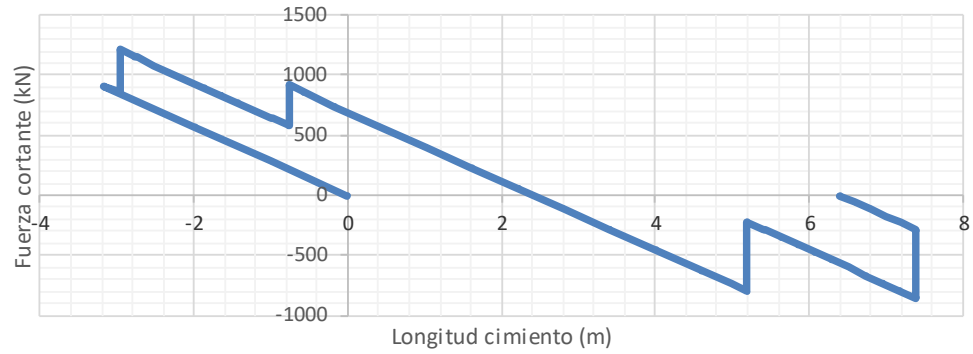
Materiales

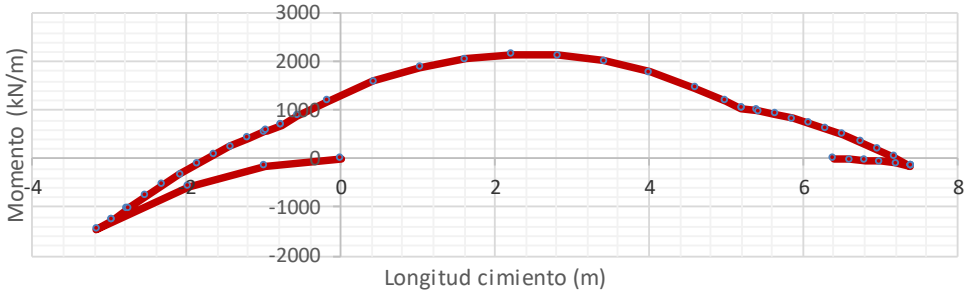
Resistencia a la compresión	f'c	24.6	Mpa
Esfuerzo de Fluencia	Fy	420	Mpa
Cuantía mínima	ρ_{Minima}	0.33%	
Cuantía máxima	ρ_{Max}	1.59%	

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO





DISEÑO LONGITUDINAL A FLEXION

Ancho para diseño	b	4.40	m
Altura total de la zapata	H	0.70	m
Espesor de la zapata	h	0.70	m
Altura h'	h'	0.00	m
Altura efectiva a flexión	d	0.62	m
Momento sobre la zapata	M	2152.12	kN-m
Momento último	Mu	3228.18	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.53%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.53%	
Acero necesario	A_s	14554	mm²

RESUMEN REFUERZO A FLEXION

Refuerzo en sentido longitudinal
Colocar 52 # 6 cada 0.083 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 1
Colocar 8 # 6 cada 0.137 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 2
Colocar 8 # 6 cada 0.137 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 3
Colocar 8 # 6 cada 0.137 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 4
Colocar 8 # 6 cada 0.137 m
Refuerzo en sentido transversal
Colocar 15 # 6 cada 0.137 m

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 1

Base viga supuesta	b	1.020	m
Altura efectiva a flexión	d	0.620	m
Carga distribuida viga	q	81.23	kN/m
Momento borde de zapata	M	162.46	kN-m
Momento último	Mu	243.68	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.17%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	2108	mm²

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 2

Base viga supuesta	b	1.020	m
Altura efectiva a flexión	d	0.620	m
Carga distribuida viga	q	76.378	kN/m
Momento borde de zapata	M	152.76	kN-m
Momento último	Mu	229.13	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.16%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	2108	mm²

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

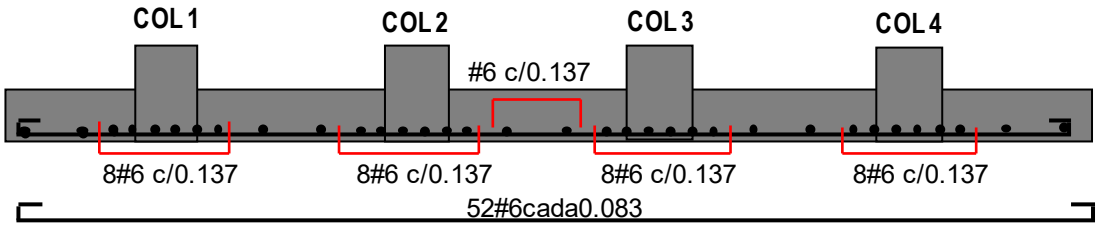
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 3

Base viga supuesta	b	1.020	m
Altura efectiva a flexión	d	0.620	m
Carga distribuida viga	q	130.623	kN/m
Momento borde de zapata	M	261.25	kN-m
Momento último	Mu	391.87	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.27%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	2108	mm²

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 4

Base viga supuesta	b	1.020	m
Altura efectiva a flexión	d	0.620	m
Carga distribuida viga	q	129.332	kN/m
Momento borde de zapata	M	258.66	kN-m
Momento último	Mu	387.99	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.27%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	2108	mm²



REVISIÓN A CORTANTE

a) Como viga. Sección crítica a "d" del borde de la columna

Área que resiste el cortante		2.728	m²
Resistencia a Cortante	ΦVn	1691.30	KN

	Cortante V [KN]		Vu	
Sección crítica	-d	+d	[KN]	
Columna1	1088	974.64	1632.05	***Resiste***
Columna2	813.88	679.14	1220.81	***Resiste***
Columna3	-563.9	-459.9	845.83	***Resiste***
Columna4	-678.1	-465	1017.18	***Resiste***

b) Revisión del punzonamiento a d/2 del borde de la columna

Perímetro crítico bo=		1.7	m
Carga total	P_{Total}	1837.3	KN
Carga dentro del perímetro crítico		-35.2	KN
Carga de Punzonamiento		1872.4	KN
Altura efectiva a d/2	g=	0.62	m
Resistecia de diseño	ΦVn=	3024.51	KN
		Resiste	

λ Concreto normal; λ=1		1
αs	columna esquina	20
β	Lado largo/lado corto	1

$$V_c = 0.083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad (C.11\text{-}32)$$

Vc según C11.32 4032.69 kN

$$V_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad (C.11\text{-}33)$$

Vc según C11.33 1725.13 kN

$$V_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad (C.11\text{-}31)$$

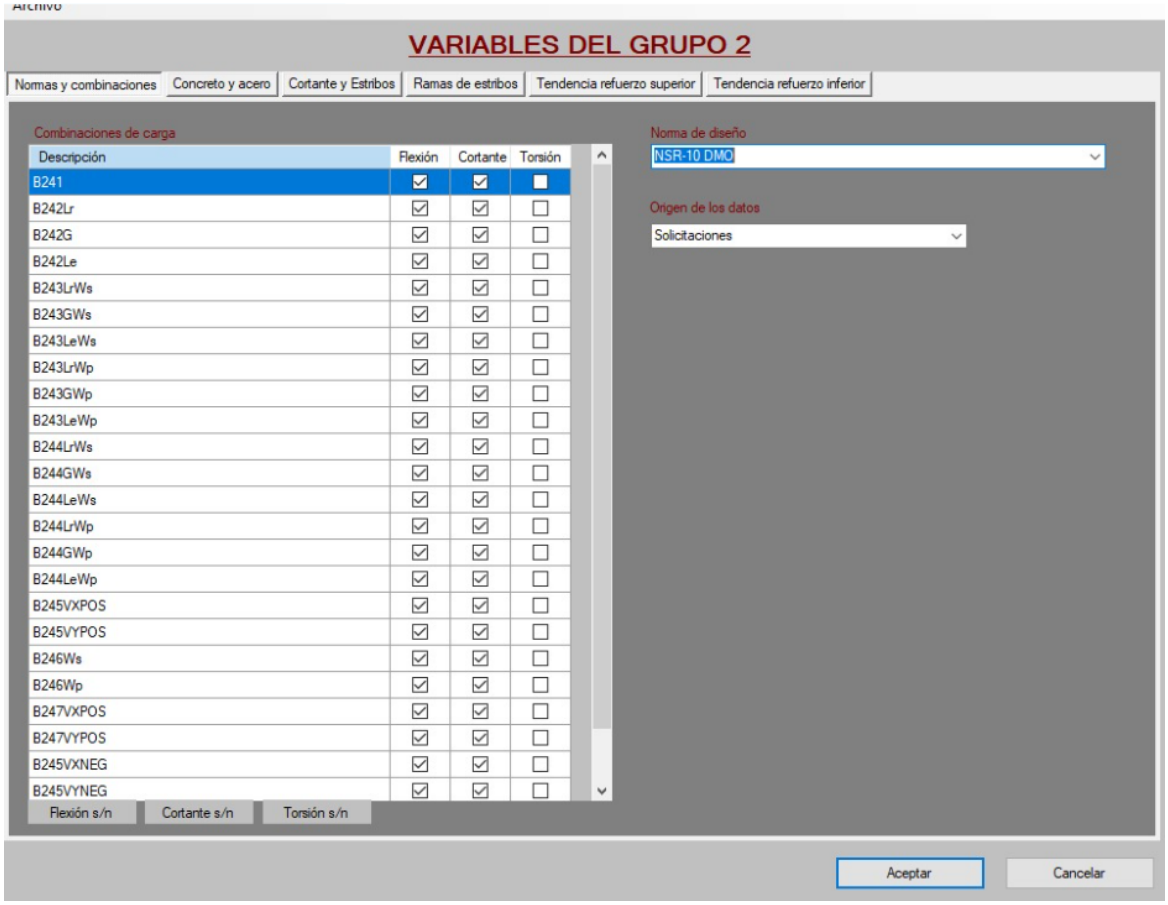
Vc según C11.31 2666.11 kN

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

3.8.2. VIGAS DE CIMENTACIÓN

Para el diseño de las vigas de cimentación se usó el software estructural DCCAD3 del cual se verificaron los refuerzos longitudinales y transversales. (Para el diseño a cortante se utilizaron las combinaciones con el prefijo CORT), las unidades a emplear en el diseño de vigas aéreas son kilo newtons y metros.

Los resultados de análisis de elementos del modelo son exportados para el respectivo diseño, al software especializado en despiece de estructuras de concreto (DC-CAD 3), adaptado para el cumplimiento de la norma NSR-10, Internamente el programa contempla y verifica el cumplimiento de los siguientes requisitos exigidos por el reglamento en la respectiva capacidad de disipación de energía:



Ver anexo 3, en el cual se presentan los despieces correspondientes.

3.9. DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES APOYO SOLO ABAJO

SOLICITACIÓN DEL SISMO.

$F = m \times a$

En donde:

F = Fuerza en el elemento no estructural.
m = Masa del elemento no estructural.
a = Aceleración del piso considerado.

Para esto se debe calcular la aceleración de cada piso con el siguiente procedimiento:

Cortante sísmico en la base

$$V_s = S_a g M$$

En donde:

Vs = Cortante sísmico en la base, KN.
Sa = Coeficiente de aceleración espectral.
g = Aceleración debida a la gravedad (9.8 m /s²)
M = Masa total de la edificación.

Peso de la estructura
5553.22

Altura equivalente de la estructura

h_n =	10.35	m
h_{eq} =	7.76	m

Grupo de Uso	I
Coeficiente de Importancia	1.00

Coeficiente de aceleración

As =	1.18	
Sa =	1.18	

Obtenido del espectro de Respuesta sísmica

Cortante sísmico en la base

Vs =	6552.80	KN

Coeficiente de aceleración por piso

Se calcula por medio de la siguiente ecuación: (A.9.4-2)

$$a_x = A_s + \frac{(S_a - A_s) h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \le h_{eq}$$

$$a_x = S_a \frac{h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \ge h_{eq}$$

En donde:

- As= Aceleración máxima en la superficie del suelo calculada para un periodo T=0
- Sa = Coeficiente de aceleración espectral.
- h_x = Altura del piso x, con respecto a la base del edificio.

Piso	h_i	As	h_x	Sa	ax
3	3.40	1.18	10.35	1.180	1.573
2	3.40	1.18	6.95	1.180	1.180
1	3.55	1.18	3.55	1.180	1.180

Para calcular la fuerza inercial a la que se somete un elemento no estructural, basta con multiplicar su masa por la aceleración del piso en el que se encuentran sus apoyos o anclajes.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

REVISIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Fuerza sísmica de diseño

Altura:	h =	3.00	m
Espesor:	e =	0.12	m
Longitud:	l =	2.5	m
Volumen=		0.9	m^3
Densidad=		1.85	Mg/m^3
Peso=		16.33365	KN
Masa Mp=		1.665	Mg
ax =		1.18	

Coeficiente de amplificación a_p= 1

Tipo de anclajes= No Dúctiles

Coeficiente de reducción R_p = 1.5

Fuerza sísmica de diseño

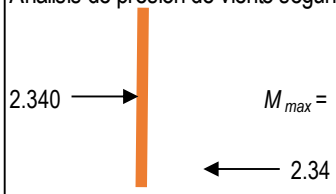
$$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p \geq \frac{A_a I}{2} g M_p$$

Fp = 12.849 KN

Grado de desempeño: Para el grupo de uso I, según A.9.2.3 se debe utilizar un grado de desempeño Bajo.

Fuerza de Viento

Analisis de presion de viento según analisis de viento sobre la fachada 0.78 kn/m2

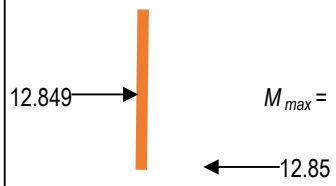


M_{max} = 3.51 KN-m

Fuerzas internas

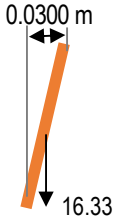
Modelo (Depende de las condiciones de apoyo del muro)

Acciones debidas a la fuerza de inercia



M_{max} = 19.27 KN-m

Acciones debidas al desplazamiento del muro para deriva



M_{max} = 0.12 KN-m

V_{max} = 0.25 KN

Componente horizontal 0.490 KN

Componente Vertical 16.334 KN

Solicitaciones totales

M_{max} =	22.91 KN-m
v_{max} =	15.43 KN
N_{max} =	16.334 KN

Estas fuerzas internas corresponden a la longitud total del muro.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

Revisión de las dimensiones del muro (por esfuerzos admisibles)

Peso unitario del muro por unidad de longitud		6.53	KN	
	M_{max}	9.16	KN	
Capacidad del muro				
	f'm=	5	MPa	$\frac{5f_a}{f'_m R_e}+\frac{3f_b}{f'_m}\le 1$
(Esfuerzo a compresión)	fa =	0.054	MPa	
(Esfuerzo a tensión)	fb =	1.135	MPa	
				0.753 ***OK***
$\mathrm{Re}=1-\left(\frac{h'}{40t}\right)^3$	Re =	0.76		
(Esfuerzo a compresión)	fa =	0.265	MPa	
(capacidad de corte) $Fv=\frac{\sqrt{f'_m}}{40}+f_a=$		0.321	MPa	(Admisible)
	fv =	0.241	MPa	(Actuante)
		OK		

Como la carga axial es muy pequeña, puede suponerse que el elemento funciona como una viga y no es necesario verificar la tracción en las juntas.

Dimensionamiento de los anclajes

El muro se apoya directamente sobre la losa de hormigón.
El anclaje debe resistir la fuerza cortante máxima de 15.43 KN

Fv =	226.8	MPa
Av =	68.1	mm^2/m
Refuerzo	1 #4 cada 1.8	m

Si la longitud del muro es menor de 1.8 m debe dejarse 1 varilla #4 en los extremos del muro.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

B. BLOQUE 2

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

1. EVALUACIÓN DE CARGAS

La carga muerta de la estructura está evaluada parcialmente en el peso propio de la estructura que evalúa el programa MIDAS GEN 2023, adicionalmente se cargan por m2 cada una de las zonas del proyecto, y el programa MIDAS GEN realiza la distribución de las cargas de acuerdo con las aferencias de los elementos que soportan las placas ya sea en dos direcciones de acuerdo con la configuración de cada una de las placas. De esta forma se cargan los diferentes tipos de casos de carga como cargas muertas y cargas vivas, cargas vivas de cubierta, cargas de viento, carga de muro, igualmente se cargan los muros por metro lineal de longitud sobre las vigas que los soportan, al igual que la escalera. A continuación, se muestra la evaluación de cargas para la cubierta.

1.1. CARGAS DE CUBIERTA

EVALUACION DE CARGAS CUBIERTA

1- CARGA MUERTA		Total (kN/m^2)
Descripción		
- Teja UPVC Trapezoidal Cresta Baja 22mm		0.044
- Tensores	1 Kg/m/100 / 2 m =	0.005
- Correas Metálicas	3.1 Kg/m/100 / 0.6 m =	0.051
- Impermeablización		0.160
- Cielo raso		0.300
	Subtotal C.M	**0.56**
Correción por pendiente de cubierta 25%	***C.M***	**0.58**

2- CARGA VIVA DE CUBIERTA	Carga viva (KN/m^2)
Cubierta Pendientes > 15°	0.50

3- CARGA DE VIENTO	Carga Viento (KN/m^2)
Carga de Viento Succión	-0.51
Carga de Viento Presión	0.40

4- CARGA DE GRANIZO Y O EMPOZAMIENTO	Carga granizo (KN/m^2)
Carga de Granizo pendiente > 15°	1.00

Tabla 14. Evaluación de cargas de cubierta (kN/m2) .

2. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

Una vez dimensionada la estructura y con las cargas obtenidas de la evaluación de cargas se continúa con la modelación de la estructura en el programa MIDAS GEN 2023. Se realiza un análisis modal para determinar el periodo de la estructura y las solicitaciones de sismo, y en general acciones internas de los diferentes elementos estructurales.

2.1. MODELO ESTRUCTURAL

El modelo de la estructura se realizó con elementos tipo beam para las vigas y columnas, las vigas se cargaron por aferencias, mediante el programa Midas Gen 23, igualmente se cargaron en las vigas cargas distribuidas de los muros, de baranda, antepecho, escalera sobre las vigas de apoyo de esos elementos. La estructura se apoya empotrada en los puntos de apoyo teniendo en cuenta el nivel de desplante recomendado en el estudio de suelos, se introducen las vigas de cimentación al modelo estructural. En la siguiente imagen se muestra el modelo realizado.

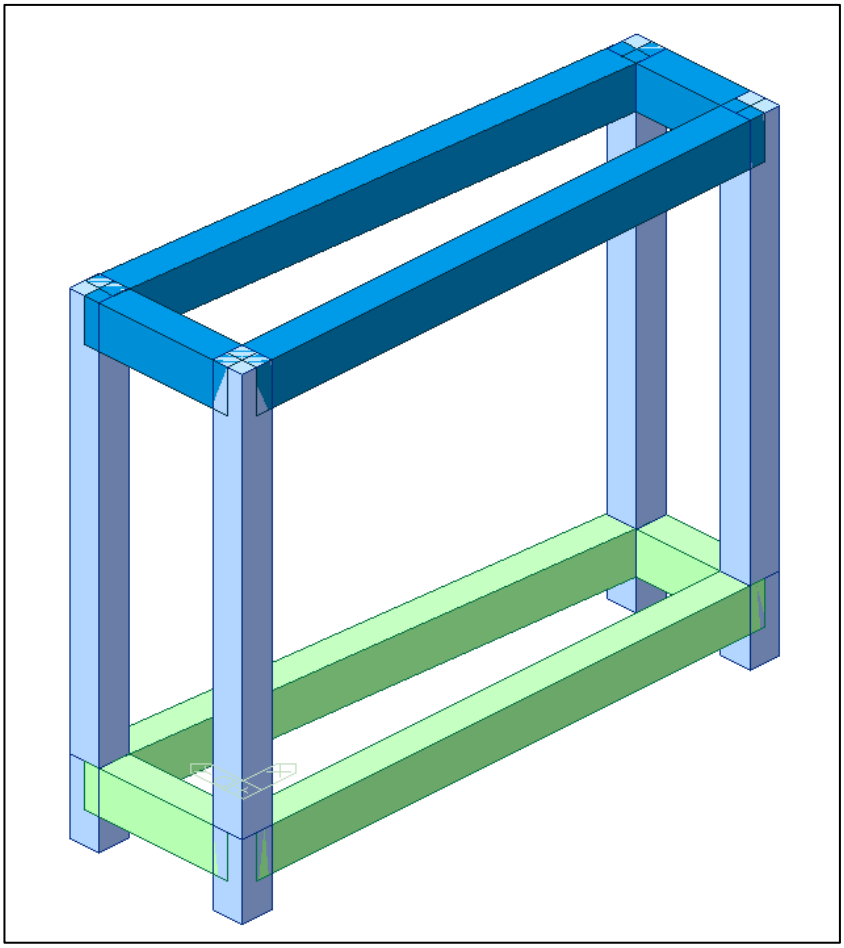


Ilustración 15. Modelo Estructural 3D.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

A continuación, se muestra la identificación de cada uno de los elementos y la asignación de secciones para cada uno de los elementos en cada uno de los pisos del proyecto:

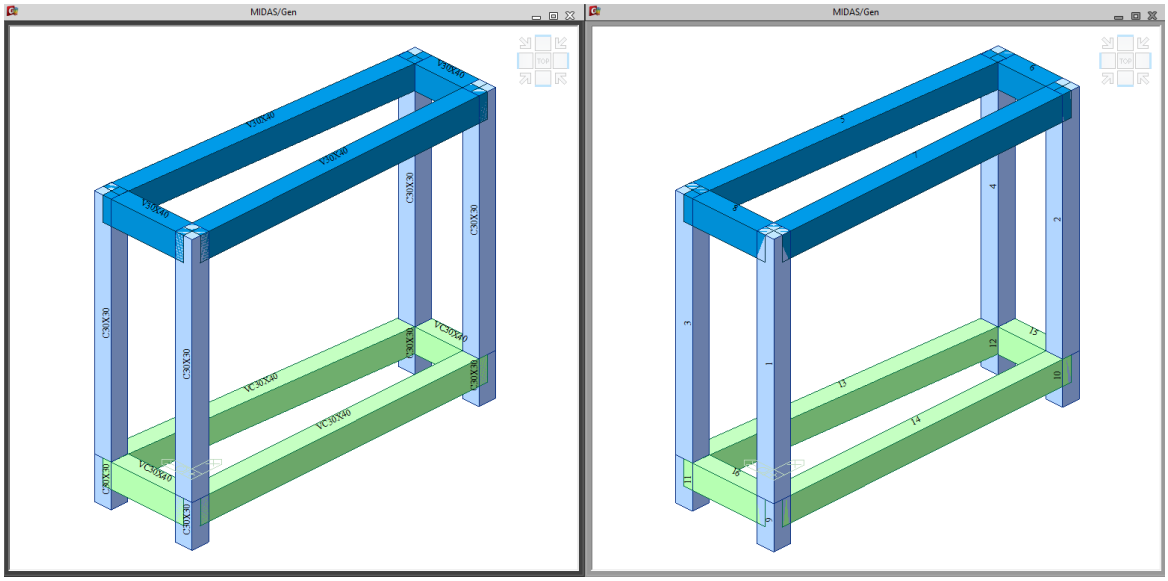
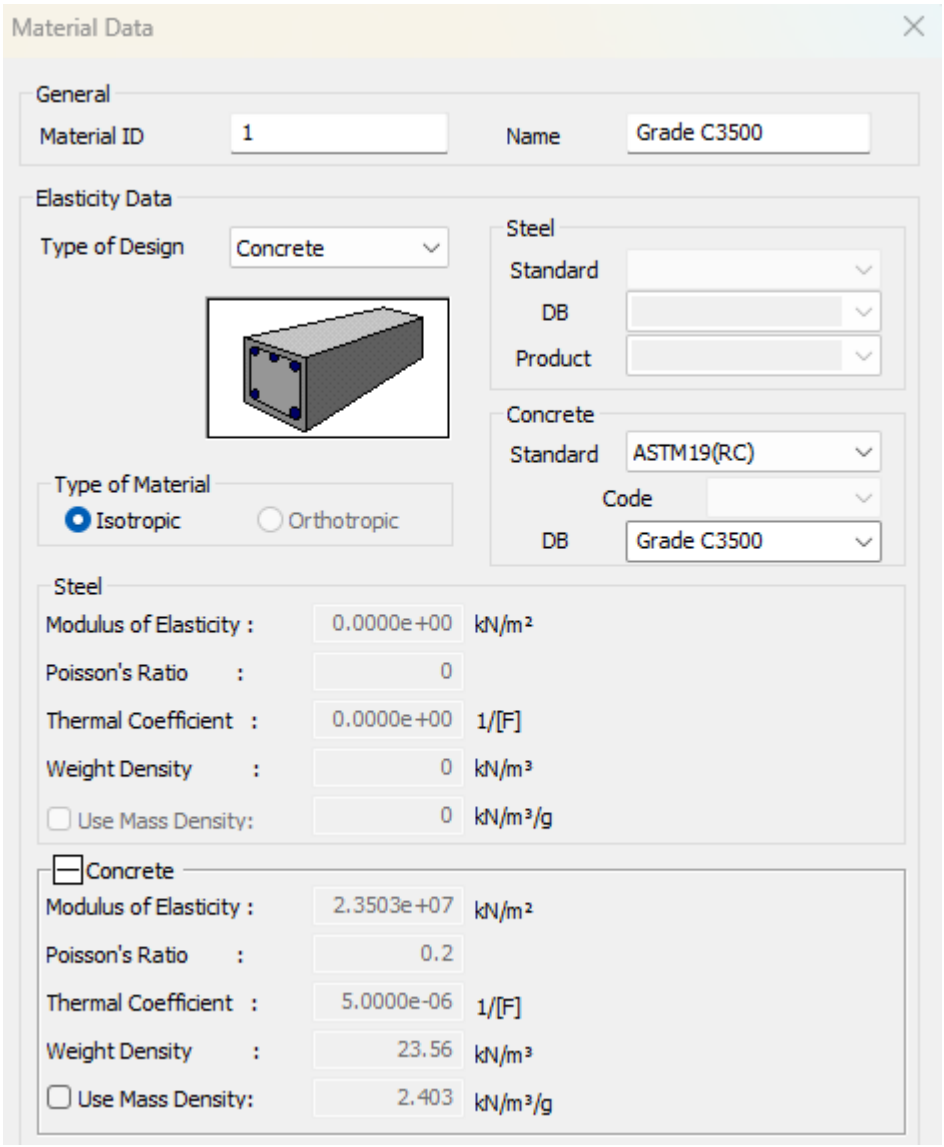


Ilustración 16. Secciones y numeración de elementos Nivel+3.55.

2.2. MATERIALES

A continuación, se muestran los materiales que se tienen en cuenta en la modelación estructural para los diferentes elementos y sus propiedades correspondientes, en este proyecto se maneja un concreto de 24.5 MPa, para todos los elementos estructurales:



2.3. ASIGNACION DE DIAFRAGMA SOBRE PLACA

En el programa MIDAS GEN 2023 se asignan diafragmas rígidos en cada uno de los niveles de la estructura como se muestra a continuación:

Module Name	Story Name	Level(m)	Height(m)	Floor Diaphragm
Base	Roof	3.55	0.00	Consider
Base	B1	-0.30	3.85	Do not consider
Base	B2	-1.00	0.70	Do not consider

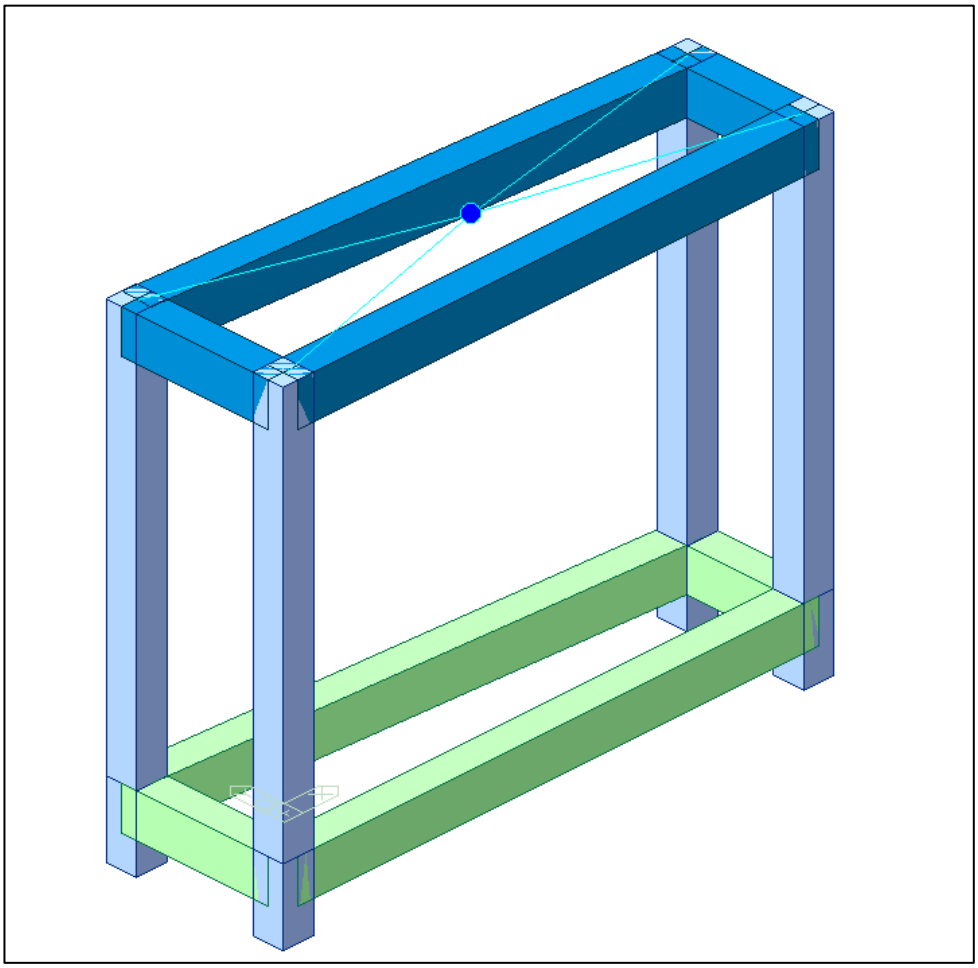


Ilustración 17. Diafragma rígido.

2.4. CARGAS DE SERVICIO EN EL MODELO ESTRUCTURAL

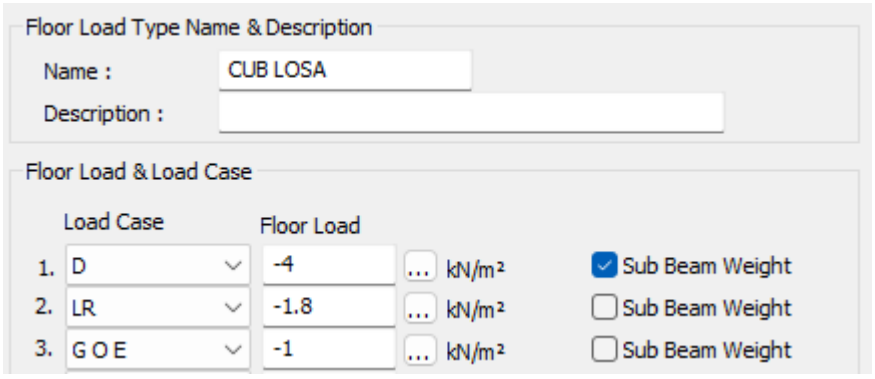
Los casos de cargas que se tienen en el programa son los que se muestran a continuación:

No	Name	Type	Description
1	D	Dead Load (D)	
2	L	Live Load (L)	
3	LR	Roof Live Load (LR)	
4	W	Wind Load on Structure (W)	
5	WN	Wind Load on Structure (W)	
6	FHEX	Earthquake (E)	
7	FHEY	Earthquake (E)	
8	PP	Dead Load (D)	
9	H	Horizontal Earth Pressure (EH)	
10	G	Snow Load (S)	

La asignación de cargas en el programa MIDAS GEN, se realiza generando grupos de cargas, las cuales son asignadas a las diferentes zonas para que el programa distribuya por aferencias la carga a las vigas que la soportan.

A continuación, se muestran los tipos de cargas generados en el programa en concordancia con la evaluación de cargas desarrollada:

Name	Description
CUB LOSA	



A continuación, se presenta el modelo cargado considerando los casos de carga muerta, carga viva de cubierta y cargas de viento, las cargas son asignadas por metro cuadrado y se distribuyen en dos direcciones sobre cada elemento que confina la placa.

A continuación, se presenta el modelo cargado considerando los diferentes tipos de grupos de carga como se muestra a continuación:

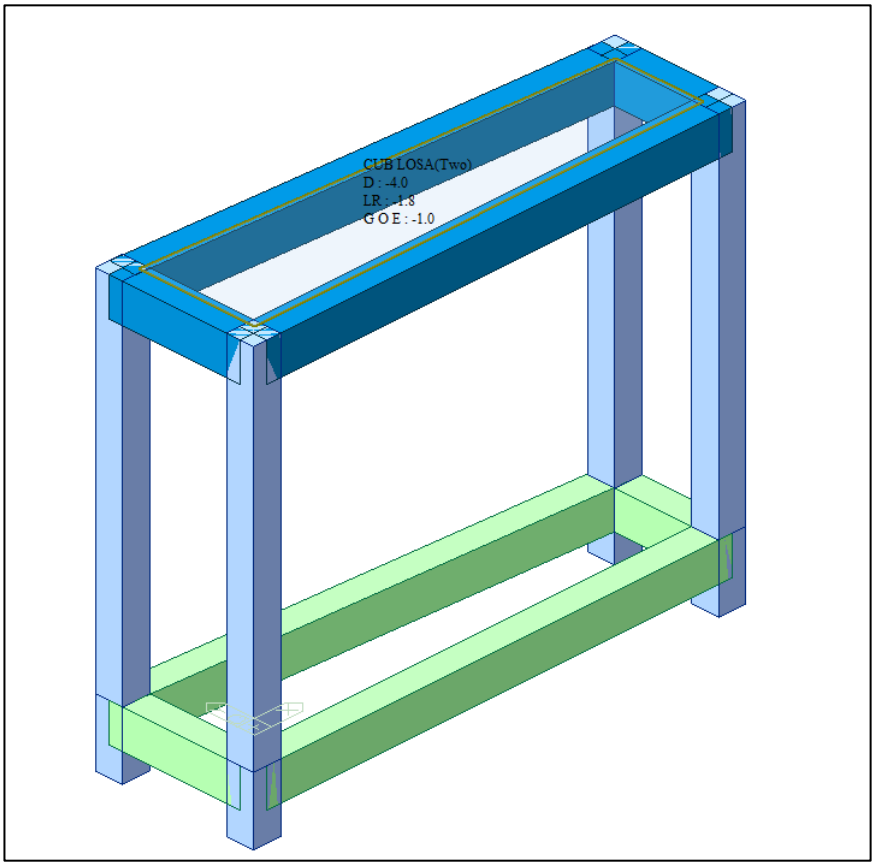


Ilustración 18 . Cargas distribuidas sobre placa (KN/m2).

2.5. PARTICIPACIÓN DE MASA

Se debe verificar que la sumatoria de participación de masa dada por todos los modos de la estructura sea por lo menos del 90%.

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	32.2203	5.1280	0.1950	3.3831e-67								
2	35.2355	5.6079	0.1783	1.6222e-67								
3	38.1673	6.0745	0.1646	1.0174e-67								
4	417.2215	66.4029	0.0151	1.2390e-44								
5	452.0477	71.9456	0.0139	2.0980e-43								
6	461.8391	73.5040	0.0136	5.7230e-43								

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	61.3763	61.3763	0.0473	0.0473	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0722	0.0722	0.0008	0.0008
2	0.0479	61.4241	59.8146	59.8618	0.0000	0.0000	0.0344	0.0345	0.0000	0.0722	0.8186	0.8194
3	0.0000	61.4241	0.7621	60.6239	0.0000	0.0000	0.0004	0.0349	0.0000	0.0722	59.8609	60.6803
4	38.5643	99.9885	0.0097	60.6336	0.0000	0.0000	0.0250	0.0598	99.8984	99.9706	0.0010	60.6813
5	0.0097	99.9982	24.6653	85.2989	0.0000	0.0000	62.6465	62.7063	0.0248	99.9954	14.4247	75.1060
6	0.0012	99.9994	14.6896	99.9885	0.0000	0.0000	37.2643	99.9706	0.0029	99.9983	24.8897	99.9957

Tabla 15. Participación en masa.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.6. ESPECTRO DE RESPUESTA SÍSMICA

Para la utilización del método Modal Espectral se necesita introducir el espectro de respuesta sísmica para la estructura de acuerdo al estudio de suelos y la norma NSR-10, los cuales se muestran a continuación:

2.6.1. Espectro de diseño

Este espectro es utilizado tomando un factor de Importancia de la edificación de acuerdo a su uso para el diseño de los diferentes elementos de la estructura.

UBICACIÓN		***USO***		***TIPO DE SUELO***	
Departamento:	Cundinamarca	Grupo de uso:	IV	Perfil Tipo:	E
Ciudad:	Fúquene	I:	1.50	Fa:	2.10
Aa:	0.15	Amensaza Sismica:	Intermedia	Fv:	3.20
Av:	0.2				

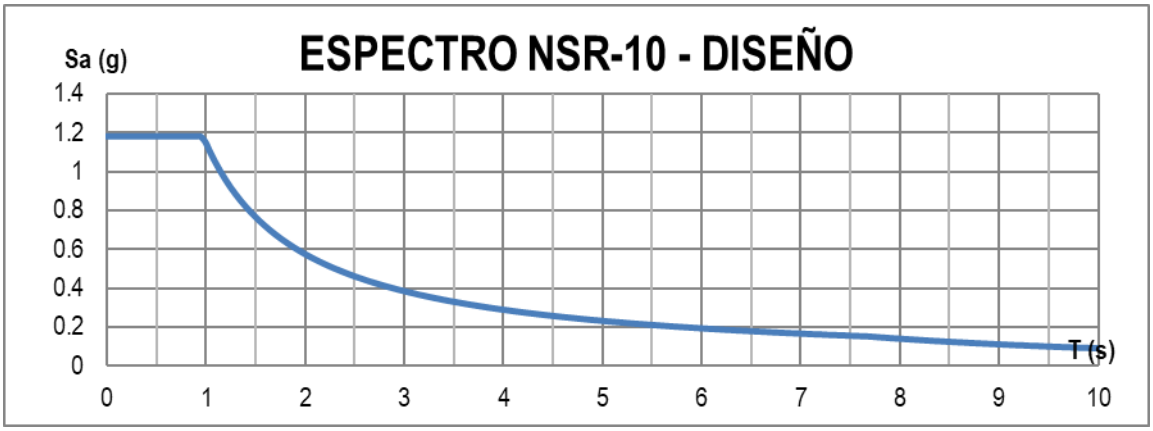


Ilustración 19. Espectro de diseño.

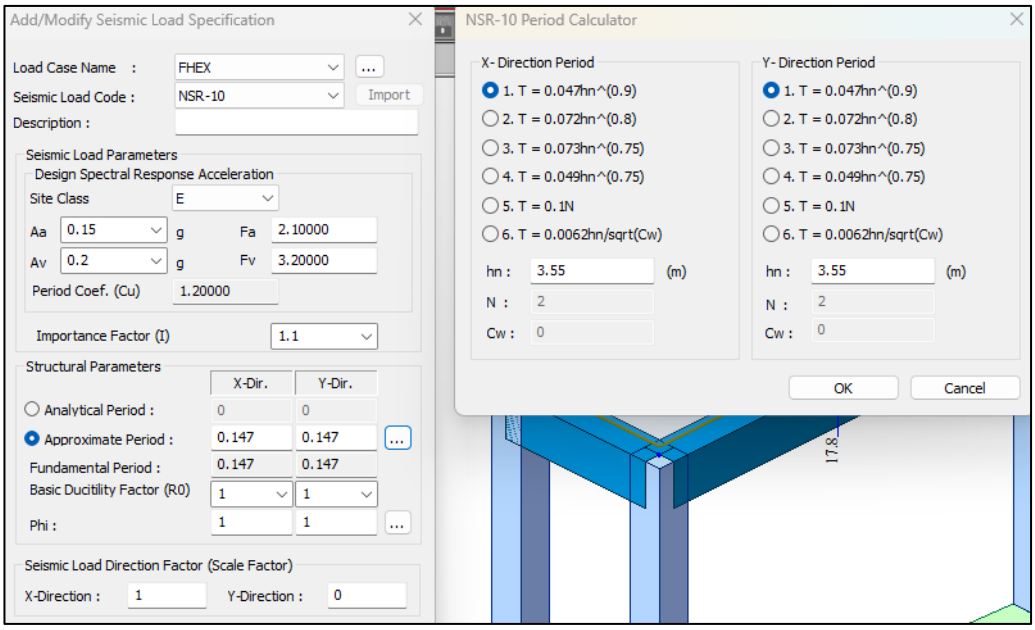
2.7. AJUSTE AL CORTANTE DINÁMICO

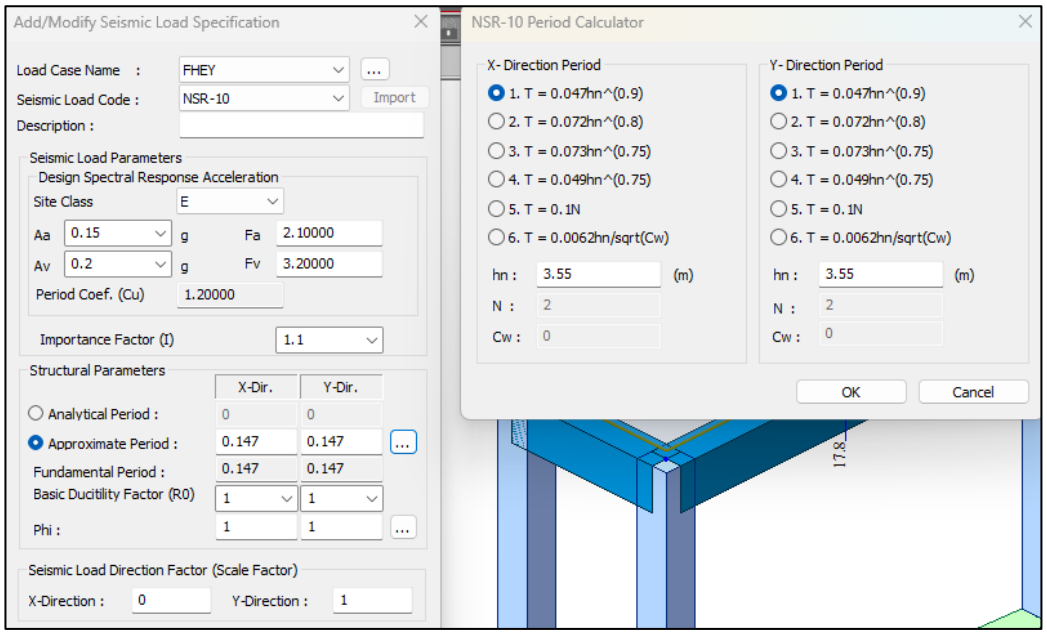
Es necesario hacer un ajuste a los resultados del análisis modal. Éste se realiza amplificando el espectro para alcanzar el 90 % del cortante basal obtenido por el método de la FHE, ya que la estructura es irregular. En la siguiente tabla se muestra el ajuste que se hizo al análisis modal a partir de los resultados obtenidos para el análisis por fuerza horizontal equivalente y por análisis modal que los realiza el programa MIDAS GEN.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.7.1. Ajuste a Cortante dinámico Espectro de Diseño

Para realizar el análisis por fuerza horizontal se introducen los siguientes parámetros en el programa, para de esta forma obtener el periodo de la estructura.

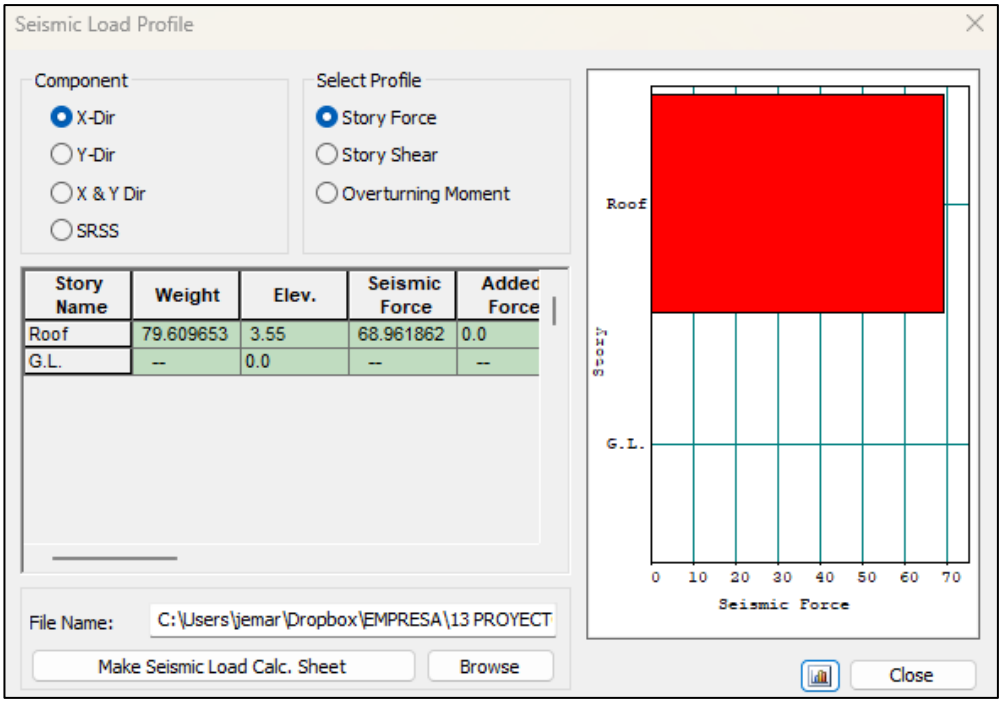


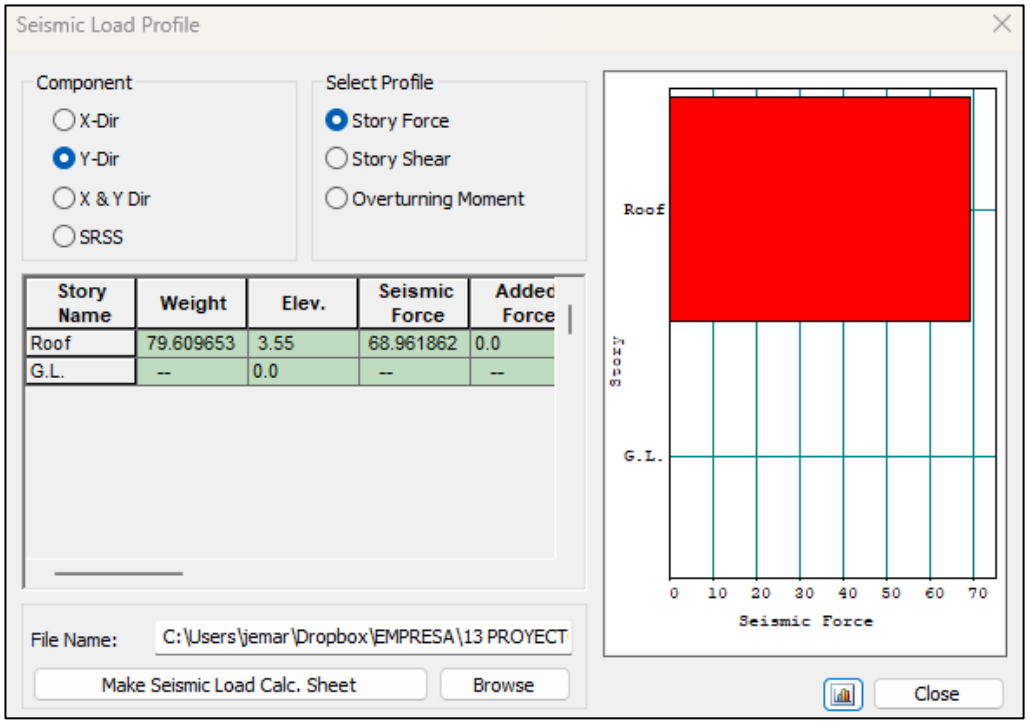


Se obtienen las siguientes fuerzas por piso de acuerdo con el análisis para cada una de las direcciones:

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar





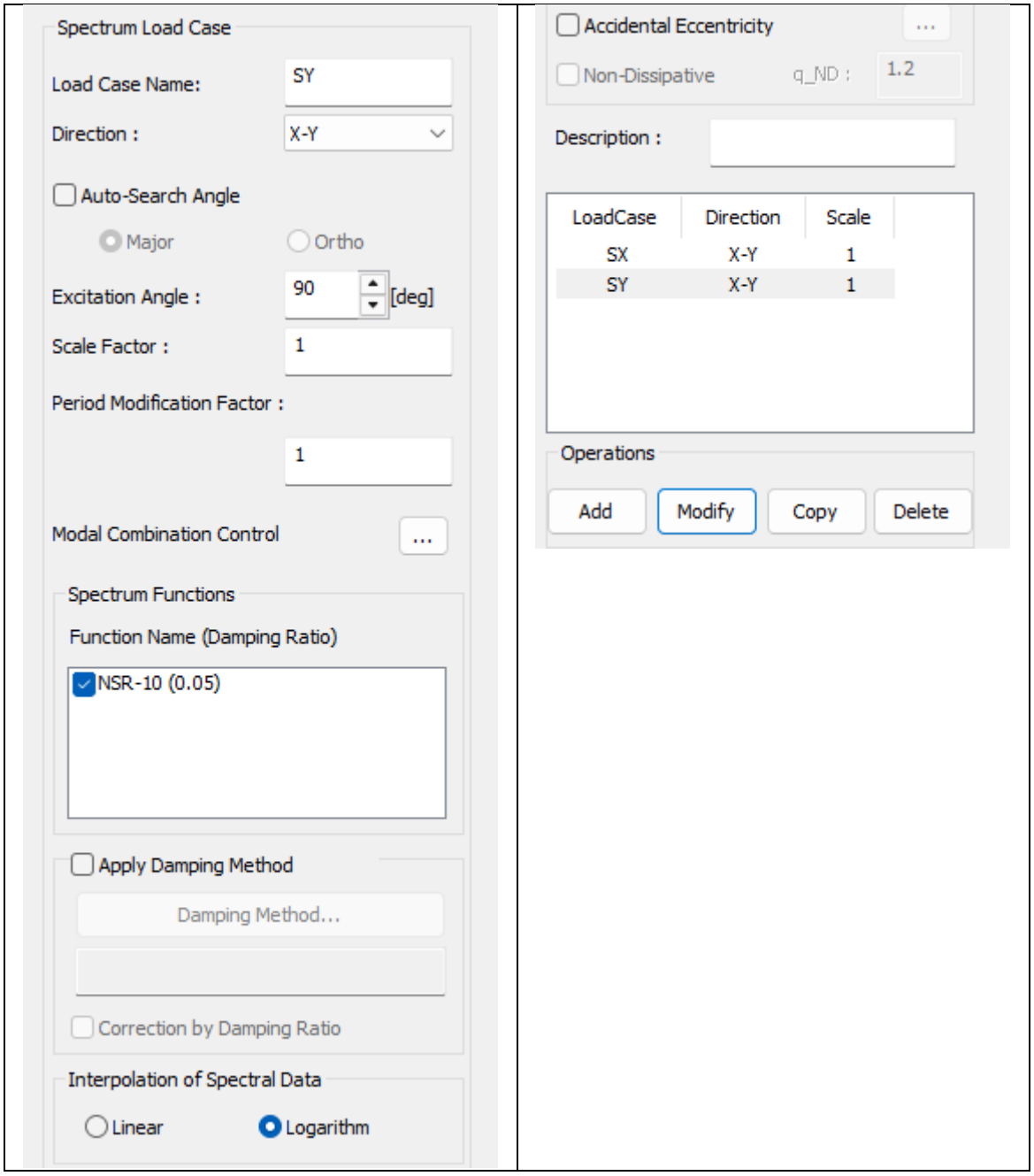
Se obtiene el cortante por fuerza horizontal equivalente y se compara con el obtenido por el análisis dinámico.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.7.2. Ajuste a Cortante dinámico Espectro de Diseño

En el programa MIDAS GEN 23 se tiene en cuenta los siguientes factores para amplificar el espectro, a partir del ajuste entre el análisis dinámico y el análisis por fuerza horizontal equivalente.



AJUSTE DE RESULTADOS ANALISIS DINAMICO Vs FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

A.5.4.5 - AJUSTE DE LOS RESULTADOS - El valor del cortante dinámico total en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, **j**, no puede ser menor que los siguientes valores:

(a) para edificios clasificados como irregulares de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3, no puede ser menor que el valor del cortante sísmico en la base, V_s, calculado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4, y

(b) para edificios clasificados como regulares de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3, no puede ser menor que el 80 por ciento del valor del cortante sísmico en la base, V_s, calculado de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.4 utilizando el período de vibración aproximado T_a dado en A.4.2.2.

El ajuste debe realizarse proporcionalmente a todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos. Cuando el cortante sísmico en la base, V_{tj}, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, excede los valores prescritos anteriormente, todos los parámetros de la respuesta dinámica total, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, pueden reducirse proporcionalmente, a juicio del diseñador.

DATOS DE MIDAS			
Load	FX (kN)	FY (kN)	
FHEX	68.96	0.00	Cortante en la base por FHE por Sismo en X
FHEY	0.00	68.96	Cortante en la base por FHE por Sismo en Y
FX(RS)	89.77	2.18	Cortante en la base por Analsis Dinamico por Sismo en X
FY(RS)	1.97	77.17	Cortante en la base por Analsis Dinamico por Sismo en X

TIPO DE ESTRUCTURA		irregular	
PORCENTAJE FHE		0.90	
V_{BDina} (kN)x =	89.77	77.17	
FHE (%) =	130%	112%	
Factor (90%) =	9.81	9.81	(A.5.4.5)
FHE = Sa W	68.96	68.96	
Fac	1.00	1.00	

Tabla 16. Cortante de diseño.

A partir de ello se encuentran los siguientes datos ajustándolos en el software de diseño MIDAS GEN 23 como se muestra a continuación, modificando los factores correspondientes, debido a que los factores de corrección son igual a 1.00 y 1.00, se modifica la escala.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.8. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

De acuerdo con la NSR-10, la deriva máxima en cualquier punto del piso i, se obtiene como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso i-1, por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta^{i}_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{2}\left(\delta^{i}_{tot,j} - \delta^{i-1}_{tot,j}\right)^{2}}$$

La deriva máxima evaluada en cualquier punto de la estructura no puede exceder los límites establecidos en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi}:

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	$1.0\%\ \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.010\ h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	$0.5\%\ \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.005\ h_{pi}\right)$

Además de la verificación de las derivas se calculó el índice de flexibilidad el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas. El índice de flexibilidad del piso se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación, y el índice de flexibilidad de la estructura se define como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura.

Como se realiza un análisis modal espectral, se verifican las derivas aplicando el sismo en su totalidad en cada una de las direcciones, es decir sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

A continuación, se muestran las tablas en donde se verificaron las derivas, de acuerdo con los resultados obtenidos en la modelación en el programa de análisis.

La verificación de derivas se realizó para la totalidad del sismo aplicado en la dirección X y en la dirección Y, cumple con los requisitos establecidos por el reglamento NSR-10. A continuación se muestran las tablas con los resultados obtenidos.

2.8.1. SISMO EN LAS DOS DIRECCIONES PRINCIPALES

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark
SX(RS)	B1	3.85	1	0.01	3	0.0093	0.0093	0.0024	OK
SX(RS)	B2	0.7	1	0.01	11	0.0003	0.0003	0.0004	OK
SY(RS)	B1	3.85	1	0.01	3	0.0003	0.0003	0.0001	OK
SY(RS)	B2	0.7	1	0.01	11	0	0	0.0000	OK

Tabla 17: Sismo en dirección X y Y .

De acuerdo con la anterior revisión, todas las columnas cumplen con los límites de derivas.

2.9. REVISIÓN DE IRREGULARIDADES

Las irregularidades se revisaron de acuerdo con las condiciones establecidas en el capítulo A de la norma NSR-10. Se realizó la revisión de irregularidades en planta y en altura, para definir los parámetros para determinar las combinaciones de carga de diseño:

2.9.1. IRREGULARIDAD TORSIONAL – 1P

REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 1P - IRREGULARIDAD TORSIONAL

Tipo 1aP — Irregularidad torsional

$\phi_p = 0.9$

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

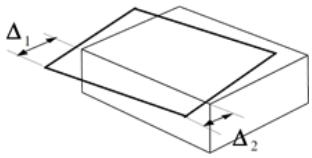
Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema

$\phi_p = 0.8$

$$\Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

A.3.6.7.1 - Torsión accidental - Debe suponerse que la masa de todos los pisos está desplazada transversalmente, hacia cualquiera de los dos lados, del centro de masa calculado de cada piso, una distancia igual al 5 por ciento (0.05) de la dimensión de la edificación en ese piso, medida en la dirección perpendicular a la dirección en estudio. El efecto de la torsión que se genera debe tenerse en cuenta en la distribución del cortante del piso a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Cuando existan irregularidades en planta del tipo 1aP o 1bP, tal como las define A.3.3.4.1 (tabla A.3-6), debe aumentarse la torsión accidental en cada nivel x, multiplicándola por un coeficiente de amplificación, Ax , determinado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{max}}{1.2\,\delta_{prom}}\right]^2 \leq 3.0$$



Story Level (m)

Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Average Value of Extreme Points		Maximum Value		Remark	Phi_p
				1.4*Story Drift (m)	1.2*Story Drift (m)	Node	Story Drift (m)		
SX(RS)	B1	-0.3	3.85	0.0131	0.0112	3	0.0093	Regular	1
SX(RS)	B2	-1	0.7	0.0004	0.0004	11	0.0003	Regular	1
SY(RS)	B1	-0.3	3.85	0.0004	0.0003	3	0.0003	Regular	1
SY(RS)	B2	-1	0.7	0	0	11	0	Regular	1

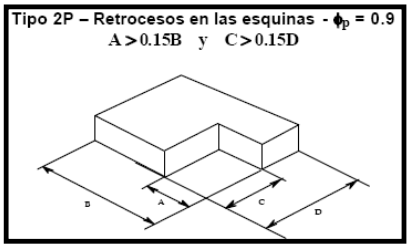
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA: **Φp= 1.0**

Tabla 18. Irregularidades de planta.

2.9.2. RETROCESO EN LAS ESQUINAS – 2P

REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 2P - RETROCESOS EN LAS ESQUINAS

La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina seconsidera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15



	B(m)	A (m)	D (m)	C (m)	0.15B (m)	0.15D (m)	Aplica el factor para el piso?
Piso 1	5.15	0	1.45	0	0.7725	0.22	NO

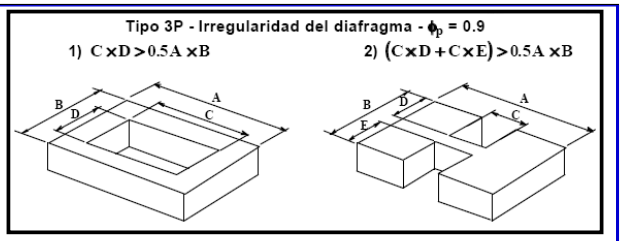
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p	1

Tabla 19. Retroceso en las esquinas.

2.9.3. IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA – 3P

REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 3P - IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA

Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efecti



	Area Total A_T (m^2)	Area de Vacíos A_V (m^2)	Aplica el factor para el piso?
Piso 1	7.4675	0	NO

FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p	1

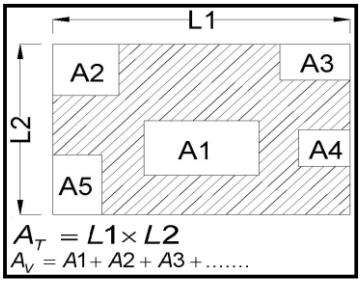


Tabla 20. Irregularidad de diafragma.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.9.4. DESPLAZAMIENTO DEL PLANO DE ACCION – 4P

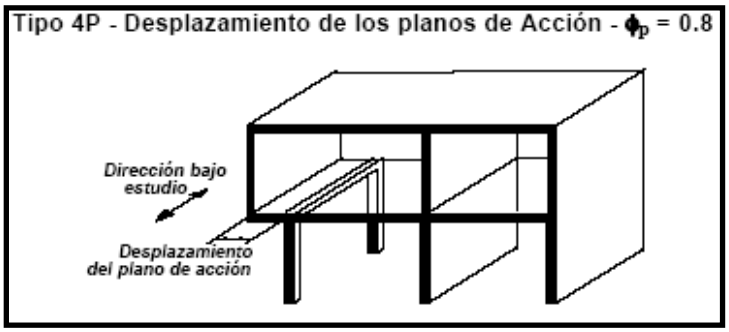
REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 4P DESPLAZAMIENTO DE LOS PLANOS DE ACCIÓN			
La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica.			
Aplica el factor para la estructura?	☐ SI	**FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p**	1

Ilustración 20. Desplazamiento del plano.

2.9.5. SISTEMAS NO PARALELOS – 5P

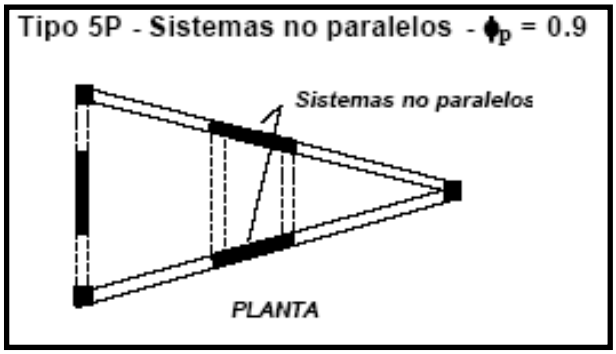
REVISIÓN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA - TIPO 5P SISTEMAS NO PARALELOS			
Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular			
Aplica el factor para la estructura?	☐ SI	**FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p**	1

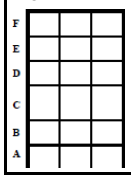
Ilustración 21. Sistema no paralelo.

2.9.6. IRREGULARIDADES POR ALTURA

En resumen, los factores de reducción de disipación de energía para planta y para altura son los siguientes:

IRREGULARIDAD EN ALTURA

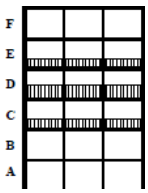
TIPO 1A



Caso:
NO SE PRESENTA

Verificación: NO TIENE
ϕa: 1.0

TIPO 2A



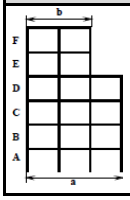
Caso: $m_D > 1.50\ m_E$ o $m_D > 1.50\ m_C$

NO SE PRESENTA

Verificación: NO TIENE
ϕa: 1.0

Load Case	Story	Level (m)	Story Height (m)	Story Mass (kN/g)	Adjacent Story Mass		Story Mass Ratio	Remark	Phi_p
					1.5M(Upper) (kN/g)	1.5M(Lower) (kN/g)			
D	Roof	3.55	0	8.118	0	0	0	-	1
D	B1	-0.3	3.85	0	12.178	0	0	-	1
D	B2	-1	0.7	0	0	0	0	-	1

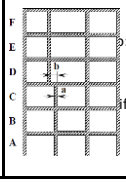
TIPO 3A



Caso: $a > 1.30\ b$
a: 5.150 m
b: 5.150 m

Verificación: NO TIENE
ϕa: 1.0

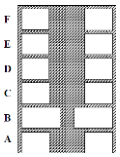
TIPO 4A



Caso: $b > a$
NO SE PRESENTA

Verificación: NO TIENE
ϕa: 1.0

TIPO 5A



Caso:
NO SE PRESENTA

Verificación: NO TIENE

Tipo 5aA — Piso débil
$\phi_a = 0.9$

0.65 Resist. Piso C < Resist. Piso B < 0.80 Resist. Piso C

ϕa: 1.0

Tipo 5bA — Piso débil extremo
$\phi_a = 0.8$

Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C

Story	Level (m)	Story Height (m)	Angle1 ([deg])	Story Shear Strength 1 (kN)	Upper Story Shear Strength1 (kN)	Story Shear Strength Ratio1	Remark1	Phi_p1	Angle2 ([deg])	Story Shear Strength2 (kN)	Upper Story Shear Strength2 (kN)	Story Shear Strength Ratio2	Remark2	Phi_p2
B1	-0.3	3.85	0	293.6876	0	0	Regular	1	0.25	90	0	0	Regular	1
B2	-1	0.7	0	293.6876	293.6876	1	Regular	1	0.25	90	293.6876	1	Regular	1

Ilustración 22. Irregularidad por altura.

2.9.7. COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGIA R

Se realiza el ajuste del coeficiente de disipación de energía, para poder obtener de manera análoga las combinaciones de carga, para diseñar cada uno de los elementos de la estructura.

AJUSTE DEL COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DEBIDO A LAS IRREGULARIDADES		
Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R_0	5.0	5.0
	Ry	Rx
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA ϕ_p	**1.0**	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 1P	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 2P	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 3P	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 4P	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 5P	1.0	**1.0**
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA ϕ_a	**1.0**	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 1A	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 2A	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 3A	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 4A	1.0	**1.0**
IRREGULARIDAD TIPO 5A	1.0	**1.0**
FACTOR DE IRREGULARIDAD POR FALTA DE REDUNDANCIA ϕ_r	**1.00**	**1.00**
AUSENCIA DE REDUNDANCIA	1.00	1.00
Coeficiente de capacidad de disipación de energía **R**	**5.00**	**5.00**

Tabla 21. Coeficiente de disipación de energía.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

2.9.8. COMBINACIONES DE CARGA

El coeficiente de energía modificado se tiene en cuenta en las cargas sísmicas de diseño como se enuncia en el capítulo B de la norma. Las combinaciones aplicadas al diseño de la estructura se muestran a continuación.

COMBINACIONES DE CARGA - ANÁLISIS DINÁMICO

1- VERIFICACIÓN DE DERIVAS

DER1) SX
DER2) DER2) 1

Tomado con el espectro tomando el factor de importancia I=1.0

2- DISEÑO

a. Reduccion de fuerzas sismicas

$R = R_0 * \Phi_p * \Phi_a$ (Coeficiente de disipación de energía)

- R_0 5.00 (Coeficiente de capacidad de disipación de energía basico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipacion de energia del material estructural, definido en NSR-10 para el sistema estructural de la edificación)
- Φp 1.00 (Coeficiente de reducción de capacidad de energía causado por irregularidades en planta de la edificación)
- Φa 1.00 (Coeficiente de reducción de capacidad de energía causado por irregularidades en altura de la edificación)
- 0 0 (Coeficiente de reducción de capacidad de energía causado por falta de redundancia en el sistema estructural)

Rx =	5.00	Rx =	5.00

b. Resistencia a cortante

Vigas: Cortante maximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para diseño sismico vigente (C.21.3.3.1)

Columnas: El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de W0

Ω_0 = 3.0

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

No	Name	Active	Type	D(ST)	L(ST)	LR(ST)	LE(ST)	W(ST)	WN(ST)	FHEX(ST)	FHEY(ST)	PP(ST)	G O E(ST)	SX(RS)	SY(RS)
1	cLCB1	Stren	Add	1.400								1.4000			
2	cLCB2	Stren	Add	1.200		1.6000						1.2000			
3	cLCB3	Stren	Add	1.200								1.2000	1.6000		
4	cLCB4	Stren	Add	1.200								1.2000		0.2000	0.0600
5	cLCB5	Stren	Add	1.200								1.2000		0.2000	-0.0600
6	cLCB6	Stren	Add	1.200								1.2000		0.0600	0.2000
7	cLCB7	Stren	Add	1.200								1.2000		-0.0600	0.2000
8	cLCB8	Stren	Add	1.200								1.2000		-0.2000	-0.0600
9	cLCB9	Stren	Add	1.200								1.2000		-0.2000	0.0600
10	cLCB10	Stren	Add	1.200								1.2000		-0.0600	-0.2000
11	cLCB11	Stren	Add	1.200								1.2000		0.0600	-0.2000
12	cLCB12	Stren	Add	0.900								0.9000		0.2000	0.0600
13	cLCB13	Stren	Add	0.900								0.9000		0.2000	-0.0600
14	cLCB14	Stren	Add	0.900								0.9000		0.0600	0.2000
15	cLCB15	Stren	Add	0.900								0.9000		-0.0600	0.2000
16	cLCB16	Stren	Add	0.900								0.9000		-0.2000	-0.0600
17	cLCB17	Stren	Add	0.900								0.9000		-0.2000	0.0600
18	cLCB18	Stren	Add	0.900								0.9000		-0.0600	-0.2000
19	cLCB19	Stren	Add	0.900								0.9000		0.0600	-0.2000
20	cLCB20	Servic	Add	1.000								1.0000			
21	cLCB21	Servic	Add	1.000		1.0000						1.0000			
22	cLCB22	Servic	Add	1.000								1.0000	1.0000		
23	cLCB23	Servic	Add	1.000								1.0000		0.1400	0.0420
24	cLCB24	Servic	Add	1.000								1.0000		0.1400	-0.0420
25	cLCB25	Servic	Add	1.000								1.0000		0.0420	0.1400
26	cLCB26	Servic	Add	1.000								1.0000		-0.0420	0.1400
27	cLCB27	Servic	Add	1.000								1.0000		-0.1400	-0.0420
28	cLCB28	Servic	Add	1.000								1.0000		-0.1400	0.0420
29	cLCB29	Servic	Add	1.000								1.0000		-0.0420	-0.1400
30	cLCB30	Servic	Add	1.000								1.0000		0.0420	-0.1400
31	cLCB31	Servic	Add	1.000								1.0000	0.7500	0.1050	0.0315
32	cLCB32	Servic	Add	1.000								1.0000	0.7500	0.1050	-0.0315
33	cLCB33	Servic	Add	1.000								1.0000	0.7500	0.0315	0.1050
34	cLCB34	Servic	Add	1.000								1.0000	0.7500	-0.0315	0.1050
35	cLCB35	Servic	Add	1.000								1.0000	0.7500	-0.1050	-0.0315
36	cLCB36	Servic	Add	1.000								1.0000	0.7500	-0.1050	0.0315
37	cLCB37	Servic	Add	1.000								1.0000	0.7500	-0.0315	-0.1050
38	cLCB38	Servic	Add	1.000								1.0000	0.7500	0.0315	-0.1050
39	cLCB39	Servic	Add	0.600								0.6000		0.1400	0.0420
40	cLCB40	Servic	Add	0.600								0.6000		0.1400	-0.0420
41	cLCB41	Servic	Add	0.600								0.6000		0.0420	0.1400
42	cLCB42	Servic	Add	0.600								0.6000		-0.0420	0.1400
43	cLCB43	Servic	Add	0.600								0.6000		-0.1400	-0.0420
44	cLCB44	Servic	Add	0.600								0.6000		-0.1400	0.0420
45	cLCB45	Servic	Add	0.600								0.6000		-0.0420	-0.1400
46	cLCB46	Servic	Add	0.600								0.6000		0.0420	-0.1400

Tabla 22. Combinaciones de carga.

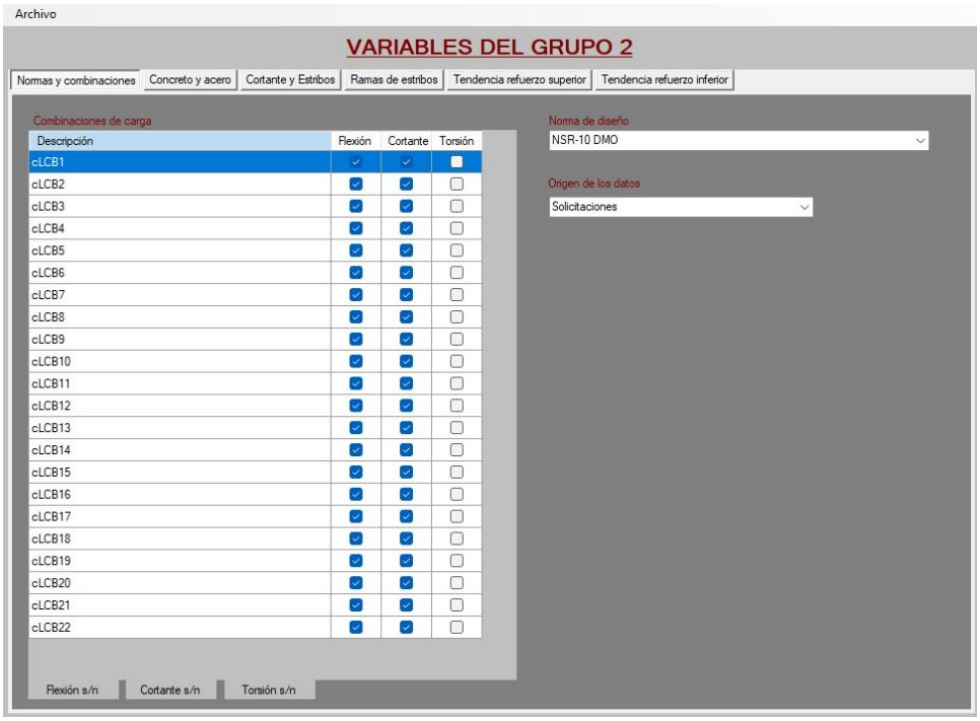
3. DISEÑO ESTRUCTURAL

Una vez se ha logrado que la estructura cumpla con los requisitos de derivas se procede con el diseño estructural. El Diseño Estructural se realizó siguiendo el método de la resistencia última, se diseñaron los elementos de la súper estructura, la cimentación y elementos no estructurales según los requisitos del reglamento NSR-10. El diseño se realiza con los programas MIDAS GEN y DCCAD para el diseño de los elementos en concreto reforzados y con hojas de cálculo para el diseño de escaleras, placa de entrepiso, cimentación y elementos no estructurales.

3.1. VIGAS AEREAS EN CONCRETO

Para el diseño de las vigas se usó el software estructural DCCAD3 del cual se verificaron los refuerzos longitudinales y transversales, las unidades a emplear en el diseño de vigas aéreas son kilo newtons y metros.

Los resultados de análisis de elementos del modelo son exportados para el respectivo diseño, al software especializado en despiece de estructuras de concreto (DC-CAD 3), adaptado para el cumplimiento de la norma NSR-10, Internamente el programa contempla y verifica el cumplimiento de los siguientes requisitos exigidos por el reglamento en la respectiva capacidad de disipación de energía:



Ver Anexo 5, en el cual se presenta el diseño correspondiente.

3.2. DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de las columnas se usó DCCAD3 del cual se verificaron los refuerzos longitudinales, transversales y columna fuerte – viga débil, de acuerdo con los requerimientos de la NSR-10 para Disipación Especial de Energía – DMO.

Los resultados de análisis de elementos del modelo son exportados para el respectivo diseño, al software especializado en despiece de estructuras de concreto (DC-CAD 3), adaptado para el cumplimiento de la norma NSR-10, Internamente el programa contempla y verifica el cumplimiento de los siguientes requisitos exigidos por el reglamento en la respectiva capacidad de disipación de energía:



Ver anexo 6, en el cual se presenta el diseño correspondiente de las Columnas.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

3.3. REVISION DE PLACA MACIZA

Losas macizas

Luz corta		**1.45**	m
Luz larga		**5.15**	m
Relacion		0.28	
Criterio		**Diseño como losa en una direccion**	
Factor de reduccion por flexion	ϕ_f	**0.90**	
Factor de reduccion por corte	ϕ_c	**0.75**	
Materiales			
Peso del concreto	γ	**24**	kN/m^3
Esfuerzo max de compresion del concreto	f'_c	**24.50**	MPa
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	**420**	MPa
Modulo elastico del concreto	E_c	23263.81	MPa
Modulo elastico del acero	E_s	200000	MPa
Muros divisorios y particiones fragiles		**No**	
Longitud del apoyo		**0.40**	m
Luz corta entre ejes		**1.45**	m
Espesor adoptado (t)		**0.13**	m
Distancia al centroide de refuerzo (d')		**0.053**	m
Avaluo de cargas			
Subtotal carga muerta	D	**4.00**	kN/m^2
Subtotal carga viva	L	**1.80**	kN/m^2
Diseño de luz corta			
Carga de diseño	1.2D + 1.6L	7.68	kN/m^2
Factor de mayoracion	U	1.32	
Factor de seguridad	FS	1.47	
Momento por carga de servicio M+	M	0.76	kN-m
Momento por carga de servicio M-	M	1.11	kN-m
Momento de diseño +	Mu	1.01	kN-m
Momento de diseño -	Mu	1.47	kN-m
Altura efectiva	d	**0.07175**	m
Cuantia calculada M+	$\rho_{calculada}$	0.00052	
Cuantia calculada M-	$\rho_{calculada}$	0.00076	

REFUERZO +			
Area requerida de refuerzo	A_s	37	mm^2
Número de barra a utilizar	#	**6.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.880	m
REFUERZO -			
Area requerida de refuerzo	A_s	45	mm^2
Número de barra a utilizar	#	**6.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.738	m
Diseño refuerzo transversal o de retraccion y temperatura			
Cuantia minima	0.0018		
Area requerida de refuerzo	A_s	185	mm^2
Cantidad de malllas		**1**	
Número de barra a utilizar	#	**6.5 mm**	
Separacion máxima de las barras	s	0.17	m
Revisión a cortante			
Reacciones	$R_A = R_B$	4.21	kN
Cortante a una distancia d del apoyo	V_d	2.63	kN
Cortante de diseño	V_U	3.48	kN
Resistencia del concreto al corte	ϕV_c	45.28	kN
		OK	

Resumen	
Refuerzo de la luz corta en el centro de la luz (Momento +)	6.5 mm c/0.88
Refuerzo de la luz corta en los apoyos (Momento -)	6.5 mm c/0.738
Refuerzo de la luz larga por retraccion y temperatura	6.5 mm c/0.17

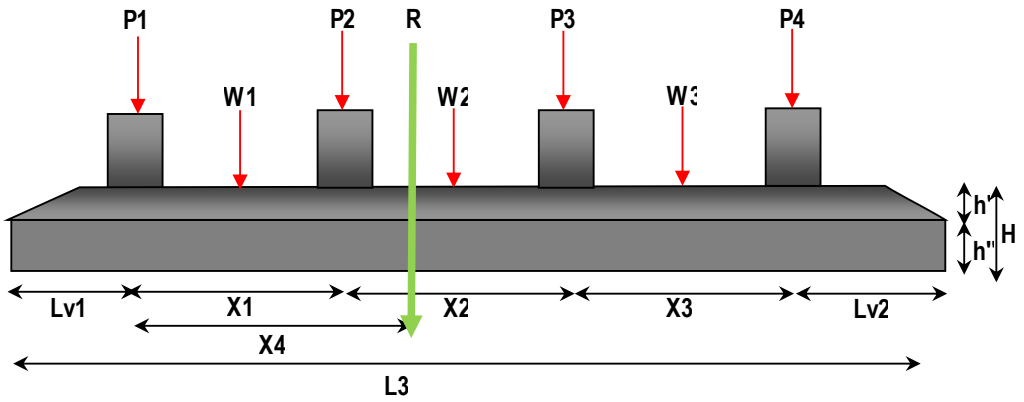
Tabla 23. Diseño placa maciza.

3.4. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

3.4.1. ZAPATAS

ZAPATA COMBINADA

ZT1



Cargas de columnas y muros

Numero de columnas	n	2	
Carga de columna 1	P1	50.72	kN
Carga de columna 2	P2	49.85	kN
Carga total de muro 1	W1	0.00	kN
Carga total de muro 2	W2	0.00	kN
Carga total de muro 3	W3	0.00	kN

Cargas

Peso propio cimiento	$P_{\text{P. Zap}}$	23.52	kN
Resultante de cargas	R	100.57	kN

Distancias

Centro de cargas	X4	0.719	m
Entre columnas 1 y 2	X1	1.45	m
Entre columnas 2 y 3	X2	0	m
Entre columnas 3 y 4	X3	0	m

Dimensiones

Dimensión zapata	L_3	2.45	m
Dimensión zapata	L_4	1.00	m
Longitud del voladizo	Lv1	0.506	m
Longitud del voladizo	Lv2	0.49	m

Revisón de Capacidad Portante

Esfuerzo admisible	σ_{ADM}	102.5	kN/m²
Presión sobre el terreno	σ_{Neta}	50.65	kN/m²
Reacción del suelo		41.0483	kN/m

Dimensiones de columnas interiores o adyacentes

Lado a de Columna 1	a1	0.40	m
Lado b de Columna 1	b1	0.40	m
Lado a de Columna 2	a2	0.40	m
Lado b de Columna 2	b2	0.40	m
Lado a de Columna 3	a3	0.00	m
Lado b de Columna 3	b3	0.00	m
Lado a de Columna 4	a4	0.00	m
Lado b de Columna 4	b4	0.00	m

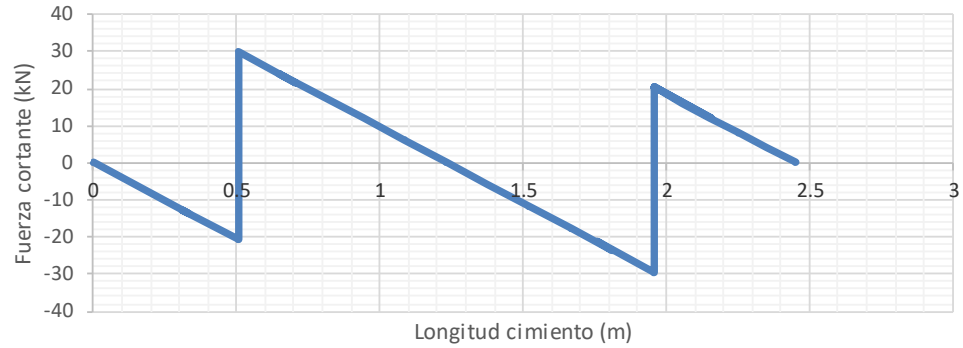
Coeficientes de reducción

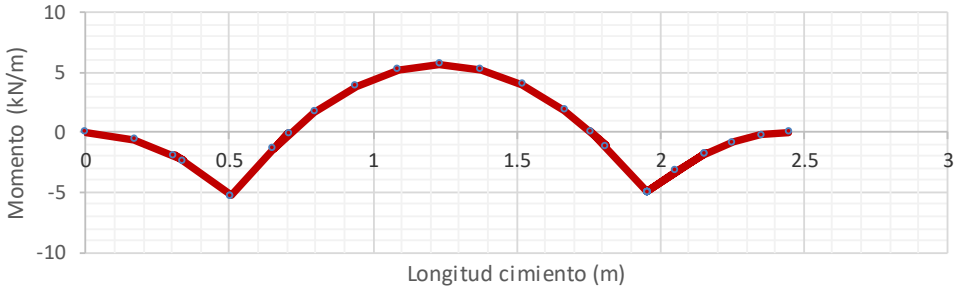
Coeficiente de reducción	Φ_{flexion}	0.90
Coeficiente de Reducción	Φ_{corte}	0.75
Factor de Mayoración	U	1.50

Materiales

Resistencia a la compresión	f'c	24.6	Mpa
Esfuerzo de Fluencia	Fy	420	Mpa
Cuantía mínima	ρ_{Minima}	0.33%	
Cuantía máxima	ρ_{Max}	1.59%	

DIAGRAMAS DE CORTANTE Y MOMENTO





DISEÑO LONGITUDINAL A FLEXION

Ancho para diseño	b	1.00	m
Altura total de la zapata	H	0.40	m
Espesor de la zapata	h	0.40	m
Altura h'	h'	0.00	m
Altura efectiva a flexión	d	0.32	m
Momento sobre la zapata	M	5.66	kN-m
Momento último	Mu	8.48	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.02%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	1067	mm²

RESUMEN REFUERZO A FLEXION

Refuerzo en sentido longitudinal
Colocar 6 # 5 cada 0.166 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 1
Colocar 4 # 5 cada 0.187 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 2
Colocar 4 # 5 cada 0.187 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 3
Colocar 0 # 5 cada 0.000 m
Refuerzo en sentido transversal bajo la columna 4
Colocar 0 # 5 cada 0.000 m
Refuerzo en sentido transversal
Colocar 6 # 5 cada 0.187 m

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 1

Base viga supuesta	b	0.720	m
Altura efectiva a flexión	d	0.320	m
Carga distribuida viga	q	50.72	kN/m
Momento borde de zapata	M	2.28	kN-m
Momento último	Mu	3.42	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.01%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	768	mm²

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 2

Base viga supuesta	b	0.720	m
Altura efectiva a flexión	d	0.320	m
Carga distribuida viga	q	49.851	kN/m
Momento borde de zapata	M	2.24	kN-m
Momento último	Mu	3.36	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.01%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	768	mm²

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.

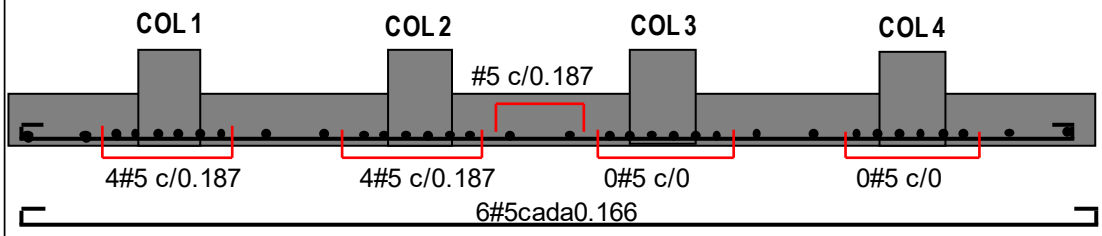
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 3

Base viga supuesta	b	0.720	m
Altura efectiva a flexión	d	0.320	m
Carga distribuida viga	q	0.000	kN/m
Momento borde de zapata	M	0.00	kN-m
Momento último	Mu	0.00	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.00%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	0	mm²

DISEÑO TRANSVERSAL BAJO COLUMNA 4

Base viga supuesta	b	0.720	m
Altura efectiva a flexión	d	0.320	m
Carga distribuida viga	q	0.000	kN/m
Momento borde de zapata	M	0.00	kN-m
Momento último	Mu	0.00	kN-m
Cuantía adoptada	ρ	0.00%	
Cuantía definitiva	$\rho_{Definitiva}$	0.33%	
Acero necesario	A_s	0	mm²



REVISIÓN A CORTANTE

a) Como viga. Sección crítica a "d" del borde de la columna

Área que resiste el cortante	0.32	m²
Resistencia a Cortante ΦVn	198.39	KN

Sección crítica	Cortante V [KN] -d	Cortante V [KN] +d	Vu [KN]	
Columna1	0.5643	8.5919	12.89	***Resiste***
Columna2	-8.238	-1.078	12.36	***Resiste***
Columna3	33.403	7.1321	50.10	***Resiste***
Columna4	33.403	7.1321	50.10	***Resiste***

b) Revisión del punzonamiento a d/2 del borde de la columna

Perímetro crítico bo=		4.9775	m
Carga total	P_{Total}	100.6	KN
Carga dentro del perímetro crítico		38.2	KN
Carga de Punzonamiento		62.3	KN
Altura efectiva a d/2	g=	0.32	m
Resistecia de diseño	ΦVn=	3021.76	KN
		Resiste	

λ Concreto normal; λ=1		1
αs	columna esquina	20
β	Lado largo/lado corto	1

$$V_c = 0.083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad \text{(C.11-32)}$$

Vc según C11.32 2154.5 kN

$$V_c = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad \text{(C.11-33)}$$

Vc según C11.33 2607.01 kN

$$V_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}\,b_o d \qquad \text{(C.11-31)}$$

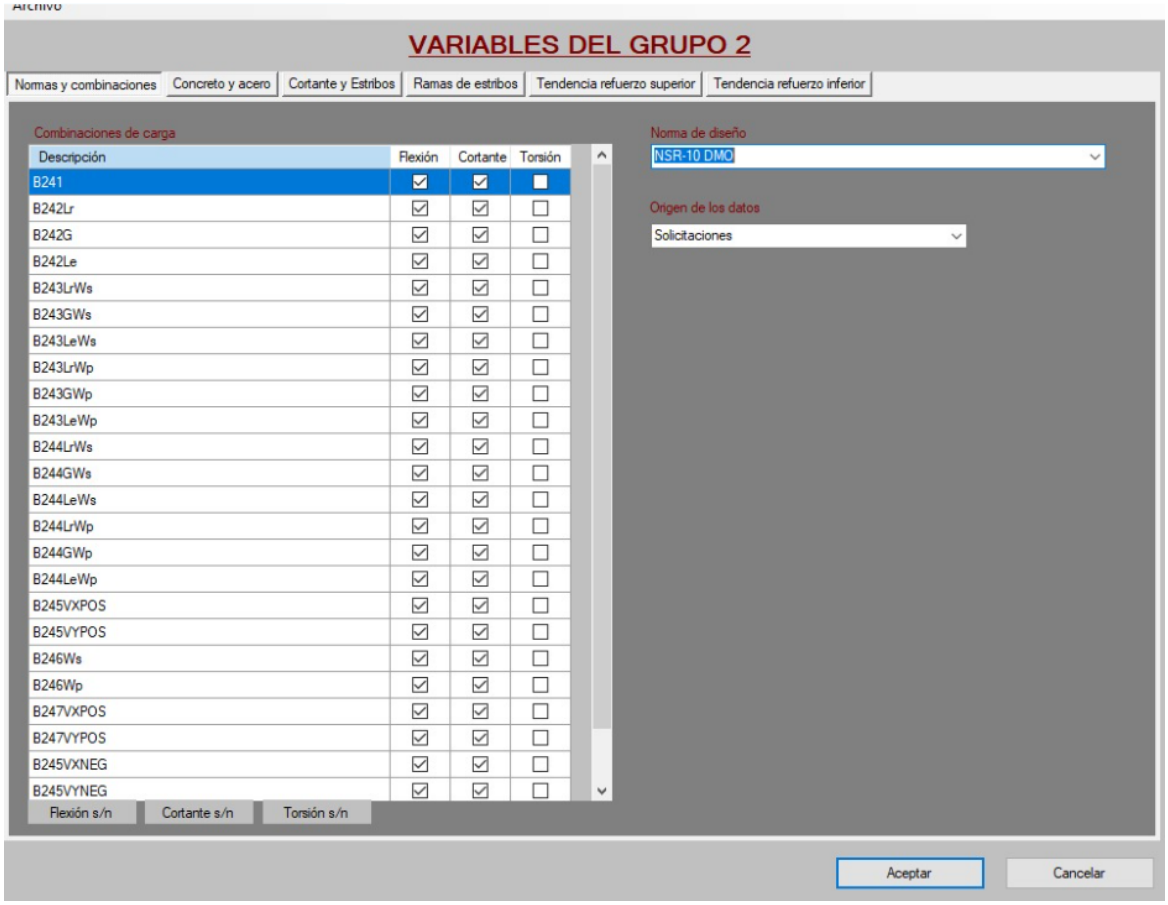
Vc según C11.31 4029.01 kN

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar

3.4.2. VIGAS DE CIMENTACIÓN

Para el diseño de las vigas de cimentación se usó el software estructural DCCAD3 del cual se verificaron los refuerzos longitudinales y transversales. (Para el diseño a cortante se utilizaron las combinaciones con el prefijo CORT), las unidades a emplear en el diseño de vigas aéreas son kilo newtons y metros.

Los resultados de análisis de elementos del modelo son exportados para el respectivo diseño, al software especializado en despiece de estructuras de concreto (DC-CAD 3), adaptado para el cumplimiento de la norma NSR-10, Internamente el programa contempla y verifica el cumplimiento de los siguientes requisitos exigidos por el reglamento en la respectiva capacidad de disipación de energía:



Ver anexo 7, en el cual se presentan los despieces correspondientes.

JUAN CARLOS CORTES CORTES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
MS. CONSTRUCCIÓN (EC)
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA.
Teléfono: 3107800935
ingcortesjc@yahoo.com.ar