

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA
DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE QUÍMICA, FÍSICA Y BIOLOGÍA DE LA
UNIVERSIDAD DEL CAUCA (EJES 6-12)**

WILINTON LÓPEZ ROJAS

COD: 04072086

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRCUTURAS
POPAYÁN**

2012.

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL Y ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA
DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE QUÍMICA, FÍSICA Y BIOLOGÍA DE LA
UNIVERSIDAD DEL CAUCA (EJES 6-12)**

WILINTON LÓPEZ ROJAS

COD: 04072086

**Trabajo de grado en la modalidad de Práctica Social presentado como
requisito para optar por el Título de Ingeniero Civil.**

DIRECTORES:

Ing. CARLOS ARIEL HURTADO ASTAIZA

Ing. JUAN MANUEL MOSQUERA RIVERA

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRCUTURAS
POPAYÁN**

2012.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 CARGA POR MUROS DIVISORIOS PARA LA LOSA DE ENTREPISO ..	22
Tabla 2 DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA EN LOSA DE ENTREPISO	22
Tabla 3 CARGAS DE MUROS DE ENCERRAMIENTO Y DIVISORIOS	23
Tabla 4 RESUMEN DE CARGAS QUE ACTUAN EN LA EDIFICACIÓN	24
Tabla 5 .REACCIONES EN LOS PUNTOS DE APOYO DE LA ESTRUCTURA...	27
Tabla 6 DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN. ZAPATAS INDIVIDUALES	28
Tabla 7 CÁLCULO DEL PESO DE LAS ZAPATAS	29
Tabla 8 DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA AL SUELO DE FUNDACIÓN.....	30
Tabla 9 CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ PARA CADA PISO.....	37
Tabla 10 DISTRIBUCIÓN FUERZA SÍSMICA CONSIDERANDO SUELO TIPO D	37
Tabla 11 PERIODOS PARA CADA MODO	38
Tabla 12 DISTRIBUCIÓN FUERZA SÍSMICA CONSIDERANDO SUELO TIPO E	38
Tabla 13 DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA AL SUELO DE FUNDACIÓN CONSIDERANDO EL EFECTO DEL SISMO SUELO TIPO D	39
Tabla 14 INCREMENTO DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS A LA FUNDACIÓN EFECTO SISMO SUELO TIPO D.....	40
Tabla 15 DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA AL SUELO DE FUNDACIÓN CONSIDERANDO EL EFECTO DEL SISMO SUELO TIPO E	41
Tabla 16 INCREMENTO DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS A LA FUNDACION EFECTO SISMO SUELO TIPO E.....	42
Tabla 17 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD CONSIDERANDO PERFIL DE SUELO TIPO D.....	44
Tabla 18 DEFLEXIONES VERTICALES CALCULADAS PARA VIGAS.	44
Tabla 19 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD CONSIDERANDO PERFIL DE SUELO TIPO D.....	46
Tabla 20 REFUERZO DE LAS VIGAS DEL PRIMER PISO	48
Tabla 21 REFUERZO DE LAS VIGAS DE CUBIERTA.....	49
Tabla 22 ÍNDICE DE SOBRESFUERZO VIGAS PRIMER PISO Y CUBIERTA PERFIL DE SUELO TIPO D	51

Tabla 23 ÍNDICE DE SOBRESFUERZO VIGAS PRIMER PISO Y CUBIERTA
PERFIL DE SUELO TIPO E.....52

Tabla 24 ÍNDICE DE SOBRESFUERZO PARA LAS COLUMNAS PERFIL DE
SUELO TIPO E EJE X.....55

Tabla 25 ÍNDICE DE SOBRESFUERZO PARA LAS COLUMNAS PERFIL DE
SUELO TIPO E EJE Y.....57

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1 Planta edificación ejes 0 - 9	11
Fig. 2 Planta edificación ejes 9 – 18	12
Fig. 3 Esquema espacial del edificio ejes 6 - 12	14
Fig. 4 Modelo de pórticos en el sentido transversal	16
Fig. 5 Modelos de pórticos en el sentido longitudinal.....	16
Fig. 6 Modelo losa en dos direcciones correspondiente al entrepiso.....	17
Fig. 7 Foto N°1 Mesas de trabajo de laboratorios para el cálculo de las cargas muertas.....	18
Fig. 8 Planta de distribución 2° piso edificio de laboratorios: Física, Química y Biología ejes 6-12	20
Fig. 9 Planta y sección losa entrepiso.....	21
Fig. 10 Modelación de la estructura utilizando el software.....	25
Fig. 11 Distribución de carga muerta en la losa de entrepiso	26
Fig. 12 . Presiones de contacto supuesto bajo zapatas excéntricas. (Libro diseño de estructuras de concreto, duodécima edición. Nilson Arthur Fig. 16.3)	28
Fig. 13 Modelo de zapata empleada en la cimentación de la estructura	29
Fig. 14 Planta cimentación ejes 6-12	31
Fig. 15 Foto N° 2 muro localizado entre ejes 7-8.....	32
Fig. 16 Foto N°3 muro localizado paralelo a los ejes 9-10.....	32
Fig. 17 Foto N° 4 muro perpendicular a los ejes 9-10.....	32
Fig. 18 Foto N° 5 muro entre ejes 7-8 al otro extremo de Fig. 15.	32
Fig. 19 Distribución de muros primer piso (la convención roja indica localización de muros fisurados).	33
Fig. 20 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g (Figura A.2.6-1 NSR-10)	35
Fig. 21 Espectro de aceleraciones para la edificación	37
Fig. 22 Secciones consideradas para chequeo de momento negativo.	48
Fig. 23 Diagramas de interacción para resistencia de las columnas.	53
Fig. 24 Sección típica para todas las columnas de los pórticos analizados.....	54
Fig. 25 Diagrama de interacciones para la resistencia efectiva MuX.....	54
Fig. 26 Diagrama de interacciones para la resistencia efectiva MuY	57

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	8
2. METODOLOGÍA.....	9
3. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	10
3.1. CARACTERISTICAS FUNDAMENTALES DEL EDIFICIO	10
3.2. INSPECCIÓN VISUAL	12
3.3. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	13
4. MODELACIÓN	15
4.1. MODELO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	15
4.2. ESTUDIO DE CARGAS	17
4.2.1. CARGA MUERTA	17
4.2.1.1. CARGA POR CUBIERTA	18
4.2.1.2. MESAS DE TRABAJO DE LABORATORIO.....	18
4.2.1.3. LOSA DE ENTREPISO	21
4.2.1.4. CIELO RASO	22
4.2.1.5. PISOS Y ACABADOS	22
4.2.1.6. MUROS DIVISORIOS	22
4.2.2. CARGA VIVA	23
4.2.2.1. CARGA VIVA EN CUBIERTA	24
4.2.2.2. CARGA VIVA POR OCUPACIÓN O USO	24
5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	25
5.1. CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LA CIMENTACIÓN.....	26
5.1.1. ESFUERZOS SOBRE EL SUELO.....	29
5.2. MUROS DIVISORIOS del 1° PISO	32
5.3. ANÁLISIS SÍSMICO.....	34
5.3.1. CÁLCULO DEL ESPECTRO DE ACELERACIÓN DE DISEÑO.	34
5.3.2. CÁLCULO DEL SOBRESFUERZO POR EFECTO DEL SISMO	38
5.4. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA EDIFICACIÓN.	42

5.4.1.	ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	43
5.4.2.	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO PERFIL DE SUELO TIPO D	43
5.4.3.	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO PERFIL DE SUELO TIPO E	46
5.4.4.	ÍNDICE DE SOBRESFUERZO DE LA ESTRUCTURA.....	47
6.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	59
7.	RECOMENDACIONES	62
8.	CONCLUSIÓN	63
9.	BIBLIOGRAFÍA.	65
	ANEXOS.....	66

1. INTRODUCCIÓN

Debido a la preocupación que han manifestado los ocupantes y usuarios de la edificación en donde funcionan los laboratorios de física, química y biología por la condición actual que presenta la estructura tales como, muros agrietados, asentamientos en algunos puntos, deformaciones del cielo raso, daños en la vidrios de las ventanas, entre otros, se realizó una solicitud, a través de la dirección administrativa y de servicios de la universidad del Cauca, a la facultad de Ingeniería Civil para realizar un estudio y determinar las causas que están afectando el edificio, como también dar soluciones para su reparación de ser necesario.

Con el objetivo de determinar las causas que están generando estos daños y evaluar la condición resistente de la estructura frente a fuerzas sísmicas, se realiza un estudio de patología y de vulnerabilidad sísmica teniendo en cuenta la Norma Sismo Resistente NSR-10, para poder dar un diagnostico generador de la edificación. El estudio de vulnerabilidad surge de la importancia que presenta la estructura debido a que aunque no se encuentra clasificada como esencial, ésta fue concebida y construida en una época donde en Colombia apenas entraba en rigor la construcción sismo resistente y además presta un servicio a una considerable comunidad estudiantil de la Universidad del Cauca.

Al final se explicara cada una de las causas que están generando cada uno de los daños que se han presentado y se dará una serie de recomendaciones para solucionar y de ser necesario reparar los elementos que constituyen o hacen parte del sistema de resistencia estructural, como también aquellos elementos que no son estructurales.

2. METODOLOGÍA.

Siguiendo la metodología del estudio de patología y de vulnerabilidad sísmica, se realiza una evaluación preliminar de la edificación de laboratorios de Física, Química y Biología de la Universidad del Cauca, para poder realizar el análisis estructural y generar resultados que expliquen la condición actual del edificio frente a las cargas que actualmente tiene, y las que se podrían generar por efectos de movimientos sísmicos. Para la realización del estudio se escoge un sector de los tres en los cuales está dividido la estructura, y se le realiza la evaluación estructural para identificar la o las causas que están produciendo los daños que se evidencian actualmente.

En la evaluación estructural para poder dar un diagnóstico de la edificación, se realiza en dos etapas: una primera etapa correspondiente a encontrar el problema que está generando los daños que se visibilizan en la actualidad en la edificación y la otra etapa consistente en evaluar la condición de vulnerabilidad sísmica de la estructura, para determinar si la edificación se encuentra capacitada para soportar un eventual sismo.

Para la primera etapa se realiza un estudio correspondiente a obtención de información pertinente necesaria para dimensionar los elementos de la estructura, plantear el modelo y realizar el análisis estructural, además se realizó un estudio de cargas en donde se determinó el tipo, la forma como actúan en cada uno de los elementos que la soportan y las magnitudes de las mismas. Para la realización de la segunda etapa se determinaron los diferentes parámetros que son necesarios para definir el sismo probable de acuerdo a las condiciones del sitio en donde se encuentra ubicado el edificio. Como no se encontró estudios de suelos en la recolección de información preliminar, se realizó el análisis considerando los dos tipos de perfil de suelos más comunes encontrados en la ciudad de Popayán, perfil tipo D y E, una vez definido lo anterior se realizó el análisis sísmico. Por último, de acuerdo a los resultados obtenidos se plantearon posibles soluciones para cada uno de los problemas encontrados.

3. DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

El edificio se localiza en el sector Tulcán junto a las facultades de Ingenierías y Ciencias de la Educación; aquí se encuentra todas las oficinas de los profesores del Departamento de Física, algunas adscritas al Departamento de Química, los laboratorios de Física Básica, laboratorios de Investigación del Departamento de Física y parte de los laboratorios de Investigación de los Departamentos de Química y Biología. La edificación se encuentra dividida en tres sectores, un primer sector que corresponde a los ejes 0 – 5, un segundo sector ejes 5 – 12 y un tercer sector ejes 13-16 (Ver Fig. 1 Y 2).

El diseño y cálculo Estructural, fue realizado por el Ing. Armando Escobar R. en el año de 1985 perteneciente al proyecto BID-UNICAUCA a cargo de la oficina de reconstrucción cuyo Coordinador era Ing. Hugo A. Cosme Vargas. El código Colombiano de construcciones sismo- resistentes para las edificaciones que se fueran a construir en el territorio de la República y que debían sujetarse a las normas establecidas en éste, era el Decreto 1400 de 1984, ley que dividió en dos la historia colombiana de la ingeniería debido al importante aporte que significó su aplicación para el ejercicio técnico y profesional en el país. Este decreto fue establecido gracias a la AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica) en trabajo de cooperación con la SCI (Sociedad Colombiana de Ingenieros).

3.1. CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES DEL EDIFICIO

Edificación de forma rectangular dividido en tres tramos; un primer tramo delimitado por los ejes 0-5 de 31.5 m de largo por un ancho de 11.3 m para un área aproximada de 355.95 m², el segundo desde los ejes 6-12 con 39.5 m de largo y 11.3 m de ancho para un área construida de 446.35 m² y el tercer tramo corresponde desde el eje 13 hasta el eje 18 con 31.5 m de largo y ancho variable, con 361.34 m² de área.

Número de pisos: Dos pisos desde los ejes 0 a 12 y tres pisos desde los ejes 13 a 16.

Tipo de construcción: Edificio de concreto reforzado.

Año de Construcción: En el año de 1987.

Sistema estructural: Sistema de Pórtico resistente a momento

Tipo de cimentación: Corresponde a una cimentación superficial, constituida por zapatas combinadas correspondiente a los ejes 0 a 5 y a zapatas individuales desde los ejes 6 a 18.

Sistema de entrepiso: Losa aligerada trabajando en dos direcciones

Ocupación o uso del edificio: Educativo donde funcionan salones de clase, corredores y escaleras.

El sistema estructural de Pórtico está conformado por vigas y columnas quienes deben resistir las cargas verticales y las fuerzas horizontales que se produzcan y transferirlas a la cimentación. Las cargas serán transmitidas por la losa de entrepiso a las vigas y estas a su vez a las columnas que finalmente las entregará a la fundación de la edificación.

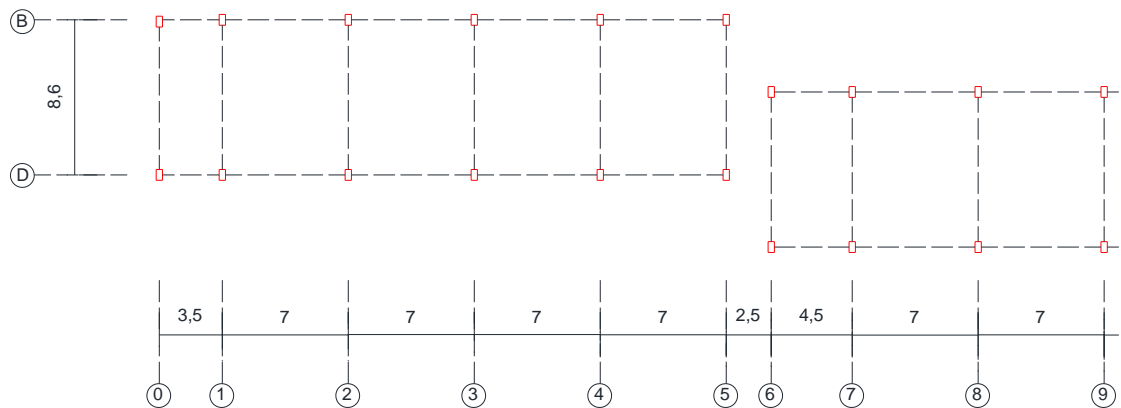


Fig. 1 Planta edificación ejes 0 - 9

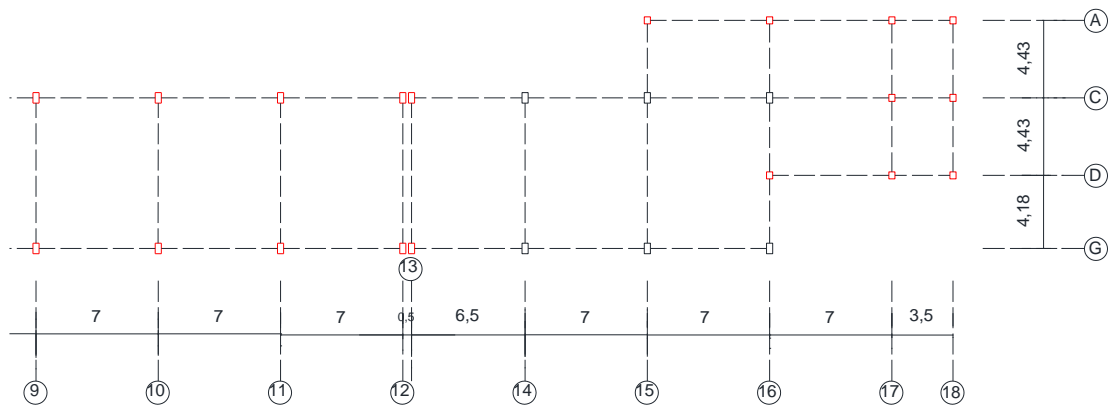


Fig. 2 Planta edificación ejes 9 – 18

Dentro de las etapas previstas para el desarrollo del trabajo, la recolección de información pertinente, corresponde a la primera etapa. En ésta se desarrollaron las siguientes actividades:

3.2. INSPECCIÓN VISUAL.

Inicialmente se hicieron visitas a la edificación para identificar los problemas que ésta presenta y que genera inquietud a los usuarios; en estas visitas, se recogió evidencia fotográfica en donde se observan los diferentes daños (ver anexo 2), como:

- Grietas en diagonal en muros divisorios.
- Hundimiento y hendiduras en el piso del primer nivel.
- Separación de muros divisorios de las columnas.
- Hundimientos y agrietamiento alrededor de columnas y
- Deflexiones que han generado daño en ventanales causando daño en los vidrios.
- Deformación del cielo raso.

De la evaluación de daños verificados visualmente, se pudo determinar que la mayor concentración lo conforman los muros divisorios con fisuras en diagonal de abertura significativa. Hay que resaltar además que la estructura presenta serios problemas de humedad haciendo que el mortero de repello se encuentre en mal estado en algunas zonas.

Para estudiar el fenómeno que causa los problemas mencionados, se escogió el sector de la edificación comprendido entre los ejes 6 a 12.

3.3. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Para reconocer y dimensionar al edificio, se recolecto información correspondiente a planos arquitectónicos y estructurales que la Dirección Administrativa y de Servicios de la Universidad del Cauca facilitó; a continuación se hace un inventario de la información encontrada (ver anexo 1).

Planos estructurales:

- PL 2/22 Planta cimentación ejes 6 – 12
- PL 4/22 Columnas
- PL 13/22 Planta losa segundo nivel ejes 6 – 12
- PL 14/22 vigas losa ejes 6 – 12
- PL 16/22 Vigas de cubierta ejes 6 – 12

Planos Arquitectónicos:

- PL 2/11 Planta de distribución segundo piso Edificio de laboratorios: Física, Química y Biología
- PL 6/11 Planta de distribución tercer piso Edificio de laboratorios: Física, Química y Biología
- PL 10/11 Planta de distribución cuarto piso y cubierta Edificio de laboratorios: Física, Química y Biología.

El estudio de suelos para el diseño de la cimentación de la estructura estuvo a cargo de la empresa Geo consulta Ltda. Pero no fue posible obtenerlo ya que no se encuentra en ningún archivo de la Universidad del Cauca ni tampoco en Geo Consultas Ltda.

El sector seleccionado para realizar el análisis que corresponde a los ejes 6 al 12 y los ejes C y G, se modelo tridimensionalmente; la figura 3 muestra un esquema del modelo.

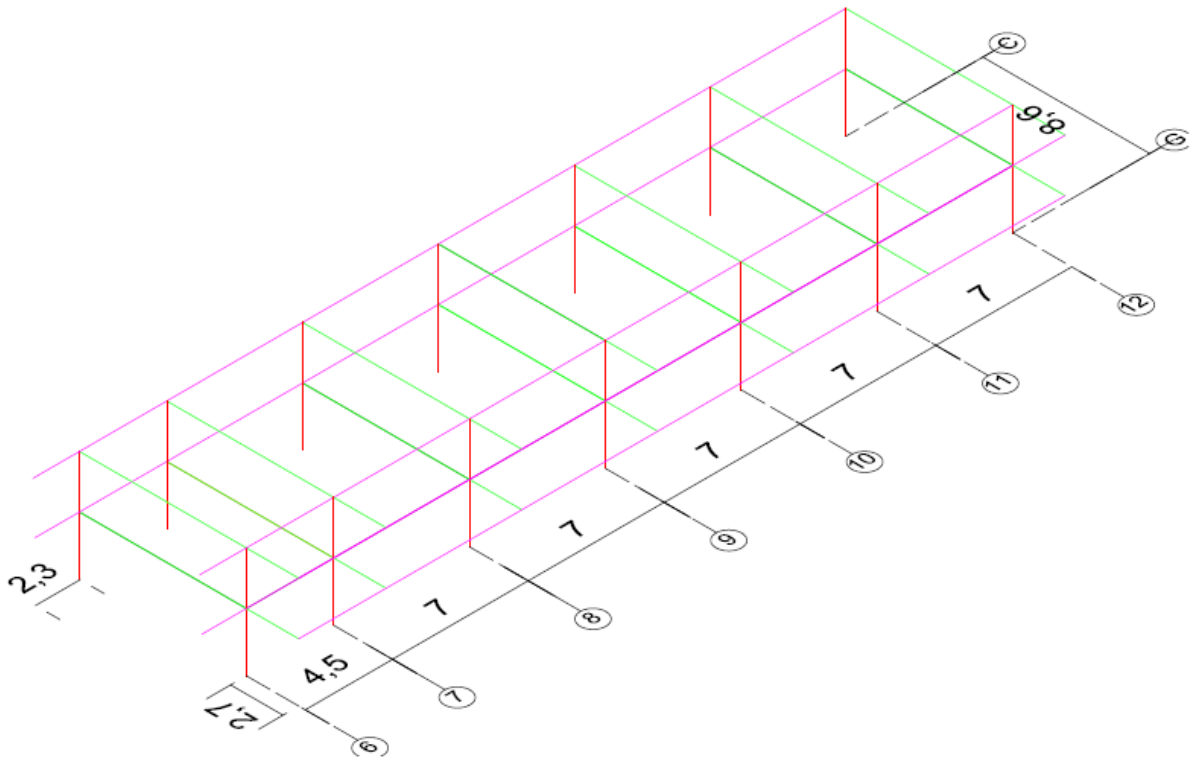


Fig. 3 Esquema espacial del edificio ejes 6 - 12

4. MODELACIÓN

4.1. MODELO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Para realizar el análisis de la edificación y cuantificar el efecto que las cargas produce sobre sus elementos estructurales y la cimentación, se plantea el siguiente proceso de cálculo: definición del modelo estructural, identificación y evaluación de cargas, determinación de efectos máximos tales como los desplazamientos horizontales, laterales y fuerzas internas, por último se plantea una revisión de todo el sistema estructural.

Los elementos estructurales de concreto reforzado como las losas de entrepiso y de cubierta, vigas, columnas y zapatas se combinan para conformar el sistema resistente, ante las cargas presentes y que se generen en la edificación. El sistema debe concebirse de tal manera que exista una trayectoria continua de las cargas, capaz de resistirlas, desde donde se aplique o genere en la estructura hasta la cimentación. El sistema resistente del edificio de laboratorios, como se ha mencionado, corresponde a un sistema de Pórtico resistente a momento.

Para la estructura a analizar, las dimensiones de los elementos que constituyen el sistema de resistencia y configuración, fueron tomadas de acuerdo a los planos estructurales del diseño. Los modelos correspondientes a los pórticos que la conforman, se muestran en las figuras 4 y 5.

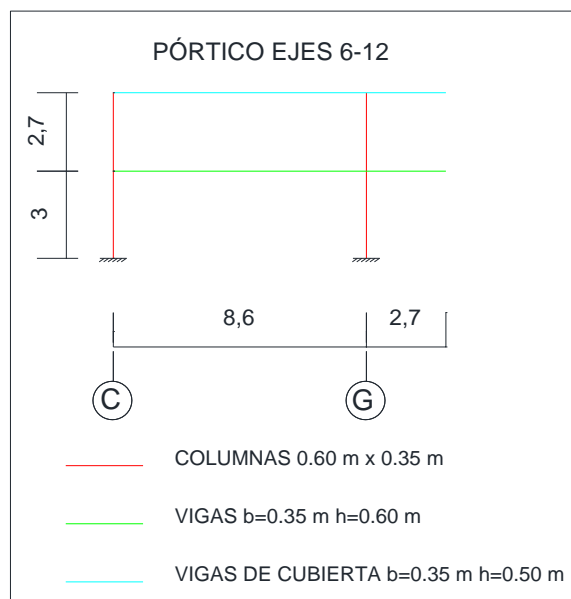


Fig. 4 Modelo de pórticos en el sentido transversal

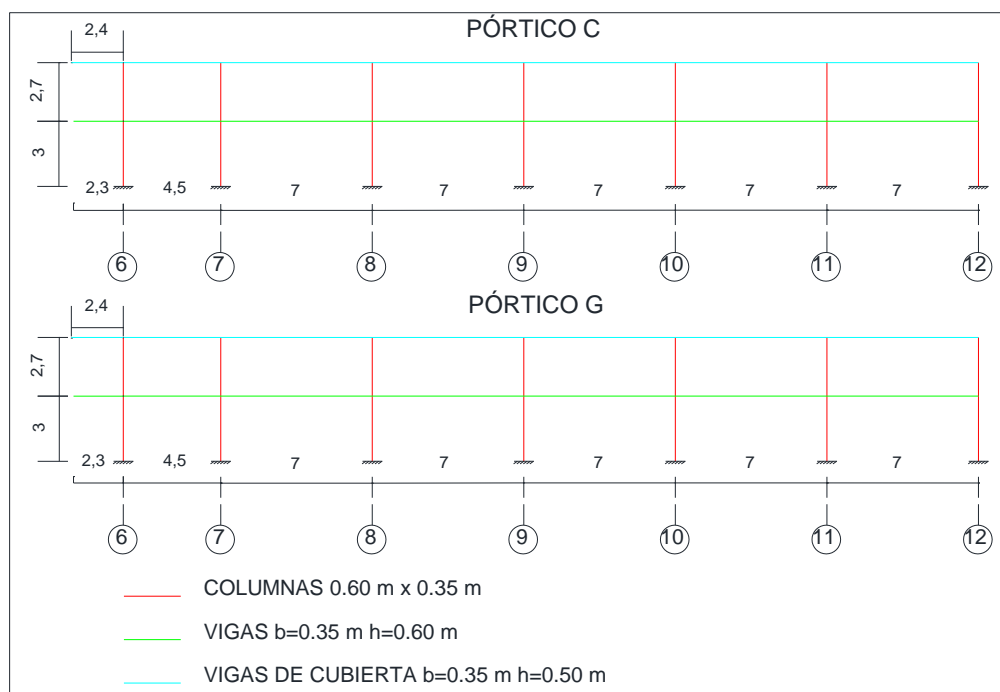


Fig. 5 Modelos de pórticos en el sentido longitudinal

La losa de entrepiso, corresponde a un sistema aligerado que trabaja en dos direcciones, y la parte que corresponde a los voladizos entrega sus cargas en una sola dirección.

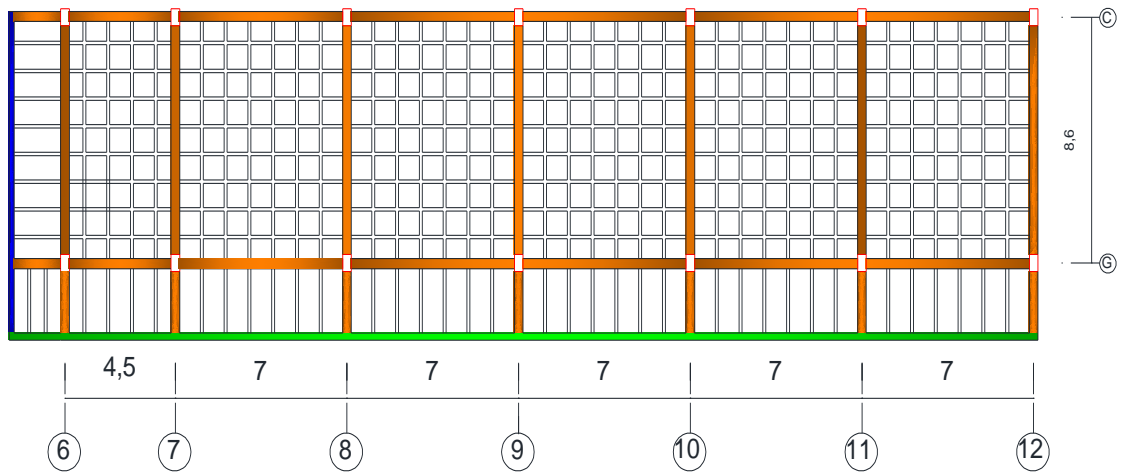


Fig. 6 Modelo losa en dos direcciones correspondiente al entrepiso

El peralte de la losa es de 0.30m, el espesor de la loseta 0.05m y el ancho de los nervios para ambos sentidos son de 0.12m. La separación entre nervios varía, siendo un valor típico 0.85m de separación libre entre nervios.

4.2. ESTUDIO DE CARGAS

Las edificaciones deben diseñarse para que además de resistir las fuerzas debido a sismos, también sean capaces de soportar las cargas que generan los diferentes elementos tanto estructurales como no estructurales que la conforman y las generadas por el uso que tendrá el edificio. La estructura junto con sus partes debe ser resistente para soportar con certeza todas las cargas que se presenten y funcional para que sea lo suficientemente rígida y controle las deflexiones y deformaciones que se generen por los efectos de las cargas.

Para las magnitudes de las cargas se toma como referencia las cargas mínimas que la Norma Sismo-Resistente NSR-10 sugiere en el Título B. CARGAS. A continuación se cuantifican los tipos de cargas presentes en la edificación.

4.2.1. CARGA MUERTA

Constituida por todos los elementos permanentes de la edificación incluyendo su sistema de resistencia, como son pisos, muros, cielos rasos, equipos fijos, entre otros. Para cuantificar esta carga se realizó un inventario de los elementos fijos que en la actualidad se encuentran, a través visitas realizadas, tomando como base planos arquitectónicos recientes.

A continuación se listan los elementos que conforman este tipo de carga:

- Muros divisorios
- Mesas de trabajo de laboratorio
- Cielos rasos
- Cubierta
- Ventanas
- Pisos
- Vigas, columnas y losa de entepiso

4.2.1.1. CARGA POR CUBIERTA

El sistema empleado corresponde a una cubierta en dos aguas en forma de V, en donde el tipo de teja utilizado es asbesto-cemento corrugado; la estructura en general está constituida por cerchas en perfiles de Acero que descansan sobre las vigas de cubierta que corresponden a los ejes 6 a 12 y tensores intermedios entre ejes.

Los pesos están considerados por m^2 de área en planta.

- Teja corruga de Asbesto-Cemento: $200 N/m^2$
- Cielo raso entramado metálico de paneles: $400 N/m^2$
- Cercha en perfiles de acero: $400 N/m^2$

En total la cubierta aporta $1000 N/m^2$

4.2.1.2. MESAS DE TRABAJO DE LABORATORIO

Están conformadas por una placa en concreto, y muros en mampostería como soporte. Para cuantificar su peso se dimensionaron tomando medidas de sus elementos.



Fig. 7 Foto N°1 Mesas de trabajo de laboratorios para el cálculo de las cargas muertas

DIMENSIONES

- Placa: $0.10 * 1.40 * 4 \text{ m}$
- Muros de soporte: $h = 0.845\text{m}$, longitud total: 10.2m , espesor: 0.15m

El peso de la placa es: $24000 * 0.10 * 1.40 * 4 = 13440 \text{ N}$

Donde $\gamma_c = 24000 \text{ N/m}^3$

De acuerdo con la NSR-10 para mampostería de bloque de arcilla, pañetado con el espesor de 15 cm, la carga por metro cuadrado de área vertical es de 2.5 kN/m^2

Peso de muros de soporte: $0.845 * 10.2 * 2500 = 21548 \text{ N}$

Una mesa de trabajo aporta 34988 N

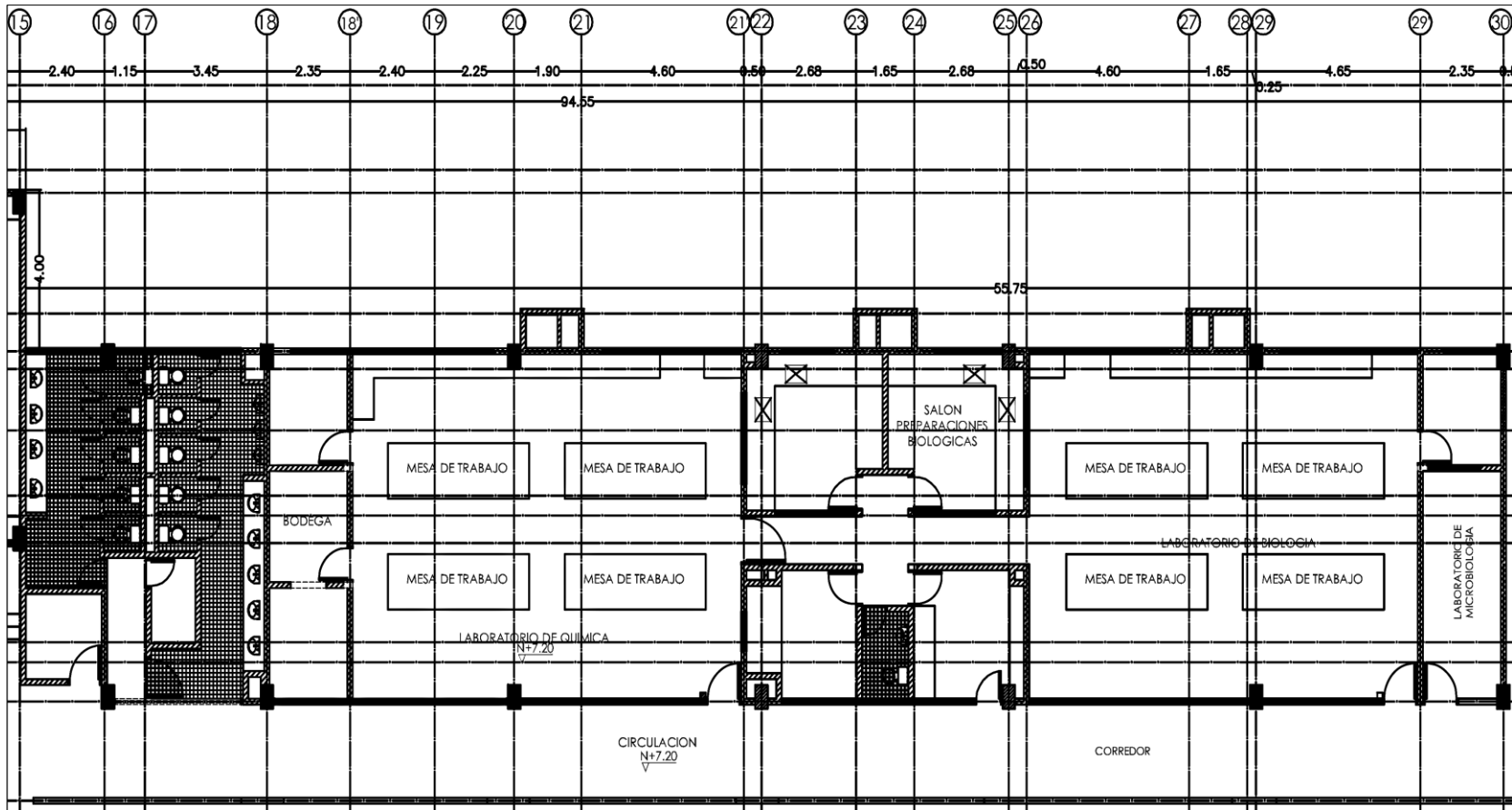


Fig. 8 Planta de distribución 2° piso edificio de laboratorios: Física, Química y Biología ejes 6-12

En la planta de distribución, se observa que éstas se encuentran repartidas uniformemente. La carga por metro cuadrado de área es:

$$\text{Carga por m}^2: 34988 * 4 / (11.15 * 8.6) = 1459 \text{ N/m}^2$$

4.2.1.3. LOSA DE ENTREPISO

Las dimensiones se obtuvieron de los planos estructurales existentes.

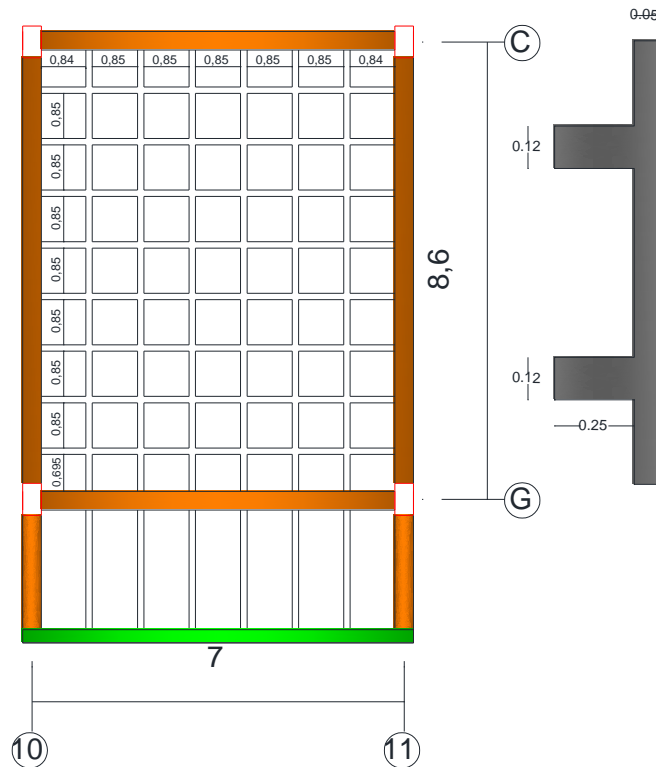


Fig. 9 Planta y sección losa entrepiso

Peso propio placa: $24000 * 0.05 = 1200 \text{ N/m}^2$

Peso propio nervios: $24000 * 0.25 * 0.12 * 1.82 / (0.97 * 0.97) = 1393 \text{ N/m}^2$

Carga que aporta losa aligerada: 2593 N/m^2

Para la parte de la losa en una dirección:

Peso propio nervios: $24000 * 0.25 * 0.12 * /0.97 = 742 \text{ N/m}^2$

El espesor sigue siendo de 5cm, para un total de 1942 N/m^2 de losa

4.2.1.4. CIELO RASO

Considerando la carga mínima que sugiere la NSR-10 se toma 400 N/m^2 para un cielo raso entramado metálico de paneles.

4.2.1.5. PISOS Y ACABADOS

Considerando el mortero de nivelación y las baldosas de cemento, de acuerdo con la NSR-10, para baldosa sobre 2.5cm de mortero el piso aporta por m^2 . 1100 N/m^2

4.2.1.6. MUROS DIVISORIOS

Hace parte de las cargas que soporta la losa de entrepiso, junto con las mesas de trabajo y el piso. Estos muros están contruidos en mampostería repellados por ambas caras, con un espesor de 15cm. La carga que aportan por metro cuadrado de superficie vertical equivale a 2500 N/m^2 (NSR-10).

Para considerar la influencia de estos muros, de acuerdo con la planta de distribución (fig.8), se consideraran en el área donde éstos están localizados; las áreas se delimitan entre ejes.

Tabla 1 CARGA POR MUROS DIVISORIOS PARA LA LOSA DE ENTREPISO

EJES	ÁREA PLANTA m^2	LONG MUROS m	ALTURA m	CARGA N/m^2
6-7	59.34	12.0	2.7	1365
7-8	60.2	11.0		1233
9-10	60.2	21.0		2354
11-12	60.2	12.0		1345

Tabla 2 DISTRIBUCIÓN DE CARGA MUERTA EN LOSA DE ENTREPISO

ORIGEN CARGA	MAGNITUD N/m^2 ENTRE EJES					
	6-7.	7-8.	8-9.	9-10.	10-11.	11-12.
PISOS Y ACABADOS	1100	1100	1100	1100	1100	1100
CIELO RASO	400	400	400	400	400	400
LOSA ENTREPISO	2593	2593	2593	2593	2593	2593
MUROS DIVISORIOS	1365	1233		2354		1345
MESAS DE TRABAJO		1459	1459		1459	1459
TOTAL	5458	6785	5552	6447	5552	6897

El corredor que trabaja con una losa aligerada en una dirección, le corresponde por carga muerta la que genera los pisos y acabados, el cielo raso y la losa, esto es $3442 N/m^2$.

Las cargas correspondientes al muro de encerramiento en la cubierta y divisorios en el segundo nivel, que se encuentran sobre las vigas, se considera por metro lineal. (Tabla 3.)

Tabla 3 CARGAS DE MUROS DE ENCERRAMIENTO Y DIVISORIOS

VIGAS DE CUBIERTA		
EJE	h MURO m	PESO N/m
EJE C	2.4	6000
EJE 12		
VIGA DE BORDE		
VIGAS SEGUNDO NIVEL		
EJE C	(Sin incluir voladizo)	2.7
EJE G		
EJE 12 (Sin voladizo)		
EJE 10 (Sin voladizo)		
EJE 9 (Sin voladizo)		
EJE 7 (Sin voladizo)	1	2500
VIGA DE BORDE		

El aporte de cargas provenientes de equipos de laboratorios e insumos no representa gran influencia para el análisis, ya que son elementos pequeños y su peso no es grande. El peso correspondiente a ventanas y a las mesas que se encuentran perimetralmente fue tenido en cuenta asumiendo muros divisorios con la totalidad de la altura del piso en los sitios donde se encuentran dichos elementos.

4.2.2. CARGA VIVA

Este tipo de carga es generado por el uso y ocupación de la edificación, su acción es variable ya que varía no es fija, no incluye fuerzas debido a viento o sismo. En el edificio, desde los ejes 6 a 12, en el segundo nivel, funcionan los laboratorios de Química Biología y Microbiología, en donde se dictan clases a estudiantes que pertenecen a estas ramas del conocimiento. También se encuentra el corredor para la circulación de todo el segundo nivel del edificio.

Las cargas vivas que actúan en la estructura, son las siguientes:

4.2.2.1. CARGA VIVA EN CUBIERTA

De acuerdo con la NSR-10, la carga viva mínima depende del tipo de cubierta empleado. El sistema utilizado corresponde a una cubierta inclinada con más de 15° de pendiente en estructura metálica en donde solo hay acceso al público cuando se requiera reparaciones. Para las condiciones mencionadas la norma recomienda como mínimo una carga de 350 N/m^2 de área en planta.

4.2.2.2. CARGA VIVA POR OCUPACIÓN O USO

Para los salones de clase una carga uniforme de 2000 N/m^2 y para la parte del corredor de 5000 N/m^2 . Valores mínimos sugeridos por la norma sismo resistente vigente.

Tabla 4 RESUMEN DE CARGAS QUE ACTUAN EN LA EDIFICACIÓN

CARGAS PRESENTES EN LA EDIFICACION			
CARGA MUERTA	MAGNITUD N/m^2	CARGA VIVA	MAGNITUD N/m^2
Carga de cubierta	1000	carga viva en cubierta	350
mesas de trabajo	1459		
losa de entrepiso	2593	carga viva en salones	2000
cielo raso	400		
pisos y acabados	1100	carga viva corredor	5000
muros divisorios	Tabla 1		
muros de encerramiento	Tabla 3		

El peso propio de las vigas y columnas es tenido en cuenta por el programa que se va a utilizar para el análisis. Las cargas que se cuantificaron son las que hay que ingresar al programa.

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para cuantificar las cargas que la edificación está transmitiendo a la cimentación y determinar las reacciones producto de considerar el sismo de diseño, se realiza un análisis estructural utilizando un software de computador para encontrar las magnitudes de los esfuerzos transmitidos al suelo. El programa que se utilizó para el análisis, permite modelar en 3D la estructura y determinar los efectos que produce las cargas en los elementos estructurales.

Los datos que el programa requiere inicialmente son:

1. Configuración de los ejes que conforman la estructura, indicando sus separaciones.
2. Definir las propiedades de los materiales. Se consideró para el concreto un $F'c$ de 21 MPa, y para el acero de refuerzo Fy de 420 MPa
3. Tipo de losa y geometría, que para el caso, corresponde a una losa aligerada en dos direcciones.
4. Dimensiones de las diferentes vigas que reciben las cargas provenientes de la losa y la Geometría de las columnas que conforman los pórticos.

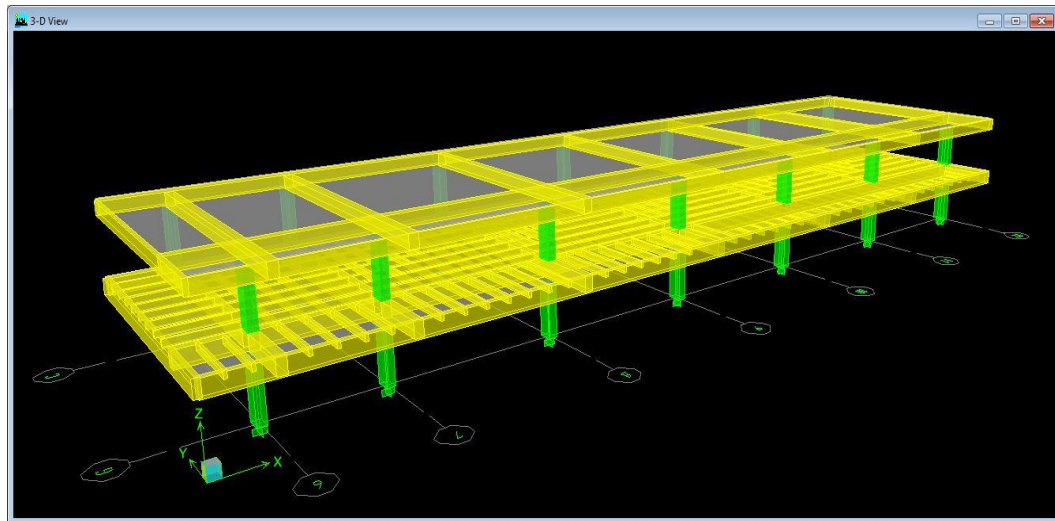


Fig. 10 Modelación de la estructura utilizando el software

Una vez generada la estructura se le asigna las diferentes cargas que actúan en los elementos; las magnitudes de éstas corresponden a las obtenidas en la evaluación de cargas. La distribución de las mismas se realizó de acuerdo a su disposición, es decir aquellas cargas que actúan como distribuidas en área o lineales para el caso de las vigas se dispusieron como tal.

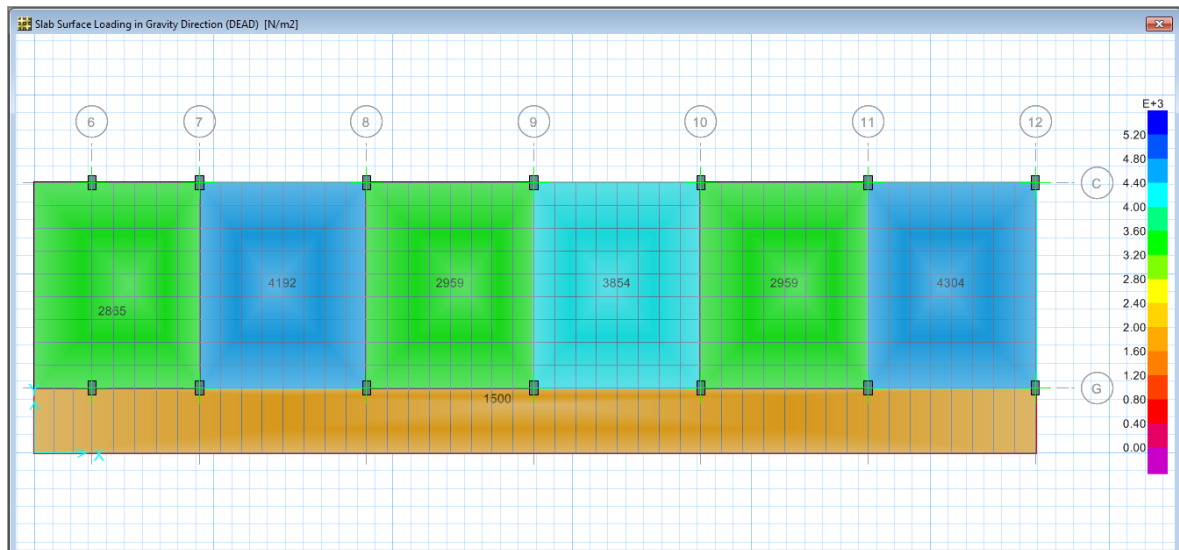


Fig. 11 Distribución de carga muerta en la losa de entrepiso

Una vez asignada las cargas a los diferentes elementos en donde ésta se concentra, se realiza el análisis de toda la estructura.

5.1. CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LA CIMENTACIÓN

Para determinar las magnitudes de los esfuerzos que la estructura le transmite al suelo de cimentación se trabajó con la combinación carga viva y carga muerta sin factores de mayoración (L+D+PP), en otras palabras considerado cargas de servicio.

PP: peso propio de los elementos estructurales

D: carga muerta presente en la edificación proveniente de muros, cielo raso, piso, cubierta y mesas de trabajo.

L: carga viva debida al uso del edificio.

Del análisis de la estructura, con el programa, se determinó las diferentes reacciones que se generan en los apoyos de la edificación. Las magnitudes se presentan a continuación:

Tabla 5 .REACCIONES EN LOS PUNTOS DE APOYO DE LA ESTRUCTURA

REACCIONES A NIVEL DE LA BASE							
PUNTO	CARGA	FX kN	FY kN	FZ kN	MX Kn * m	MY kN * m	MZ kN * m
G-6	L+D+PP	-14.71	33.77	624.54	-75.456	-11.563	0.031
G-7	L+D+PP	22.81	50.75	696.97	-94.397	24.493	0.046
G-8	L+D+PP	-0.06	45.03	832.83	-87.318	3.342	0.046
G-9	L+D+PP	7.2	51.56	842.06	-94.065	10.456	0.046
G-10	L+D+PP	1.76	51.92	840.57	-94.998	5.124	0.046
G-11	L+D+PP	12.82	44.81	854.58	-88.825	16.207	0.046
G-12	L+D+PP	-35.51	48.07	521.03	-91.016	-29.004	0.046
C-6	L+D+PP	-6.09	-19.07	320.81	-30.206	-2.851	0.05
C-7	L+D+PP	17.22	-50.41	409.26	0.144	18.917	0.046
C-8	L+D+PP	0.15	-54.27	472.51	3.542	3.292	0.046
C-9	L+D+PP	6.94	-60.98	485.72	9.274	9.95	0.046
C-10	L+D+PP	1.26	-60.53	483.78	8.249	4.391	0.046
C-11	L+D+PP	11.06	-53.9	483.55	1.229	14.376	0.046
C-12	L+D+PP	-24.86	-26.74	295.3	-27.613	-18.695	0.046

Nota: La nomenclatura para designar los puntos de soporte corresponde a la intersección de cada uno de los ejes que conforman la estructura. Esta misma nomenclatura se asume para la designación de las columnas. Mi y Fi corresponden a las reacciones de momento y cortante en la dirección dada. El valor de Fz representa la carga vertical denotada P.

Las presiones de contacto que se generan se suponen lineales, y para cuando la excentricidad $e = M/P$ no sobrepase el valor de la dimensión de la zapata en 1/6 los esfuerzos Fig.-a se calculan con la siguiente ecuación:

$$\sigma_{max/min} = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

Si el efecto del momento se considera como el valor de la carga P por una distancia igual a la excentricidad, esto es $M = P * e$, y sabiendo que y corresponde a la distancia desde el eje al extremo donde se presenta el mayor esfuerzo de la sección, la ecuación toma la siguiente forma:

$$\sigma_{max/min} = \frac{P}{b * l} \pm \frac{P * e \cdot l/2}{b * l^3/12} = \frac{P}{b * l} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{l}\right)$$

Para cuando el valor de la excentricidad sobrepase el valor de $1/6$ la dimensión de la zapata Fig.12 (b) el esfuerzo máximo se calcula como:

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3a * b}$$

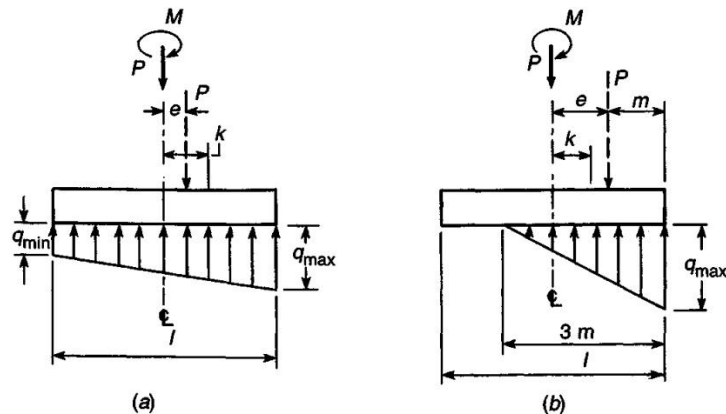


Fig. 12 . Presiones de contacto supuesto bajo zapatas excéntricas. (Libro diseño de estructuras de concreto, duodécima edición. Nilson Arthur Fig. 16.3)

CARACTERISITICAS DE LAS ZAPATAS

Como ya se mencionó antes, la cimentación es superficial constituida por zapatas con viga de amarre, trabajan individualmente, de forma rectangular debido a que la columna apoyada tiene una sección transversal rectangular bastante alargada (0.35*0.60 m) y de forma piramidal.

Del PL 2/22. **Planta cimentación ejes 6 – 12**, obtenido en la recolección de información preliminar, se obtienen las dimensiones de las diferentes zapatas que conforman la cimentación.

Tabla 6 DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN. ZAPATAS INDIVIDUALES

TIPO	ZAPATAS	l (m)	b (m)	c (m)
1	C-6, C-7	1.90	2.15	0.05
2	G-6, G-7	2.60	2.85	0.20
3	G-8, G-9, G-210, G-11	2.80	3.05	0.20
4	C-8, C-9, C-10, C-11	2.00	2.25	0.05
5	G-12, C-12	3.75	3.50	0.20

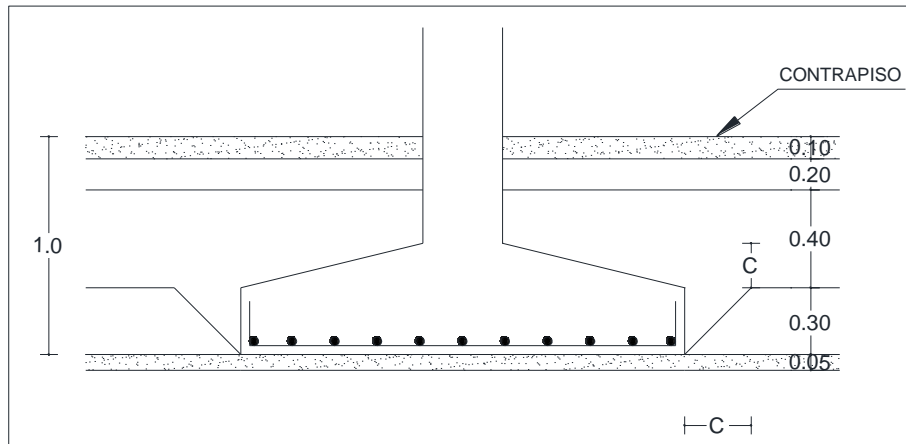


Fig. 13 Modelo de zapata empotrada en la cimentación de la estructura

5.1.1. ESFUERZOS SOBRE EL SUELO

El esfuerzo total que debe soportar el suelo de fundación está constituido por la carga axial que proviene de la columna, el peso propio de la zapata junto con el momento que produce flexión. No se tuvo consideró la sobrecarga. Para el cálculo del peso de cada una de las zapatas, se dividió en dos el volumen de cada una. El primero lo constituye la parte rectangular con un espesor constante de $0.30m$ para todas y el segundo la parte conformada por la pirámide troncada con una altura variable c . se asume para el cálculo el peso unitario del concreto reforzado $24000N/m^3$.

Tabla 7 CÁLCULO DEL PESO DE LAS ZAPATAS

ZAPATAS	Área m^2	volumen 1 m^3	volumen 2 m^3	peso N
C-6, C-7	4.09	1.226	0.087	31500
G-6, G-7	7.41	2.223	0.591	67540
G-8, G-9, G-10, G-11	8.54	2.562	0.673	77631
C-8, C-9, C-10, C-11	4.50	1.350	0.095	34673
G-12, C-12	13.13	3.938	1.000	118492

Para la determinación de los esfuerzos en ambas direcciones, las dimensiones l y b corresponden a la dirección x y y respectivamente. El valor de σ corresponde al esfuerzo calculado.

Tabla 8 DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA AL SUELO DE FUNDACIÓN

ZAPATA	P (kN)	Wzapata (kN)	MX (KN * m)	MY (kN * m)	$\frac{M}{P}$ (m)		$\frac{1}{6}$ (m)		SENTIDO X		SENTIDO Y		$\sigma_{promedio}$ kN/m ²
					ex	ey	X	Y	σ_{max} kN/m ²	σ_{mix} kN/m ²	σ_{max} kN/m ²	σ_{mix} kN/m ²	
G-6	624.54	67.54	-78.01	-11.105	0.022	0.098	0.43	0.48	98.23	88.57	112.68	74.11	93.40
G-7	696.97	67.54	-94.152	25.764	0.043	0.103	0.43	0.48	113.33	93.02	125.60	80.75	103.17
G-8	832.83	77.631	-89.354	3.334	0.004	0.083	0.47	0.51	107.44	105.78	124.08	89.14	106.61
G-9	842.06	77.631	-96.102	10.455	0.014	0.088	0.47	0.51	110.86	104.53	126.27	89.12	107.69
G-10	840.57	77.631	-97.037	5.118	0.006	0.089	0.47	0.51	108.93	106.10	126.28	88.75	107.52
G-11	854.58	77.631	-90.937	15.969	0.021	0.083	0.47	0.51	114.13	104.19	127.01	91.31	109.16
G-12	521.03	118.492	-94.604	-31.418	0.066	0.125	0.63	0.58	53.85	43.60	59.20	38.25	48.73
C-6	320.81	31.5	-28.445	-2.867	0.013	0.097	0.32	0.36	89.87	82.62	109.59	62.90	86.24
C-7	409.26	31.5	1.184	20.034	0.057	0.032	0.32	0.36	127.38	88.42	117.42	98.37	107.90
C-8	472.51	34.673	4.222	3.293	0.007	0.024	0.33	0.38	114.93	110.48	119.85	105.56	112.71
C-9	485.72	34.673	9.954	9.95	0.023	0.016	0.33	0.38	123.66	107.62	120.59	110.70	115.64
C-10	483.78	34.673	8.932	4.383	0.009	0.018	0.33	0.37	119.72	113.30	122.10	110.91	116.51
C-11	483.55	34.673	2.091	13.995	0.033	0.027	0.33	0.38	126.70	103.62	123.50	106.82	115.16
C-12	295.3	118.492	-24.102	-21.23	0.069	0.078	0.63	0.58	35.02	28.03	35.72	27.33	31.53

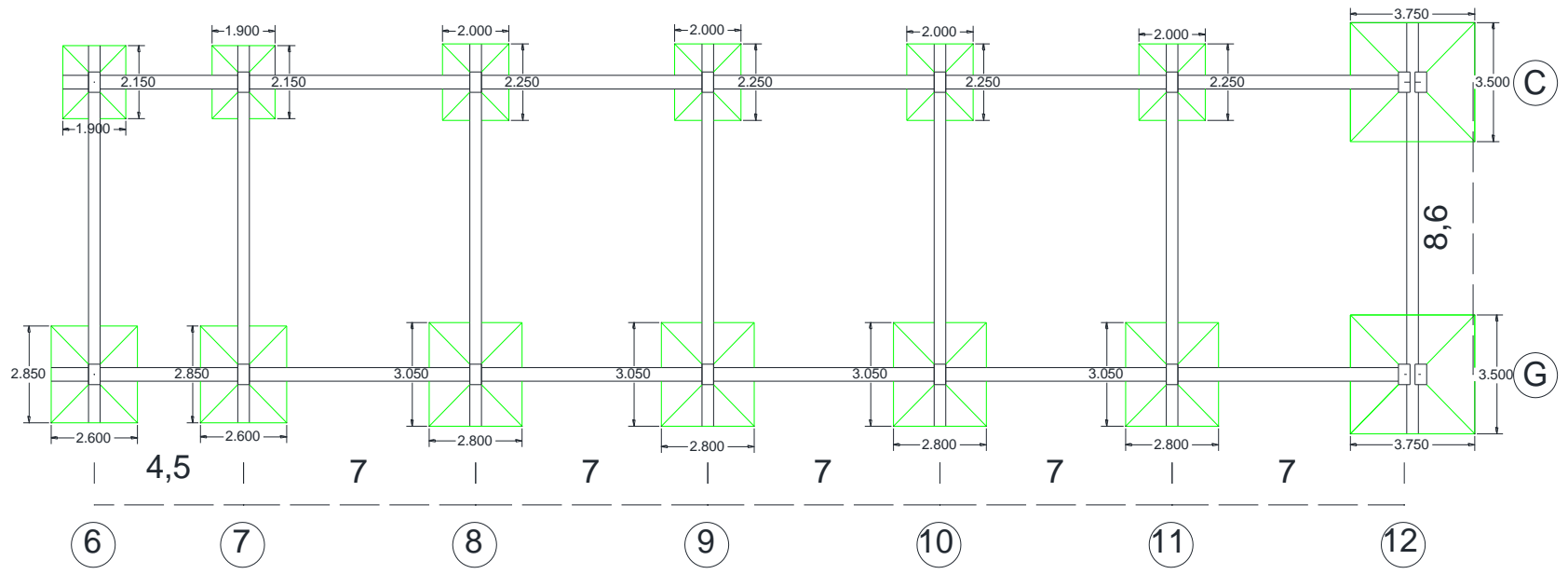


Fig. 14 Planta cimentación ejes 6-12

5.2. MUROS DIVISORIOS DEL 1° PISO

Estos muros están contruidos en mampostería tradicional, ladrillos de arcilla cocida, unidos con mortero de pega, con un espesor terminado aproximado de 15 cm lo que implica un espesor de 12 cm de dimensión. Estos muros están concebidos para repartir espacios y no para asumir cargas como muros portantes. De la inspección visual hecha a la edificación, se comprobó que los muros que presentan problemas de fisuramiento no coinciden con los ejes del sistema aporticado. Además en los planos estructurales obtenidos, no se establece una cimentación para éstos. Para determinar las causas que produce las fisuras en estos muros se modeló de nuevo el sistema considerándolos. De los resultados obtenidos se observó que éstos reciben cargas debido a que la estructura se ha asentado y a que estos muros se encuentran terminados hasta el contacto con el entrepiso.



Fig. 15 Foto N° 2 muro localizado entre ejes 7-8



Fig. 16 Foto N°3 muro localizado paralelo a los ejes 9-10



Fig. 17 Foto N° 4 muro perpendicular a los ejes 9-10

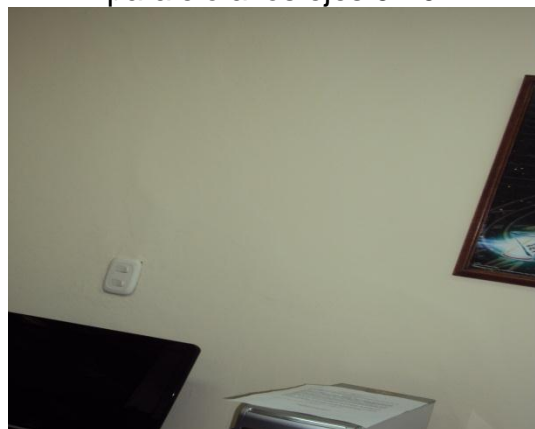


Fig. 18 Foto N° 5 muro entre ejes 7-8 al otro extremo de Fig. 15.

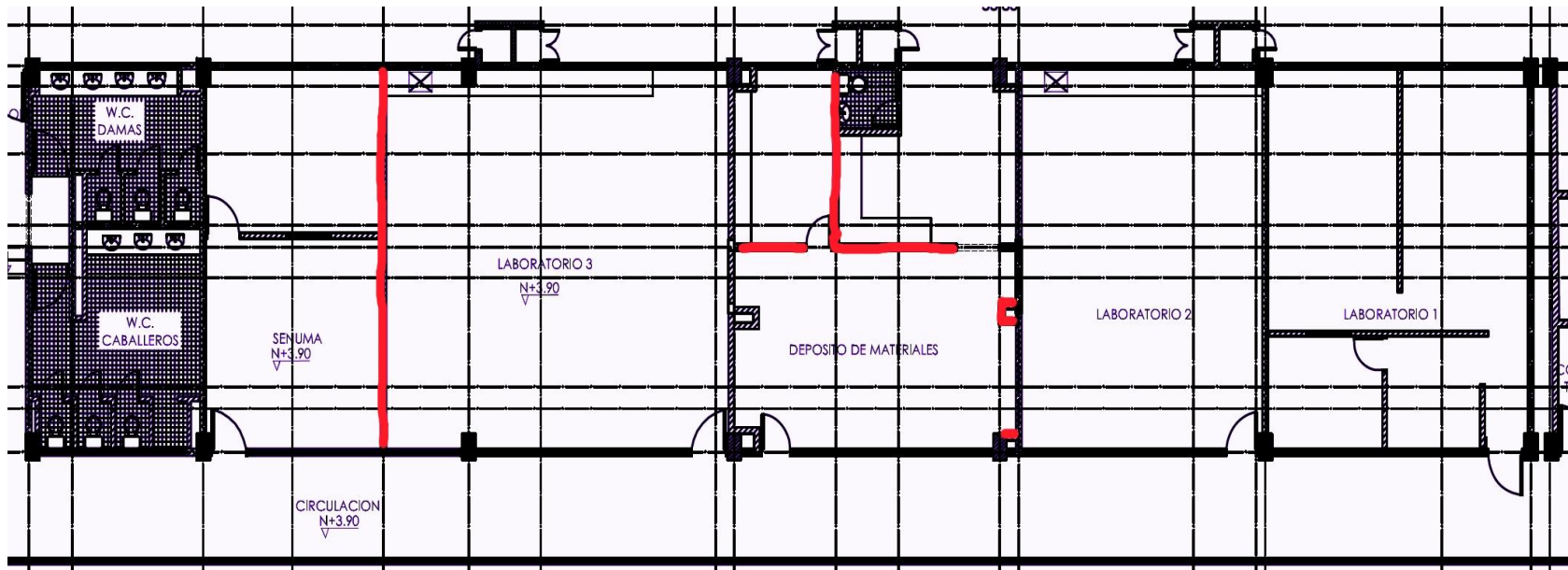


Fig. 19 Distribución de muros primer piso (la convención roja indica localización de muros fisurados).

5.3. ANÁLISIS SÍSMICO

Para realizar el análisis de la estructura considerando el efecto del sismo, se definieron los diferentes parámetros que se deben considerar y que son propios de la edificación y del lugar donde ésta se encuentra construida; esto debido a que cada estructura tiene un comportamiento diferente de acuerdo a su geometría, sistema resistente y condiciones de sitio en particular.

De acuerdo con la clasificación de zonas de amenaza sísmica en que la norma dispone los diferentes lugares del país, la ciudad de Popayán se encuentra localizada en una zona de amenaza sísmica alta (Figura A.2.3-1 Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v) y como la estructura analiza consta de pórticos resistentes a momentos, la capacidad de disipación de energía que la nueva norma sugiere y que permite para este nivel de amenaza es DES (capacidad de disipación de energía especial). Con esta información previa se procede a determinar el valor del sismo de diseño.

5.3.1. CÁLCULO DEL ESPECTRO DE ACELERACIÓN DE DISEÑO.

El movimiento sísmico característico correspondiente a la estructura analizada, se representa a través del espectro de diseño definido por la norma sismo resistente. Los parámetros sísmicos que definen el espectro corresponden a:

A_a : coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva.

A_v : coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva.

Estos parámetros están determinados para cada una de las regiones del país y permiten clasificar las zonas de amenaza sísmica. Para la ciudad de Popayán el valor de A_a es de 0.25 Y A_v de 0.20 (Tabla A.2.3-2 NSR-10).

De acuerdo al tipo de perfil de suelo, se definen dos parámetros que consideran el efecto local del sitio sobre la estructura:

F_a : Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio .

F_v : Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio.

Como en la etapa de recolección de información preliminar no fue posible obtener el estudio de suelos realizado en la época, se asumen para efectos del cálculo dos

tipos de perfil de suelo, perfil de suelo Tipo D y perfil de suelo tipo E ya que resultan representativos de la zona.

Para un perfil de suelo D, los valores correspondientes a F_a y F_v son de 1.3 y 2.0 respectivamente. (Figura A.2.4-1 y Figura A.2.4-2 NSR-10). Y para el tipo E estos valores corresponden a F_a de 1.45 y F_v de 3.20.

El coeficiente de importancia para el grupo de uso III (A.2.5.1.2 NSR-10) – edificaciones de atención a la comunidad, donde están incluidas las universidades que para la edificación analizada hace parte de este tipo de uso, corresponde a 1.10 (Tabla A.2.5-1 NSR-10).

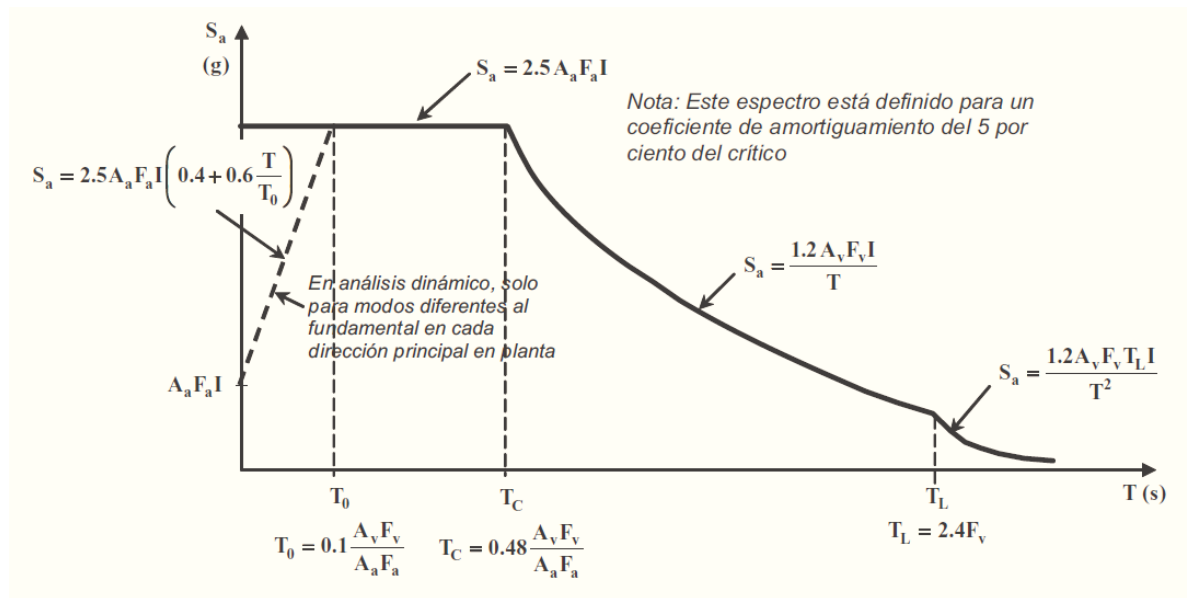


Fig. 20 Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g (Figura A.2.6-1 NSR-10)

Para las condiciones anteriormente mencionadas, el espectro de aceleración particular considerando cada tipo de suelo para la edificación corresponde a los siguientes:

Ubicación de la Estructura	POPAYAN
Coefficiente de Aceleración (A_a):	0.25
Coefficiente de Velocidad (A_v):	0.20
Tipo de Perfil del Suelo:	D

Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	1.30
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	2.00
Grupo de Uso Edificación:	III
Coeficiente de Importancia (I):	1.25
Período de Vibración Inicial (To):	0.123
Período de Vibración Corto (Tc):	0.591
Período de Vibración Largo (TL):	4.800
Altura de la Edificación (h):	5.7
Coeficiente (Ct):	0.047
Exponente (α):	0.9
Período de Vibración Aproximado ($Ta = Ct h^α$):	0.225
Espectro de Diseño Aproximado (Sa):	1.016
Factor de Capacidad de disipación de energía (R0)	5.0
Factor de reducción por ausencia de redundancia ϕ_r	1.0

Para el tipo de suelo de perfil E, los parámetros para el análisis sísmico son los siguientes:

Ubicación de la Estructura	POPAYAN
Coeficiente de Aceleración (Aa):	0.25
Coeficiente de Velocidad (Av):	0.20
Tipo de Perfil del Suelo:	E
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	1.45
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	3.20
Grupo de Uso Edificación:	III
Coeficiente de Importancia (I):	1.25
Período de Vibración Inicial (To):	0.177
Período de Vibración Corto (Tc):	0.847
Período de Vibración Largo (TL):	7.68
Altura de la Edificación (h):	5.7
Coeficiente (Ct):	0.047
Exponente (α):	0.9
Período de Vibración Aproximado ($Ta = Ct h^α$):	0.225
Espectro de Diseño Aproximado (Sa):	1.133
Capacidad de disipación de energía DES (R0)	5.0
Factor de reducción por ausencia de redundancia ϕ_r	1.0

El coeficiente que considera la capacidad de disipación de energía de la edificación se tomó como 5.0, esto debido a que esta condición para la época en

que fue concebida no se consideraba. La capacidad de disipación de energía tiene que ver con la flexibilidad de la estructura y esto se obtiene aumentando el refuerzo de cortante. Este valor corresponde a una capacidad de disipación de energía moderada.

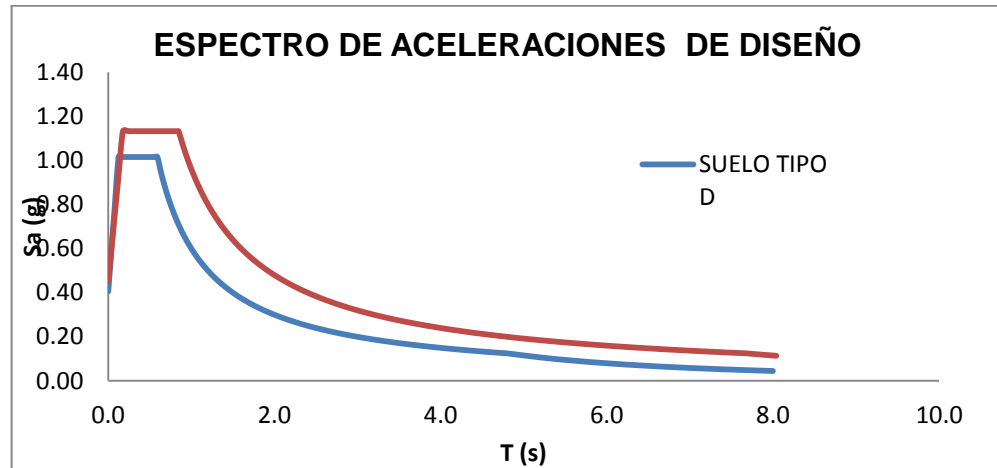


Fig. 21 Espectro de aceleraciones para la edificación

Para realizar el análisis del sistema de resistencia sísmica para determinar los efectos que éste produce se realizó a través del método de la fuerza horizontal equivalente, considerando el efecto de la excentricidad accidental debido a la incertidumbre en la localización del centro de masa. Los diafragmas se consideraron rígidos y se consideró un coeficiente de amortiguamiento del 5% del crítico. En las combinaciones de carga se consideró el efecto ortogonal del sismo, esto es aplicando el 100% del sismo en la dirección de análisis y un 30% en la otra dirección. Los resultados que se obtuvieron, utilizando el programa, son los siguientes:

Tabla 9 CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ PARA CADA PISO

PISO	MASA kg	XC M (m)	YC M (m)	XC R (m)	YC R (m)
CUBIERTA	194661.374	21.54	5.74	20.98	6.86
NIVEL 1	419400.258	23.94	5.55	21.16	6.93

tabla 10 DISTRIBUCIÓN FUERZA SÍSMICA CONSIDERANDO SUELO TIPO D

PISO	MASA kg	ALTURA (m)	Fuerza (KN)	Vp (kN)
CUBIERTA	194661.374	5.7	2922.38	2922.38
NIVEL 1	419400.258	3.0	3313.85	6236.23
CORTANTE BASAL				6236.23

**Tabla 11 PERIODOS PARA CADA MODO
DE VIBRACIÓN FUNDAMENTAL**

MODO DE VIBRACIÓN	DIRECCIÓN	PERIODO (s)
1	X	0.3901
2	Y	0.3658
3	COMBINADO	0.3108

Los valores de los periodos para cada modo de vibración fueron obtenidos de la modelación que se realizó con el programa de computador utilizado para realizar el análisis.

Tabla 12 DISTRIBUCIÓN FUERZA SÍSMICA CONSIDERANDO SUELO TIPO E

PISO	MASA kg	ALTURA (m)	Fuerza (KN)	Vp (kN)
CUBIERTA	194661.374	5.7	3258.92	3258.92
NIVEL 1	419400.258	3.0	3695.46	6954.38
CORTANTE BASAL				6954.38

5.3.2. CÁLCULO DEL SOBRESFUERZO POR EFECTO DEL SISMO

Una condición que se evalúa una vez realizado el análisis sísmico, es el incremento de esfuerzo que la estructura transmite a la cimentación debido al efecto de la fuerza sísmica. Para la evaluación de esta condición se consideró la combinación de carga muerta y sismo afectado por el coeficiente de disipación de energía R.

$$PP + D \pm 0.7E \text{ (combinación de carga)}$$

El valor de E corresponde a la fuerza sísmica dividida por el coeficiente R.

Los mayores efectos producto de la combinación analizada, se obtuvo en la dirección corta que para el sistema cartesiano empleado corresponde al sentido en dirección Y.

Considerando el perfil de suelo Tipo D los esfuerzos encontrados son los siguientes:

Tabla 13 DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA AL SUELO DE FUNDACIÓN CONSIDERANDO EL EFECTO DEL SISMO SUELO TIPO D

ZAPATA	P (kN)	Wzapata (kN)	MX (KN * m)	MY (kN * m)	$\frac{M}{P}$ (m)		$\frac{l}{6}$ (m)		SENTIDO X		SENTIDO Y	
					ex	ey	X	Y	σ_{max} kN/m ²	σ_{mix} kN/m ²	σ_{max} kN/m ²	σ_{mix} kN/m ²
G-6	529.43	67.54	-170.4	-6.177	0.0156	0.245	0.43	0.48	83.46	77.67	122.06	39.07
G-7	574.22	67.54	-194.624	23.215	0.0453	0.256	0.43	0.48	95.65	77.56	133.19	40.02
G-8	676.4	77.631	-203.543	5.4	0.0077	0.228	0.47	0.51	89.75	86.84	127.97	48.62
G-9	691.26	77.631	-221.525	11.847	0.0185	0.243	0.47	0.51	93.60	86.47	133.04	47.03
G-10	692.88	77.631	-233.332	6.762	0.0098	0.256	0.47	0.51	92.13	88.32	135.58	44.87
G-11	701.94	77.631	-238.091	16.011	0.0252	0.260	0.47	0.51	96.21	86.36	137.89	44.68
G-12	472.13	118.492	-246.15	-20.016	0.0463	0.355	0.63	0.58	48.33	41.67	72.41	17.59
C-6	315.13	31.5	96.849	-0.986	0.007	0.216	0.32	0.36	86.73	82.97	135.94	33.77
C-7	384.58	31.5	128.525	19.962	0.060	0.235	0.32	0.36	121.08	82.63	168.63	35.08
C-8	440.81	34.673	140.312	5.123	0.012	0.226	0.33	0.38	109.33	101.99	169.46	41.86
C-9	458.13	34.673	157.251	11.512	0.028	0.246	0.33	0.38	118.74	100.29	181.26	37.76
C-10	459.12	34.673	167.902	6.222	0.014	0.264	0.33	0.37	115.64	106.29	189.87	32.06
C-11	458.2	34.673	173.038	15.028	0.037	0.275	0.33	0.38	121.81	97.24	189.87	29.19
C-12	308.83	118.492	165.118	-14.969	0.048	0.309	0.63	0.58	35.08	30.03	49.80	15.32

El incremento del esfuerzo en la cimentación considerando como referencia los esfuerzos obtenidos del análisis considerando solo carga vertical, para cada punto de apoyo corresponde a los valores mostrados en la tabla 14.

Tabla 14 INCREMENTO DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS A LA FUNDACIÓN EFECTO SISMO SUELO TIPO D

ZAPATA	$\sigma_{MÁXY 1}$ kN/m ² PP + D + L	$\sigma_{MÁXY 2}$ kN/m ² PP + D ± 0.7E	$\frac{\sigma_{MÁXY 2}}{\sigma_{MÁXY 1}}$
G-6	112.68	122.06	1.08
G-7	125.60	133.19	1.06
G-8	124.08	127.97	1.03
G-9	126.27	133.04	1.05
G-10	126.28	135.58	1.07
G-11	127.01	137.89	1.09
G-12	59.20	72.41	1.22
C-6	109.59	135.94	1.24
C-7	117.42	168.63	1.44
C-8	119.85	169.46	1.41
C-9	120.59	181.26	1.50
C-10	122.10	189.87	1.56
C-11	123.50	189.87	1.54
C-12	35.72	49.80	1.39

Los resultados muestran que el incremento con respecto al esfuerzo en dirección y, producido por carga vertical es considerable mayor a 1.33, las zapatas que se verían severamente involucradas son todas las correspondientes al eje c. Esto obedece a que el área de la zapata que se encuentran localizadas sobre este eje, es más pequeña y además los esfuerzos que soporta por carga vertical son mayores en consideración con el otro eje.

Esta misma comparación se realizó considerando ahora un perfil de suelo Tipo E.

Tabla 15 DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO QUE TRANSMITE LA ESTRUCTURA AL SUELO DE FUNDACIÓN CONSIDERANDO EL EFECTO DEL SISMO SUELO TIPO E

ZAPATA	P (kN)	Wzapata (kN)	MX (KN * m)	MY (kN * m)	$\frac{M}{P}$ (m)		$\frac{l}{6}$ (m)		SENTIDO X		SENTIDO Y	
					ex	ey	X	Y	σ_{max} kN/m ²	σ_{mix} kN/m ²	σ_{max} kN/m ²	σ_{mix} kN/m ²
G-6	533	67.54	-183.23	-5.931	0.0150	0.261	0.43	0.48	83.85	78.24	125.66	36.43
G-7	576.92	67.54	-208.131	23.622	0.0458	0.272	0.43	0.48	96.17	77.77	136.85	37.09
G-8	679.81	77.631	-218.359	5.762	0.0082	0.244	0.47	0.51	90.26	87.13	131.30	46.09
G-9	694.94	77.631	-237.64	12.214	0.0190	0.260	0.47	0.51	94.14	86.79	136.65	44.28
G-10	696.87	77.631	-250.741	7.127	0.0103	0.274	0.47	0.51	92.70	88.68	139.49	41.89
G-11	706.31	77.631	-256.787	16.387	0.0256	0.279	0.47	0.51	96.84	86.76	142.10	41.49
G-12	476.4	118.492	-266.019	-19.725	0.0454	0.381	0.63	0.58	48.62	42.03	74.97	15.68
C-6	318.71	31.5	109.594	-0.731	0.006	0.245	0.32	0.36	87.39	84.07	144.27	27.19
C-7	387.28	31.5	142.027	20.362	0.061	0.261	0.32	0.36	122.11	82.92	177.21	27.82
C-8	444.2	34.673	155.142	5.486	0.012	0.251	0.33	0.38	110.37	102.46	177.75	35.08
C-9	461.81	34.673	173.375	11.88	0.029	0.272	0.33	0.38	119.85	100.81	190.28	30.38
C-10	463.11	34.673	185.321	6.587	0.015	0.292	0.33	0.37	116.83	106.89	199.82	23.90
C-11	462.56	34.673	191.749	15.404	0.038	0.305	0.33	0.38	123.08	97.91	200.35	20.64
C-12	313.1	118.492	184.982	-14.673	0.047	0.345	0.63	0.58	35.37	30.40	52.35	13.41

Tabla 16 INCREMENTO DE LOS ESFUERZOS TRANSMITIDOS A LA FUNDACION EFECTO SISMO SUELO TIPO E

ZAPATA	$\sigma_{MÁXY 1}$ <i>kN/m²</i> <i>PP + D + L</i>	$\sigma_{MÁXY 2}$ <i>kN/m²</i> <i>PP + D ± 0.7E</i>	$\frac{\sigma_{MÁXY 2}}{\sigma_{MÁXY 1}}$
G-6	112.68	125.66	1.12
G-7	125.60	136.85	1.09
G-8	124.08	131.30	1.06
G-9	126.27	136.65	1.08
G-10	126.28	139.49	1.10
G-11	127.01	142.10	1.12
G-12	59.20	74.97	1.27
C-6	109.59	144.27	1.32
C-7	117.42	177.21	1.51
C-8	119.85	177.75	1.48
C-9	120.59	190.28	1.58
C-10	122.10	199.82	1.64
C-11	123.50	200.35	1.62
C-12	35.72	52.35	1.47

Para este caso, el incremento de esfuerzos es mayor debido a que las fuerzas sísmicas para esta condición son más grandes. Las zapatas que representan el caso crítico siguen siendo las correspondientes al eje c.

5.4. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA EDIFICACIÓN.

Para determinar el buen o mal comportamiento de la estructura frente a las solicitaciones producto de las fuerzas sísmicas consideradas por la NSR-10 se realiza un estudio de vulnerabilidad sísmica y así tener una idea de la predisposición de la estructura a sufrir daños.

El procedimiento para realizar el estudio de vulnerabilidad sísmica de la edificación construida antes de la vigencia de la nueva norma sismo resistente, se realizó atendiendo a lo estipulado por la NSR-10. Se determina el índice de sobreesfuerzo para cada uno de los elementos y así definir el índice de sobreesfuerzo general de la edificación y el índice de flexibilidad de la edificación en base a las deflexiones

verticales de cada uno de sus elementos como los desplazamientos relativos horizontales de piso.

5.4.1. ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Considerando el estado actual de la edificación y de la información recolectada, se determina el estado y la calidad de la estructura para asignar los coeficientes de reducción de resistencia existente de los elementos y poder obtener la resistencia efectiva para determinar el índice de sobreesfuerzo.

a. Calidad del diseño y la construcción de la estructura original

Debido a que la construcción fue diseñada hace ya aproximadamente 25 años donde el control de parámetros sísmo resistentes y de los materiales no corresponden con los que estipula la NSR-10, y a que en Colombia apenas se empezaba a tener en cuenta el diseño sísmo resistente, con la puesta en vigencia del Decreto 1400 de 1984; la calificación que se sugiere para el análisis es de regular.

b. Estado de la estructura

Dado a que la estructura presenta problemas en la actualidad como lo son muros agrietados, asentamientos, pisos fisurados y problemas de humedad que pueden perjudicar el refuerzo de los elementos estructurales, la calificación que se propone para determinar la resistencia efectiva es de regular.

Con la calificación anterior se define los parámetros de reducción de resistencia ϕ_c y ϕ_e con un valor de 0.80 para cada uno. (Tabla A.10.4-1 NSR-10)

5.4.2. ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO PERFIL DE SUELO TIPO D

Dentro del estudio de vulnerabilidad sísmica, la determinación del índice de flexibilidad permite obtener la susceptibilidad de la edificación a presentar deflexiones y derivas excesivas, con respecto a las tolerancias que la NSR-10 considera.

Este índice tiene dos connotaciones, una primera que corresponde al índice de flexibilidad de piso que considera los desplazamientos horizontales o deriva para cada piso y el índice de flexibilidad de la estructura que corresponde al mayor

valor de los índices de flexibilidad de piso teniendo en cuenta también las deflexiones verticales (A.10.4.3.5-(b) NSR-10).

Para la determinación de la deriva de piso se consideró la fuerza sísmica sin dividir por el coeficiente R, aplicado el 100% en la dirección de estudio y no se considera el efecto ortogonal en la otra dirección.

Tabla 17 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD CONSIDERANDO PERFIL DE SUELO TIPO D

DERIVA MÁXIMA DE PISO CON 100% DEL SISMO				1% h PISO (cm)	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DE PISO
NIVEL	CARGA SISMO	DERIVA (cm) X	DERIVA (cm) Y		
PISO 2	100% Ex	1.71		2.70	0.63
PISO 2	100% Ex		0.09	2.70	0.03
PISO 2	100% Ey	0.17		2.70	0.06
PISO 2	100% Ey		2.43	2.70	0.90
PISO 1	100% Ex	3.10		3.00	1.03
PISO 1	100% Ex		0.10	3.00	0.03
PISO 1	100% Ey	0.09		3.00	0.03
PISO 1	100% Ey		2.30	3.00	0.77

Nota: la carga corresponde al sismo sin dividir por el coeficiente R por capacidad de disipación sísmica esto para la determinación de la deriva de piso.

De los resultados anteriores se observa que la estructura presenta una adecuada rigidez para controlar los desplazamientos horizontales, esto para las condiciones que se obtienen considerando un perfil de suelo tipo D.

Para el cálculo de las deflexiones verticales se tuvieron en cuenta el efecto de las cargas gravitacionales sin factores de mayoración.

Tabla 18 DEFLEXIONES VERTICALES CALCULADAS PARA VIGAS.

SEGUNDO PISO				
VIGAS DE CUBIERTA	CARGA	DEFLEXIÓN (mm) EXTREMO VOLADIZO	DEFLEXION PERMISIBLE ($l/360$) (mm)	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD
EJE 12	$(PP + D) + L$	7.63	7.50	1.02
EJE 11	$(PP + D) + L$	11.338	7.50	1.51
EJE 10	$(PP + D) + L$	11.29	7.50	1.51

EJE 9	$(PP + D) + L$	11.224	7.50	1.50
EJE 8	$(PP + D) + L$	11.179	7.50	1.49
EJE 7	$(PP + D) + L$	9.485	7.50	1.26
EJE 6	$(PP + D) + L$	7.559	7.50	1.01
PRIMER PISO				
VIGAS DE CUBIERTA	CARGA	DEFLEXIÓN (mm) C_L	DEFLEXION PERMISIBLE $(l/360)$ (mm)	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD
EJE 12	$(PP + D) + L$	5.093	23.89	0.213
EJE 11	$(PP + D) + L$	7.262	23.89	0.304
EJE 10	$(PP + D) + L$	7.879	23.89	0.330
EJE 9	$(PP + D) + L$	7.886	23.89	0.330
EJE 8	$(PP + D) + L$	7.197	23.89	0.301
EJE 7	$(PP + D) + L$	7.179	23.89	0.301
EJE 6	$(PP + D) + L$	4.835	23.89	0.202

Nota: El valor de l corresponde a la luz de la viga una dirección; proyección libre del voladizo en mm .

Para las vigas del segundo piso, las deflexiones obtenidas del análisis no cumplen con la máxima permisible. La razón por la cual presenta estas deflexiones excesivas es debida a la existencia del muro de encerramiento en la cubierta en todo el perímetro. Para el primer piso las máximas deflexiones verticales ocurren en el centro de la luz entre columnas.

El índice de flexibilidad por deriva de piso y de la estructura en general corresponde a lo siguiente:

- ✓ Índice de flexibilidad del primer piso: 1.03
- ✓ Índice de flexibilidad del segundo piso: 0.90 Por derivas
- ✓ Índice de flexibilidad de la estructura por deriva: 1.03

Evaluando las deflexiones verticales para las vigas se tiene:

- ✓ Índice de flexibilidad del primer piso: 0.33
- ✓ Índice de flexibilidad del segundo piso: 1.51 Por deflexiones verticales
- ✓ Índice de flexibilidad de la estructura 1.51

El mayor valor corresponderá al índice de flexibilidad de la estructura. Para el caso analizado corresponde a 1.51.

5.4.3. ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO PERFIL DE SUELO TIPO E

En el caso de las deflexiones verticales, los valores corresponden a los mismos que en el primer caso, esto debido a que la combinación de carga que se consideró es la de carga muerta incluyendo peso propio y carga viva sin incluir el efecto del sismo.

El cálculo de las derivas, ahora considerando el efecto del sismo del perfil de suelo Tipo E, se muestra realiza en la tabla 19.

Tabla 19 CÁLCULO DEL ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD CONSIDERANDO PERFIL DE SUELO TIPO D

DERIVA MAXIMA DE PISO CON 100% SISMO				1% h PISO (cm)	INDICE DE FLEXIBILIDAD DE PISO
NIVEL	CARGA SISMO	DERIVA (cm)X	DERIVA (cm) Y		
PISO 2	100% Ex	1.9089		2.7	0.707
PISO 2	100% Ex		0.10395	2.7	0.0385
PISO 2	100% Ey	0.18549		2.7	0.0687
PISO 2	100% Ey		2.71269	2.7	1.0047
PISO 1	100% Ex	3.4521		3	1.1507
PISO 1	100% Ex		0.1107	3	0.0369
PISO 1	100% Ey	0.1044		3	0.0348
PISO 1	100% Ey		2.5638	3	0.8546

Para esta condición el desplazamiento relativo de cada piso aumenta, esto es a que el valor de la fuerza sísmica es mayor por las condiciones locales que implica el suelo tipo E. Bajo esta condición la estructura presenta derivas excesivas mayor que la permitida por la NSR-10.

- ✓ Índice de flexibilidad del primer piso: 1.15
 - ✓ Índice de flexibilidad del segundo piso: 1.01
 - ✓ Índice de flexibilidad de la estructura: 1.15
- Por derivas

En ambos casos controla el índice de flexibilidad por deflexiones verticales localizadas en las vigas de cubierta en el voladizo, por esto, el índice de flexibilidad de la edificación es de 1.51.

El valor inverso de este índice indica la vulnerabilidad sísmica como una fracción de la rigidez que tendría una edificación construida hoy día con la nueva norma. De acuerdo a esto se tiene:

✓ Por deriva excesiva:

$$\frac{1}{1.15} = 0.87$$

La estructura cuenta con una rigidez del 87% de la rigidez si hubiera sido construida la estructura con la normatividad vigente.

✓ Para toda la estructura considerando el mayor valor de los índices obtenidos:

$$\frac{1}{1.51} = 0.66$$

La estructura cuenta con un 66% de rigidez de la que tendría la edificación si hubiera sido construida con la normatividad vigente.

5.4.4. ÍNDICE DE SOBRESFUERZO DE LA ESTRUCTURA

El índice de sobreesfuerzo se calcula como la relación entre las solicitaciones equivalentes calculas y la resistencia efectiva de la estructura. Para el caculo de las solicitaciones equivalentes (A.10.4.2.8-NSR-10) se utilizó el criterio A.10.4.1- Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva. Se consideró la capacidad de disipación de energía del edificio dividiendo las fuerzas sísmicas por el coeficiente R.

las combinaciones que se consideraron para determinar las solicitaciones equivalentes que tiene en cuenta el efecto del sismo calculado en base al espectro de aceleraciones de diseño para cada tipo de suelo y que para el método de resistencia de diseño se consideran, son las siguientes:

$$1.2(PP + D) + 1.0 L + 1.0 EX + 0.3 EY = U1$$

$$1.2(PP + D) + 1.0 L - 1.0 EX - 0.3 EY = U2$$

$$1.2(PP + D) + 1.0 L + 1.0 EY + 0.3 EX = U3$$

$$1.2(PP + D) + 1.0 L - 1.0 EY - 0.3 EX = U4$$

$$1.2(PP + D) + 1.6 L = U5$$

La capacidad de resistencia de cada uno de los elementos estructurales se obtuvo de los planos estructurales encontrados. A continuación se detalla la capacidad de las secciones en donde se presenta los mayores efectos. Estas secciones son las que se encuentran localizadas en los extremos donde se presenta los mayores efectos y en el centro entre las columnas. En la determinación de las solicitaciones, para la combinación U3 se presenta el máximo momento en la sección 2 y para la combinación U4 para la sección 1.

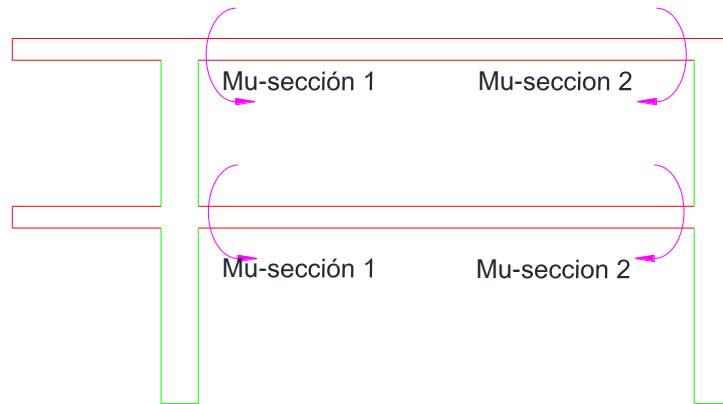


Fig. 22 Secciones consideradas para chequeo de momento negativo.

Tabla 20 REFUERZO DE LAS VIGAS DEL PRIMER PISO

REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO SECCION 1				
VIGA	# BARRAS A_s	# BARRAS A'_s	AREA $A_s m^2$	AREA $A'_s m^2$
EJES 8,9,10,11	5 ϕ 1"	4 ϕ 7/8 "	2.53E-03	1.55E-03
EJE 12	4 ϕ 7/8 "	2 ϕ 7/8 "	1.55E-03	7.76E-04
EJE 6	2 ϕ 1" + 2 ϕ 7/8 "	4 ϕ 7/8 "	1.79E-03	1.55E-03
EJE 7	4 ϕ 1"	3 ϕ 7/8 "	2.03E-03	1.16E-03
EJE C	3 ϕ 5/8"+1 ϕ 3/4"	2 ϕ 5/8"+ 1 ϕ 3/4"	8.79E-04	6.81E-04
EJE G	2 ϕ 3/4 " +2 ϕ 7/8"	2 ϕ 5/8"+1 ϕ 3/4"	1.35E-03	6.81E-04
REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO SECCION 2				
EJES 8,9,10,11	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
EJE 12	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
EJE 6	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
EJE 7	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO				
EJES 8,9,10,11	4 ϕ 7/8"	2 ϕ 7/8"	1.55E-03	7.76E-04

EJE 12	2 ϕ 7/8"	2 ϕ 7/8"	7.76E-04	7.76E-04
EJE 6	4 ϕ 7/8"	2 ϕ 7/8"	1.55E-03	7.76E-04
EJE 7	3 ϕ 7/8"	2 ϕ 7/8"	1.16E-03	7.76E-04
EJE C	2 ϕ 5/8"+1 ϕ 3/4	2 ϕ 5/8 +1 ϕ 3/4"	6.81E-04	6.81E-04
EJE G	2 ϕ 5/8"+1 ϕ 3/4	2 ϕ 7/8"	6.81E-04	7.76E-04

Tabla 21 REFUERZO DE LAS VIGAS DE CUBIERTA

REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO SECCION 1				
VIGA	# BARRAS A_s	# BARRAS A'_s	AREA $A_s m^2$	AREA $A_s m^2$
EJES 7, 8,9,10,11	4 ϕ 1"	4 ϕ 3/4 "	2.03E-03	1.14E-03
EJE 12	4 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	1.14E-03	5.70E-04
EJE 6	4 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	1.14E-03	5.70E-04
EJE C	4 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	1.14E-03	5.70E-04
EJE G	2 ϕ 7/8 " + 2 ϕ 1"	2 ϕ 3/4"	1.79E-03	5.70E-04
REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO SECCION 2				
EJES 7, 8,9,10,11	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
EJE 12	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
EJE 6	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO				
EJES 7, 8,9,10,11	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
EJE 12	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
EJE 6	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
EJE C	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04
EJE G	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4 "	5.70E-04	5.70E-04

NOTA: Los valores de A_s y A'_s corresponde al refuerzo sometido a tracción y el refuerzo sometido a compresión respectivamente.

Las secciones que se revisaron corresponden a aquellas en donde se presenta el máximo valor de flexión para momento positivo y para momento negativo. Para este último caso se consideró los valores de momentos localizados en la sección 1 y 2 (ver fig.22).

Los resultados que a continuación se muestran corresponden a los valores máximos obtenidos después de realizar el análisis para cada estado de carga.

Para el caso en el que se considera perfil de suelo Tipo D se observa que las vigas del primer piso no son capaces de tomar las solicitaciones producto de las cargas consideradas. Esto quiere decir que las vigas actualmente estarían trabajando al límite. Además para soportar la sollicitación por momento negativo tampoco la sección tiene capacidad.

Tabla 22 ÍNDICE DE SOBRESFUERZO VIGAS PRIMER PISO Y CUBIERTA PERFIL DE SUELO TIPO D

PRIMER PISO SOLICITACIONES EQUIVALENTES						RESISTENCIA EFECTIVA ($\phi_c * \phi_e$)			INDICE SOBRESFUERZO M^+	INDICE SOBRESFUERZO M^- seccion 1	INDICE SOBRESFUERZO M^- seccion 2
VIGA	CARGA	$M_U^+ KN$	CARGA	$M_U^- KN$ sección 1	$M_U^- KN$ sección2	$\phi M_n^+ KN$	$\phi M_n^- KN$ sección 1	$\phi M_n^- KN$ sección2			
EJE 12	U_5	161.513	$U_3 - U_4$	467.342	264.748	98.342	186.893	98.342	1.64	2.50	2.69
EJE 11	U_5	234.215	$U_3 - U_4$	567.27	333.485	186.893	284.906	143.842	1.25	1.99	2.32
EJE 10	U_5	251.06	$U_3 - U_4$	580.253	352.89	186.893	284.906	143.842	1.34	2.04	2.45
EJE 9	U_5	250.262	$U_3 - U_4$	568.955	343.775	186.893	284.906	143.842	1.34	2.00	2.39
EJE 8	U_5	230.885	$U_3 - U_4$	524.775	301.448	186.893	284.906	143.842	1.24	1.84	2.10
EJE 7	U_5	229.35	$U_3 - U_4$	513.981	304.297	143.842	236.276	143.842	1.59	2.18	2.12
EJE 6	U_5	143.549	$U_3 - U_4$	390.646	187.841	186.893	212.044	143.842	0.77	1.84	1.31

CUBIERTA SOLICITACIONES EQUIVALENTES						RESISTENCIA EFECTIVA ($\phi_c * \phi_e$)			INDICE SOBRESFUERZO M^+	INDICE SOBRESFUERZO M^- seccion 1	INDICE SOBRESFUERZO M^- seccion 2
VIGA	CARGA	$M_U^+ KN$	CARGA	$M_U^- KN$ sección 1	$M_U^- KN$ sección2	$\phi M_n^+ KN$	$\phi M_n^- KN$ sección 1	$\phi M_n^- KN$ sección2			
EJE 12	U_5	67.374	$U_3 - U_4$	149.188	105.17	73.206	141.126	73.206	0.92	1.06	1.44
EJE 11	U_5	59.88	$U_3 - U_4$	238.566	90.211	73.206	236.276	73.206	0.82	1.01	1.23
EJE 10	U_5	58.773	$U_3 - U_4$	235.258	86.194	73.206	236.276	73.206	0.80	1.00	1.18
EJE 9	U_5	58.512	$U_3 - U_4$	234.723	81.572	73.206	236.276	73.206	0.80	0.99	1.11
EJE 8	U_5	58.869	$U_3 - U_4$	237.626	76.118	73.206	236.276	73.206	0.80	1.01	1.04
EJE 7	U_5	53.368	$U_3 - U_4$	190.828	62.424	73.206	236.276	73.206	0.73	0.81	0.85
EJE 6	U_5	48.208	$U_3 - U_4$	140.773	38.251	73.206	141.126	73.206	0.66	1.00	0.52

Tabla 23 ÍNDICE DE SOBRESFUERZO VIGAS PRIMER PISO Y CUBIERTA PERFIL DE SUELO TIPO E

PRIMER PISO SOLICITACIONES EQUIVALENTES						RESISTENCIA EFECTIVA ($\phi_c * \phi_e$)			INDICE SOBRESFUERZO M^+	INDICE SOBRESFUERZO M^- seccion 1	INDICE SOBRESFUERZO M^- seccion 2
VIGA	CARGA	$M_U^+ KN$	CARGA A	$M_U^- KN$ sección 1	$M_U^- KN$ sección2	$\phi M_n^+ KN$	$\phi M_n^- KN$ sección 1	$\phi M_n^- KN$ sección2			
EJE 12	U_5	160.995	$U_3 - U_4$	484.784	282.396	98.342	186.893	98.342	1.64	2.59	2.87
EJE 11	U_5	234.225	$U_3 - U_4$	583.462	349.714	186.893	284.906	143.842	1.25	2.05	2.43
EJE 10	U_5	251.06	$U_3 - U_4$	595.168	367.913	186.893	284.906	143.842	1.34	2.09	2.56
EJE 9	U_5	250.238	$U_3 - U_4$	582.654	357.565	186.893	284.906	143.842	1.34	2.05	2.49
EJE 8	U_5	230.885	$U_3 - U_4$	537.27	313.998	186.893	284.906	143.842	1.24	1.89	2.18
EJE 7	U_5	228.49	$U_3 - U_4$	525.119	315.737	143.842	236.276	143.842	1.59	2.22	2.20
EJE 6	U_5	142.68	$U_3 - U_4$	401.275	198.244	186.893	212.044	143.842	0.76	1.89	1.38

CUBIERTA SOLICITACIONES EQUIVALENTES						RESISTENCIA EFECTIVA ($\phi_c * \phi_e$)			INDICE SOBRESFUERZO M^+	INDICE SOBRESFUERZO M^- seccion 1	INDICE SOBRESFUERZO M^- seccion 2
VIGA	CARGA	$M_U^+ KN$	CARGA A	$M_U^- KN$ sección 1	$M_U^- KN$ sección2	$\phi M_n^+ KN$	$\phi M_n^- KN$ sección 1	$\phi M_n^- KN$ sección2			
EJE 12	U_5	67.374	$U_3 - U_4$	149.34	114.19	73.206	141.126	73.206	0.92	1.06	1.56
EJE 11	U_5	59.915	$U_3 - U_4$	238.57	98.63	73.206	236.276	73.206	0.82	1.01	1.35
EJE 10	U_5	58.904	$U_3 - U_4$	235.261	93.96	73.206	236.276	73.206	0.80	1.00	1.28
EJE 9	U_5	58.566	$U_3 - U_4$	234.677	88.672	73.206	236.276	73.206	0.80	0.99	1.21
EJE 8	U_5	58.93	$U_3 - U_4$	237.57	82.55	73.206	236.276	73.206	0.80	1.01	1.13
EJE 7	U_5	53.375	$U_3 - U_4$	190.925	68.188	73.206	236.276	73.206	0.73	0.81	0.93
EJE 6	U_5	46.63	$U_3 - U_4$	140.88	43.45	73.206	141.126	73.206	0.64	1.00	0.59

La resistencia efectiva de cada una de las columnas, se obtuvo de los planos estructurales encontrados en la etapa de recolección de información preliminar. Para todas las columnas de la estructura desde el eje 6 al eje 12 la sección transversal y el refuerzo es el mismo.

En la evaluación de la capacidad que la sección ofrece para resistir carga axial más flexión, se obtuvieron los diagramas de interacción tanto para la dirección X como para la dirección Y. Para el cálculo del índice de sobreesfuerzo de las columnas se evaluó la capacidad de la sección tomando la carga axial, obtenida del análisis para las diferentes combinaciones, y encontrando la resistencia a flexión correspondiente de acuerdo al diagrama de interacción para cada uno de los dos sentidos de análisis.

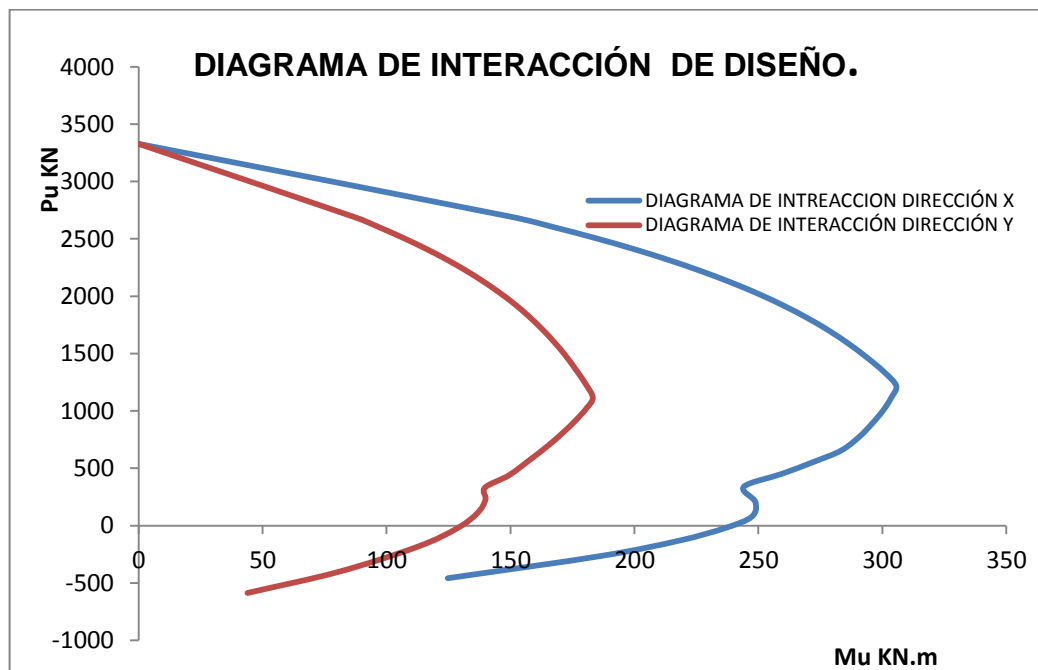


Fig. 23 Diagramas de interacción para resistencia de las columnas.

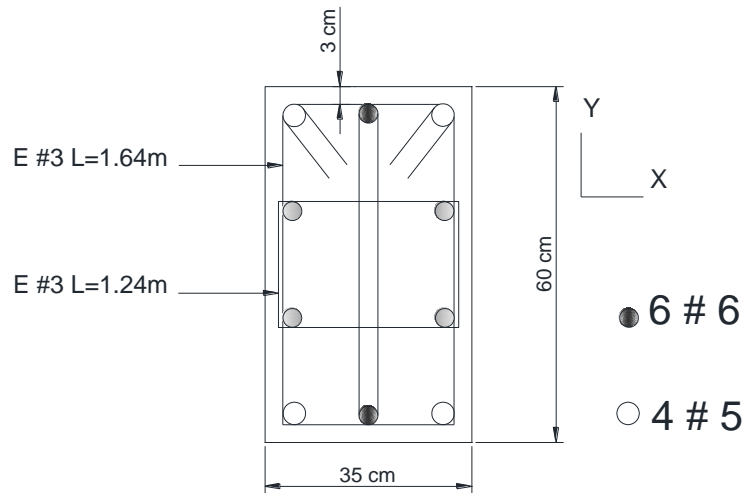


Fig. 24 Sección típica para todas las columnas de los pórticos analizados

La condición que se escogió para evaluar el índice de sobreesfuerzo fue considerar el tipo E ya que las cargas sísmicas que se generarían serían mayores y constituiría el estado más desfavorable para la estructura.

El diagrama de interacciones que se muestra en seguida, muestra los casos en los cuales para la combinación de carga dado los valores está por fuera del diagrama de interacciones de resistencia efectiva.

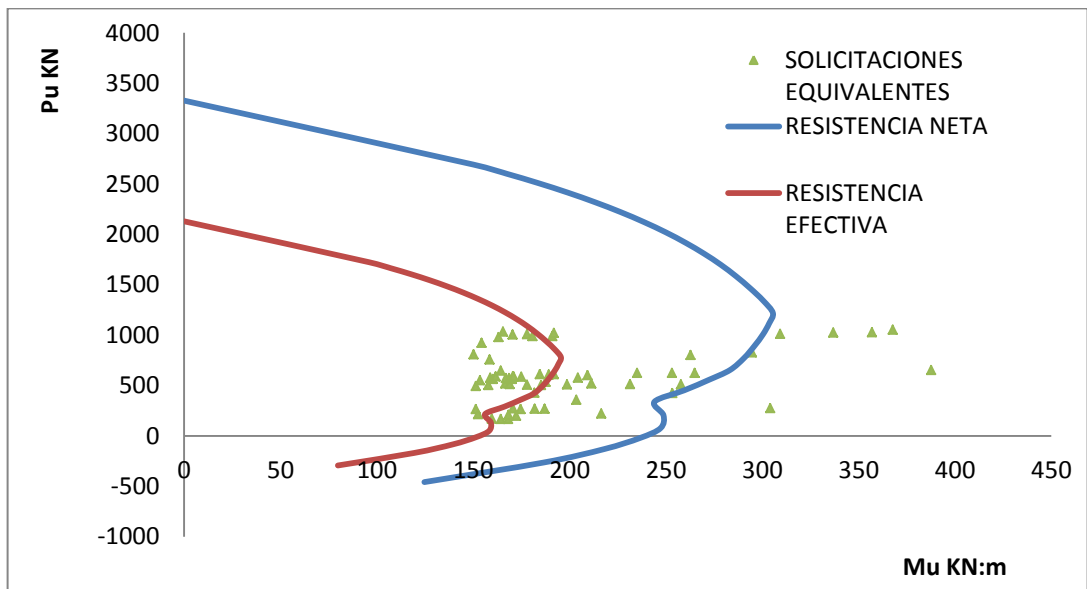


Fig. 25 Diagrama de interacciones para la resistencia efectiva MuX

En las siguientes tablas, se calcula el índice de sobreesfuerzo para cada condición.

Tabla 24 ÍNDICE DE SOBRESFUERZO PARA LAS COLUMNAS PERFIL DE SUELO TIPO E EJE X

NIVEL	COLUMNA	CARGA	Loc	Pu KN	$MuX KN.m$	CAPACIDAD $MX KN.m$	INDICE DE SOBRESFUERZO
P 2	C-11	U1	1.10	808.40	150.28	245.72	0.61
P 1	C-8	U2	2.40	494.50	151.30	194.54	0.78
P 2	G-12	U2	1.10	265.20	151.42	149.99	1.01
P 2	C-7	U2	0.00	212.77	152.46	138.95	1.10
P 2	C-9	U5	2.20	549.96	153.58	204.41	0.75
P 1	G-9	U3	3.00	923.07	154.43	261.59	0.59
P 1	C-6	U5	0.00	502.00	157.90	195.90	0.81
P 2	G-11	U2	1.35	757.46	158.48	238.19	0.67
P 1	C-12	U3	0.00	577.13	158.88	209.12	0.76
P 2	C-11	U3	0.00	169.92	159.65	129.69	1.23
P 2	G-10	U2	0.00	562.65	160.11	206.62	0.77
P 2	G-11	U3	0.00	590.26	161.63	211.36	0.76
P 1	G-8	U2	0.00	978.45	163.09	268.70	0.61
P 1	C-7	U5	0.00	645.58	164.32	220.59	0.74
P 1	C-7	U3	1.20	166.20	164.40	128.88	1.28
P 1	C-7	U3	2.40	1034.04	165.43	275.50	0.60
P 2	G-7	U3	2.70	520.20	166.72	199.16	0.84
P 1	G-6	U4	3.00	572.29	166.95	208.29	0.80
P 1	C-10	U4	2.40	167.78	168.15	129.22	1.30
P 1	C-8	U1	0.00	207.70	168.32	137.86	1.22
P 1	G-10	U2	1.50	572.87	168.65	208.38	0.81
P 1	G-7	U5	3.00	512.87	168.97	197.85	0.85
P 1	G-12	U4	2.40	564.74	170.19	206.98	0.82
P 1	G-8	U1	1.50	1006.30	170.42	272.15	0.63
P 2	G-12	U4	2.20	270.23	170.60	151.03	1.13
P 1	C-6	U1	1.20	592.58	170.67	211.75	0.81
P 2	C-6	U5	0.00	589.94	170.97	211.31	0.81
P 1	C-11	U3	0.00	199.43	172.29	136.09	1.27
P 1	G-10	U3	3.00	264.18	174.56	149.78	1.17
P 1	C-12	U1	1.20	585.98	174.92	210.63	0.83
P 1	C-11	U5	0.00	1008.91	177.90	272.47	0.65
P 2	G-10	U1	1.35	505.62	178.00	196.55	0.91

NIVEL	COLUMNA	CARGA	Loc	Pu KN	MuX KN.m	CAPACIDAD MX KN.m	INDICE DE SOBRESFUERZO
P 2	C-9	U4	2.20	988.70	180.77	269.98	0.67
P 1	C-10	U1	1.20	426.57	181.72	181.98	1.00
P 1	C-9	U5	0.00	266.75	181.85	150.31	1.21
P 2	G-8	U4	0.00	610.57	184.53	214.79	0.86
P 1	G-8	U3	1.50	501.89	185.32	195.88	0.95
P 2	G-12	U2	2.20	267.51	187.13	150.47	1.24
P 2	C-6	U1	0.00	534.72	187.59	201.74	0.93
P 1	C-10	U3	0.00	607.74	189.19	214.32	0.88
P 1	C-6	U4	0.00	988.04	191.12	269.90	0.71
P 1	C-6	U3	0.00	610.15	191.86	214.72	0.89
P 1	C-11	U4	2.40	1019.42	191.97	273.74	0.70
P 2	G-6	U1	2.70	509.26	198.70	197.21	1.01
P 2	C-7	U4	1.10	357.00	203.59	168.55	1.21
P 2	C-8	U2	2.20	576.34	204.28	208.98	0.98
P 2	C-9	U3	2.20	600.50	209.35	213.10	0.98
P 2	G-6	U4	1.35	520.13	211.32	199.15	1.06
P 2	C-12	U3	0.00	221.36	216.40	140.78	1.54
P 1	C-9	U5	1.20	512.87	231.41	197.85	1.17
P 1	C-6	U4	1.20	622.26	235.05	216.74	1.08
P 1	G-10	U4	1.50	624.66	253.25	217.14	1.17
P 1	G-12	U1	2.40	423.66	253.41	181.43	1.40
P 1	C-12	U3	1.20	509.15	257.78	197.19	1.31
P 2	G-9	U1	2.70	803.06	262.75	244.95	1.07
P 1	G-12	U5	1.20	625.08	264.97	217.21	1.22
P 2	C-8	U5	0.00	826.55	294.63	248.33	1.19
P 1	C-12	U4	0.00	274.76	304.14	151.97	2.00
P 2	C-10	U1	1.10	1009.92	309.36	272.59	1.13
P 1	C-9	U5	2.40	1024.44	336.92	274.35	1.23
P 1	G-7	U2	3.00	1027.06	356.92	274.66	1.30
P 1	C-11	U1	2.40	1052.19	367.74	277.64	1.32
P 2	C-11	U4	1.10	652.84	387.67	221.78	1.75

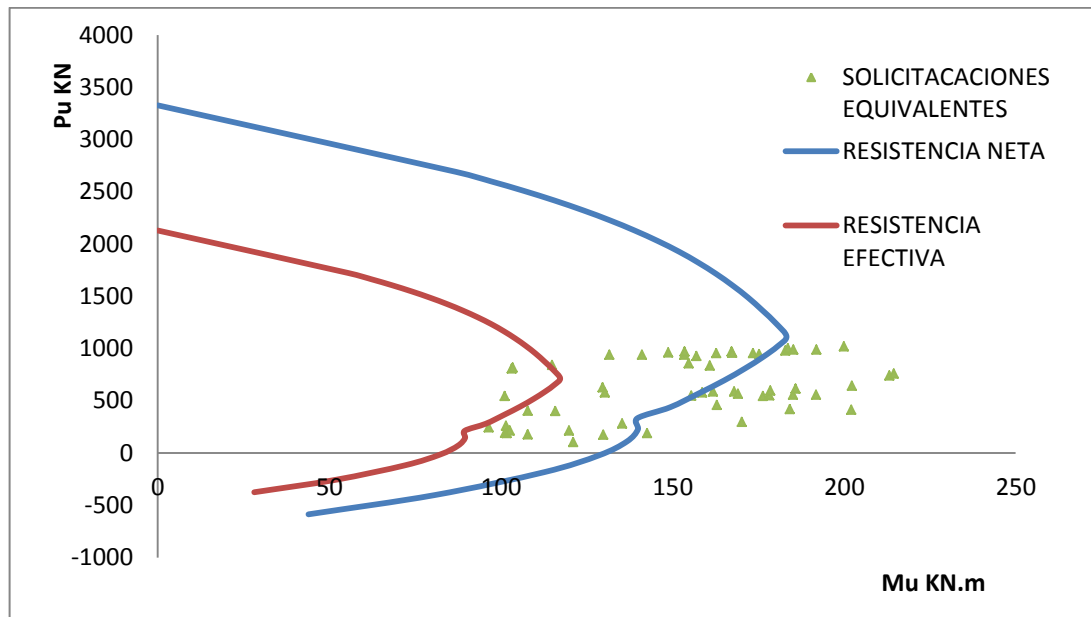


Fig. 26 Diagrama de interacciones para la resistencia efectiva M_uY

Tabla 25 ÍNDICE DE SOBRESFUERZO PARA LAS COLUMNAS PERFIL DE SUELO TIPO E EJE Y

NIVEL	COLUMNA	CARGA	Loc	P_u KN	M_{uy} KN.m	CAPACIDAD M_y KN.m	ÍNDICE DE SOBRESFUERZO
P2	G-11	U2	2.70	242.53	96.38	97.63	0.99
P1	C-11	U2	2.40	542.55	101.05	110.29	0.92
P2	G-6	U1	0.00	191.54	101.23	94.30	1.07
P2	G-11	U2	0.00	258.86	101.42	98.63	1.03
P2	G-12	U3	0.00	190.03	101.61	94.19	1.08
P2	G-12	U5	0.00	212.77	102.54	95.73	1.07
P1	G-7	U4	3.00	808.40	103.12	111.93	0.92
P1	G-6	U2	3.00	817.58	103.37	111.83	0.92
P1	C-12	U1	2.40	403.25	107.81	105.87	1.02
P2	G-6	U1	2.70	175.21	107.82	93.16	1.16
P1	G-7	U1	3.00	839.74	114.90	111.55	1.03
P1	C-7	U2	2.40	399.14	115.79	105.70	1.10
P2	G-12	U1	0.00	211.96	119.79	95.67	1.25
P2	C-7	U2	0.00	104.03	121.03	87.75	1.38
P1	G-12	U1	2.40	626.73	129.58	111.76	1.16
P2	G-7	U2	2.70	172.60	129.83	92.97	1.40
P1	G-12	U2	0.00	576.34	130.24	110.98	1.17

NIVEL	COLUMNA	CARGA	Loc	Pu KN	Muy KN.m	CAPACIDAD My KN.m	INDICE DE SOBRESFUERZO
P1	G-11	U1	3.00	937.69	131.55	109.62	1.20
P1	C-12	U2	0.00	280.66	135.35	99.90	1.35
P1	G-9	U1	3.00	940.24	141.05	109.56	1.29
P2	G-7	U2	0.00	188.93	142.61	94.12	1.52
P1	G-8	U2	3.00	960.31	148.77	109.01	1.36
P1	G-10	U1	3.00	937.72	153.44	109.62	1.40
P1	G-10	U2	3.00	969.89	153.47	108.74	1.41
P1	G-7	U1	0.00	857.88	154.72	111.28	1.39
P1	C-7	U1	0.00	547.63	155.43	110.40	1.41
P1	G-8	U1	3.00	927.53	156.95	109.87	1.43
P1	C-11	U1	0.00	577.17	158.65	111.00	1.43
P1	G-6	U2	0.00	835.73	160.85	111.61	1.44
P1	C-9	U1	0.00	586.81	161.81	111.17	1.46
P1	G-11	U1	0.00	955.83	162.77	109.14	1.49
P1	C-6	U2	0.00	459.28	162.95	107.95	1.51
P1	G-9	U2	3.00	970.55	167.24	108.72	1.54
P1	G-9	U1	0.00	958.38	167.42	109.07	1.54
P1	C-10	U1	0.00	587.38	167.96	111.18	1.51
P1	C-8	U1	0.00	564.47	169.03	110.76	1.53
P1	C-6	U1	0.00	295.83	170.20	100.74	1.69
P1	G-10	U1	0.00	955.87	173.49	109.14	1.59
P1	G-8	U1	0.00	945.67	175.21	109.41	1.60
P1	C-8	U2	0.00	545.28	176.32	110.35	1.60
P1	C-10	U2	0.00	550.16	178.19	110.46	1.61
P1	G-6	U1	3.00	595.74	178.45	111.32	1.60
P1	G-8	U2	0.00	978.45	182.89	108.48	1.69
P1	G-11	U2	3.00	1001.28	183.60	107.76	1.70
P1	C-12	U1	0.00	417.77	184.21	106.45	1.73
P1	C-9	U2	0.00	555.58	185.15	110.57	1.67
P1	G-10	U2	0.00	988.04	185.19	108.19	1.71
P1	G-6	U1	0.00	613.88	185.82	111.59	1.67
P1	C-11	U2	0.00	557.07	191.79	110.60	1.73
P1	G-9	U2	0.00	988.70	191.93	108.17	1.77
P1	G-11	U2	0.00	1019.42	199.93	107.14	1.87
P1	C-7	U2	0.00	413.66	202.05	106.29	1.90
P1	G-12	U1	0.00	641.25	202.27	111.92	1.81
P1	G-7	U2	3.00	739.32	213.14	112.34	1.90
P1	G-7	U2	0.00	757.46	214.45	112.29	1.91

6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

Del análisis que se realizó a la estructura, se pudo inferir lo siguiente:

- ✓ Los esfuerzos que la estructura le está entregando al suelo de fundación son considerables debido a que en la mayoría de las zapatas el esfuerzo supera el valor de 1 kg/cm^2 siendo ya este valor grande para las condiciones probables de resistencia del suelo. Esto explicaría los asentamientos que se han venido presentando hasta cierto punto, ya que se espera que los asentamientos por consolidación del suelo hayan finalizado puesto que la estructura lleva de construida aproximadamente 25 años. Si la estructura sigue presentando asentamientos en la actualidad estos ya se deben a condiciones externas, debidas a cambios en las condiciones del suelo de fundación.
- ✓ Debido a que se han presentado estos asentamientos los muros del primer piso han empezado a recibir cargas debido a que estos se encuentran en contacto con el nivel del entrepiso, además las grietas por cortante generadas en los muros, aparecen en aquellos que no coinciden con ningún eje del edificio y como en los planos estructurales no se encuentra detallado la cimentación para estos elementos, se prevé que esta es la causa fundamental por la cual se presentan este tipo de fallas, debido a que el piso no le brinda suficiente rigidez para servirles de apoyo.
- ✓ Considerando el efecto del sismo de diseño probable, los esfuerzos en el suelo de fundación se incrementan considerablemente, haciendo aún más crítico la condición en la cimentación. Los mayores esfuerzos se encuentran localizados en aquellas zapatas localizadas en el eje denotado C; esto se debe a que el área de desplante de la zapata es menor en comparación con el otro eje. Esto hace que la vulnerabilidad sísmica de la edificación se incremente.

Del análisis de Vulnerabilidad sísmica mediante el método elástico, se determinó:

- ✓ considerando un perfil de suelo Tipo D, la edificación responde bien frente a los desplazamientos horizontales generados por las cargas laterales producto del sismo de diseño, esto indica que bajo esta condición la estructura tiene

suficiente rigidez. Para el caso de las deflexiones verticales las vigas de cubierta no cumplen con la máxima permitida. Esto se debe a que en el extremo del voladizo existe un muro de 2.4 m de altura que genera en toda la viga de borde una carga de $6kN/m$ lineal, considerando un peso por metro cuadrado de área vertical de muro de $2.5 kN/m^2$. Del análisis, considerando el perfil de suelo Tipo E, los desplazamientos horizontales se incrementan con respecto a los anteriores, debido a que la fuerza sísmica calculada de diseño es mayor, para este caso el edificio tendría una rigidez equivalente del 87% si hubiera sido construida bajo la normatividad actual existente.

- ✓ Para el caso de las vigas del primer piso se observa que la capacidad efectiva que tienen, no es suficiente para resistir las cargas mayoradas gravitacionales ya que la relación entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva para esta condición es mayor que la unidad. El índice de sobreesfuerzo para las vigas por flexión generada por momento positivo es de 1.64 esto implica que la resistencia efectiva actual de las vigas solo correspondería aproximadamente al 61% si estas se hubieran diseñado bajo la NSR-10. Para el caso de la flexión generada por momentos negativos y considerando ambos tipos de suelo, todas las vigas presenta problemas, esto se debe a que la cuantía de acero que se encuentra sometida a tracción no es suficiente para tomar las solicitaciones que se generarían por efecto de las fuerzas sísmicas y esto aún cumpliendo con la cuantía mínima de refuerzo para secciones rectangulares equivalente al 0.0033 estipulado por la norma. El mayor problema se encuentra localizado en las zonas donde las vigas que constituyen el eje corto de la estructura se encuentran con la viga correspondiente al eje largo denotado eje C. considerando el perfil de suelo Tipo D el índice de sobreesfuerzo para esta condición es de 2.69 esto quiere decir que las vigas para momento negativo tendrían una capacidad aproximada del 37% respecto a la misma estructura diseñada hoy en día. Ahora considerando el tipo de suelo Tipo E este valor del índice se aumenta teniendo menos capacidad para resistir. el índice de sobreesfuerzo es de 2.87.
- ✓ Para las solicitaciones provenientes considerando el efecto del sismo, las columnas con la resistencia efectiva calculada, no serían capaces de tomar estas cargas. Este hecho es de considerar debido a que la columna es un elemento indispensable para la estabilidad de la edificación. Para el caso de las columnas se consideró analizar el valor del índice para un tipo de suelo E debido a que este caso presenta los valores más grandes. Para las columnas se tiene que el índice de sobreesfuerzo es de 2.0 indicando que la capacidad

para resistir las solicitaciones solo correspondería al 50% de la misma estructura construida bajo la norma NSR-10. La sección cumple con los límites de refuerzo que la norma estipula para secciones sometidas a compresión (C.10.9 NSR-10) del 0.01 del área bruta y máximo el 0.04. pero del análisis se observa que este refuerzo no es suficiente para las solicitaciones. Cabe anotar que para la combinación U5 que considera solo el efecto de carga vertical las columnas C-7, C-8, C-9 Y G-12 presentan problemas.

7. RECOMENDACIONES

- ✓ para disminuir las presiones que la estructura le está transfiriendo al suelo por efecto de las cargas gravitacionales y también para disminuir el efecto del sobreesfuerzo debido a la acción del sismo, se recomienda adecuar la cimentación existente. Posibles soluciones que se podrían plantear corresponderían a las siguientes: una primera opción es ampliar el área de la zapata existente hasta un punto que garantice que las presiones generadas estén por debajo del esfuerzo admisible para el factor de seguridad de diseño de la cimentación. Otra opción es aprovechando que el sistema de fundación cuenta con una viga de amarre entre cimientos, generar la condición de una cimentación combinada diseñando una ampliación de la sección vertical y horizontal de estas vigas con la adecuada disposición y el suficiente refuerzo para que garantice que el sistema trabaje bajo esta condición.
- ✓ En cuanto a los muros que presentan problemas de grietas, una solución posible sería repararlos y generar una dilatación entre el muro y el entrepiso para que estos no reciban cargas y darle una condición rígida de apoyo construyéndole una cimentación en caso de no presentarla, además garantizar la estabilidad de los mismos a través de mecanismos constructivos viables; otra alternativa posible sería demoler los muros que presentan problemas y construirlos de nuevo con una cimentación adecuada adosada a la existente.
- ✓ Como los índices de sobreesfuerzo y de resistencia obtenidos en el análisis fueron mayores que la unidad, hay necesidad de una intervención de la estructura existente. Se sugiere para las vigas de cubierta que no están chequeando por deflexión vertical disminuir la carga que le provoca el muro de cerramiento localizado en la viga de borde. Para mejorar la capacidad de resistencia de las vigas del primer piso, se sugiere reforzar las zonas en las cuales la cuantía de refuerzo no es suficiente para resistir las sollicitaciones. Se podría realizar a través de encamisado a base de concreto reforzado o encamisado metálico.

8. CONCLUSIÓN

La estructura valorada bajo los criterios de la NSR-10 cumple parcialmente los índices de flexibilidad y de sobreesfuerzo. El edificio, para las cargas actuales se puede considerar estable y permite bajo las condiciones actuales de uso, las posibles reparaciones y adecuaciones necesarias para que la edificación cumpla con las condiciones de resistencia sísmica dadas en la norma vigente.

Del análisis, considerando solo el efecto de cargas verticales, se infirió que los esfuerzos generados en la cimentación de la estructura son considerables para una capacidad dada del suelo de fundación ya que éstos superan el valor de 1 kg/cm^2 tomado como referencia para hacer la comparación debido a no disponer del estudio de suelos; además del análisis sísmico, el incremento generado por la aplicación de las cargas horizontales sobre la cimentación, es grande para casi todos los casos, el incremento es superior a 1.33, esto hace que la condición de vulnerabilidad sea desfavorable para la estructura.

En cuanto a la patología que está generando el problema en los muros, se concluye que se debe a los asentamientos que ha presentado la estructura y que han provocado que éstos trabajen como muros de carga y no como muros divisorios y debido a que posiblemente no cuentan con una adecuada cimentación, fallan por cortante ya que no encuentra un apoyo lo suficientemente rígido. Además estos elementos no fueron concebidos para trabajar como portantes.

Igualmente se determina que la estructura analizada es vulnerable a la ocurrencia del sismo de diseño calculado para las condiciones globales y locales de la edificación, en consecuencia la estructura no cumple con los requerimientos mínimos sismo resistente de la norma colombiana vigente, NSR-10; se debe realizar la rehabilitación de los elementos que no cumplieron con el índice de sobreesfuerzo calculado.

Es importante anotar que el análisis de vulnerabilidad sísmica se realizó considerando un movimiento sísmico para un nivel de seguridad equivalente al de una edificación nueva; además se consideró un estado de calidad de diseño y estado de la estructura como regular, esto hace que la resistencia existente de los elementos se disminuya, considerando para el análisis una resistencia neta del 64%.

Se propone que se realice un estudio de suelos para determinar las condiciones reales de resistencia y poder comparar los resultados aquí mostrados. Además se sugiere realizar estudios posteriores, para determinar si las soluciones que sean aplicables, son suficientes y efectivas para disminuir la vulnerabilidad de la estructura y cumplir con la normatividad vigente.

9. BIBLIOGRAFÍA.

- ✓ Diseño de Estructuras de Concreto DUODÉCIMA EDICIÓN. ARTHUR H. NILSON. Bogotá, 2001.
- ✓ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, Código colombiano de Construcción Sismo Resistente, Decreto 1400 de 1984.
- ✓ Cálculo de Fuerzas Sísmicas NSR-98. CARLOS RAMIRO VALLECILLA B, Profesor de Ingeniería Civil. Editorial Kimpres Ltda. Bogotá, octubre de 2001.
- ✓ Manual Básico para ETABS. JORGE ENRIQUE CRUZ BENEDETTI; Profesor Titular de Análisis Estructural. Universidad Pontificia Bolivariana Montería. Julio 2011.
- ✓ Manual de Diseño y Construcción Sismo Resistente, SEGUNDA EDICIÓN. DIACO. Ing. HAROLD ALBERTO MUÑOZ MUÑOZ. Impresión Plazas Impresores Ltda. febrero 2002.

ANEXOS

ANEXO 1

PLANOS ESTRUCTURALES

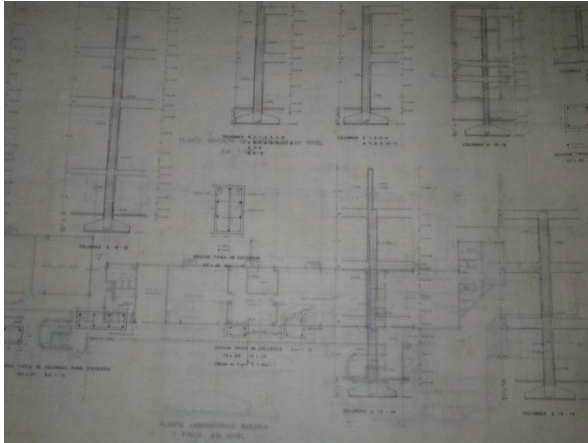


Foto N° 6. PL 4/22 Columnas

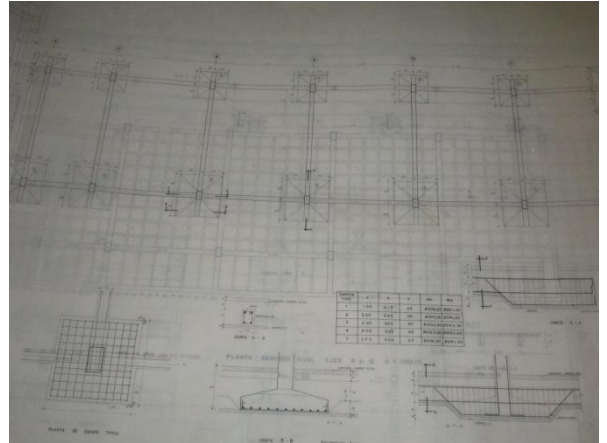


Foto N°7. PL 2/22 Planta
cimentación ejes 6 – 12

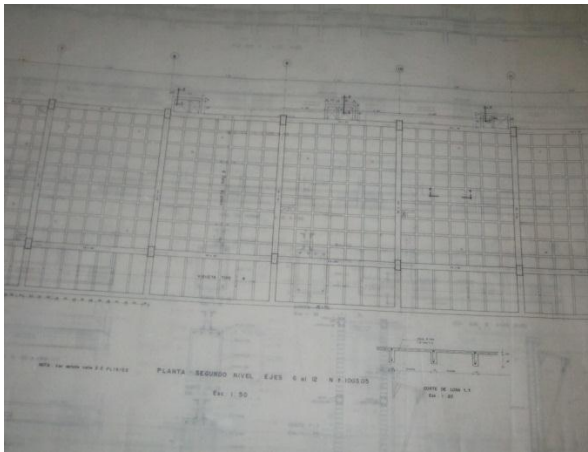


Foto N° 8. PL 13/22 Planta losa
segundo nivel ejes 6 – 12

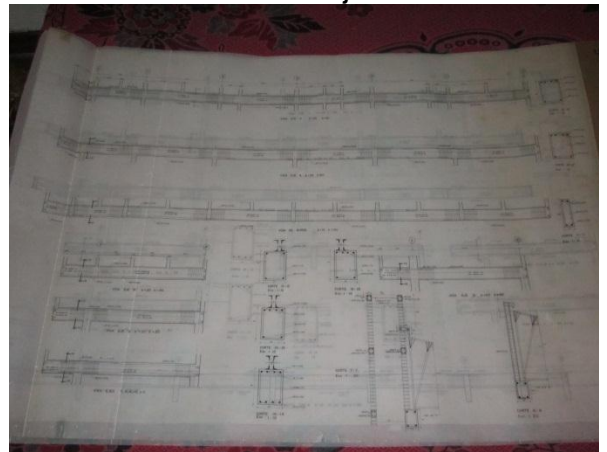


Foto N°9 PL 16/22 Vigas de
cubierta ejes 6 – 12

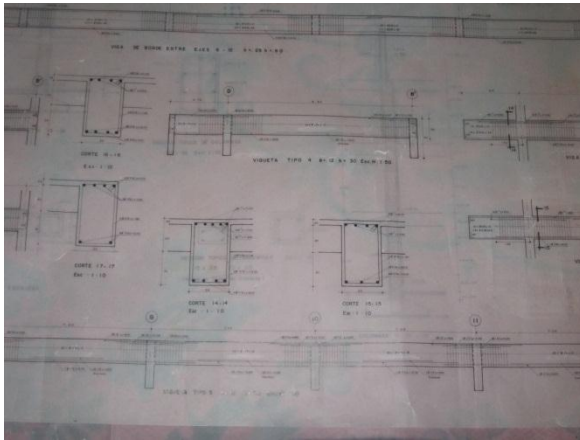


Foto N° 10. PL 14/22 vigas losa ejes 6 – 12

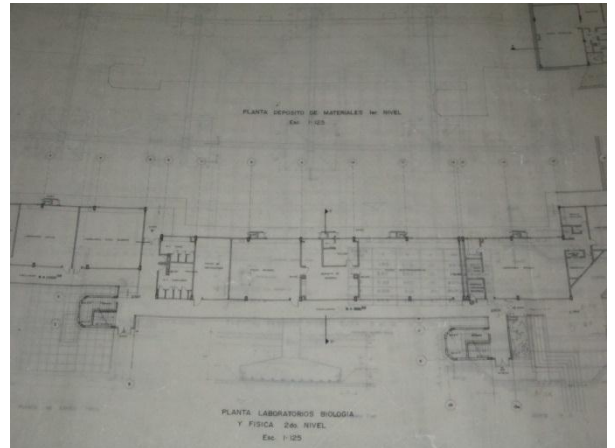


Foto N° 11. PL 2/46 Planta de distribución primer y segundo nivel.

ANEXO 2

DAÑOS ENCONTRADOS EN EL SECTOR DE LA ESTRUCTURA EJES 6-12



Foto N° 12. Hundimiento en el primer piso



Foto N°13. Grietas generadas alrededor de columnas 1° piso.



Foto N° 14. Deformación del cielo raso

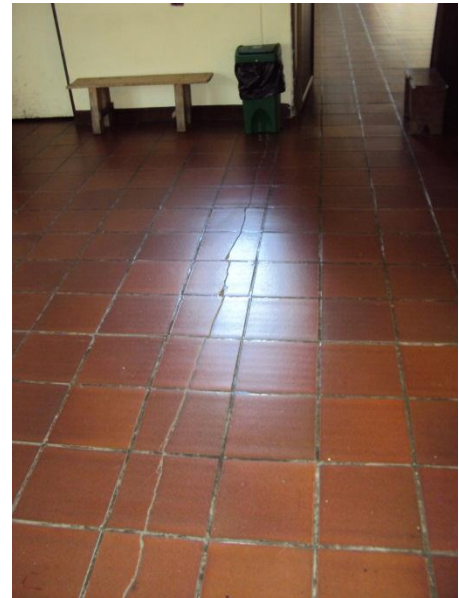


Foto N°9 Grieta generada en el primer piso.

