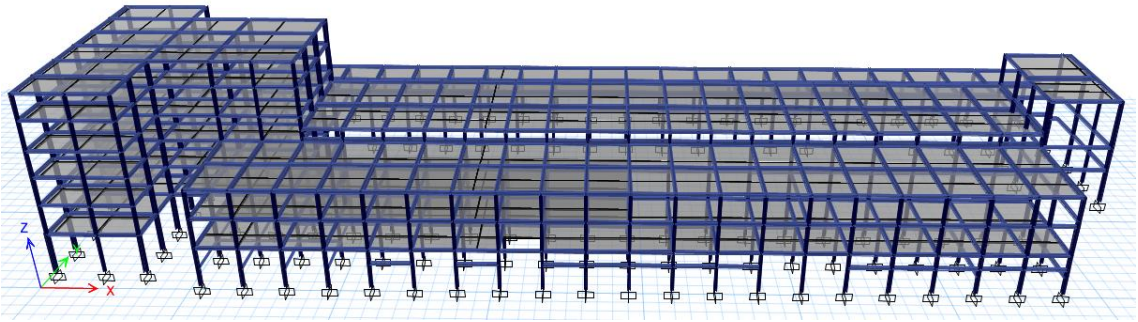
CONTRATO DE CONSULTORIA No. CO1.PCCNTR.8366605 - 5_9205_255

CONTRATAR ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL CENTRO TECNOLÓGICO DEL MOBILIARIO, UBICADO EN EL COMPLEJO SUR DE ITAGÜÍ - ANTIOQUIA, CON EL FIN DE EVALUAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO FRENTE A LA NORMA SISMO-RESISTENTE - NSR- 10.

INFORME DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL – SENA CALATRAVA



VERSIÓN 1

ORIGINAL

MEDELLÍN, ANTIOQUIA DICIEMBRE 10 DE 2025

INGENIERIA BÁSICA S.A.S.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 5

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA 5

3. INFORMACIÓN RECOPILADA.....6

4. ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL 13

4.1. CALIDAD DEL DISEÑO ORIGINAL Y CIMENTACIÓN 14

4.2. ESTADO DE MANTENIMIENTO Y CONSERVACIÓN DE LA ESTRUCTURA 15

5. ANALISIS ESTRUCTURAL 15

5.1. MATERIALES 18

5.2. EVALUACIÓN DE CARGAS 19

5.2.1. Carga Muerta.....19

5.2.2. Carga Viva 20

5.2.3. Empuje de suelo.....20

5.2.4. Fuerza sísmica 20

5.3. COMBINACIONES DE CARGA.....22

5.4. CONSIDERACIONES PARA LA REALIZACIÓN DEL MODELO 23

6. RELACIÓN DEMANDA – CAPACIDAD 25

6.1. INDICE DE SOBREESFUERZO (ISE) 25

6.2. ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD 28

7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) 31

8. CONCLUSIONES 36

9. RECOMENDACIONES.....38

8. ANEXOS 40

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficiente de aceleración pico efectiva Aa.....16
Tabla 2. Espectro elástico de diseño. 17
Tabla 3. Espectro elástico de umbral de daño.....17
Tabla 4. Materiales estructurales 18
Tabla 5. Cargas muertas por particiones 19
Tabla 6. Cargas muertas por acabados 19
Tabla 7. Cargas debidas a los mezanines en madera 19
Tabla 8. Irregularidades en planta. 21
Tabla 9. Irregularidades en altura. 21
Tabla 10. Corrección por FHE. 22
Tabla 11. Coeficiente de capacidad de disipación de energía.....22
Tabla 12. Coeficientes de reducción de resistencia. 25
Tabla 13. Índices de sobre esfuerzo máximos encontrados por cargas de servicio. 26
Tabla 14. Índices de sobre esfuerzo máximos encontrados por cargas últimas. ...26
Tabla 15. Índice de flexibilidad de los pisos. 29
Tabla 16. Índice de flexibilidad de los pisos con umbral de daño. 30
Tabla 17. Vulnerabilidad de la estructura.....30
Tabla 18. Resultados del pushover en ambas direcciones.....34

INDICE DE FIGURAS

Figura No. 1. Planta de primer nivel, se observa la longitud del muro de contención 6
Figura No. 2. Esquema general de la edificación (vista en planta). (1. Edificio de 6 niveles. 2.Edificio de Talleres. 3. Bloque norte de talleres).....9
Figura No. 3. Corte A-A de la edificación de 6 niveles del costado sur. Se observa acá que solo tiene 5 niveles. 9
Figura No. 4. Corte B-B, se observa parte del edifico de 6 niveles y parte del edifico de talleres y muro de contención de nivel 1. 10
Figura No. 5. Corte C-C. se observa el edificio de talleres con 3 niveles en su costado oriental. 10
Figura No. 6. Corte D-D, se observa el edificio de talleres con solo dos niveles en el costado oriental. 11
Figura No. 7. Corte E-E, se observa el bloque norte del edificio de talleres, la ubicación del muro de contención no coincide con lo existente. 11
Figura No. 8. Corte F-F, sección longitudinal por el costado oriental de la edificación. 12
Figura No. 9. Modelo matemático realizado. 25
Figura No. 10. Localización elemento columna con mayor ISE 27
Figura No. 11. Localización elemento viga con mayor ISE. 28
Figura No. 12. Gráfica de capacidad – de manda para la dirección X. 32
Figura No. 13. Gráfica de capacidad – de manda para la dirección Y. 33
Figura No. 14. Gráfica de cortante basal versus desplazamiento en X. 35
Figura No. 15. Gráfica de cortante basal versus desplazamiento en Y. 36

1. INTRODUCCIÓN

Este informe tiene como objetivo presentar la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y estructural del Centro Tecnológico del Mobiliario (SENA de Calatrava) ubicado en el municipio de Itagüí, Antioquia. La evaluación se desarrolla conforme a los lineamientos de la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente – NSR-10, así como a metodologías reconocidas internacionalmente para el análisis de vulnerabilidad. Se consideran aspectos estructurales, arquitectónicos y constructivos, incluyendo la configuración en planta y elevación, el sistema resistente, ante cargas verticales y laterales, las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones del suelo reportadas para la zona.

Este diagnóstico permite identificar las posibles deficiencias del edificio ante cargas sísmicas y; estimar su nivel de desempeño sísmico y servirá como insumo para proponer, de ser necesario, medidas de reforzamiento o mejoramiento estructural orientadas a reducir el riesgo y aumentar la resiliencia de la infraestructura y operación de la institución.

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se trata de una edificación aporticada que abarca un área bruta en planta de 4647.70m^2. La estructura llega a tener 6 niveles en la parte sur donde se encuentran ubicadas entre otras la capilla, cafetería en el primer nivel, y oficinas, aulas y auditorio en los niveles superiores. En el costado norte se encuentran los talleres que tienen tres niveles en el costado oriental y un nivel subdividido con mezanines internos de madera y cerchas metálicas conformadas por ángulos en el costado occidental. En la parte norte se encuentra un bloque de mayor altura con 3 tramos de vigas, pero sin entrepisos, el cual cuenta con la estructura de un mezanine que no hace parte del sistema de resistencia sísmica y está separada de la estructura principal. La estructura cuenta con un muro de contención de 5m de altura en el costado oriental y sur de la edificación. Este muro conforma el primer nivel de esos costados, tiene una longitud total de aproximadamente 126m.

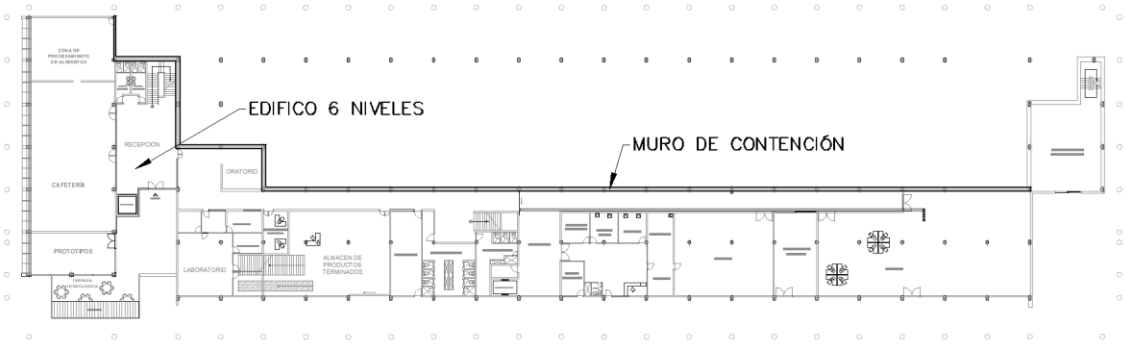


Figura No. 1. Planta de primer nivel, se observa la longitud del muro de contención

En cuanto a las cimentaciones se logró constatar que se trata de zapatas aisladas en concreto reforzado desplantadas aproximadamente a 2.00m de profundidad en la zona de talleres y a 1.20m en la zona del edificio de la parte sur.

Se realizaron varias visitas a la institución con el fin de constatar la información recopilada y evidenciar la condición actual de la estructura y así poder tener un mejor dominio de la espacialidad de la edificación existente y de su calidad de construcción; aspectos muy importantes para el proceso de evaluación.

3. INFORMACIÓN RECOPILADA

Para la realización del estudio de vulnerabilidad es necesario contar con la mayor cantidad de información relacionada con el diseño estructural y la construcción de la edificación; sin embargo, por tratarse de una construcción con más de 35 años de antigüedad, la información existente disponible es muy poca. En general la información disponible está relacionada con la arquitectura, que, aunque no es completamente coincidente con lo existente, permitió formar una idea del desarrollo del proyecto desde sus inicios.

Como parte de la recopilación de información se visitaron las instalaciones del SENA Regional Antioquia ubicado en la avenida Ferrocarril de la ciudad de Medellín donde posan algunos planos impresos de las diferentes sedes existentes en el Área Metropolitana, entre ellas la que es objeto de este informe. En la búsqueda solamente se pudieron recopilar 3 planos estructurales, los cuales no coinciden

completamente con lo existente y cuentan con muy poca información. Por otro lado, la información arquitectónica encontrada consta de 20 planos impresos donde se muestra que el edificio principal es de 5 niveles y no de 6 como se encuentra en la actualidad. No existe información alguna de cómo ni cuándo se construyó ese nivel adicional. Estos planos tampoco son completamente coincidentes con lo existente, pero fueron de mucha utilidad ya que permitieron aclarar en las diversas visitas realizadas a la institución muchas dudas relacionadas con elementos que no son visibles por el uso de enchape y/o poco espacio o inaccesibilidad; lo anterior llevó a que varios de los criterios utilizados en la modelación de la estructura fueron tomados a partir de la visualización de estos planos.

En resumen, la única información recopilada consta de lo siguiente:

1. Un juego de 20 planos arquitectónicos impresos con información de plantas y cortes de la edificación.
2. Un juego de 3 planos estructurales donde se muestra el despiece de diferentes columnas (2 secciones transversales, todas con el mismo refuerzo) y dos planos con plantas de losa y dos despieces tipo de vigas.

Adicional a la información recopilada, se realizaron las siguientes actividades de campo para complementar la información disponible para adelantar el estudio de vulnerabilidad:

3. Informe de diagnóstico: se realizaron ensayos sobre algunos de los elementos estructurales de la edificación existente, obteniendo la resistencia a la compresión del concreto, los niveles de carbonatación y los diámetros de las barras de acero. Se logró evidenciar que las columnas construidas tienen el refuerzo mostrado en los planos estructurales encontrados.

   Acá es importante resaltar que se relacionaron algunos elementos estructurales (columnas, vigas y nervios) como miembros representativos de toda la edificación, para la exploración de campo. Dado que no se tiene información estructural de toda la edificación, se consideró que no sería

pertinente explorar muchos elementos estructurales. Por el contrario, una exploración adecuadamente seleccionada daría información suficiente para establecer hipótesis sobre la resistencia del concreto y el detalle de reforzamiento para otros elementos similares en geometría y función dentro de la estructura. Así las cosas, la exploración realizada es técnicamente viable y económicamente aceptable para los efectos del presente estudio. Si los resultados indican vulnerabilidades significativas en algunos elementos, se deberá realizar otro ciclo de exploración de campo sobre dichos miembros estructurales.

Este informe también comprobó que la cimentación está constituida por zapatas aisladas de concreto reforzado, donde las zapatas encontradas en la zona de los talleres tienen una dimensión de 1.50x1.50 con un espesor promedio de 0.35m, mientras que las del edificio de 6 niveles cuentan con unas dimensiones de 2.00x2.00 con un espesor promedio de 0.52m. En este mismo informe se encuentran propiedades del suelo tales como el perfil de suelo y ángulo de fricción y densidad, con los cuales se calculó el empuje para la revisión del muro de contención.

4. Levantamiento arquitectónico: se realizó un levantamiento arquitectónico ajustado a las condiciones actuales de la edificación. Dicho levantamiento se encuentra en un archivo de extensión dwg denominado SENA ITAGUI ARQUITECTO.dwg.

Las siguientes figuras muestran los cortes arquitectónicos más representativos y que dan una mejor idea de cómo está configurada la estructura.

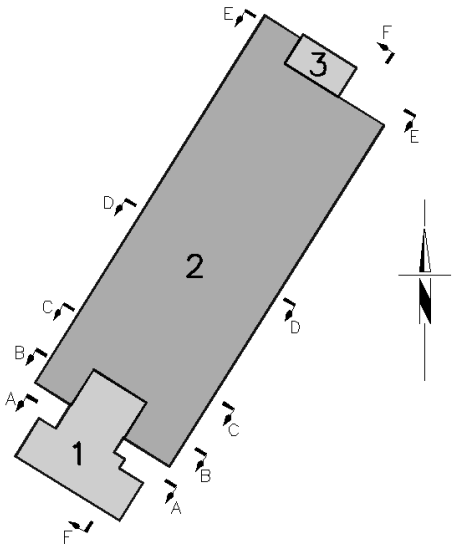


Figura No. 2. Esquema general de la edificación (vista en planta). (1. Edificio de 6 niveles. 2.Edificio de Talleres. 3. Bloque norte de talleres)

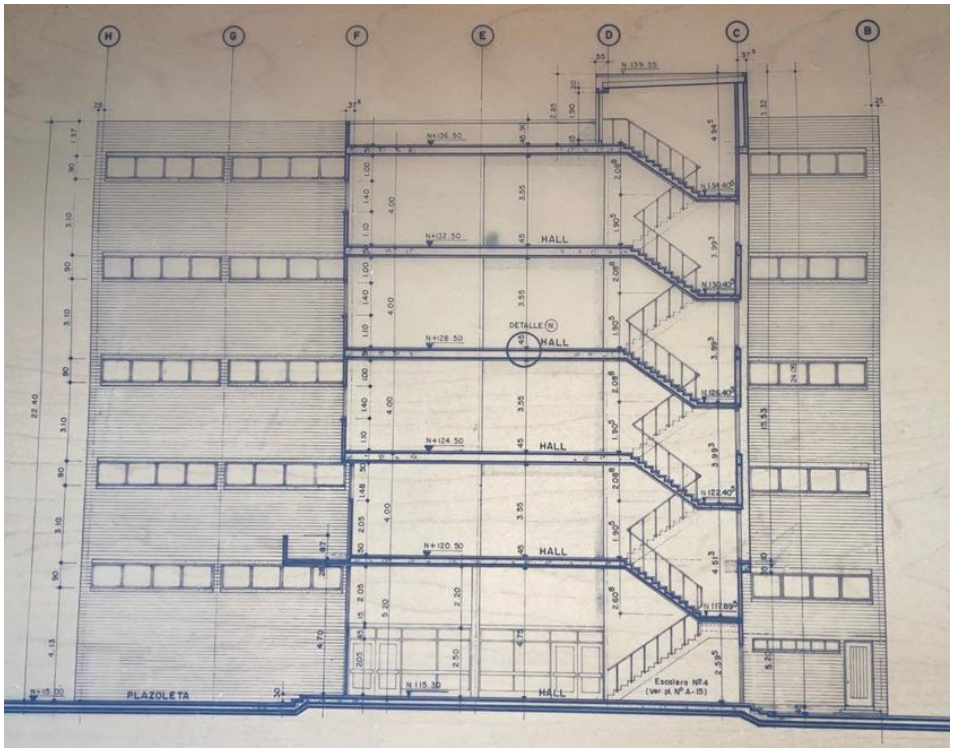


Figura No. 3. Corte A-A de la edificación de 6 niveles del costado sur. Se observa acá que solo tiene 5 niveles.

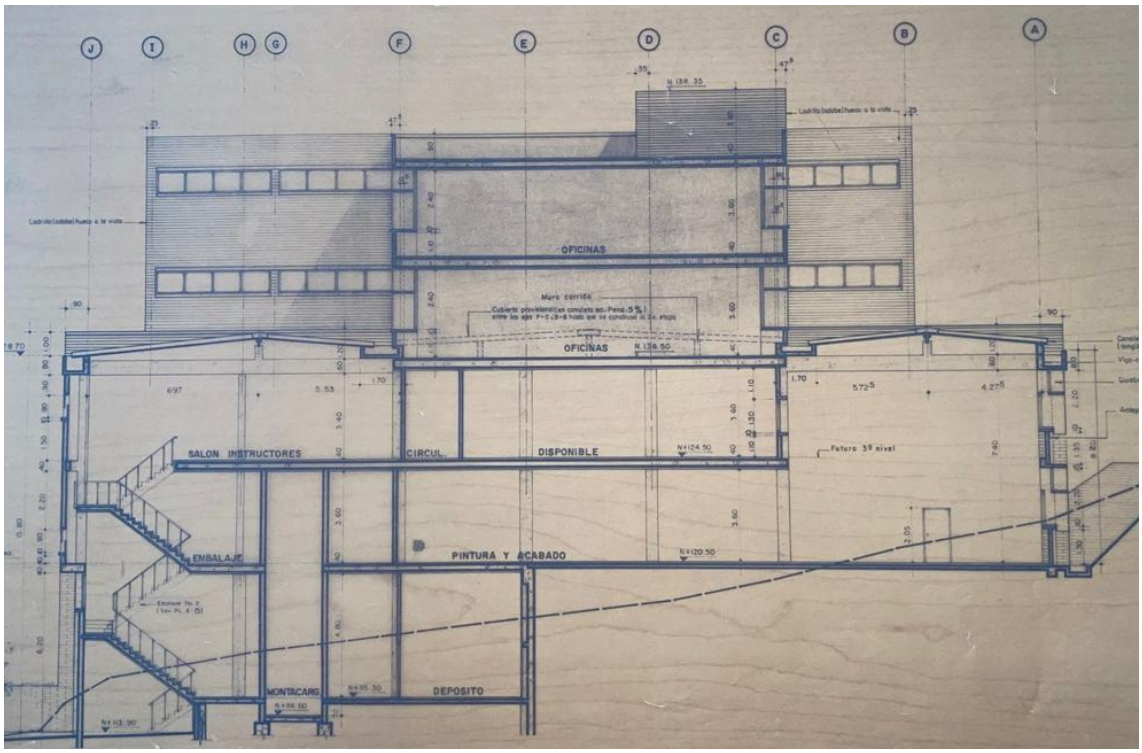


Figura No. 4. Corte B-B, se observa parte del edifico de 6 niveles y parte del edifico de talleres y muro de contención de nivel 1.

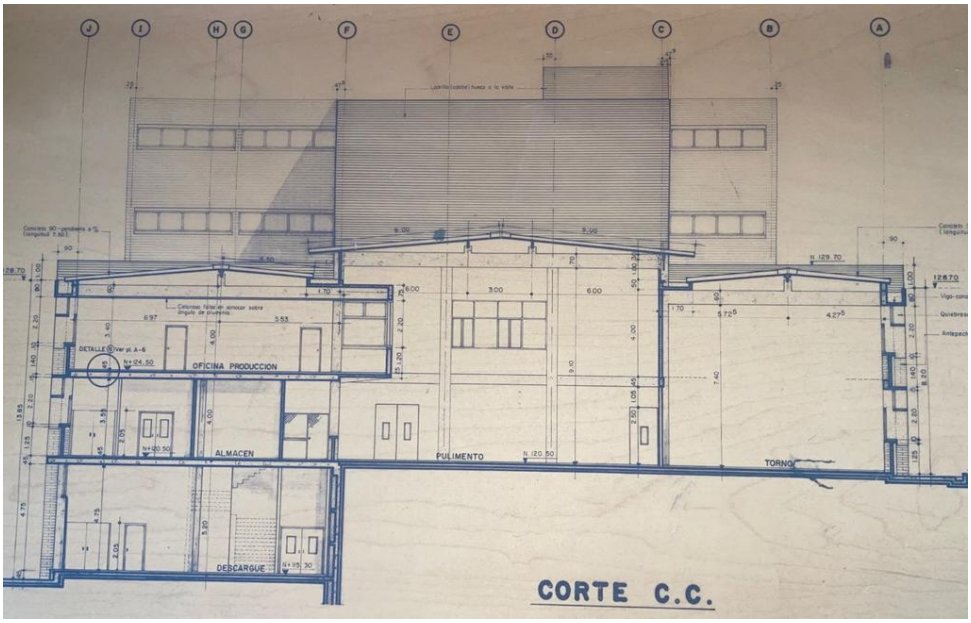


Figura No. 5. Corte C-C. se observa el edificio de talleres con 3 niveles en su costado oriental.

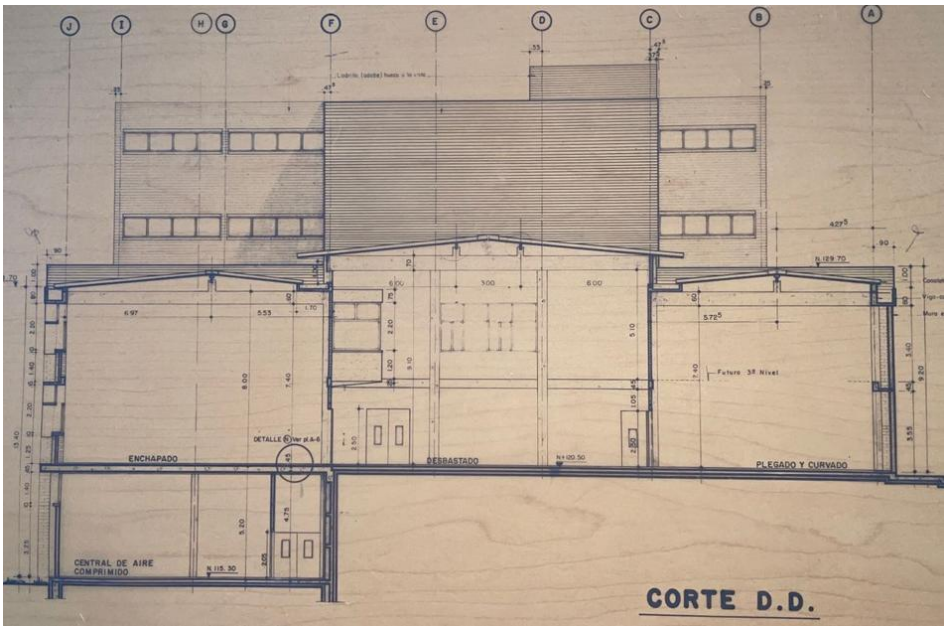


Figura No. 6. Corte D-D, se observa el edificio de talleres con solo dos niveles en el costado oriental.

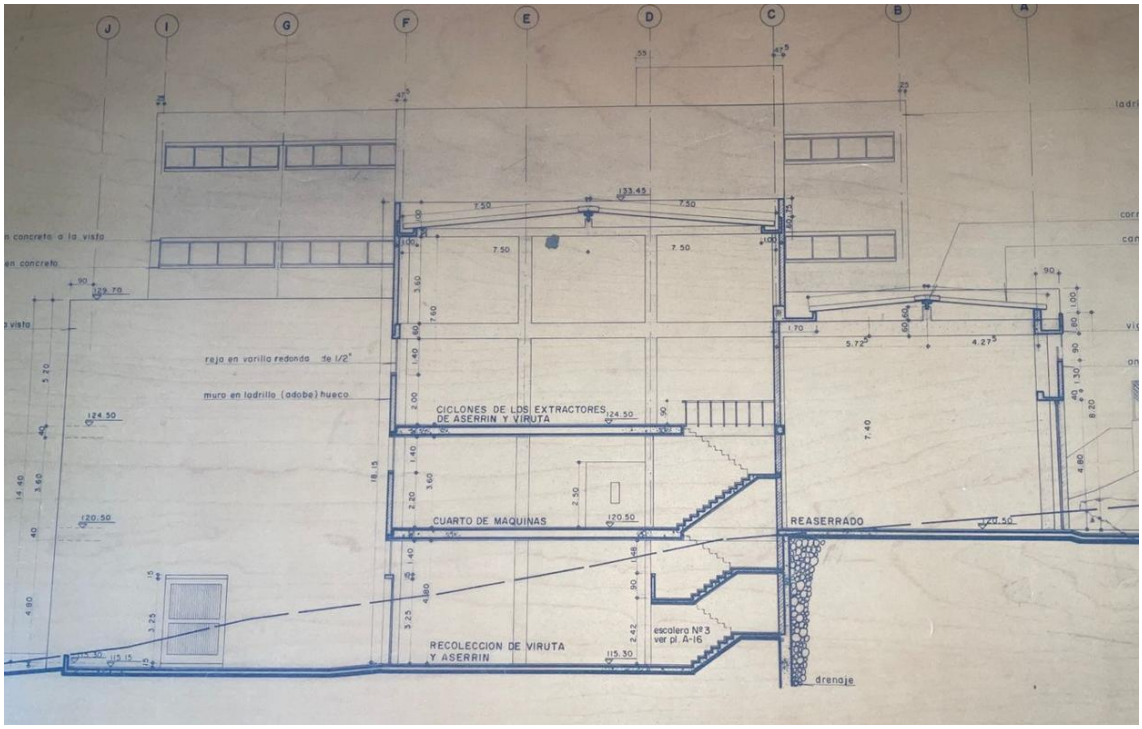


Figura No. 7. Corte E-E, se observa el bloque norte del edificio de talleres, la ubicación del muro de contención no coincide con lo existente.

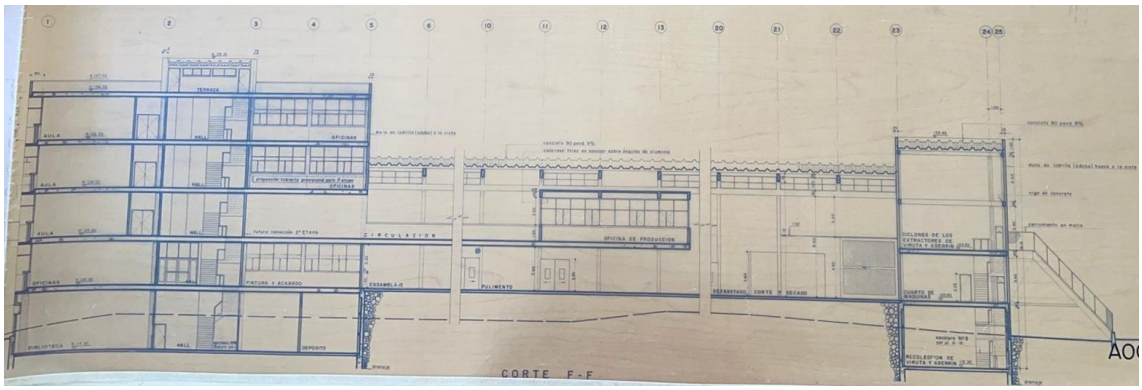


Figura No. 8. Corte F-F, sección longitudinal por el costado oriental de la edificación.

El reglamento NSR-10 vigente indica claramente que la investigación que se realice debe determinar los siguientes aspectos:

a. La concordancia entre la información reunida y lo existente, para lo cual se deben hacer exploraciones en lugares representativos tal como se realizó y consta en el informe de diagnóstico.
b. La calidad de la construcción de la estructura debe realizarse de manera cualitativa. Para este punto se realizaron varias visitas al sitio con el fin de tomar medidas de diferentes elementos estructurales y observar su configuración real en campo, así como la posible presencia de fallas o indicios de un comportamiento alterado de la estructura. En estas visitas se encontraron varios tramos de vigas a diferentes alturas lo que genera tramos cortos de columnas e impide la conformación de diafragmas. Así mismo se observó que las columnas en el primer tramo son bastante esbeltas ya que se cuenta con una doble altura en el primer tramo y varias de las columnas cuentan con una sección de 30x30cm, mientras que las otras son de 30x50cm lo que las hace esbeltas en sentido de su menor dimensión.
c. El estado de conservación de la estructura. Durante las visitas se constató que la estructura se encuentra en buenas condiciones a pesar de su antigüedad. No se encontraron indicios de asentamientos o algún tipo de problema con la cimentación ni problemas de deformaciones en los

elementos o grietas o fisuras. En el último nivel de la edificación de 6 niveles se observaron problemas de humedades (sobre todo en el costado norte) que no comprometen la seguridad de la estructura.

d. Debe investigarse la estructura con el fin de determinar su estado a través de evidencia de fallas locales, deflexiones excesivas, corrosión de las armaduras y otros indicios de su comportamiento. Este punto se trató en el diagnóstico realizado y se verificó en las diferentes visitas realizadas a la institución.

e. Debe investigarse la ocurrencia de asentamientos de la cimentación y su efecto en la estructura. Al igual que el punto anterior, esto fue verificado con el diagnóstico y las visitas realizadas, sin encontrar algún indicio de problemas.

f. Debe determinarse la posible ocurrencia en el pasado de eventos extraordinarios que hayan podido afectar la integridad de la estructura, debidos a explosión, incendio, sismo, remodelaciones previas, colocación de acabados que hayan aumentado las cargas, y otras modificaciones. Aquí, cabe recordar que en los planos arquitectónicos se observa únicamente 5 niveles, pero en las visitas se identificó un cambio sutil de color en la edificación entre los pisos 5 y 6. Esto sugiere que el sexto nivel fue construido tiempo después de toda la estructura principal. Algunas fotografías antiguas encontradas mostraron que efectivamente, el edificio se construyó con 5 niveles. No se tiene información de cómo se realizó la construcción posterior del nivel 6. A pesar de esta ampliación no documentada, no se observaron problemas de carga en la estructura existente.

4. ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El estado del sistema estructural debe ser calificado respecto a dos condiciones a saber, la primera es la calidad del diseño original y su sistema de cimentación y la segunda es el estado de mantenimiento y conservación de la estructura.

4.1. CALIDAD DEL DISEÑO ORIGINAL Y CIMENTACIÓN

Esta calificación se debe realizar con respecto a la mejor tecnología y procedimientos existentes en la época de la construcción original. Tanto los planos arquitectónicos encontrados como los estructurales están fechados de 1978 y 1980, época cercana a la cual empezó la sede del SENA (1982) en donde antes era el Centro Colombo-Canadiense de la Madera. Para ese entonces en Colombia aún no había una norma sismo resistente, por lo cual era habitual basarse en normas extranjeras como el Código Uniforme de Construcción de los EE. UU. (UBC) y las normas de la Asociación Americana del Concreto (ACI) y el documento ATC-3. Algunas firmas de ingeniería tenían sus propias prácticas y especificaciones, pero sin uniformidad y el método de diseño por los esfuerzos de trabajo (Tensiones admisibles) era el método predominante en ese momento. A los materiales (concreto, acero y mampostería) se les asignaba un esfuerzo de trabajo o tensión admisible, que era una fracción de su capacidad última de resistencia, con el objetivo de que, bajo cargas de servicio, los esfuerzos no superaran ese límite.

Los materiales de concreto usados en esa época tenían resistencias relativamente bajas, siendo los concretos de 17MPa y 21MPa los más predominantes, y lo común era usar barras de refuerzo liso.

En las inspecciones realizadas se encontró que el refuerzo principal (longitudinal) utilizado es corrugado, mientras que los estribos eran de refuerzo liso y se encuentran con menor separación cerca a los nudos, aunque no a la separación indicada en las normas actuales. Por otra parte, los concretos encontrados y reportados en el informe de diagnóstico indican una resistencia característica de 21MPa, lo que corresponde a uno de los concretos de alta resistencia que se producía en la época. Se encontraron zapatas con espesores adecuados para evitar

el punzonamiento generado por las cargas verticales. En este orden de ideas la calidad del diseño original y el sistema de cimentación se califica como **BUENA.**

4.2. ESTADO DE MANTENIMIENTO Y CONSERVACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Debe hacerse una calificación del estado actual de la estructura de la edificación, basada en aspectos tales como: sismos que la puedan haber afectado, fisuración por cambios de temperatura, corrosión de las armaduras, asentamientos diferenciales, reformas, deflexiones excesivas, estado de elementos de unión y otros aspectos que permitan determinar su estado actual. De acuerdo con lo anterior el estado de la estructura existente se clasifica como **BUENO**.

5. ANALISIS ESTRUCTURAL

El presente capítulo describe el análisis estructural realizado para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la edificación, en cumplimiento de lo establecido en el Capítulo A.10.3 de la NSR-10, el cual exige que el análisis se base en un modelo estructural que represente adecuadamente la rigidez, resistencia y condiciones reales del edificio, considere los sistemas resistentes a cargas laterales existentes, e incluya la verificación de los efectos de irregularidades, deficiencias y posibles mecanismos de falla. De acuerdo con dicho capítulo, se emplearon métodos de análisis apropiados para el nivel de información disponible, incorporando las propiedades de materiales, la configuración estructural y las acciones sísmicas requeridas, con el fin de determinar las demandas internas y los parámetros necesarios para la clasificación del nivel de vulnerabilidad sísmica.

Como la edificación tiene un uso de institución educativa, se clasifica como una estructura del grupo III, edificaciones de atención a la comunidad, bajo los lineamientos del Reglamento NSR-10 vigente. Para edificaciones pertenecientes a

este grupo la NSR-10 indica que se identifiquen los movimientos sísmico según lo requerido en A.2 como si se tratara de una estructura nueva. Estos movimientos sísmicos son definidos para una probabilidad del 10% de ser excedidos en un lapso de 475 años, por lo tanto, los valores de Aa y Av que se deben utilizar son los expresados en la tabla del apéndice A-4.

MUNICIPIO	CODIGO MUNICIPIO	Aa	Av	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA	Aa	Ad
Itagüí	5360	0.15	0.2	Intermedia	0.15	0.08

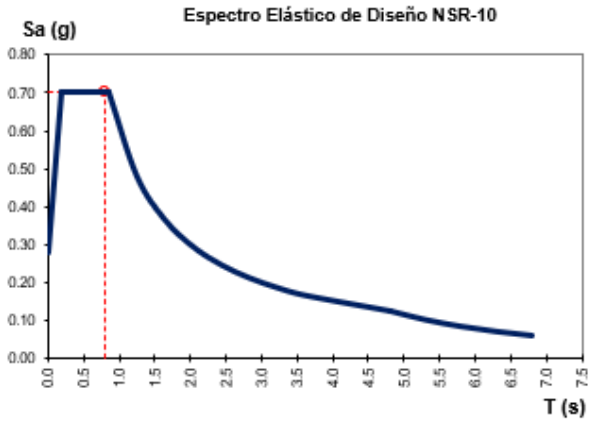
Tabla 1. Coeficiente de aceleración pico efectiva Aa

Adicionalmente se consideró la edificación como Pórticos de concreto resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía, esto debido a lo observado en campo, donde se pudo determinar la falta de confinamiento de las secciones de columnas y vigas, lo que reduce su capacidad y ductilidad lo suficiente como para considera la edificación DMI.

Con estos valores es posible construir el espectro de diseño, el cual es una herramienta utilizada en ingeniería que muestra cómo varía la respuesta máxima de una estructura idealizada (aceleración, velocidad o desplazamiento) ante diferentes periodos de vibración durante un sismo. En otras palabras, el espectro de diseño sirve para diseñar y verificar la resistencia sísmica de edificaciones, permitiendo estimar las fuerzas que deben soportar según su rigidez o flexibilidad, garantizando así un comportamiento seguro frente a terremotos.

En ese orden de ideas el espectro de diseño para la evaluación de la vulnerabilidad de la estructura es el siguiente.

FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE	
Tipo de suelo	D
Aa (Aceleración pico efectiva)	0.15
Av (Velocidad pico efectiva)	0.20
I (Coeficiente de Importancia)	1.25
Ct	0.047
α	0.90
Numero de Pisos	6.00
Altura total del edificio	23.10 m



Fv	2.00
Fa	1.50
K	1.30
Ta	0.79
To	0.18 s
Tc	0.85 s
TL	4.80 s
Sa	0.70
Vs	4395.52 t

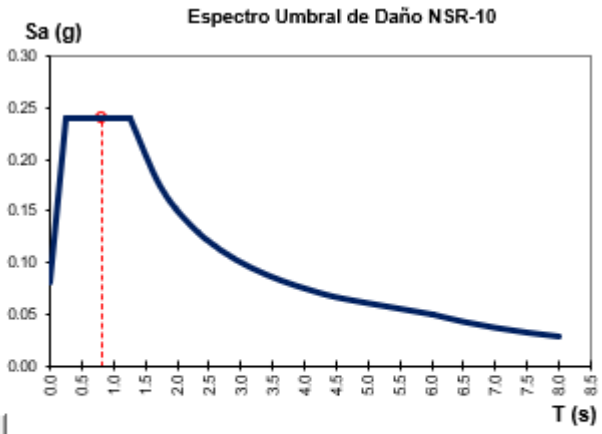
CALCULAR

ESPEC-TXT

Tsap	2.76 s
Tsel	1.10 s
K	1.30
Sa	0.54

Tabla 2. Espectro elástico de diseño.

FHE UMBRAL DE DAÑO	
Tipo de suelo	D
Aa (Aceleración pico efectiva)	0.15
Av (Velocidad pico efectiva)	0.20
Ad (Acel. Pico efect. Umbral)	0.08
Ct	0.049
α	0.90
Numero de Pisos	6.00
Altura total del edificio	23.10 m



Fv	2.00
Fa	1.50
K	1.39
Ta	**0.83 s**
To	0.25 s
Tcd	1.25 s
TLd	6.00 s
Sad	0.24
Vsd	1500.34 t

CALCULAR

ESPEC-TXT

Tsap	2.76 s
Tsel	1.29 s
K	1.39
Sad	0.23

Tabla 3. Espectro elástico de umbral de daño.

Como se mencionó anteriormente, el espectro de diseño es una herramienta que permite evaluar las fuerza sísmica que actúa sobre las estructura, esta fuerza es conocida como la cortante basal (Vs), la cual se obtiene del producto de la máxima aceleración horizontal de diseño (Sa) por el peso de la estructura. El valor de Sa se

obtiene del espectro al intersecar el valor del periodo de la estructura con la gráfica construida.

El valor de Vs obtenido corresponde a 43955.2kN, sin embargo, la NSR-10 permite usar un periodo más alto con lo que se obtiene una fuerza sísmica más pequeña, ese nuevo periodo no puede exceder el valor que se obtiene de multiplicar el periodo fundamental aproximado por un factor Cu, sin embargo, se debe comparar con el periodo fundamental obtenido del modelo (Tsap) y se selecciona el más bajo de los dos. Para este caso el periodo seleccionado (T_{sel} en la tabla) corresponde a 1.10 segundos, valor para el cual corresponde un Sa de 0.54, entonces la fuerza sísmica queda en:

$$V_s = W * S_a$$
$$V_s = 62514.1kN * 0.54 = 33757.61kN$$

Para el umbral de daño se tiene algo similar:

$$V_s = W * S_a$$
$$V_s = 62514.1kN * 0.23 = 14378.24kN$$

5.1. MATERIALES

Los materiales utilizados corresponden a los valores obtenidos de los ensayos realizados en campo, donde se determinó que la resistencia a la compresión promedio de los elementos en concreto corresponde a 21MPa.

MATERIAL	f'c	Fy	E	DENSIDAD
Concreto de columnas	21 MPa	-	21538 MPa	24000 N/m^3
Concreto de vigas	21 MPa	-	21538 MPa	24000 N/m^3
Concreto de losas	21 MPa	-	21538 MPa	24000 N/m^3
Concreto de zapatas	21 MPa	-	21538 MPa	24000 N/m^3
Acero de refuerzo ppal	-	420 MPa	210000 MPa	78500 N/m^3
Acero de refuerzo estribos	-	280 MPa	210000 MPa	78500 N/m^3

Tabla 4. Materiales estructurales

5.2. EVALUACIÓN DE CARGAS

La estructura está sometida a diferentes tipos de cargas tales como:

5.2.1. Carga Muerta

Esta carga es la debida al peso propio de los elementos estructurales y al peso de los acabados y muros divisorios presentes en la estructura.

PARTICIONES	Muros de 15	Drywall	TOTAL	AREA	TOTAL
PISO 2	73.20 m	-	530.33 kN	436	1.22 kN/m2
PISO 2 TALLERES	66.60 m	-	482.52 kN	1324	0.36 kN/m2
PISO 3	160.07 m	91.31	1173.40 kN	1378	0.85 kN/m2
PISO 4	109.40 m	-	781.12 kN	590	1.32 kN/m2
PISO 5	109.40 m	-	792.60 kN	590	1.34 kN/m2
PISO 6	109.40 m	-	666.25 kN	590	1.13 kN/m2
CUBIERTA	-	-	-	-	0.18 kN/m2
FACHADA PISO 2	-	-	7.25 kN/m	-	-
FACHADA PISO 3	-	-	7.25 kN/m	-	-
FACHADA PISO 4	-	-	7.14 kN/m	-	-
FACHADA PISO 5	-	-	7.25 kN/m	-	-
FACHADA PISO 6	-	-	6.09 kN/m	-	-

Tabla 5. Cargas muertas por particiones

ACABADOS		
Nivelación	0.84 kN/m2	1.34 kN/m2
Piso	0.30 kN/m2	
Tuberías	0.20 kN/m2	

Tabla 6. Cargas muertas por acabados

Adicionalmente, se consideraron las siguientes cargas por causa de los mezanines existentes que se apoyan en las vigas de los pórticos, pero que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y no hacen parte de la evaluación de la vulnerabilidad.

MEZANINES EN MADERA		
Estructura en madera	0.80 kN/m2	1.10 kN/m2
Cerchas metálicas	0.30 kN/m2	

Tabla 7. Cargas debidas a los mezanines en madera

5.2.2. Carga Viva

Las cargas vivas fueron tomadas de la tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10 de acuerdo con uso de cada espacio, esto es, 2.0kN/m^2 para aulas y oficinas, y 5.0kN/m^2 para zonas de almacenamiento, talleres con equipos y escaleras y corredores.

Adicionalmente se consideraron las cargas vivas de cubierta correspondiente a 0.50kN/m^2 y una carga de empozamiento en ciertas zonas de 1.00kN/m^2.

5.2.3. Empuje de suelo

El empuje del suelo fue calculado de acuerdo con los parámetros del suelo mostrados en el estudio de suelos que se adjunta como anexo de este informe.

$$K_o = 1 - sen(20°) = 0.66$$

$$H = K_o * \gamma * h$$

$$H = 0.66 * 18 * 5 = 59.40 kN/m^2$$

5.2.4. Fuerza sísmica

La fuerza lateral por sismo fue calculada a partir del espectro de diseño mostrado en las tablas 1 y 2. Esta fuerza se debe comparar con la obtenida por el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE) y debe tener una magnitud de al menos el 80% de la FHE en el caso de estructuras regulares y de mínimo el 90% de FHE para el caso de estructuras irregulares; por lo tanto, antes de hacer esta corrección se debe determinar qué tipo de irregularidades tiene la estructura para determinar si se trata de una estructura regular o irregular.

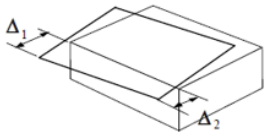
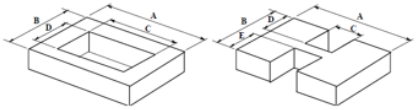
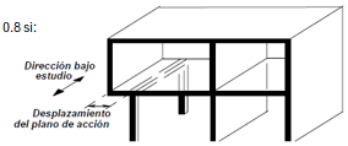
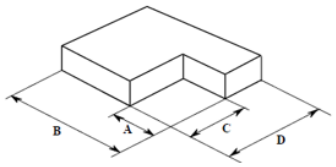
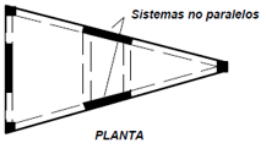
CHEQUEO DE IRREGULARIDADES EN PLANTA			
IRREGULARIDAD TORSIONAL (TIPO 1aP O 1bP)  0.9 si: $1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$ 0.8 si: $\Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	0.8	IRREGULARIDADES DEL DIAFRAGMA (TIPO 3P)  $C \times D > 0.5\,A \times B$ $\quad (C \times D + C \times E) > 0.5\,A \times B$	0.9
		DESPLAZAMIENTO PLANO DE ACCIÓN (TIPO 4P) 0.8 si:  Dirección bajo estudio Desplazamiento del plano de acción	1.0
RETROCESOS EN ESQUINAS (TIPO 2P)  0.9 si: $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$	0.9	SISTEMAS NO PARALELOS (TIPO 5P) 0.9 si:  Sistemas no paralelos PLANTA	1.0
FACTOR Φp POR IRREGULARIDAD EN PLANTA A USAR			**0.8**

Tabla 8. Irregularidades en planta.

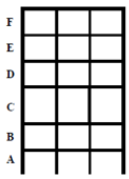
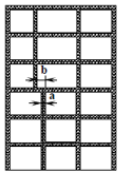
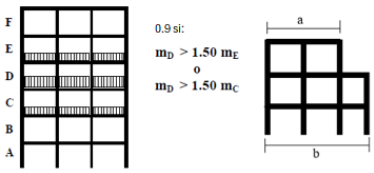
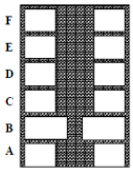
CHEQUEO IRREGULARIDAD EN ALTURA			
PISO FLEXIBLE (TIPO 1aA O 1bA)  0.9 si: $0.60\ \text{Rigidez}\ K_D \leq \text{Rigidez}\ K_C < 0.70\ \text{Rigidez}\ K_D$ $0.70\ (K_D+K_E+K_F)/3 \leq \text{Rigidez}\ K_C < 0.80\ (K_D+K_E+K_F)/3$ 0.8 si: $\text{Rigidez}\ K_C < 0.60\ \text{Rigidez}\ K_D$ $\text{Rigidez}\ K_C < 0.70\ (K_D+K_E+K_F)/3$	1.0	DESPLAZAMIENTO DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN (TIPO 4A)  0.8 si: $b > a$	1.0
DISTRIBUCIÓN DE MASA (TIPO 2A) Y GEOMÉTRICA (TIPO 3A)  0.9 si: $m_D > 1.50\ m_E$ o $m_D > 1.50\ m_C$ 0.9 si: $a > 1.30\ b$	0.9	PISO DEBIL (TIPO 5aA O 5bA)  0.9 si: $0.65\ \text{Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80\ \text{Resist. Piso C}$ 0.8 si: $\text{Resistencia Piso B} < 0.65\ \text{Resistencia Piso C}$	1.0
FACTOR Φa POR IRREGULARIDAD EN PLANTA A USAR			**0.9**

Tabla 9. Irregularidades en altura.

Como se observa la estructura presenta irregularidades tipo 1bP, 2P, 3P y 3A, por lo cual se debe usar un 90% de FHE.

CORRECCIÓN DE CORTANTE POR SISMO		
FUERZA	VALOR	CORRECCIÓN
FHEX	33757.61 kN	(0.90 x 33757.61) 30381.85 kN
FHEY	33757.61 kN	(0.90 x 33757.61) 30381.5 kN

CORRECCIÓN DE CORTANTE POR SISMO		
FHEX-Umbral	14378.75 kN	(0.9 x 14378.75) 12940.88 kN
FHEY-Umbral	14378.75 kN	(0.9 x 14378.75) 12940.88 kN
Sx	12766.65 kN	(30381.85 /12766.65) 2.37
Sy	11380.21 kN	(30381.85 /11380.21) 2.66
Sx-umbral	5521.73 kN	(12940.88 / 5521.73) 2.34
Sy-umbral	4619.39 kN	(12940.88 / 4619.39) 2.80

Tabla 10. Corrección por FHE.

Por otra parte, la reducción de las fuerzas sísmicas se realizó utilizando un valor de R' (Coeficiente de capacidad de disipación de energía) equivalente a 1.80

R_0	2.5
Φa	0.8
Φp	0.9
R'	1.8

Tabla 11. Coeficiente de capacidad de disipación de energía.

5.3. COMBINACIONES DE CARGA

Se utilizaron las combinaciones de carga última estipuladas en el titulo B.2.4.2 y combinaciones para cargas en servicio del título B.2.3.1 de la NSR-10.

Combinaciones últimas:

1.4D
1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr ó G ó Le)
1.2D + 1.6 (Lr ó G ó Le) + 1.0 (L ó 0.5W)
1.2D + 1.0W+ 1.0L + 0.5 (Lr ó G ó Le)
1.2D + 1.0E + 1.0L
0.9D + 1.0W + 1.6H
0.9D + 1.0E + 1.6H

Combinaciones de servicio:
D + F
D + H + F + L + T
D + H+ F + (Lr ó G ó Le)
D + H+ F + 0.75 (L + T) + 0.75 (Lr ó G ó Le)
D + H + F + W
D + H + F + 0.7E
D + H+ F + 0.75W + 0.75L + 0.75 (Lr ó G ó Le)
D + H + F + 0.75 (0.7E) + 0.75L + 0.75 (Lr ó G ó Le)

0.6D + W + H
0.6D + 0.7E + H

Para la comprobación de derivas se utiliza la siguiente combinación:

D + Ex + 0.3Ey para la evaluación de derivas en dirección X
D + Ey + 0.3Ex para la evaluación de derivas en dirección Y

5.4. CONSIDERACIONES PARA LA REALIZACIÓN DEL MODELO

El software utilizado para la modelación matemática fue el ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) el cual es un software comercial y reconocido para el análisis y diseño estructural de edificaciones. Su funcionamiento se basa en el Método de los Elementos Finitos (MEF), mediante el cual se discretiza la estructura real en un modelo matemático compuesto por elementos unidimensionales (barras para vigas y columnas) y bidimensionales (áreas para losas y muros). El usuario define la geometría, las propiedades de los materiales, las condiciones de apoyo (cimentación) y las cargas (muertas, vivas, sísmicas, de viento). El programa ensambla una matriz de rigidez global, resuelve el sistema de ecuaciones para calcular desplazamientos, fuerzas internas y esfuerzos en cada elemento, y finalmente verifica el cumplimiento de los criterios de diseño según el código normativo seleccionado, proporcionando resultados de diseño de refuerzo, relaciones de capacidad-demanda y visualizaciones de los modos de vibración y el comportamiento estructural bajo las diferentes combinaciones de carga.

En la elaboración del modelo se tuvieron en cuenta los resultados del diagnóstico el cual indica un promedio del frente de carbonatación de 19mm en los elementos, este valor fue descontado de la sección de los elementos con el fin de tener en cuenta esta degradación la cual hace que la sección efectiva que trabaja para soportar las solicitaciones sea menor. En las múltiples visitas realizadas de inspección y levantamiento de la estructura se identificaron 8 diferentes tipos de

secciones trasversales de los elementos, dos de ellas corresponden a columnas, y las seis restantes a vigas.

ELEMENTO	SECCIÓN MEDIDA	SECCIÓN MODELO
VIGA	30x35	26.2x31.2
VIGA	30x40	26.2x36.2
VIGA	30x45	26.2x41.2
VIGA	30x60	26.2x56.2
VIGA	25x70	21.2x66.2
COLUMNA	30x30	26.2x26.2
COLUMNA	30x50	26.2x46.2

En el análisis de vulnerabilidad, se consideraron las secciones fisuradas (no las secciones brutas de concreto) para modelar la rigidez efectiva de vigas y columnas. Esto se debe a que, ante un sismo de diseño, se espera que el concreto se agriete por tracción, reduciendo su rigidez a flexión y cortante. La NSR-10 y otras normativas especifican factores de reducción de rigidez (usualmente entre 0.3 y 0.7 de la rigidez bruta) para simular este comportamiento en el modelo estructural, garantizando así una estimación más precisa de los desplazamientos laterales, las derivas de piso y, en consecuencia, de la capacidad real de la estructura para disipar energía sin colapsar. En este caso en particular se utilizó una modificación de la inercia en vigas de 0.30, mientras que para las columnas fue de 0.70.

Una vez determinados todos estos parámetros se realizó el modelo matemático con el que se llevó a cabo el análisis de la estructura y con el que se obtuvieron las solicitaciones en los elementos para la comparación con lo construido y así poder determinar la vulnerabilidad de la estructura.

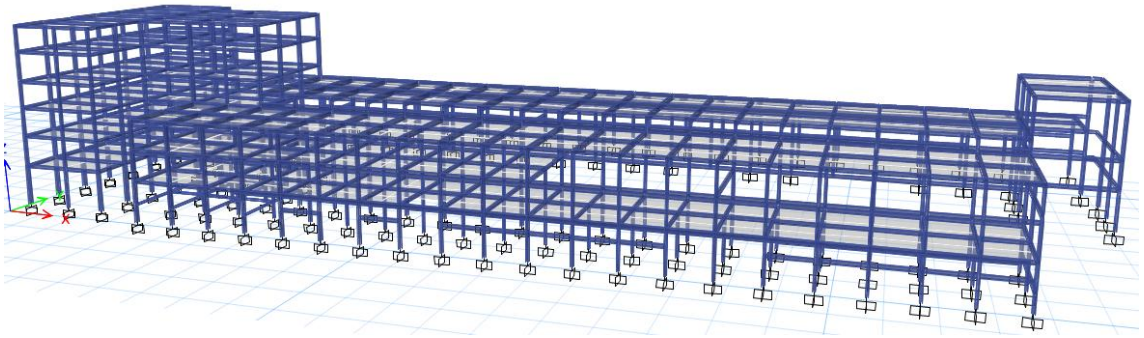


Figura No. 9. Modelo matemático realizado.

6. RELACIÓN DEMANDA – CAPACIDAD

Ya con el modelo estructural completo se deben determinar los índices de sobre esfuerzo y de flexibilidad con los cuales se puede definir la capacidad de la estructura existente de soportar las solicitaciones encontradas.

6.1. INDICE DE SOBREESFUERZO (ISE)

Para calcular este índice debe determinarse la resistencia de los elementos multiplicada por los coeficientes de reducción de resistencia obtenidos a partir de la calificación dada en los numerales 4.1 y 4.2.

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

Tabla 12. Coeficientes de reducción de resistencia.

Como ambos parámetros fueron calificados como buenos, la resistencia de los elementos corresponderá a la resistencia total de cada elemento.

La comprobación de los índices para cada elemento es muy extensa por lo cual la totalidad de este análisis se podrá verificar en los anexos de este documento.

Al verificar cada elemento, los índices más grandes y por lo tanto más desfavorables obtenidos son:

INDICE SOBREESFUERZO CARGAS VERTICALES DE SERVICIO			
ELEMENTO	ISE	LABEL	PISO
COLUMNAS	48.2	606	3
VIGAS	4.92	2400	3
ZAPATAS	5.69	24	BASE

Tabla 13. Índices de sobre esfuerzo máximos encontrados por cargas de servicio.

INDICE SOBREESFUERZO CARGAS ULTIMAS			
ELEMENTO	ISE	LABEL	PISO
COLUMNAS	7667	79	4
VIGAS	72.50	100	5
ZAPATAS	16.82	72	BASE

Tabla 14. Índices de sobre esfuerzo máximos encontrados por cargas últimas.

Según los resultados obtenidos, y en caso de presentar el terremoto de diseño, pareciera que la estructura representa alta peligrosidad para los usuarios, sin embargo hay que tener en cuenta que el modelo matemático realizado para obtener estos datos fue creado con las cargas sugeridas por la norma (cargas vivas), cargas que se pueden llegar a presentar, pero que no son lo común, además esas cargas están aplicadas en todos los niveles de la estructura al mismo tiempo, por lo que puede ser unos de los factores que generan los resultados vistos. Otro aspecto que no se tiene en cuenta en la modelación es el aporte a la rigidez que generan los elementos no estructurales como los muros divisorios o la rigidización por acabados.



Figura No. 10. Localización elemento columna con mayor ISE

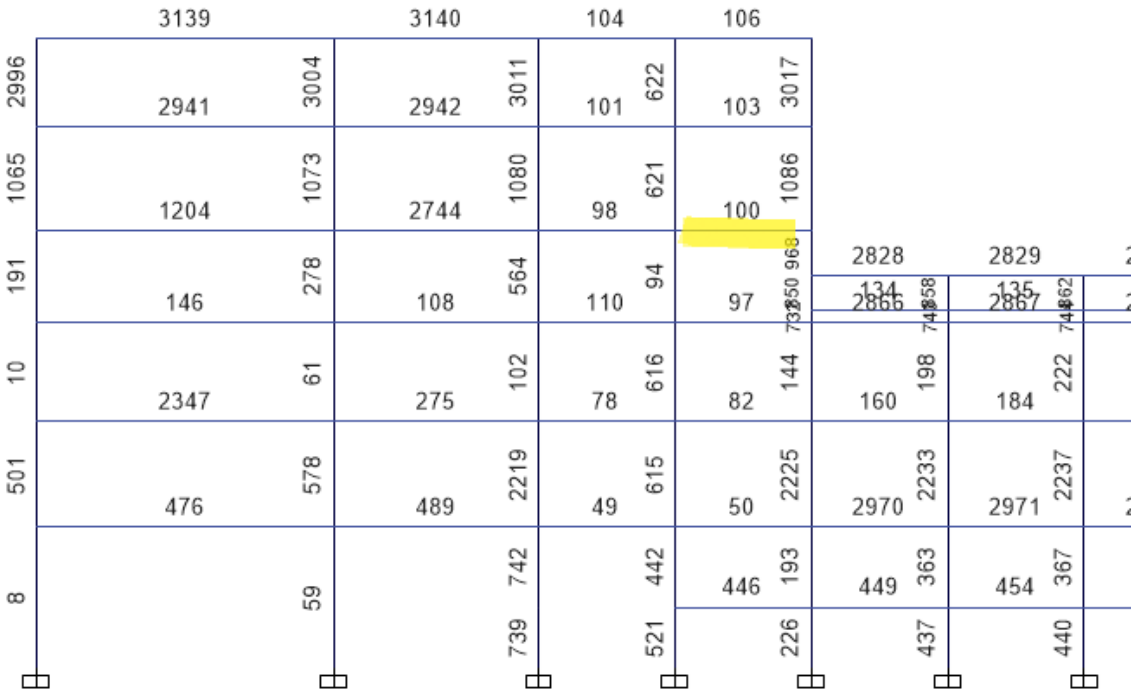


Figura No. 11. Localización elemento viga con mayor ISE.

6.2. ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD

Debe determinarse un índice de flexibilidad, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento. Este índice se determina por piso y el valor más alto representa el índice de toda la edificación.

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Z	Drift	Indice Flexibilidad
			m		
CUB ED	Drift X	X	23.1	24.74	16.49
CUB ED	Drift X	Y	23.1	23.56	15.71
CUB ED	Drift X	X	23.1	24.74	16.49
CUB ED	Drift X	Y	23.1	23.56	15.71
CUB ED	Drift Y	X	23.1	37.96	25.30
CUB ED	Drift Y	Y	23.1	12.33	8.22
CUB ED	Drift Y	X	23.1	37.96	25.30
CUB ED	Drift Y	Y	23.1	12.33	8.22
PISO 6 ED	Drift X	X	19.85	42.71	28.48
PISO 6 ED	Drift X	Y	19.85	45.50	30.34
PISO 6 ED	Drift X	X	19.85	42.71	28.48
PISO 6 ED	Drift X	Y	19.85	45.50	30.34
PISO 6 ED	Drift Y	X	19.85	56.86	37.91
PISO 6 ED	Drift Y	Y	19.85	24.78	16.52
PISO 6 ED	Drift Y	X	19.85	56.86	37.91
PISO 6 ED	Drift Y	Y	19.85	24.78	16.52
PISO 5 ED	Drift X	X	16.05	53.96	35.97
PISO 5 ED	Drift X	Y	16.05	48.51	32.34
PISO 5 ED	Drift X	X	16.05	53.96	35.97
PISO 5 ED	Drift X	Y	16.05	48.51	32.34
PISO 5 ED	Drift Y	X	16.05	85.85	57.24
PISO 5 ED	Drift Y	Y	16.05	25.13	16.75
PISO 5 ED	Drift Y	X	16.05	85.85	57.24
PISO 5 ED	Drift Y	Y	16.05	25.13	16.75
PISO 4 ED	Drift X	X	12.7	33.62	22.41
PISO 4 ED	Drift X	Y	12.7	53.42	35.61
PISO 4 ED	Drift X	X	12.7	33.62	22.41
PISO 4 ED	Drift X	Y	12.7	53.42	35.61
PISO 4 ED	Drift Y	X	12.7	39.73	26.49
PISO 4 ED	Drift Y	Y	12.7	24.25	16.16
PISO 4 ED	Drift Y	X	12.7	39.73	26.49
PISO 4 ED	Drift Y	Y	12.7	24.25	16.16
PISO 3 ED	Drift X	X	9.05	21.29	14.20
PISO 3 ED	Drift X	Y	9.05	48.61	32.40
PISO 3 ED	Drift X	X	9.05	21.29	14.20

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Z	Drift	Indice Flexibilidad
			m		
PISO 3 ED	Drift X	Y	9.05	48.61	32.41
PISO 3 ED	Drift Y	X	9.05	37.34	24.89
PISO 3 ED	Drift Y	Y	9.05	21.68	14.45
PISO 3 ED	Drift Y	X	9.05	37.34	24.89
PISO 3 ED	Drift Y	Y	9.05	21.68	14.46
PISO 2 ED	Drift X	X	5.2	13.97	9.31
PISO 2 ED	Drift X	Y	5.2	29.17	19.44
PISO 2 ED	Drift X	X	5.2	13.97	9.31
PISO 2 ED	Drift X	Y	5.2	29.17	19.44
PISO 2 ED	Drift Y	X	5.2	21.39	14.26
PISO 2 ED	Drift Y	Y	5.2	13.21	8.80
PISO 2 ED	Drift Y	X	5.2	21.39	14.26
PISO 2 ED	Drift Y	Y	5.2	13.21	8.80

Tabla 15. Índice de flexibilidad de los pisos.

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Z	Drift	Indice Flexibilidad
			m		
CUB ED	Drift X-Umbarl	X	23.1	5.38	8.97
CUB ED	Drift X-Umbarl	Y	23.1	1.69	2.81
CUB ED	Drift X-Umbarl	X	23.1	5.38	8.97
CUB ED	Drift X-Umbarl	Y	23.1	1.69	2.81
CUB ED	Drift Y-Umbral	X	23.1	14.52	24.19
CUB ED	Drift Y-Umbral	Y	23.1	2.48	4.14
CUB ED	Drift Y-Umbral	X	23.1	14.52	24.19
CUB ED	Drift Y-Umbral	Y	23.1	2.48	4.14
PISO 6 ED	Drift X-Umbarl	X	19.85	8.08	13.46
PISO 6 ED	Drift X-Umbarl	Y	19.85	3.42	5.70
PISO 6 ED	Drift X-Umbarl	X	19.85	8.08	13.46
PISO 6 ED	Drift X-Umbarl	Y	19.85	3.42	5.70
PISO 6 ED	Drift Y-Umbral	X	19.85	21.04	35.06
PISO 6 ED	Drift Y-Umbral	Y	19.85	5.24	8.73
PISO 6 ED	Drift Y-Umbral	X	19.85	21.04	35.06
PISO 6 ED	Drift Y-Umbral	Y	19.85	5.24	8.73
PISO 5 ED	Drift X-Umbarl	X	16.05	12.30	20.50
PISO 5 ED	Drift X-Umbarl	Y	16.05	3.50	5.84
PISO 5 ED	Drift X-Umbarl	X	16.05	12.30	20.50
PISO 5 ED	Drift X-Umbarl	Y	16.05	3.50	5.83
PISO 5 ED	Drift Y-Umbral	X	16.05	33.51	55.85
PISO 5 ED	Drift Y-Umbral	Y	16.05	5.83	9.72
PISO 5 ED	Drift Y-Umbral	X	16.05	33.51	55.85
PISO 5 ED	Drift Y-Umbral	Y	16.05	5.83	9.72
PISO 4 ED	Drift X-Umbarl	X	12.7	5.63	9.38
PISO 4 ED	Drift X-Umbarl	Y	12.7	3.23	5.38
PISO 4 ED	Drift X-Umbarl	X	12.7	5.63	9.38
PISO 4 ED	Drift X-Umbarl	Y	12.7	3.23	5.38

TABLE: Story Drifts					
Story	Output Case	Direction	Z	Drift	Indice Flexibilidad
			m		
PISO 4 ED	Drift Y-Umbral	X	12.7	14.19	23.64
PISO 4 ED	Drift Y-Umbral	Y	12.7	3.83	6.39
PISO 4 ED	Drift Y-Umbral	X	12.7	14.19	23.64
PISO 4 ED	Drift Y-Umbral	Y	12.7	3.83	6.39
PISO 3 ED	Drift X-Umbarl	X	9.05	5.37	8.95
PISO 3 ED	Drift X-Umbarl	Y	9.05	2.92	4.87
PISO 3 ED	Drift X-Umbarl	X	9.05	5.37	8.95
PISO 3 ED	Drift X-Umbarl	Y	9.05	2.92	4.87
PISO 3 ED	Drift Y-Umbral	X	9.05	15.20	25.34
PISO 3 ED	Drift Y-Umbral	Y	9.05	3.32	5.53
PISO 3 ED	Drift Y-Umbral	X	9.05	15.20	25.33
PISO 3 ED	Drift Y-Umbral	Y	9.05	3.32	5.53
PISO 2 ED	Drift X-Umbarl	X	5.2	3.04	5.07
PISO 2 ED	Drift X-Umbarl	Y	5.2	1.78	2.96
PISO 2 ED	Drift X-Umbarl	X	5.2	3.04	5.07
PISO 2 ED	Drift X-Umbarl	Y	5.2	1.78	2.96
PISO 2 ED	Drift Y-Umbral	X	5.2	8.27	13.78
PISO 2 ED	Drift Y-Umbral	Y	5.2	2.57	4.29
PISO 2 ED	Drift Y-Umbral	X	5.2	8.27	13.78
PISO 2 ED	Drift Y-Umbral	Y	5.2	2.57	4.29

Tabla 16. Índice de flexibilidad de los pisos con umbral de daño.

Según lo anterior se tiene en resumen que el índice de flexibilidad por derivas completas es de 57.24, mientras que por el umbral de daño corresponde a un valor de 55.85.

Con estos valores se puede ahora obtener la vulnerabilidad expresada como la fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva diseñada con la actual norma (NSR-10) y así mismo también se obtiene la vulnerabilidad como una fracción de la rigidez que tendría un edificación nueva diseñada con el código actual. En este orden de ideas la vulnerabilidad de la edificación es la siguiente:

VULNERABILIDAD DE LA ESTRUCTURA	
Vulnerabilidad por resistencia	0.0001
Vulnerabilidad por rigidez	0.017

Tabla 17. Vulnerabilidad de la estructura

Las estructuras que cumplen con todos los requerimientos normativos obtienen valores superiores a 1 en los valores mostrados en la tabla 17, valores inferiores indican problemas de resistencia o de rigidez, en este caso ambos, sin embargo, hay que tener en cuenta que estos valores no significan la realidad de toda la estructura ya que estos valores se obtienen a partir del elemento más crítico, es decir, no es un problema generalizado de toda la estructura sino de unos elementos es particular.

7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

El análisis estático no lineal (pushover) es un procedimiento empleado para evaluar la respuesta sísmica global de la estructura y su capacidad inelástica frente a acciones sísmicas severas, mediante una representación simplificada de su comportamiento no lineal. El método consiste en la aplicación incremental de un patrón de fuerzas laterales sobre un modelo estructural que incorpora explícitamente la capacidad plástica de los elementos resistentes, permitiendo identificar la secuencia de formación de daño y la redistribución de esfuerzos.

El modelo estructural utilizado para el análisis pushover considera las secciones reales de vigas y columnas, las propiedades mecánicas de los materiales y la definición de rótulas plásticas concentradas en los elementos estructurales, conforme a los lineamientos establecidos en FEMA 356. El patrón de carga lateral fue definido mediante coeficientes especificados por el usuario (User Coefficient), representando así la distribución de la fuerza horizontal equivalente aplicada en el análisis pushover, por último, el proceso se ejecutó de forma incremental, controlando la respuesta por desplazamiento en un nodo representativo del nivel superior de la estructura.

Como resultado se obtuvo la curva de capacidad global de la estructura (cortante basal versus desplazamiento de control), la cual fue transformada al plano espectral Sa–Sd y evaluada mediante el procedimiento de linealización equivalente establecido en FEMA 440 para la determinación del punto de desempeño. La

comparación se realizó con una familia de espectros de demanda tipo MADRS, utilizados por el procedimiento iterativo para lograr compatibilidad entre la capacidad no lineal y la demanda sísmica. La evaluación del comportamiento inelástico y del nivel de daño se efectuó a partir del estado alcanzado por las rótulas plásticas (IO, LS y CP), y no a partir de la forma visual de la curva de capacidad.

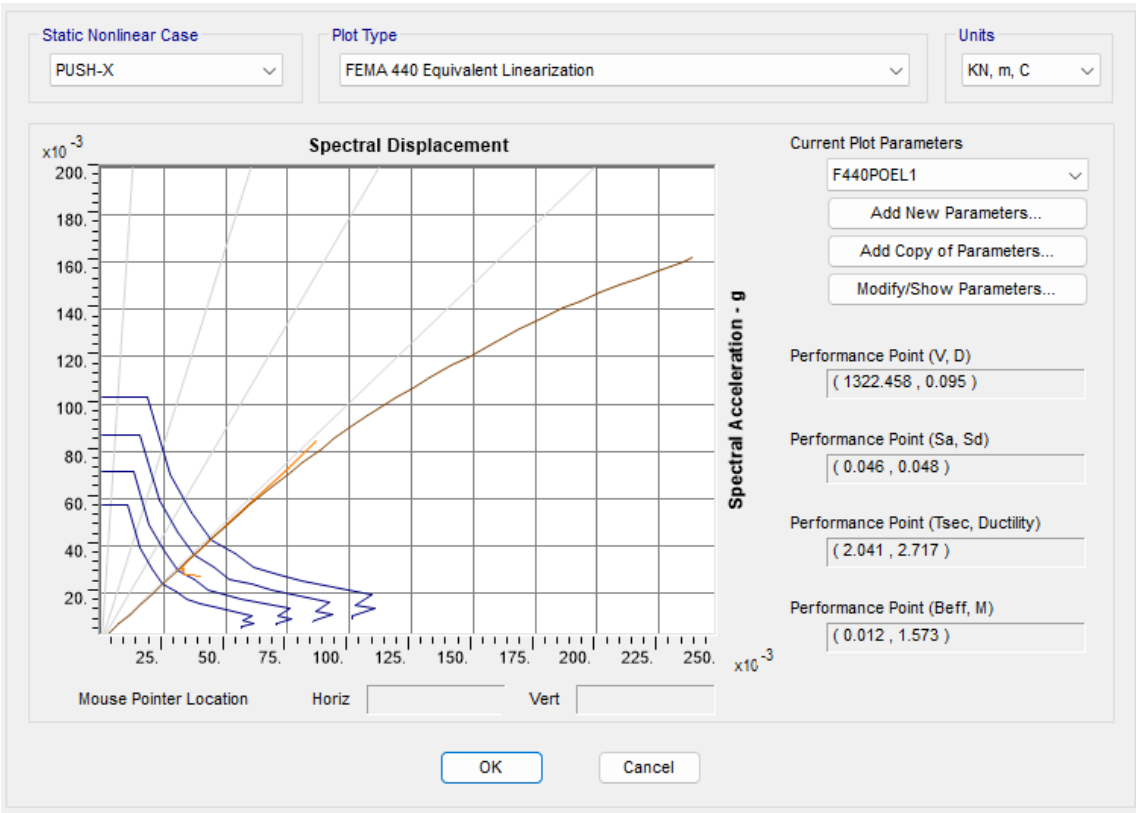


Figura No. 12. Gráfica de capacidad – de manda para la dirección X.

Las Figuras presentan los resultados del análisis pushover en las direcciones principales X y Y de la estructura, obtenidos mediante el procedimiento de linearización equivalente FEMA 440. En dichas gráficas se muestra la curva de capacidad global del edificio, expresada en coordenadas espectrales (Sa–Sd), junto con los espectros de demanda sísmica considerados y el punto de desempeño calculado por el método.

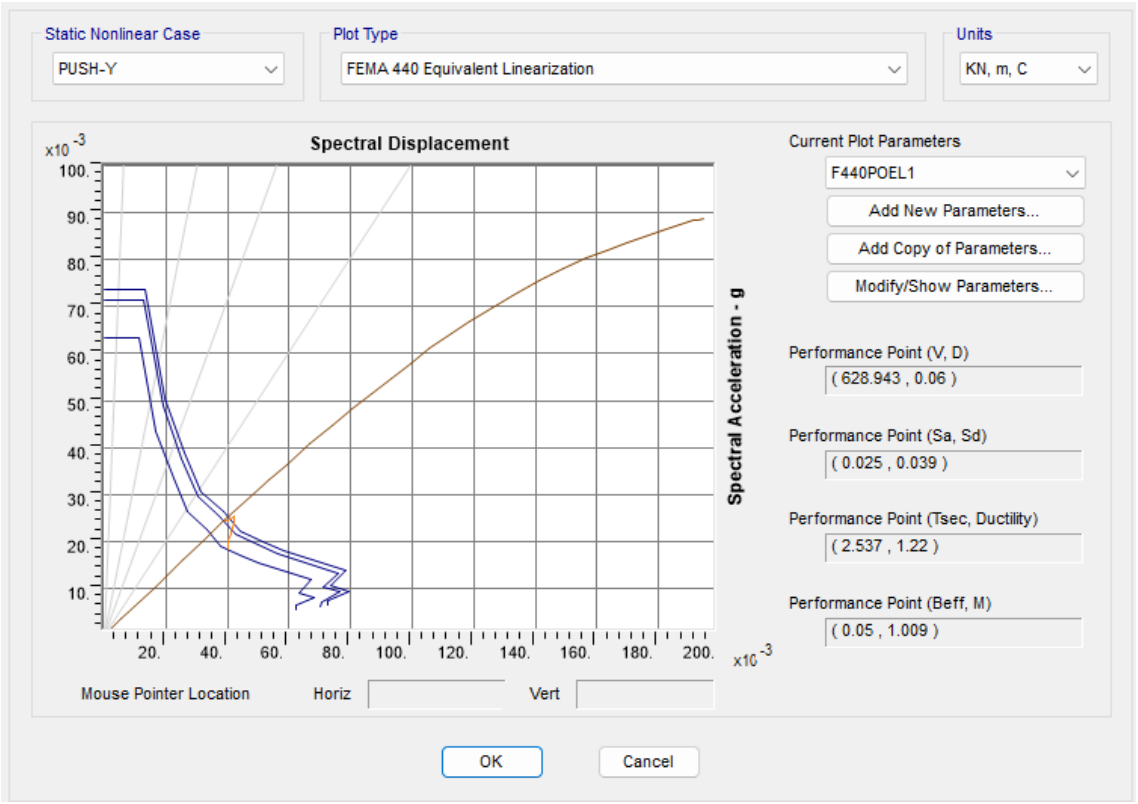


Figura No. 13. Gráfica de capacidad – de manda para la dirección Y.

En la dirección X, el punto de desempeño se alcanza para valores reducidos de aceleración espectral y desplazamiento espectral, con una ductilidad global equivalente del orden de $\mu \approx 2.7$. Este resultado indica que, bajo la demanda sísmica analizada, la estructura entra en un régimen inelástico moderado sin alcanzar un mecanismo global de colapso, de acuerdo con la idealización bilineal empleada por el método FEMA 440.

En la dirección Y, el punto de desempeño se presenta para valores aún menores de desplazamiento espectral, con una ductilidad global equivalente cercana a $\mu \approx 1.2$, lo cual corresponde a un comportamiento predominantemente elástico o con incursiones inelásticas limitadas. Este resultado sugiere una mayor rigidez global en esta dirección, pero también una menor capacidad de disipación de energía en comparación con la dirección X.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos para cada dirección:

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
Fuerza sísmica alcanzada	1322.45 kN	628.94 kN
Desplazamiento alcanzado	9.5 cm	6 cm
Aceleración espectral, Sa	0.046g	0.025g
Desplazamiento espectral, Sd	0.048m	0.039m
Periodo efectivo, Tsec	2.04seg	2.54seg
Ductilidad demandada	2.72	1.22
Amortiguamiento efectivo	1.20%	5.00%

Tabla 18. Resultados del pushover en ambas direcciones.

La fuerza sísmica alcanzada corresponde al cortante basal desarrollado por la estructura en el punto de desempeño obtenido del análisis pushover, mientras que el desplazamiento alcanzado representa el desplazamiento del nodo de control (cubierta) asociado a dicho estado. La aceleración espectral (Sa) y el desplazamiento espectral (Sd) son los valores de demanda sísmica expresados en coordenadas espectrales en el punto de desempeño, utilizados para la comparación entre capacidad y demanda. El período efectivo (Tsec) es el período secante del sistema equivalente linealizado que reproduce la respuesta dinámica global de la estructura en el punto de desempeño. La ductilidad global equivalente (μ) es un parámetro global derivado de la idealización bilineal de la curva de capacidad, que refleja la relación entre el desplazamiento alcanzado y el desplazamiento de fluencia del sistema, y no representa directamente la ductilidad local de los elementos estructurales. Finalmente, el amortiguamiento efectivo equivalente (β_eff) cuantifica la disipación de energía global asociada al comportamiento inelástico idealizado del sistema, incluyendo el amortiguamiento inherente y la contribución histérica estimada por el método FEMA 440.

Es importante resaltar que la ductilidad reportada en estas gráficas corresponde a una ductilidad global equivalente del sistema, derivada de la curva de capacidad idealizada, y no representa directamente la ductilidad real de los elementos estructurales individuales. El análisis pushover, en la forma aplicada, no modela

explícitamente posibles mecanismos de falla frágil, efectos de confinamiento insuficiente del concreto, fallas por cortante ni inestabilidades locales de los elementos, por lo que los resultados deben interpretarse con cautela.

En consecuencia, aunque el análisis pushover sugiere que la estructura no alcanza el colapso global para la demanda sísmica considerada, estos resultados no deben interpretarse como una verificación completa del desempeño sísmico del edificio, sino como una evaluación global simplificada, que debe complementarse con la revisión detallada de los elementos críticos y de los criterios de diseño y detallado estructural.

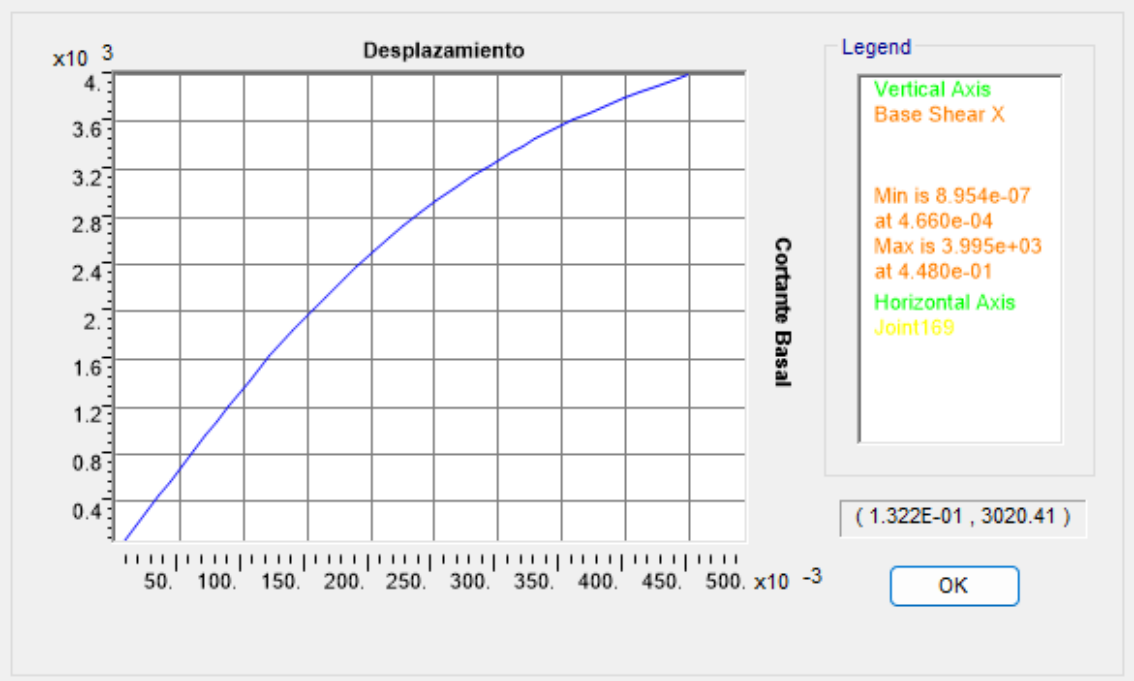


Figura No. 14. Gráfica de cortante basal versus desplazamiento en X.

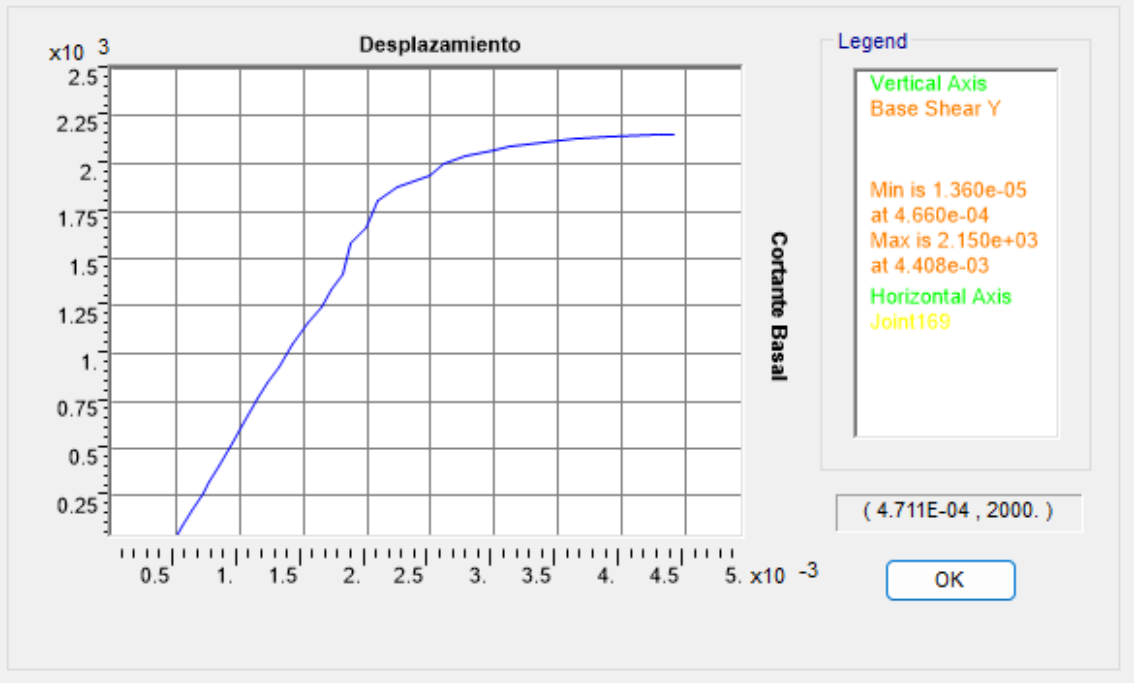


Figura No. 15. Gráfica de cortante basal versus desplazamiento en Y.

Las curvas pushover fuerza–desplazamiento obtenidas en las direcciones X y Y muestran una respuesta global estable, sin pérdida abrupta de resistencia ni formación explícita de un mecanismo global de colapso dentro del rango de desplazamientos analizado. No obstante, la forma de las curvas evidencia un comportamiento predominantemente rígido, con ausencia de una meseta plástica definida y una limitada capacidad de deformación inelástica, especialmente en la dirección Y. Esta respuesta sugiere que la estructura desarrolla su capacidad resistente principalmente a través de rigidez y resistencia inicial, con una reducida capacidad de disipación de energía, lo cual es consistente con los bajos valores de ductilidad global y amortiguamiento efectivo obtenidos en el análisis espectral equivalente.

8. CONCLUSIONES

1. Si bien el análisis pushover realizado no muestra la formación de un mecanismo global de colapso para la demanda sísmica considerada, los bajos valores de ductilidad global equivalente y, especialmente, del

amortiguamiento efectivo equivalente obtenidos mediante el procedimiento FEMA 440, esto sumado a los bajos índices de resistencia, evidencian una capacidad limitada de disipación de energía del sistema estructural. En consecuencia, los resultados del pushover deben interpretarse con cautela, ya que el método no modela explícitamente posibles mecanismos de falla frágil ni efectos asociados a un detallado insuficiente de los elementos, por lo que el desempeño real de la estructura ante un sismo de diseño podría ser más desfavorable que el estimado por el análisis.

2. La vulnerabilidad por rigidez es alta, con una rigidez lateral equivalente al 1.7% de la requerida. Esto confirma la susceptibilidad a desplazamientos excesivos y daños no estructurales durante un sismo, agravada por las irregularidades identificadas.
3. A pesar de que la calidad del diseño original y el estado de conservación se calificaron como "BUENOS" para su época, estos resultados evidencian que los estándares sísmicos de la década de 1980 son muy inferiores a los actuales, haciendo a la edificación intrínsecamente vulnerable.
4. En su estado actual, la edificación no cumple con los requisitos mínimos de seguridad sísmica de la NSR-10 y representa un riesgo significativo para sus ocupantes en el caso de ocurrencia del sismo de diseño.
5. El análisis pushover realizado no evidencia la formación de un mecanismo global de colapso dentro del rango de desplazamientos evaluado, sin embargo, se observa la formación temprana de rótulas plásticas en estado de Seguridad de Vida (LS) en elementos estructurales críticos, lo cual indica incursiones inelásticas significativas desde etapas iniciales del análisis. Esto evidencia una capacidad limitada de disipación de energía y un comportamiento inelástico poco favorable de la estructura. Este desempeño resulta incompatible con las exigencias sísmicas esperadas para una edificación de uso educativo, indicando una alta vulnerabilidad sísmica y una elevada probabilidad de daño severo y colapso parcial ante la ocurrencia de un sismo de diseño.

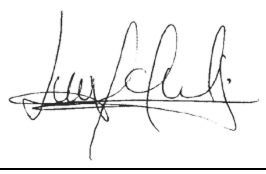
6. Se establece como condición técnica obligatoria que el reemplazo de la cubierta existente de asbesto cemento del taller de madera no incremente la carga muerta considerada en el estudio de vulnerabilidad estructural. En consecuencia, en ausencia de reforzamiento estructural, el material a instalar incluyendo la cubierta y todos sus elementos permanentes asociados deberá seleccionarse de manera que su peso sea igual o inferior al actual, garantizando que la estructura existente continúe trabajando dentro de las condiciones evaluadas.
7. Se determina que la instalación de paneles solares sobre la cubierta del taller de madera no resulta viable bajo la configuración estructural actual si esta genera un incremento neto de la carga muerta. En consecuencia, la incorporación de paneles solares solo sería técnicamente aceptable si el nuevo sistema de cubierta es suficientemente más liviano para compensar el peso adicional de los paneles o, alternativamente, si se realiza una verificación estructural específica de los elementos que soportan la cubierta y se ejecutan los reforzamientos estructurales necesarios.

9. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda implementar un programa integral de reforzamiento estructural, con énfasis en los elementos que presentan deficiencias críticas de capacidad. El análisis evidenció que las columnas son particularmente vulnerables debido a su bajo contenido de acero de refuerzo y a su disposición en solo dos caras, lo que las hace susceptibles a falla por flexocompresión en una de sus direcciones principales. Los resultados cuantitativos son alarmantes: únicamente el 37% de las columnas poseen la resistencia necesaria para las solicitaciones calculadas. De igual forma, solo el 21% de las vigas cuenta con capacidad suficiente. En cuanto a la cimentación, el 52% de las zapatas

aisladas presenta un refuerzo insuficiente, y apenas el 71% cumple con las dimensiones mínimas requeridas para garantizar su estabilidad. Hay que aclarar que existe la posibilidad de tener en campo zapatas con otras dimensiones a las encontradas en los dos apiques realizados, toda vez que uno de los apiques corresponde a una zapata exterior, las cuales suelen tener dimensiones más pequeñas que las interiores ya que estas últimas reciben mayor cantidad de carga.

2. Es altamente recomendable que la institución oriente recursos humanos y económico para complementar la información arquitectónica, estructural y de construcción de la edificación existente. Esto será de mucha utilidad para adelantar futuras propuestas de intervención estructural y arquitectónica.
3. Es altamente recomendable que la institución analice diferentes alternativas para el cambio de la cubierta de la zona de talleres, donde se consideren aspectos como el peso del material nuevo para evitar efectos adversos a la estructura de techo existente. Lo ideal sería hacer un cambio de la teja tal que no se supere el peso de lo existente. Esto incluye el caso de colocación de paneles solares.
4. En cuanto al cumplimiento de los Título J y K del Reglamento NSR-10 Vigente, es importante mencionar que en la intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia del Reglamento NSR-10, el cumplimiento de los requisitos de los Títulos J y K se deja a voluntad del propietario, excepto para el caso de cambios de uso o modificaciones. En el caso del SENA, sería necesario adelantar los estudios respectivos si hay interés en actualizarse a Reglamento NSR-10.

Juan Andrés Oviedo Amézquita Director de consultoría T.P 05202-090055 A	

8. ANEXOS