INFORME FINAL

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD U.P.E.S.

Contrato de Consultoría # G-770-93/98

MEMORIAS DE CALCULO

INDICE

1.0 Introducción y descripción general 6

1.1 Cronograma de actividades 10
1.2 Descripción de actividades de exploración estructural 11

2.0 Exploración estructural 16

2.1 Exploración estructura metálica de cubierta 17
2.2 Exploración Estructura principal 30
2.2.1 Descripción y procedimiento de utilización del penetrómetro 31
2.2.2 Informe de trabajos de campo 33
2.2.3 Anexos de exploración estructural 40
2.2.4 Ensayos de compresión en núcleos de concreto 55

3.0 Exploración geotécnica 61

4.0 Modelación estructural 66

4.1 Introducción 66
4.2 Parámetros de análisis 67
4.3 Metodología 68
4.4 Evaluación de cargas 72
4.5 Proceso de cubicación 73
4.6 Modelo elástico inicial – ETABS 77
4.7 Descripción de la microzonificación sísmica utilizada 90
4.8 Espectros de diseño 92
4.9 Comparación de los espectros de diseño 95
4.10 Análisis sísmico 98
4.11 Verificación de derivas 110
4.12 Datos de entrada del modelo elástico inicial 113
4.13 Modelo inelástico Inicial - IDARC2D 142

5.0 Evaluación y diagnóstico 200

5.1 Evaluación Sísmica - Indices de Sobre-Esfuerzo (Flexo-compresión, cortante y flexión) 201
5.2 Evaluación y diagnóstico método FEMA 178 255
5.2.1 Introducción 256
5.2.2 Procedimiento de Evaluación 256
5.2.2.1 Sistema Estructural 257

5.2.2.2 Pórticos Resistentes a Momento 261
5.2.2.3 Diafragmas 269
5.2.2.4 Conexiones 270
5.2.2.5 Amenaza geológica y geotécnica 270

6.0 Estudio de soluciones de reforzamiento estructural 274

6.1 Planteamiento de soluciones de reforzamiento estructural 275
6.2 Análisis de soluciones de reforzamiento 2A y 2B 277

6.2.1 Chequeo de derivas 285
6.2.2 Indices de sobre-esfuerzo 287

6.3 Selección de la solución de reforzamiento definitivo 290

7.0 Modelación estructural de la edificación reforzada (alternativa #2A) 291

7.1 Plantas modelo elástico estructura reforzada 292
7.2 Análisis sísmico 299
7.3 Verificación de derivas 304
7.4 Datos de entrada modelo elástico estructura reforzada 307
7.5 Modelo inelástico estructura reforzada 338

8.0 Evaluación y diagnóstico de la estructura reforzada 376

8.1 Indices de sobre-esfuerzo vigas y columnas (Flexo-compresión, cortante y flexión) 377

9.0 Diseño de estructuras de reforzamiento 412

9.1 Diseño de muros estructurales 414
9.2 Despiece de muros estructurales 427
9.3 Diseño de elementos no estructurales 431
9.4 Diseño de estructura metálica de cubierta 435
9.5 Recomendaciones adicionales de reparación y protección 477

10.0 Cantidades de materiales 478

11.0 Presupuesto de obra 482

11.1 Presupuesto de obra estructura principal 483
11.2 Presupuesto de obra cubierta en estructura metálica 514

12.0 Bibliografía 516

Indice de Listados de Computador

Datos de entrada modelo elástico inicial : UPES.EKO
Datos de entrada y salida modelo inelástico inicial : INEUPES1.DAT
INEUPES2.DAT
INEUPES3.DAT

Diseño de columnas : UPESDCOL.CNK
Diseño de vigas : UPESDVIG.CNK

Datos de entrada modelo reforzado : UPESREF.EKO
Datos de entrada y salida modelo reforzado inelástico : INEREF1.DAT
INEREF2.DAT
Diseño de columnas : UPREFDCL.CNK
Diseño de vigas : UPREFDVI.CNK

MEMORIA DE CALCULOS

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO SISMICO DE LA UNIDAD DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS, U.P.E.S.

1.0 Introducción y Descripción General de la Edificación:

Esta memoria de cálculos estructurales corresponde al *ESTUDIO DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO SISMICO* de la *"UNIDAD DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS"*, *U.P.E.S.*, localizada en la Diagonal 47 # 77B-09 de la ciudad de Santafé de Bogotá D.C., de la propiedad de la Alcaldía Mayor de Santafé de Bogotá D.C.. (Contrato de Consultoría # G-770-93/98).

Se trata de evaluar la estructura existente ante los sismos de diseño actuales y de revisar la misma para que cumpla con los requisitos adicionales de diseño para estructuras del *Grupo de Uso III* definido en la NSR-98, es decir, para *Edificaciones de Atención a la Comunidad*. Este grupo comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un temblor para atender las emergencias y preservar la seguridad de los habitantes de la zona.

La edificación principal, la cual está unida a una bodega en su costado posterior, fue construida en el año de 1992. Debido a los cambios sustanciales que sufrió la nueva Norma de Diseño y Construcción Sismo-Resistente Colombiana (Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998) y al cambio de uso de la estructura, será ahora necesario evaluar sísmicamente la edificación en estudio.

El proyecto arquitectónico original consta de una construcción existente de un edificio que tiene dos (2) pisos aéreos, y cubierta; destinado a las oficinas centrales de la Sede Operativa de la UPES-FOPAE.

El sistema estructural original utilizado para resistir las cargas verticales y laterales (sísmicas) es el de pórticos de concreto reforzado; cuyo uso estaba definido para ese entonces en el Código Colombiano de Construcción Sismo-Resistente CCCSR-84 (Decreto 1400 de 1984) para zonas de riesgo sísmico intermedio.

El entrepiso típico está constituido por placas aligeradas de concreto reforzado armadas en una dirección y de 35 cm. de altura.

La cimentación consiste de zapatas aisladas colocadas bajo las columnas, complementada con vigas de amarre entre cimientos; fue diseñada siguiendo las recomendaciones del estudio de suelos inicial de la firma *INGENIERIA & GEOTECNIA.*

El método de diseño utilizado para la estructura original fue el de la Resistencia Ultima. Este diseño fue realizado por P.C.A.., y su uso inicial estaba destinado a una bodega (Bodegas San Cayetano). El análisis de la estructura se realizó utilizando el programa ETABS (MATRICIAL- TRIDIMENSIONAL).

Parámetros de Análisis Sísmico Utilizados en el Diseño Original:

Método utilizado: Análisis por el Método de la Fuerza Horizontal Equivalente
Coeficiente de aceleración pico esperada (A_a): 0.20
Coeficiente de velocidad pico esperada (A_v): 0.20
Coeficiente de Importancia (I): 1.0.
Coeficiente de sitio (S) 1.5 (según estudio de suelos)
Coeficiente de modificación de respuesta (R): 4.00

Materiales:

Concreto Vigas: f'c 3000 psi = 210 kg/cm^2
Concreto Columnas: f'c 3000 psi = 210 kg/cm^2

Acero: fy = 60.000 psi = 4200 kg/cm^2 para ø >= 3/8”
fy = 34.000 psi = 2400 kg/cm^2 ø = 1/4”

Pórticos:

Número pórticos sentido numérico: …….. 5
Número pórticos sentido literal: …… 7

Para el análisis se utilizó el método de la Fuerza Horizontal Equivalente y se cumplió con la deriva máxima recomendada por el Decreto 1400 de 1984, la cual establecía un valor máximo del 1.5% de la altura entre las placas para ese entonces.

Normas a Utilizar en el Estudio de Vulnerabilidad:

Se seguirán las recomendaciones dadas por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente (Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998), en especial los lineamientos del Capitulo A-10.

En las seis páginas siguientes se encuentra un cronograma de actividades desarrollado por P.C.A. donde se encuentran consignadas cada una de las actividades que se llevaron a cabo para realizar el estudio de vulnerabilidad de la UPES.

Adicionalmente se anexa la programación general de las exploraciones de campo que se realizaron con el fin de obtener mayor información acerca de la estructura original y de su cimentación. Se aprovechará esta exploración para verificar que la obra original si se construyó de acuerdo a los planos estructurales iniciales.

A continuación se anexan seis (6) fotografías en las cuales se puede observar el estado de la edificación actual, la configuración general de la estructura y el uso que se le está dando a la bodega. En las Figuras 1 y 2 se observa la fachada frontal de la estructura, la cual consta de unos muros de mampostería con bastantes aberturas debido a las ventanas. En la Figura 3 se puede notar el uso que se le está dando a la zona frontal de la edificación. Allí funcionan las oficinas de la UPES y se observa que las particiones móviles son de tipo liviano. La Figura 4 muestra la fachada oriental de la bodega, la cual es igual a la posterior y a la occidental, teniendo de este modo fachadas bastante pesadas y rígidas. Por último en las Figuras 5 y 6 se puede ver que la bodega está siendo utilizada para almacenar todo tipo de equipos de rescate, y en general todo el material de los equipos de bomberos y de los demás equipos de rescate de la ciudad.

U.P.E.S. – UNIDAD DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

1.1 PROGRAMACION CRONOLOGICA DE ACTIVIDADES

ACTIVIDAD	SEMANA								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1. Visita de inspección de la edificación									
2. Recopilación de información (Estudio planos,memorias,estudio de suelos)									
3. Reunión Técnica de Coordinación # 1									
4. Levantamiento y exploración de la estructura (Verificación y laboratorio)									
5. Elaboración de modelo estructural estructura inicial									
6. Análisis estructural dinámico elástico e inelástico – Estructura inicial									
7. Elaboración informe preliminar									
8. Determinación de índices de sobre-esfuerzo y flexibilidad									
9. Evaluación estructura existente									
10. Planteamiento de soluciones de reforzamiento									
11. Reunión Técnica de Coordinación # 2									
12. Análisis estructural dinámico elástico e inelástico de estructura reforzada									
13. Diseño de estructura definitiva de reforzamiento									
14. Elaboración de planos de construcción									
15. Determinación de cantidades y presupuesto									
16. Elaboración informe final									
	03 de Nov.- 08 de Nov	09 de Nov.- 15 de Nov	16 de Nov.- 22 de Nov	23 de Nov.- 29 de Nov	30 de Nov.- 06 de Dic	07 de Dic.- 13 de Dic	14 de Dic. – 20 de Dic	21 de Dic. – 27 de Dic	28 de Dic. – 03 de Ene

Plazo = 60 días
03 de Noviembre de 1998 a 03 de Enero de 1999

ANALISIS DE VULNERABILIDAD

U.P.E.S. – UNIDAD DE PREVENCION Y ATENCION DE EMERGENCIAS

1.2 PROGRAMACION Y DESCRIPCION DE ACTIVIDADES DE EXPLORACION DE LA ESTRUCTURA:

ACTIVIDAD	
	Descripción
Levantamiento básico del lote	*Ubicar únicamente las columnas exteriores de la construcción. (son 23 columnas)*
Nivelación del lote	*Se nivelará el lote tomando tres columnas adyacentes para así determinar asentamientos diferenciales. Se nivelarán entonces las columnas de los ejes C-4, C-4', y D-4'. Para este fin, se nivelaran en el 1er piso por el nivel inferior de la losa de 2°piso.*
Cotas de cimentación	*Se debe determinar el nivel de cimentación (viga de amarre, zapata) de la columna de los ejes 4-G.*
Determinar carga de acabados y espesores de placa	*Determinar el espesor total de acabado de cada una de las losas del edificio de oficinas. Se debe aprovechar este proceso para determinar también el espesor de cada una de las tortas inferior y superior de las placas, asi como el espesor de cada placa. Esto debe ser realizado para las placas de 2° y 3er piso.*
Dimensiones de vigas y columnas	*Medir las dimensiones reales de todas las columnas de la edificación (es necesario perforar el acabado) y las de una viga típica del segundo nivel del edificio de oficinas (Viga 203 entre ejes B y C).*
Verificación del acero de refuerzo	*Por medio del uso del Patch-Meter localizar detalladamente el refuerzo (profundidad y diámetro) de 2 nudos viga-columna en las zonas de confinamiento (nudos ejes B-4' y C-4' solo a nivel de 3^{er}piso) y de dos vigas en la zona de refuerzo positivo del edificio de oficinas (eje 4' entre ejes F y G). Será necesario primero calibrar el Patch-meter abriendo unas regatas. Adicionalmente se deberá comprobar el refuerzo para uno de los nudos por medio de regatas.*
Resistencia del concreto	*Extraer dos núcleos de dos columnas (ejes 4-A y 4-G) exteriormente de 5cm de diámetro y 10cm de profundidad (o de lo que permitan las barras de refuerzo de las columnas una vez localizadas). Patronar el esclerómetro luego de haberle hecho el ensayo de compresión a los núcleos para así medir resistencias del concreto en otros lugares estratégicos de la estructura.*
Ensayos de carbonatación	*Este ensayo se debe realizar a las muestras de los núcleos lo más pronto posible después de ser removidos de la estructura (fotografiar durante el ensayo).*

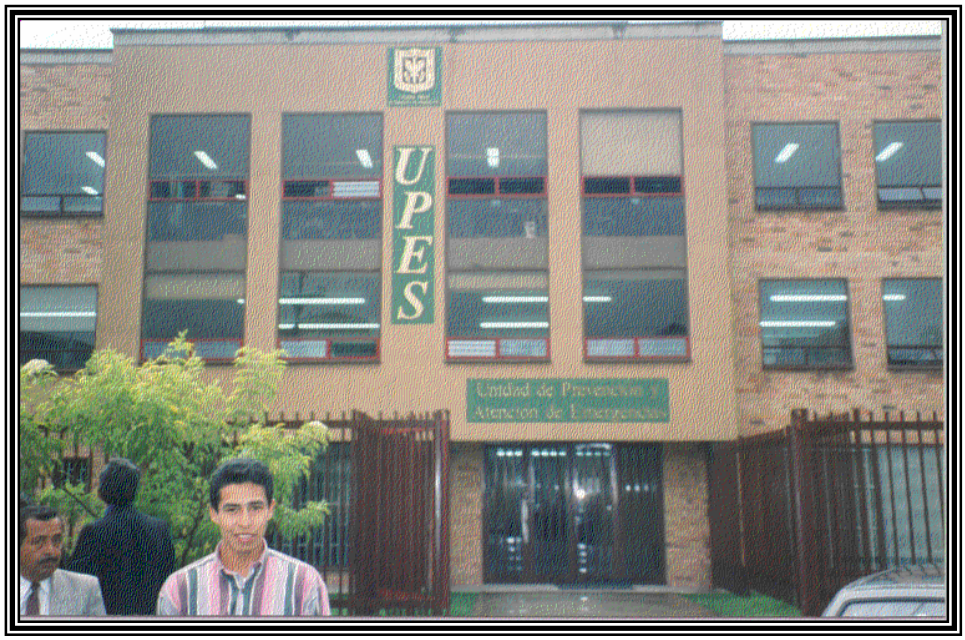


FIGURA 1



FIGURA 2

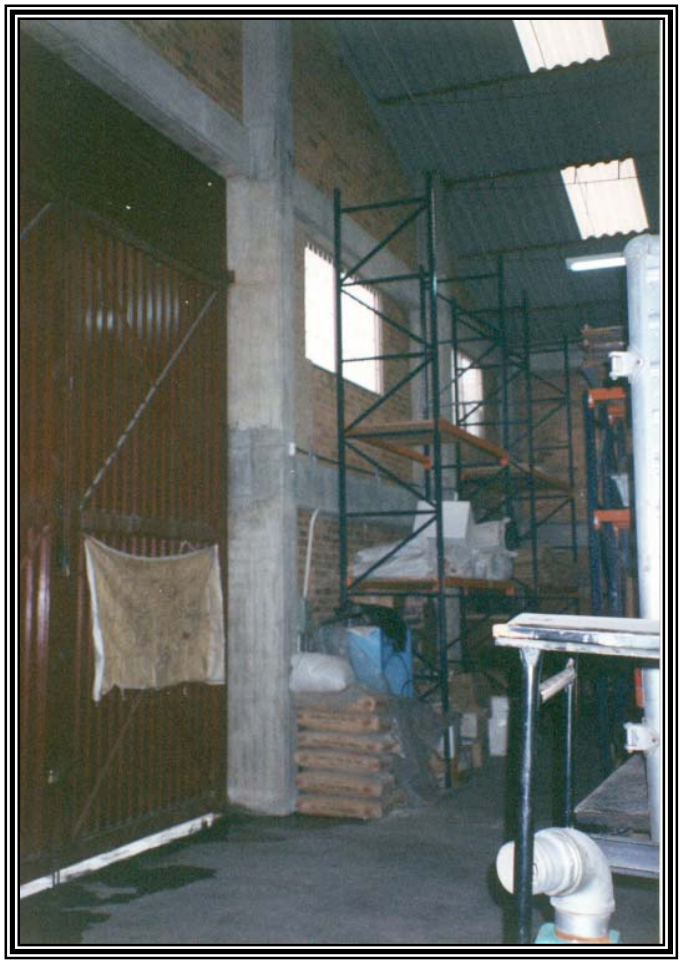


FIGURA 5



FIGURA 6



FIGURA 3



FIGURA 4

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

2.0 TRABAJOS DE CAMPO DE EXPLORACION ESTRUCTURAL

2.1 EXPLORACION ESTRUCTURA METALICA DE CUBIERTA

El día 25 de Marzo de 1999 se realizó una inspección a la estructura metálica de cubierta de la bodega de la UPES – FOPAE ubicada en la diagonal 47 No 77 B – 09 Int. 11 de la ciudad de Bogotá por parte de personal técnico de PCA – Proyectistas Civiles Asociados.

De la inspección se hacen las siguientes observaciones:

La estructura cubre un área de 20x18.75 metros. La cubierta es de teja de asbesto - cemento #6 que se apoyan sobre correas de 6.25 metros de luz. Las correas se apoyan sobre 2 cerchas centrales de 20 metros de luz y en los extremos en culatas. En las siguientes páginas se incluye registro gráfico de este levantamiento.

CORREAS

Son elementos estructurales planos con cordón inferior parabólico en varilla de ½" y cordón superior en L1x1x1/8". Tiene separadores en varilla de ½" cada 50 cm. La correa tiene una luz de 6.25 m y está arriostrada con tirantillos cada L/3. El apoyo de las correas en el cordón superior de las cerchas es soldado. En las culatas, el ángulo del cordón superior de la correa se embebe en un pequeño bloque de cemento o concreto.

CERCHAS

Están compuestas por 2 cuchillos de 10 metros de longitud inclinados 15 grados formando las 2 aguas de la cubierta. En la parte inferior los cuchillos están unidos por un tensor en varilla de ¾" soportado en la mitad por un elemento que cuelga del vértice que

forman los 2 cuchillos en su extremo superior. Los cuchillos son elementos en celosía de 75 cm de altura con cinta inferior en varilla de ¾", cordón superior en 2 L2x2x1/8" colocados espalda contra espalda y separados 70 mm. Los elementos montantes están formados por 2 L 1x1x1/8" amarrados en el centro, soldados al cordón superior exteriormente y soldados directamente a la varilla del cordón inferior. Las diagonales están formados por un L1 1/2x1/8" doblado en la mitad para formar la V. En el doblez y en los nudos del cordón inferior el ángulo es aplastado. Las cerchas están apoyadas sobre unas ménsulas en las columnas de concreto. El apoyo consiste en una platina de ¼"x150X200 soldada a 2 varillas de ½" embebidas en la ménsula.

Las cerchas están estabilizadas por 4 pares de contravientos centrales en varilla de ½".

EVALUACION ESTRUCTURAL

CARGAS:

Carga viva: ..... 35 kg/m^2
Teja A.C..... 18 kg/m^2
Estructura..... 8 kg/m^2
Lamparas y otros..... 5 kg/m^2
---
66 kg/m^2

Se debe considerar una carga de granizo (30 kg/m^2) sobre las correas de una de las aguas ya que existe una estructura contigua que puede permitir la acumulación de hielo.

CORREAS

Las correas tienen una carga de 107 kg/m para carga normal y de 156 kg/m admitiendo un sobre-esfuerzo del 33% para carga con granizo, esto es de 117 kg/m. El cordón inferior cumple adecuadamente, pero el cordón superior para una longitud entre tirantillos de 2.0 m es demasiado esbelto y no cumple. En la realidad la teja y sus ganchos hacen las veces de arriostrado de la correa.

CERCHAS

Las cerchas tienen una carga de 413 kg/m. El cordón inferior esta sometido a una tracción de 7 toneladas que la varillas de ¾" resiste adecuadamente si su Fy es de 60 ksi. El cordón superior de los cuchillos tiene una carga de 14 toneladas, que 2 ángulos de 2x2x1/8" no resisten. Es posible que los ángulos hayan sido previstos en espesor de 3/16" con lo cual se presenta un sobre-esfuerzo del 35%. Los elementos de la celosía de los cuchillos no tienen problema de diseño.

Los elementos en los nudos se conectan mediante soldadura cuyas longitudes son muy pequeñas y en caso de un alto esfuerzo pueden causar problemas.

CONCLUSIONES

Las correas están trabajando inadecuadamente ya que las tejas son las que garantizan su estabilidad.

Las cerchas tienen un sistema estructural que es estabilizado con la carga aplicada, esto es el peso de la teja. La succión debida a la carga de un viento de 100 kph (25 kg/m^2) es superior a la carga muerta realmente aplicada (teja + peso de la estructura = 15 + 6 = 21

kg/m^2), con lo cual el tensor queda sin carga y los cuchillos pierden su apoyo central, presentándose una situación de inestabilidad del sistema estructural.

Casos eventuales como sismo, en el que el tensor inferior reciba algo de carga de compresión o en el caso de cambio de teja (debido al problema cancerígeno del asbesto) por un sistema de los actuales (tejas livianas de menos de 5 kg/m2) el sistema estructural se convierte en inestable.

Por otra parte la estructura carece de un arriostrado vertical necesario para evitar el volcamiento de las cerchas en caso de viento longitudinal. Este efecto está siendo controlado por las culatas a través de las correas.

RECOMENDACIONES

La estructura que existe es muy pobre estructuralmente para la importancia de la edificación. PCA recomienda cambiar toda la estructura por una que cumpla con la totalidad de las especificaciones del código NSR-98.

No sugerimos reparación ya que al parecer los elementos tensores, que son muchos, son en varilla de alta resistencia que pueden ser afectados por la soldadura de reparación, aparte que hay que modificar el concepto estructural.

REVISION ESTRUCTURA METALICA AMPLIACION ACTUAL

En cuanto a lo que tiene que ver con las estructuras de entrepiso de la ampliación (salón múltiple), se encuentra que la estructura resiste adecuadamente cargas de ocupación de oficinas con divisiones livianas y acabados menores, sin embargo, la rigidez de las vigas-correa largas (#10 y 11) sumado a la falta de conectores de la estructura a la placa,

puede generar algunas vibraciones perceptibles que en algún momento pueden ser molestas.

Preparó: C.P.A. Revisó: A.P.I.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

2.2 EXPLORACION ESTRUCTURA PRINCIPAL

2.2.1 DESCRIPCIÓN Y PROCEDIMIENTO UTILIZADO PARA MEDIR RESISTENCIAS POR MEDIO DEL PENETRÓMETRO

Para tomar resistencias adicionales a las halladas a los núcleos extraídos de las columnas, tal como se indica en el estudio de exploración estructural, se midieron en varios elementos de la estructura los valores de resistencia del concreto utilizando un ***penetrómetro***.

El aparato utilizado para llevar a cabo estas lecturas es el PPR-Meter. Este es un instrumento moderno de ensayo-no-destructivo utilizado para medir la resistencia de materiales de construcción nuevos o existentes y su funcionamiento se basa en el principio de penetración a la resistencia el cuál es ilustrado más en detalle en la Norma ***ASTM 803***.

El procedimiento que se siguió para tomar las lecturas en el penetrómetro se describe a continuación:

- Inserción del pin o puntilla en la pistola de prueba, probando antes que no esté desgastada por medio de la platina de prueba.
- Rotación del tornillo de carga hasta que llega a su posición de carga.
- Luego se devuelve el tornillo hasta su posición inicial o que quede suelto.
- Colocación del aparato sobre una superficie plana del material que va a ser ensayado. El aparato debe quedar perpendicular a la superficie a ser probada.
- Se hala luego el gatillo. El aparato de prueba debe ser sostenido firmemente contra la superficie de prueba, en especial si se va a ensayar una superficie vertical o un techo.
- Se limpia la superficie probada y se coloca el micrómetro también perpendicular a la superficie ya ensayada inmediatamente encima de la

perforación realizada por la pistola. La superficie en la cuál se coloca el micrómetro también deberá estar lisa.

- Se saca o avanza la punta del micrómetro hasta el fondo de la perforación.
- Por último se toma la lectura en el micrómetro.
- Se debe repetir el procedimiento anterior 7 veces para cada zona con el fin de tomar un promedio y descartar los dos valores o lecturas mas lejanas.
- Promediar los cinco valores de lectura restantes y determinar la resistencia del material de acuerdo a la tabla de resistencias.

Figura 1

Figura 2

Figura 3

Figura 4

Preparó: C.P.A. Revisó: A.P.I.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

2.2.2 INFORME DE TRABAJOS DE CAMPO DE EXPLORACION ESTRUCTURAL (Estructura Principal)

2.2.2 INFORME DE TRABAJOS DE CAMPO DE EXPLORACION ESTRUCTURAL

Se llevaron a cabo estudios de exploración estructural en el sitio de la edificación en estudio con el motivo de verificar lo realmente construido con la información original que estaba consignada en los planos estructurales iniciales.

De esta manera se obtuvo información adicional acerca de la estructura. Se revisaron en el sitio aspectos tales como el sistema estructural, dimensiones de vigas y columnas, cotas de cimentación, espesores de placas, propiedades de los materiales y resistencia del concreto entre otros, para así tener un mayor conocimiento de la estructura actual. Adicionalmente se realizo un levantamiento topográfico del lote.

Este trabajo de exploración estructural no fue realizado directamente por P.C.A. y fue encargado a la empresa Instruc Ltda., la cual se dedica a la instrumentación, exploración y evaluación de estructuras. A continuación se presenta el informe resultante de dicha exploración estructural.

Preparó: C.P.A. Revisó: A.P.I.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

2.2.3 ANEXOS DE EXPLORACIÓN ESTRUCTURAL

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

ANEXO 4 – RESISTENCIAS DEL CONCRETO (METODO DEL PENETROMETRO)

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

2.2.4 ENSAYOS DE COMPRESION SOBRE NUCLEOS DE CONCRETO

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

3.0 INFORME DE EXPLORACION GEOTECNICA

3.0 INFORME DE EXPLORACION GEOTECNICA

Adicional a los estudios de exploración estructural, se llevaron a cabo en el sitio una serie de exploraciones geotécnicas de la edificación con el fin de verificar las cotas de cimentación, su estado actual y comprobar si lo realmente construido coincide con la información original que estaba consignada en los planos estructurales iniciales.

Se hicieron apiques en diferentes zonas de la edificación y se revisaron en el sitio aspectos tales como el nivel de cimentación, tipo de cimentación, dimensiones de vigas de amarre y de zapatas y deterioro de los cimientos entre otros, para así tener un mejor conocimiento de la cimentación actual.

Este trabajo de exploración geotécnica no fue realizado directamente por P.C.A. y fue encargado a la empresa Edgar Forero Muñoz – Ingenieros Geotecnistas. A continuación se presenta el informe resultante de la exploración geotécnica el cual contiene además observaciones acerca del estudio de microzonificación de Bogotá, sus implicaciones sísmicas, y su aplicación para este estudio.

4.0 MODELACION ESTRUCTURAL

4.1 INTRODUCCION

La Alcaldía Mayor de Santafé de Bogotá está desarrollando el plan de Estudios de Vulnerabilidad Estructural y Reforzamiento de las edificaciones bajo su dominio en el Distrito Capital de Santafé de Bogotá. En el estudio en cuestión se trata del Análisis de Vulnerabilidad Sísmica de la sede operativa de la **U.P.E.S.**.

Se debe llevar a cabo el análisis y el reforzamiento de las estructuras, siguiendo lo ordenado por la **Ley 400 de 1997** y su decreto reglamentario 33 de 1998 contenido en el **NSR-98**, el cual dedica en especial el capítulo **A-10** a las edificaciones construidas antes de la vigencia de este reglamento.

Debido a la función de la construcción motivo de este estudio, esta debería continuar funcionando normalmente ante cualquier evento sísmico. La estructura del edificio de la U.P.E.S. fue diseñada y construida antes de la publicación de la segunda versión del Código Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR-98). El edificio principal fue inaugurado en 1992 y su uso estaba destinado a una Bodega.

4.2 PARÁMETROS DE ANALISIS

- La norma NSR-98, mediante su Decreto 33 de 1.998, establece en el Apéndice A-3 que la amenaza sísmica para Santafé de Bogotá es intermedia y los coeficientes para efectos de calcular las fuerzas sísmicas están dados por:

  A_a = 0.20

  A_d = 0.04

  Grupo de Uso III

  I = 1.2

  S = 2.0

  R_o = 5.0

- El estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá se tendrá en cuenta para llevar a cabo el análisis de la estructura. Por tal motivo no se utilizarán los parámetros descritos anteriormente sino los propuestos por el estudio de microzonificación. Estos parámetros, así como la zona dentro de la cual se encuentra la UPES serán descritos posteriormente en este estudio.

- Espectros de Diseño. El estudio de Microzonificación propone unos espectros de diseño sísmico para cada una de las zonas en que se dividió la ciudad. Son estos últimos los espectros que se propone utilizar dentro de los alcances del presente estudio.

4.3 METODOLOGIA

El proceso que se seguirá para los estudios de Vulnerabilidad y Reforzamiento de las estructuras se desarrollará siguiendo las actividades que se describen a continuación:

INFORMACIÓN PRELIMINAR

- Como resultado de las visitas realizadas a las instalaciones de la U.P.E.S. y de lo obtenido al adelantar un levantamiento y exploración de toda la construcción (descrito en las páginas inmediatamente anteriores) que se proyecta rehabilitar, se estableció el sistema estructural con que fue construida originalmente la edificación y su cimentación, así como las propiedades de los materiales allí utilizados.

- Se revisó el sistema del entrepiso para clasificarlo como diafragma rígido o flexible, situación que se contempla en el análisis de los modelos estructurales. De esta misma revisión se obtuvieron datos acerca del espesor de losas, de dimensiones de elementos y de acabados, con el fin de utilizarlos en el modelo estructural.

- La exploración y el estudio de suelos consistieron en la ejecución de apiques manuales, y contienen además la clasificación de la zona dentro del estudio de microzonificación. Con los apiques se verificaron los tipos y cotas de cimentación, la existencia de vigas de amarre y se comprobó el estado y características de la cimentación.

ESTUDIO DE VULNERABILIDAD

Para estructuras existentes, el estudio de vulnerabilidad se refiere a la comprobación de si el comportamiento de la estructura es satisfactorio a la luz de las normas sísmicas vigentes. Se seguirán entonces los lineamientos del NSR-98 en su capítulo A-10 y las técnicas propuestas por el documento de la Federal Emergency Management Agency (NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings). En este último documento se establece un procedimiento especial el cual es recomendado con el fin de evaluar las estructuras existentes, para hallar los puntos débiles y posibles zonas de las estructuras que puedan causar pérdida de vidas ante los eventos sísmicos. Se tratará entonces de determinar cuales son las zonas más vulnerables que puedan precipitar el colapso de la estructura o de algunos de sus componentes.

Con toda la información obtenida en los levantamientos y exploraciones adelantadas, se elabora entonces un modelo para la estructura actual, el cual se analiza para las fuerzas sísmicas F_s, que el sismo de diseño imponga en combinación con las fuerzas de gravedad mayoradas de acuerdo con las combinaciones de carga del Título B del NSR-98.

Para estos análisis se utilizará el programa ETABS (matricial tridimensional), con el cual se llevará a cabo un análisis elástico dinámico de la estructura. Adicionalmente se utilizará el programa IDARC-2D para llevar a cabo un análisis inelástico de la edificación. Con la información de las secciones originales de los elementos y sus refuerzos, se determinarán sus capacidades últimas tanto para los esfuerzos de corte como para los de flexión y flexo-compresión.

Con los resultados de las demandas obtenidas de los análisis de los modelos y las capacidades actuales calculadas en los elementos, se calcularán los índices de sobre-esfuerzo de los elementos y de las estructuras con el fin de determinar los puntos o zonas vulnerables a tener en cuenta en el reforzamiento final.

Adicionalmente se determinarán los índices de flexibilidad de los pisos y por ende de las estructuras. Se define como Vulnerabilidad los inversos de los índices de sobre-esfuerzo y flexibilidad.

Una vez conocidos los puntos o zonas vulnerables de la estructura, se procederá a estudiar, analizar y diseñar el reforzamiento final con el que se elaborarán planos de construcción que contengan todos los detalles estructurales que garanticen la seguridad estructural y la adecuada ejecución del proceso de rehabilitación.

Se presenta a continuación el modelo estructural de la estructura original.

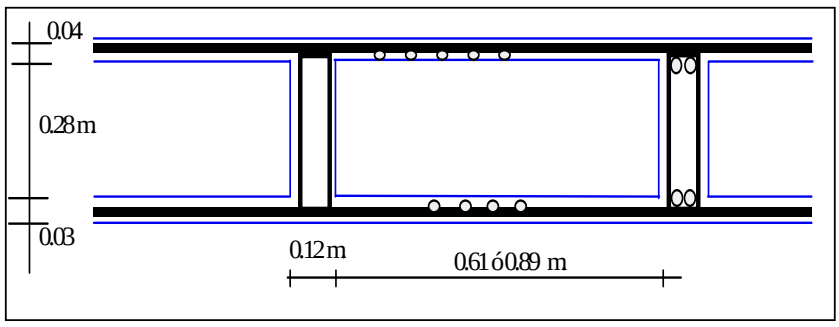
4.4 EVALUACION DE CARGAS

CORTE TIPICO DE PLACA

Avaluo de Cargas: ton/m2

Placa		0.07	x	2.4		0.168		
Viguetas	0.120 x 0.28 / 0.730		x	2.4		0.110	ó	0.080
Casetón						0.030		
Acabados		0.065	x	1.7	(prom)	0.111		
Muros (divisiones livianas)						0.107		
					C.M.	***0.526***	ó	**0.496**
					C.V.	***0.200***		
					C.R.	***0.726***		

CU= 1.4 CM + 1.7 CV
CU = 1.076 ó 1.0337



4.5 PROCESO DE CUBICACIÓN (carga muerta).

Segundo piso:

Area de la placa = (29m * 6.2m)+(10.23m * 0.8m) = 187.984 m^2
Volumen de la placa = 187.984m^2 * 0.35m = 65.8m^3

Volumen de la placa = 65.8m^3

Area del aligeramiento:

(2.36+2.48)*(2.24+2.24) = 21.68
(2.36+2.48)*(2.25+2.25) = 21.78
(2.36+2.48)*(2.25+2.25) = 21.78
(2.36+2.48)*(2.31+2.31) = 22.36
(2.36+2.48)*(2.05+2.05) = 19.84
2.48 * 1.775 = 4.40
1.78 * 2.200 = 3.92
1.775 * (0.72+0.61) = 2.36
1.87 * (0.58+0.58) = 2.17
2.20 * (0.58+0.58) = 2.55
0.68 * (2.31+2.31+2.25+2.25) = 6.21

Total área del aligeramiento = 129.05m^2

Volumen del aligeramiento = 129.05 * 0.28 = 36.134m^3

Volumen del aligeramiento = 36.134m^3

Volumen del concreto = 65.8 - 36.134 = 29.67m^3

Volumen del concreto = 29.67m^3

Peso del concreto = 29.67m^3 * 2.4 T/m^3 = 71.2 T

Peso del concreto = 71.2 T

Casetón = 0.030 T/m^2 *187.984m^2 = 5.64 T

Casetón = 5.64 T

Acabados = 0.110 T/m^2 *187.984m^2 = 20.68 T

Acabados = 20.68 T

Particiones livianas = 0.107T/m^2 *187.984m^2 = 20.15 T

Particiones livianas = 20.15 T

Subtotal peso segundo piso zona de oficinas = 71.2+5.64+20.68+20.15 = 117.67 T

Subtotal peso segundo piso zona de oficinas = 117.67 T

Peso de vigas en bodega segundo piso = (73.01m+16.55m)*0.30m*0.40m*2.4T/m^3 = 25.8T

Peso de vigas en bodega segundo piso = 25.8 T

Muros en segundo piso:

Antepechos = 22.9m*0.15m*0.80m*1.8T/m^3 = 4.95 T

Fachada:
Area total fachada = 2.35m*(29m+0.5m+0.5m) = 70.5m^2
Area ventanas = (1.5*1.5*8)+(1.5*1.735*4) = 28.41m^2
Area neta fachada = 70.5m^2 - 28.41m^2 = 42.1m^2

Muros de fachada = 42.1m^2 *0.15m*1.8T/m^3 = 11.4 T

Muros en el resto del piso = 73.01 - 18.81 - (9*0.30) = 51.5 + 10 = 61.5m
Muros en el resto del piso = 61.5m*2.35m*0.15m*1.8T/m^3 = 39.1 T

Otros muros = (16.55-(3*0.25))m*0.95m*0.15m*1.8T/m^3 = 4.06 T

Total peso de muros en segundo piso = 4.95+11.4+39.1+4.06 = 59.51 T

Total peso de muros en segundo piso = 59.51 T

Columnas:

0.60*0.30*11*2.60 = 5.148m^3
0.40*0.25*21*2.60 = 5.46m^3
0.30*0.15*2*2.60 = 0.234m^3
0.25*0.25*3*2.60 = 0.49m^3

Total volumen de columnas = 5.148+5.46+0.234+0.49 = 11.33m^3

Total peso de columnas = 11.33 m^3 *2.4 T/m^3 = 27.2 T

Total peso de columnas en segundo piso = 27.2 T

Total peso del segundo piso = 117.67+25.8+59.51+27.2 = 230.2 T

Total peso del segundo piso = 230.2 T

Tercer piso:

Subtotal peso tercer piso zona de oficinas = 117.67 T

Peso de vigas en bodega tercer piso = (40.72m*0.30m*0.40m*2.4T/m^3) + (37.62m*0.24m*0.40m*2.4T/m^3) = 20.5 T

Peso de vigas en bodega tercer piso = 20.5 T

Muros en tercer piso:

Muros de fachada = 42.1m^2 *0.15m*1.8T/m^3 = 11.4 T

Muros en el resto del piso:

38.96m*3.25m*0.15m*1.8T/m^3 = 34.2 T
((6.27*3)-(0.275*2))m*1.80m*0.15m*1.8T/m^3 = 8.9 T
(20.85-0.60)m*1.80m*0.15m*1.8T/m^3 = 9.9T
9.0m*1.80m*0.15m*1.8T/m^3 = 4.40 T
9.22m*3.25m*0.15m*1.8T/m^3 = 8.1 T

Total peso de muros en tercer piso = 11.4+34.2+8.9+9.9+4.4+8.1 = 76.9 T

Total peso de muros en tercer piso = 76.9 T

Canaleta 90 = 0.100T/m^2 *(0.5*9*18.81) = 8.5 T

Canaleta 90 = 8.5 T

Cubierta en eternit = 365.6m^2 * 0.015 T/m^2 = 5.5 T

Cubierta en eternit = 5.5 T

Columnas:

0.60*0.30*11*2.35 = 4.653m^3
0.40*0.25*21*2.35 = 4.935m^3
0.30*0.15*2*2.35 = 0.212m^3

Total volumen de columnas = 4.653+4.935+0.212 = 9.8m^3

Total peso de columnas = 9.8 m^3 *2.4 T/m^3 = 23.52 T

Total peso de columnas en tercer piso = 23.52 T

Total peso del tercer piso = 117.67+20.5+76.90+8.5+5.5+23.52 = 252.7 T

Total peso del tercer piso = 252.7 T

Cubierta:

Cubierta = 187.984m^2 *0.100T/m^2 = 18.8 T

Cubierta = 18.8 T

Vigas en cubierta:

(6.20*4)*0.25*0.35 = 2.17
(3*7)*0.25*0.35 = 1.84
9.43*0.12*0.35 = 0.396
27.25*0.24*0.35 = 2.29

Volumen de vigas = 2.17+1.84+0.396+2.29 = 6.7m^3

Peso de vigas = 6.7m^3 *2.4T/m^3 = 16.1 T

Peso de vigas en cubierta = 16.1 T

Columnas = 0.40*0.25*2.35*16*2.4 = 9.1 T

Peso de columnas en cubierta = 9.1 T

Total peso de la cubierta = 18.8+16.1+9.1 = 44T

Total peso de la cubierta = 44 T

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

4.6 MODELO ELASTICO INICIAL - ETABS

4.6 Modelo Elástico Inicial ETABS

Tal como se mencionó anteriormente, se realizará sobre la edificación inicial existente un modelo matemático elástico dinámico con el fin de analizar la estructura actual. Para este fin se utilizará el programa de computador ETABS. ETABS, Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems es un programa de análisis matricial tridimensional, utilizado para el análisis y diseño lineal y no lineal, estático y dinámico de estructuras. Fue desarrollado en la empresa Computers & Structures Inc. (Berkeley, California).

Los edificios en ETABS pueden ser idealizados como una serie de ensamblajes entre columnas, vigas, muros y otros elementos interconectados entre sí por un diafragma de piso el cual puede ser o no ser rígido en su propio plano. Para el caso de la UPES, este se adoptó como rígido. La geometría básica de la estructura se define con referencia a un sistema de malla tridimensional formado por la intersección de los pisos de la estructura con los ejes de columnas. De una forma relativamente sencilla pueden ser modeladas complejas situaciones estructurales.

A continuación se presenta dicho modelo.

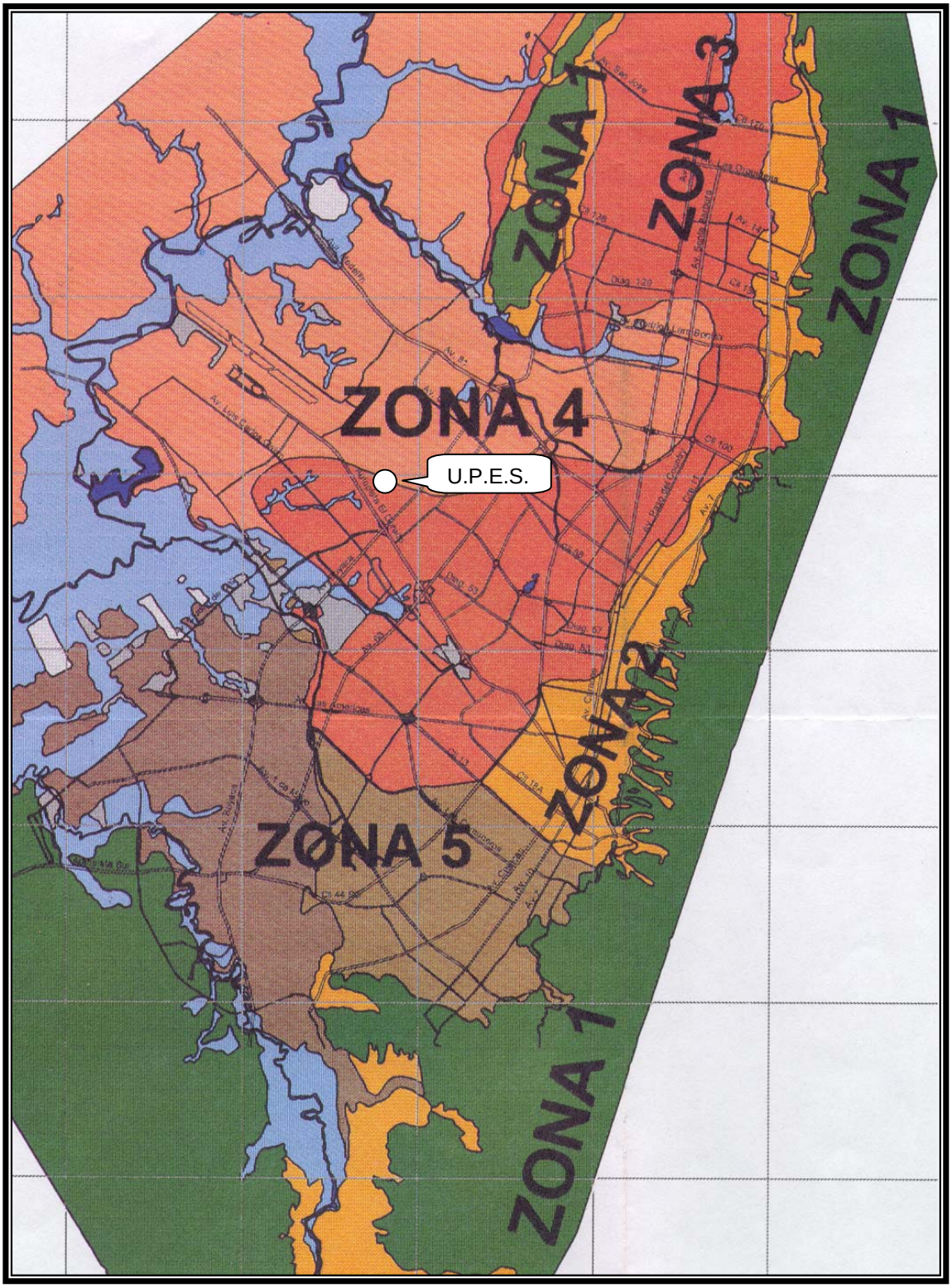
4.7 Descripción de la Utilización de la Microzonificación Sísmica para el Estudio de Vulnerabilidad de la UPES

Tal como se indicó anteriormente, se utilizará el Estudio de Microzonificación de la ciudad de Santafé de Bogotá para determinar las fuerzas sísmicas a las cuales estaría sometida la edificación en el caso de un sismo.

El estudio de microzonificación sísmica realizado en Agosto de 1997 consistió básicamente en establecer unas zonas de comportamiento geomecánico similares, para así poder dividir la ciudad en zonas más específicas de acuerdo al tipo de suelo de cada una de las regiones de la ciudad. Así se definieron entonces varias zonas con el fin de poder establecer parámetros de diseño y construcción sismo-resistente específicos para cada una de las zonas en las que fue dividida Bogotá. En este estudio de microzonificación se especifica el nivel de fuerza sísmica para cada zona.

Se plantea entonces un mapa de microzonificación sísmica de la ciudad que se muestra en la siguiente página. Para el caso específico de este estudio, se determina que la sede operativa de la U.P.E.S. se encuentra entre las **zonas 3 y 4** tal como se indica en el mapa. La zona 3 es la denominada Zona Lacustre A y la zona 4 es la conocida con el nombre de Lacustre B. Tal como se explica y justifica en el estudio de exploración geotécnico incluido en las paginas anteriores, la U.P.E.S. se localiza en la zona 3. Adicionalmente se establece en los límites de la zona una franja de transición de 500m a cada lado. En esta zona de transición se toma la aceleración de diseño más desfavorable, es decir, para nuestro caso la de la zona 3. Los espectros de las zonas 3 y 4 se incluyen a continuación.

Se utilizará finalmente el espectro de diseño de la zona 3 para la revisión de la estructura y para el diseño de los nuevos elementos. Es necesario entonces definir el espectro de la zona 3 completamente por medio de ecuaciones con el fin de poder utilizarlo en el análisis dinámico que se realice al modelo estructural de la U.P.E.S..


ZONA 1
ZONA 3
ZONA 1
ZONA 4
U.P.E.S.
ZONA 2
ZONA 5
ZONA 1

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

4.8 ESPECTROS DE DISEÑO

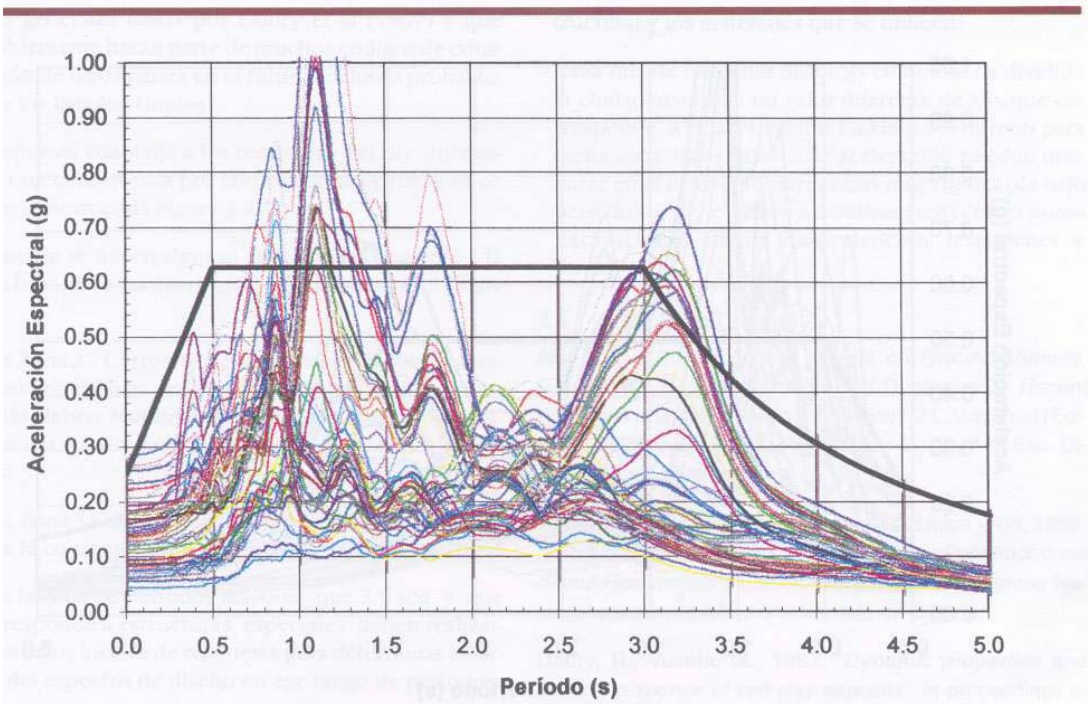


FIGURA 3.23 ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO ZONA 3 - LACUSTRE A

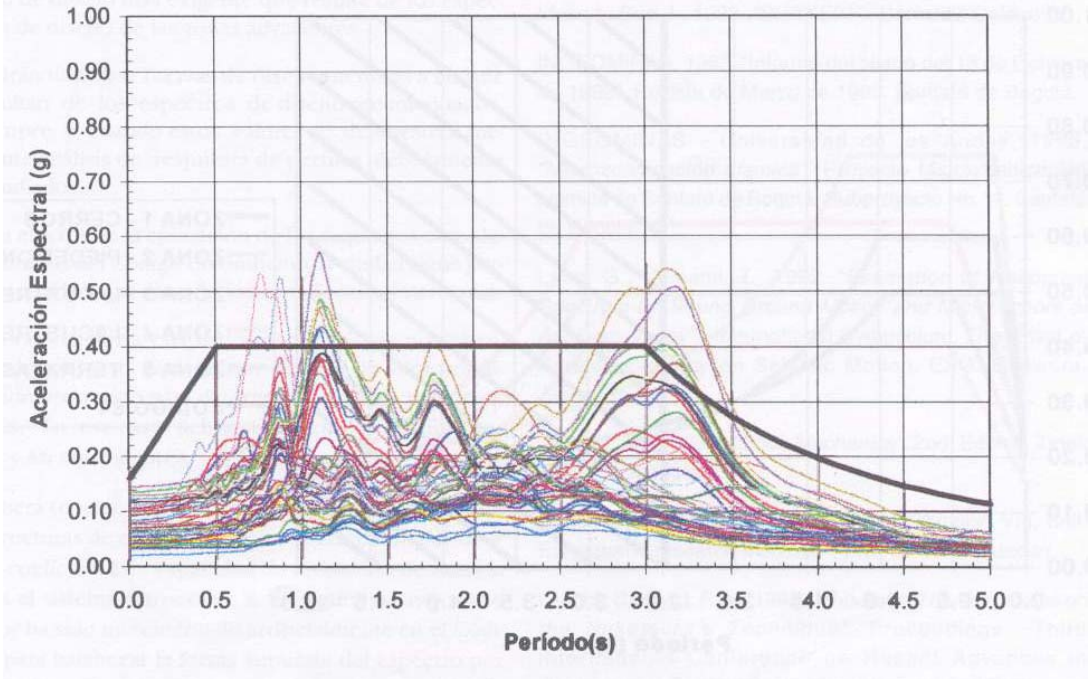
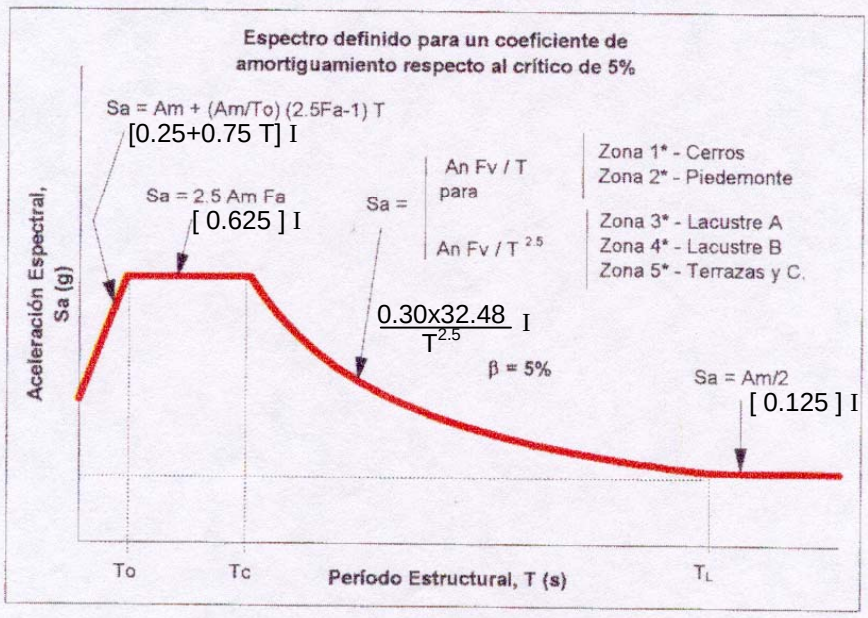


FIGURA 3.24 ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DESEÑO ZONA 4 - LACUSTRE B

COEFICIENTES ESPECTRALES PARA DISEÑO

	ZONA 1 CERROS	ZONA 2 PIEDEMONTE	ZONA 3 LACUSTRE A	ZONA 4 LACUSTRE B	ZONA 5 TERRAZAS
To	0.20	0.20	0.50	0.50	0.50
Tc	1.00	1.20	3.00	3.00	3.00
TL	5.00	6.00	5.71	5.71	5.71
Am	0.24	0.30	0.25	0.16	0.20
An	0.30	0.40	0.30	0.20	0.30
Fa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Fv	2.00	2.25	32.48	31.18	25.98



PARAMETROS

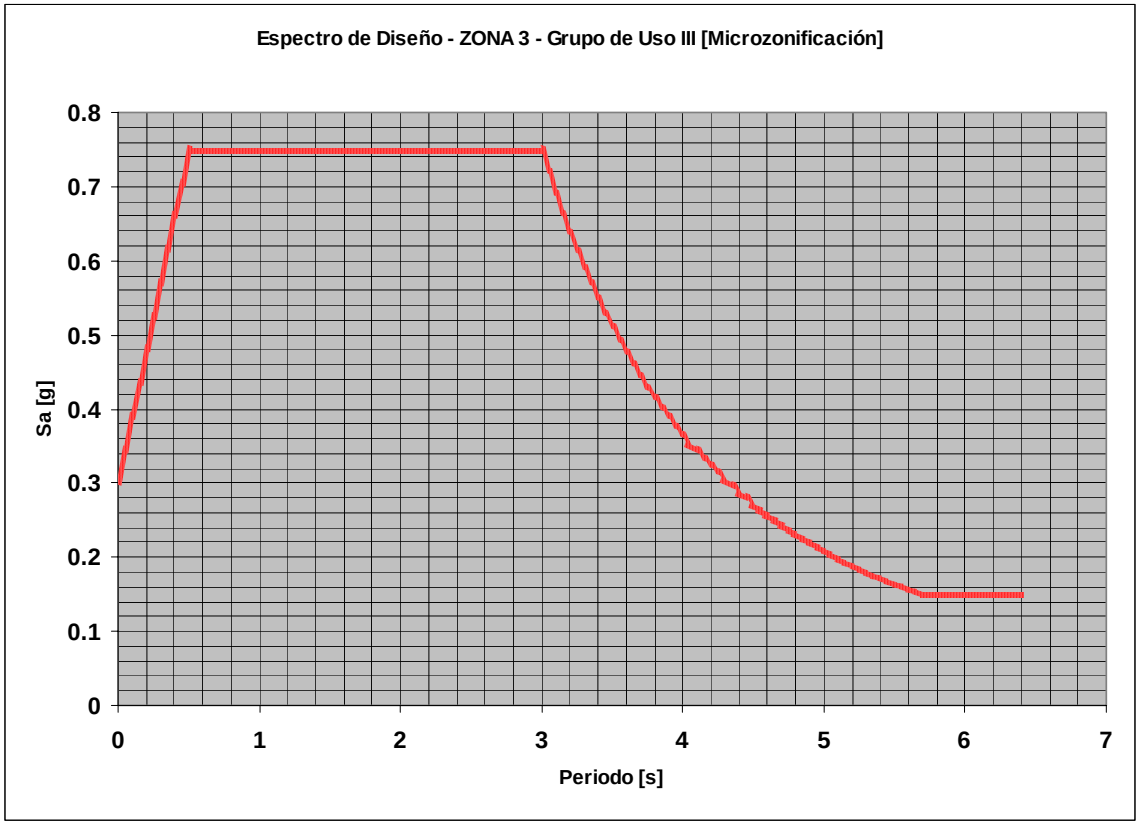
To : Período Inicial
T_c : Período Corto
T_L : Período Largo
Sa : Aceleración Espectral
Am : Aceleración Máxima
An : Aceleración Nominal
Fa : Factor de amplificación de la Aceleración
Fv : Factor de Amplificación de la Aceleración en el rango de velocidades constantes

***NOTA:** Las zonas corresponden al mapa de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá

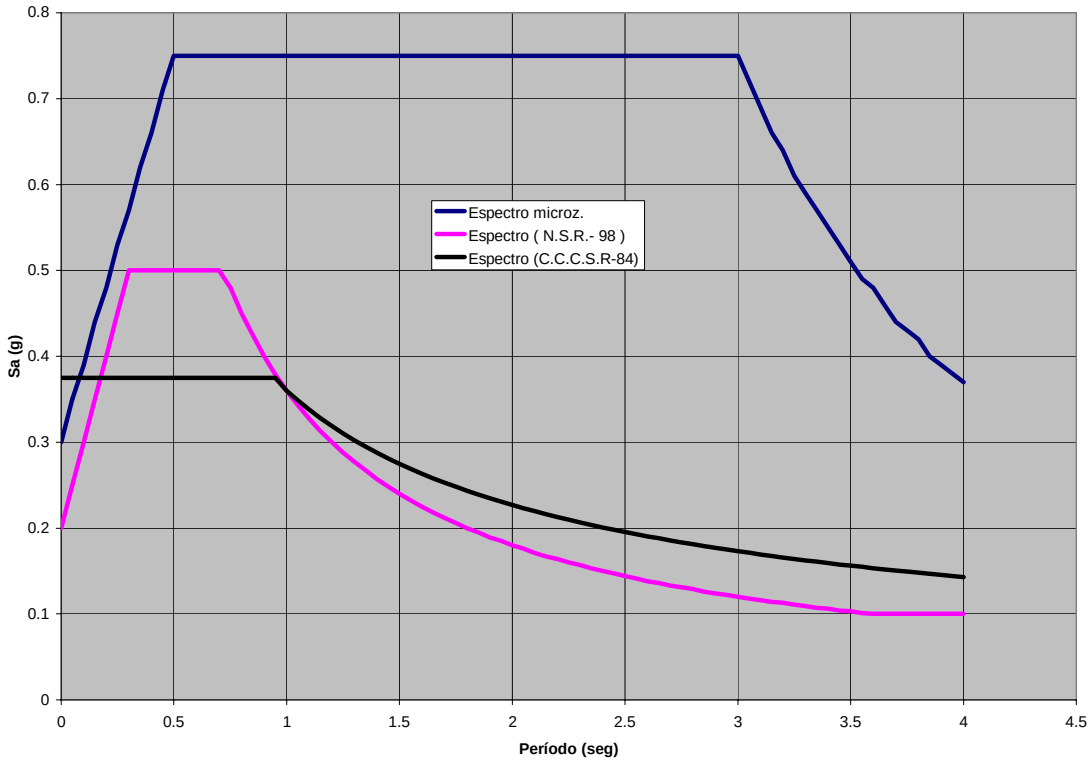
FIGURA 3.27 ECUACIONES Y PARÁMETROS DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO PARA LAS ZONAS SÍSMICAS DE SANTAFÉ DE BOGOTÁ

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

4.9 COMPARACION ESPECTROS DE DISEÑO


Espectro de Diseño - ZONA 3 - Grupo de Uso III [Microzonificación]
Sa [g]
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0
1
2
3
4
5
6
7
Periodo [s]

COMPARACIÓN ESPECTROS DE DISEÑO
ORIGINAL VS REFORZAMIENTO



VULNERABILIDAD U.P.E.S.

4.10 ANALISIS SÍSMICO

4.10 Análisis Sísmico

Para el análisis sísmico de la estructura se siguió el método del Análisis Dinámico Elástico (modal) y se modeló la estructura como un sistema tridimensional con diafragma rígido. Para llevar a cabo dicho análisis se utilizaron adicionalmente a los parámetros definidos en los capítulos anteriores los siguientes:

- **Coeficiente de Importancia (I):** Según las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente NSR-98 el edificio en estudio puede ser clasificado como Grupo de Uso III:

  "A.2.5.1.2 Grupo III - Edificaciones de atención a la comunidad - Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el Grupo IV. Este grupo debe incluir:

  a. Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas y "**sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres".**

  b. Garajes de vehículos de emergencia.

  c. Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias.

  d. Aquellas otras que la administración municipal designe como tales."

  Según la tabla A.2-4 del NSR-98, al edificio en estudio le corresponde como Grupo de Uso III, un coeficiente de importancia **I = 1.2**

- **Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía, R:** Como su nombre lo indica, este coeficiente indica el grado de capacidad de disipación de energía que posee una estructura ante un eventual movimiento sísmico. El valor del coeficiente de disipación de energía corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_o, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta ϕ_a y ϕ_p respectivamente ($R = R_o\ \phi_a\ \phi_p$).

  El edificio en estudio consiste en un sistema de pórticos, el cual es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Para este tipo de sistemas estructurales, el NSR-98 establece un valor de $R_o = 5$ y debido a que el edificio de la UPES no presenta irregularidades en planta ni en altura ($\phi_a=1$ $\phi_p=1$), el valor del coeficiente de disipación de energía **R** es **5 (R=5).**

- **Selección de la Resistencia del Concreto para su uso en los Modelos Matemáticos de Análisis:**

Para seleccionar la resistencia del concreto a usar en los modelos matemáticos de análisis teniendo en cuenta las resistencias individuales de cada uno de los núcleos extraídos y ensayados, y de las resistencias halladas por medio del penetrómetro, se siguió el procedimiento establecido en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente NSR-98, numeral C.5.6.4.4, el cual establece lo siguiente:

"El concreto de la zona representada por los núcleos es estructuralmente adecuado si el promedio de los tres núcleos resulta por lo menos igual al 85% de f´c, y si ningún núcleo presenta una resistencia menor del 75% de f´c. Para comprobar la precisión del ensayo, se pueden volver a tomar y ensayar núcleos en los lugares que presenten resultados dudosos".

Teniendo en cuenta lo anterior y conociendo que la resistencia especificada en los planos estructurales originales es f´c = 3000 psi = 210 kg/cm^2, el promedio de las resistencias de los núcleos extraídos y ensayados es :

Núcleo Nro. 1 - Columna 4A
Fecha de extracción: Noviembre 18 de 1998
Resistencia : f´c = 4142 psi = **290** kg/cm2

Núcleo Nro. 2 - Columna 5A
Fecha de extracción: Enero 29 de 1999
Resistencia : f´c = 3010 psi = **211** kg/cm2

Núcleo Nro. 3 - Columna 5G
Fecha de extracción: Enero 29 de 1999
Resistencia : f´c = 2764 psi = **194** kg/cm2

Preparó: C.P.A. Revisó: A.P.I.

CORRELACION LECTURAS PENETROMETRO Vs. NUCLEOS DE CONCRETO

NUCLEO #	COLUMNA	f´c (psi)	f´c (kg/cm2)	PENETROMETRO (psi)
1	4A	4142	290	4124
2	5A			
3	5G			

PROMEDIO DE LAS RESISTENCIAS
PENETROMETROS Y NUCLEOS

LECTURA #	PROM. 5 LECTURAS	PENETROMETRO (psi)	NUCLEO (psi)
1 (4-A)	901	4124	4142
2	859	3546	----
3	829	3128	----
4	857	3518	----
5	879	3818	----
6	861	3574	----
7	863	3602	----
8	842	3304	----
9	828	3116	----
10	840	3280	----
11	836	3224	----
12	828	3116	----
13	864	3616	----
14	864	3616	----
NUCLEO 1		4124	4142
NUCLEO 2			3010
NUCLEO 3			2764

TOTAL

PROMEDIO PENETROMETRO psi
PROMEDIO NUCLEOS psi
PROMEDIO TOTAL psi

Promedio de las resistencias en los núcleos = (290+211+194)/3 = 231 kg/cm^2

Resistencia especificada = 210 kg/cm^2

Mínima resistencia adecuada = 0.85*210 kg/cm^2 = 175.5 kg/cm^2

Luego,

Promedio de resistencias en núcleos > Mínima resistencia adecuada

231 kg/cm^2 > 178.5 kg/cm^2

Además, ninguno de los tres núcleos presenta una resistencia menor que:

0.75*210 kg/cm^2 = 157.5 kg/cm^2

De acuerdo a los resultados anteriores, se puede establecer que el concreto ensayado es estructuralmente adecuado y su calidad es representativa de toda la estructura. Por lo tanto, la resistencia a usar en los modelos matemáticos de análisis será la especificada en los planos estructurales originales e igual a f´c = 3000 psi = 210 kg/cm^2.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

4.11 VERIFICACION DE DERIVAS

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

4.12 DATOS DE ENTRADA MODELO ELASTICO INICIAL PROGRAMA ETABS

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

4.13 MODELO INELASTICO INICIAL PROGRAMA IDARC-2D

4.13 Modelo de Análisis Inelástico Inicial

Para el análisis inelástico de la estructura se modeló la estructura como un sistema bidimensional compuesto por pórticos planos. Para llevar a cabo dicho análisis se utilizó el programa de computador IDARC-2D. Se realiza un análisis no lineal de la estructura mediante la aplicación de las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones usando las relaciones de esfuerzo-deformación en el rango inelástico, tanto para el concreto, como para el acero de refuerzo.

Como se indicó anteriormente, la estructura fue analizada utilizando el programa de computador "IDARC-2D", "Análisis Inelástico del Deterioro del Concreto Reforzado", el cual muestra la respuesta contra el tiempo de estructuras de concreto sujetas a fuerzas laterales. Para llevar a cabo el análisis, se utilizaron modelos histeréticos propios del concreto reforzado. Para el estudio de la UPES se utilizo el modelo # 1 (modelo de Park) y se adoptaron los siguientes parámetros (ver página siguiente):

- Parámetro de degradación de la rigidez = 2.0 (Degradación nominal)
- Parámetro de degradación de la resistencia = 0.10 (Deterioro nominal basado en ductilidad)
- Parámetro de degradación de la resistencia = 0.10 (Deterioro nominal basado en energia)
- Parámetro de deslizamiento de cerramiento de fisuras = 0.5 (aplastamiento nominal)

Este análisis inelástico permite estudiar la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia de los diferentes elementos estructurales, e incluye una evaluación de la respuesta inelástica a través de un análisis de daños de los miembros estructurales y de la estructura como un conjunto. Este análisis inelástico dará a conocer mejor el comportamiento real de la estructura y se obtendrá un mejor estimativo de las derivas de los pisos y de las solicitaciones inelásticas producidas en la estructura por el sismo de diseño.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

5.0 EVALUACION Y DIAGNOSTICO

5.1 Evaluación Sísmica – Indices de Sobre-Esfuerzo (Flexo-compresión, cortante y flexión)

Tal como se indicó anteriormente, con toda la información obtenida en los levantamientos y exploraciones adelantadas, se elaboró el modelo para la estructura actual, el cual se analizó para las fuerzas sísmicas F_s (las que el sismo de diseño definido en el estudio de microzonificación de la ciudad indica), en combinación con las fuerzas de gravedad mayoradas de acuerdo con las combinaciones de carga del Título B del NSR-98.

Para estos análisis se utilizaron los programas ETABS, con el cual se llevó a cabo un análisis elástico dinámico de la estructura, e IDARC-2D con el cual se llevo a cabo el análisis inelástico de la edificación. Con la información de las secciones originales de los elementos y sus refuerzos, se determinaron sus capacidades últimas tanto para los esfuerzos de corte como para los de flexión y flexo-compresión. Estas resistencias existentes fueron a su vez afectadas por los valores $Ø_c$ y $Ø_e$, los cuales dependen de la calidad del diseño y construcción y del estado de la estructura. Para este efecto, ambos valores tienen una magnitud de 0.9 ya que se considera que la estructura se encuentra en muy buen estado y tanto la calidad del diseño como de la construcción resultaron excelentes al revisar la estructura.

Con los resultados de las demandas obtenidas de los análisis de los modelos y las capacidades actuales calculadas en cada uno de los elementos, se calcularon los índices de sobre-esfuerzo de los elementos y de las estructuras, los cuales se encuentran a continuación.

VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN LAS VIGAS QUE HACEN PARTE DEL SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA.

S = 25 X 35

Fuerza que resiste el concreto:

ϕVc = 4.05 Toneladas → 3.3 t

Fuerza total que resiste la sección con flejes colocados cada:

7.5 cm , ϕVn = 16.02 Toneladas → 13 t

15.0 cm , ϕVn = 10.03 Toneladas → 8 t

S = 25 X 35 , cortante OK

S = 30 X 35

Fuerza que resiste el concreto:

ϕVc = 6.07 Toneladas → 5 t

Fuerza total que resiste la sección con flejes colocados cada:

7.5 cm , ϕVn = 18.05 Toneladas → 15 t

15.0 cm , ϕVn = 12.06 Toneladas → 10 t

S = 30 X 35 , cortante OK

Preparó: C.P.A. Revisó: A.P.I.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

5.2 EVALUACION Y DIAGNOSTICO METODO FEMA 178

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

6.0 ESTUDIO DE SOLUCIONES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

6.1 Planteamiento Soluciones de Reforzamiento Estructural

De acuerdo con los resultados obtenidos de los análisis elástico e inelástico de la estructura original y del estudio de vulnerabilidad inicial, se encontró que la estructura de la UPES resultó con índices de vulnerabilidad y de sobre-esfuerzo mayores que la unidad. Se entra ahora a estudiar una serie de alternativas de reforzamiento, las cuales podrían ser de diversos tipos, entre las cuales se plantean los siguientes:

1. Aumento de sección y refuerzo en algunos elementos vigas y columnas. Este tipo de reforzamiento se descarta por parte de PCA y no se admite por ser este un proceso constructivo engorroso, complicado y de difícil supervisión y ejecución. Este tipo de reforzamiento tiene muy baja eficiencia estructural.

2. Construcción de muros estructurales de concreto reforzado adosados a las estructuras existentes. Esta alternativa es viable y se plantean dos soluciones diferentes:
   - **2A.)** Muros de concreto reforzado de 12cm de espesor total. Estos muros irían construidos en la altura total del edificio en los ejes 4 A-B, 5 A-B, A 4-4', G 4-4'.
   - **2B)** Muros de concreto reforzado de 12cm de espesor total. Estos muros irían construidos en la altura total del edificio en los ejes A 4-4', G 4-4', y de 1m de longitud en los cruces de los ejes 4 y 5 con B y 4 y 5 con F, y serían de menor longitud que los anteriores.

3. Colocación de elementos de arriostramiento de acero en algunos vanos de los pórticos.

Para la zona de las bodegas, se plantea amarrar los muros de fachada, los cuales son bastante pesados mediante un sistema de columnetas de concreto con el fin de conectarlos estructuralmente a la edificación existente.

La selección del sistema de reforzamiento definitivo tendrá en cuenta el tipo de estructura que será reforzada y que la ejecución de esta operación genere el mínimo traumatismo en el funcionamiento de la sede operativa de la UPES. La selección de la alternativa de reforzamiento es una decisión tomada entre la UPES y P.C.A. y estará entre las alternativas # 2A y # 2B.

Una vez se escoja la alternativa más apropiada entre las dos indicadas en el numeral 2, el modelo estructural original se modificará con las adiciones de rigidización y refuerzo, y se analizará para las combinaciones de fuerzas de gravedad y fuerzas sísmicas requeridas para la nueva estructura.

Al modelo definitivo se le hará un análisis dinámico elástico mediante el programa ETABS utilizando los espectros de microzonificación de Bogotá tal como se hizo para la estructura original.

Finalmente se realizará un análisis no lineal de la estructura mediante el programa IDARC-2D, modelando la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia de los diferentes elementos estructurales. Este análisis inelástico dará a conocer mejor el comportamiento real de la estructura reforzada ante las fuerzas sísmicas y se obtendrá un mejor estimativo de los desplazamientos de los pisos y de las solicitaciones producidas en la estructura por el sismo de diseño.

Con la solución definitiva se procederá a elaborar la memoria de cálculos y finalmente a llevar a nivel de planos de construcción el proyecto de reforzamiento.

Preparó: C.P.A. Revisó: A.P.I.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

6.2 ANALISIS DE SOLUCIONES DE REFORZAMIENTO 2A Y 2B

6.3 Selección de la Solución de Reforzamiento Definitivo (Indices de Sobre-Esfuerzo para el Modelo de Reforzamiento)

Se llevó a cabo el análisis de sobre-esfuerzos para las alternativas # 2A y 2B. Una vez realizado el cálculo de índices de sobre-esfuerzo para la alternativa #2B (pantallas cortas), se encontró que las vigas de 2do y 3er piso continuaban con índices de sobre-esfuerzo mayores que la unidad. Por esta razón se tuvo que aumentar tanto el espesor (desde 12cm hasta 20cm) como la longitud (de 1.0m hasta 1.5m) de las pantallas, obteniendo resultados de baja eficiencia estructural y mayores cantidades de material, lo cual complicaba la ejecución de los proyectos de reforzamiento, y a su vez, aumentaba en una cantidad considerable los costos de esta alternativa.

Se adopta ahora la alternativa # 2A como la de ***reforzamiento definitivo***. Se elaboró el modelo para la estructura reforzada, el cual se analizó para las fuerzas sísmicas F_s (las que el sismo de diseño definido en el estudio de microzonificación de la ciudad indica), en combinación con las fuerzas de gravedad mayoradas de acuerdo con las combinaciones de carga del Título B del NSR-98.

Para este análisis se utilizó el programa ETABS, con el cual se llevó a cabo un análisis elástico dinámico de la estructura reforzada. Con los resultados de las demandas obtenidas de los análisis del modelo y las capacidades actuales calculadas en cada uno de los elementos (ver evaluación inicial; estas resistencias existentes fueron también afectadas por los valores $Ø_c$ y $Ø_e$.), se calcularon los índices de sobre-esfuerzo de los elementos y de la estructura, los cuales se encuentran a continuación.

Finalmente se llevo a cabo un análisis inelástico de la edificación reforzada utilizando el programa IDARC-2D descrito anteriormente.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

7.0 MODELACION ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION REFORZADA (ALTERNATIVA # 2 A)

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

7.1 PLANTAS MODELO ESTRUCTURAL ELASTICO ESTRUCTURA REFORZADA

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

7.2 ANALISIS SISMICO ESTRUCTURA REFORZADA

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

7.3 VERIFICACION DE DERIVAS (ESTRUCTURA REFORZADA)

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

7.4 DATOS DE ENTRADA MODELO ESTRUCTURAL ELASTICO ESTRUCTURA REFORZADA

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

7.5 MODELO ESTRUCTURAL INELASTICO ESTRUCTURA REFORZADA

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

8.0 EVALUACION Y DIAGNOSTICO DE LA ESTRUCTURA REFORZADA

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

8.1 INDICES DE SOBRE-ESFUERZO VIGAS Y COLUMNAS (Flexo-compresión, cortante y flexión)

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

9.0 DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE REFORZAMIENTO

9.0 Diseño de Estructuras de Reforzamiento

De acuerdo con los resultados obtenidos de los análisis elástico e inelástico de la estructura reforzada, se precede ahora a diseñar los elementos de reforzamiento que la edificación de la UPES requiere para cumplir con los requisitos de diseño del NSR-98 y con las restricciones de desplazamiento allí solicitadas.

La alternativa de reforzamiento definitivo consta de muros de concreto reforzado de 12cm de espesor total (alternativa 2ª descrita anteriormente). Estos muros irán construidos en la altura total del edificio en los ejes 4 A-B, 5 A-B, A 4-4', G 4-4'.

Para los elementos no estructurales, (muros de mampostería y zona de bodegas), se plantea amarrar los muros de fachada, los cuales son bastante pesados, mediante un sistema de columnetas de concreto con el fin de conectarlos estructuralmente a la edificación existente.

Para la cubierta se propone un nuevo diseño tal como se indicó en el levantamiento estructural de la seccion 2.1.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

9.1 DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

9.2 DESPIECES DE MUROS ESTRUCTURALES

PROCESO CONSTRUCTIVO DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURA PRINCIPAL

La alternativa de reforzamiento definitiva consiste en la construcción de muros de concreto adosados a las estructuras existentes. Estos muros irán localizados entre los ejes: 4 A-B, 5 A-B, A 4-4' Y G 4-4', y tendrán la altura de tres niveles de la edificación actual y un espesor de 12cm.

1. Preparar superficies de vigas de cimentación para primer tramo de muro pantalla según detalles. Así mismo preparar superficies laterales de columnas adyacentes a los muros nuevos y de la losa inferior de segundo piso.
2. Perforar y anclar refuerzo longitudinal de muros en viga de cimentación y en losa de segundo piso según detalles.
3. Perforar y anclar refuerzo transversal de muros en columnas de primer piso adyacentes al muro según detalles.
4. Colocar mallas de refuerzo principal de muro, y construir formaleta para un espesor de muro de 0.12m.
5. Fundir primer tramo de muro entre cimentación y piso 2.
6. Repetir pasos 1 a 5 para los muros-pantalla de piso 2 y piso 3.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

9.3 ELEMENTOS NO-ESTRUCTURALES

PROCESO CONSTRUCTIVO DE REFORZAMIENTO PARA ELEMENTOS NO-ESTRUCTURALES

La alternativa de reforzamiento para los muros de mampostería no estructurales que se encuentran sueltos, localizados en la edificación de la UPES consiste en la vinculación de estos a la estructura principal. Esto con el fin de evitar colapso de los mismos en caso de un sismo severo.

Se adosarán columnetas de concreto reforzado de sección 20 x 25 a los muros existentes. Para garantizar la unión entre las columnetas y el muro se deberá anclar refuerzo como lo indican los detalles adjuntos. Este refuerzo anclado debe también colocarse en la altura de las placas. Se anexa planta que indica los lugares donde deben adicionarse este tipo de columnetas.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

9.4 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METALICA DE CUBIERTA

9.5 RECOMENDACIONES ADICIONALES DE REPARACIÓN Y PROTECCIÓN ESTRUCTURAL

Tal como se indica en el estudio de exploración estructural, la carbonatación medida en las columnas ha avanzado en promedio 16 mm en 5 años. Por tal motivo se recomienda aplicar una pintura de protección SIKAGUARD 65 o equivalente a todas las columnas del proyecto.

Para reparar todas las regatas y perforaciones realizadas, se deberá utilizar SIKATOP 122.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

10.0 CANTIDADES DE MATERIALES

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

11.0 PRESUPUESTO DE OBRA

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

11.1 PRESUPUESTO DE OBRA - ESTRUCTURA PRINCIPAL

11.1 PRESUPUESTO DE OBRA – ESTRUCTURA PRINCIPAL

Se presenta el presupuesto definitivo de la obra de reforzamiento, el cual contiene los items de reforzamiento en concreto de la estructura principal y los de los elementos no-estructurales.

Este trabajo de presupuesto del reforzamiento de la estructura principal no fue realizado directamente por P.C.A., y fue encargado a la empresa PAYC – Perez, Arciniegas y Cia Ltda.. A continuación se presenta el informe resultante de este presupuesto, el cual incluye: presupuesto general, composición básica general y por capítulos, y análisis de precios unitarios.

VULNERABILIDAD U.P.E.S.

11.2 PRESUPUESTO DE OBRA – CUBIERTA EN ESTRUCTURA METALICA

12.0 BIBLIOGRAFIA

1. **BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL**, “FEMA 178 – NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings”, Washington D.C., 1988.

2. **NEHRP**, “FEMA 273 and FEMA 274 – NEHRP Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings”, Washington D.C., 1997.

3. **SARRIA A**., “Ingenieria Sísmica”, Colombia, 1984.

4. **FERGUSON P., BREEN J., y JIRSA J.O.**, “Reinforced Concrete Fundamentals”, Austin, TEXAS, 1984.

5. **MAC GREGOR J.**, “Reinforced Concrete”, Prentice Hall, USA, 1997.

6. **PAULAY T., y PRIESTLEY N**., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, New York, 1994.

7. **HABIBULLAH A.**, “ETABS – Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems”, Computers and Structures Inc., California, 1993.

8. **MCEER**, “IDARC2D – Inelastic Damage Analysis of Buildings”, New York, 1996.

9. **AIS**, “Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98”, Colombia, 1998.

10. **INGENIERIA & GEOTECNIA**, “Estudio de Suelos – Bodega San Cayetano”, Colombia, 1992.

11. **P.C.A., PROYECTISITAS CIVILES ASOCIADOS**, “Memorias de Cálculo y Planos Estructurales – Bodega San Cayetano”, Colombia, 1992.

5.2 EVALUACION SISMICA Y DIAGNOSTICO DE LA ESTRUCTURA METODO FEMA 178

5.2.1 INTRODUCCION

FEMA 178, un procedimiento preparado por el Building Seismic Safety Council de EE.UU. será utilizado para llevar a cabo la evaluación y diagnostico sísmico de la sede operativa de la U.P.E.S. Este documento presenta una guía para determinar que tan vulnerable y peligrosa (en cuanto a perdida de vidas) es una estructura existente. Se incluye una guía en forma de lista para determinar algunas zonas o puntos débiles dentro de la estructura que podrían precipitar el colapso local o total de la estructura.

Cabe anotar acá que las guías y los procedimientos del FEMA 178 son utilizados únicamente para evaluar la capacidad de la edificación de la UPES en cuanto a si es peligrosa para ser ocupada ó no. El uso de la estructura después del terremoto no se esta evaluando en este caso.

5.2.2 PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN

La metodología del FEMA 178 plantea una serie de interrogantes para cada tipo de estructura (en este caso es el edificio tipo 8, Pórticos Resistentes a Momento), para el sistema estructural, pórticos a momento, diafragmas y conexiones. Los interrogantes están diseñados para descubrir defectos, puntos débiles o zonas vulnerables dentro de la edificación.

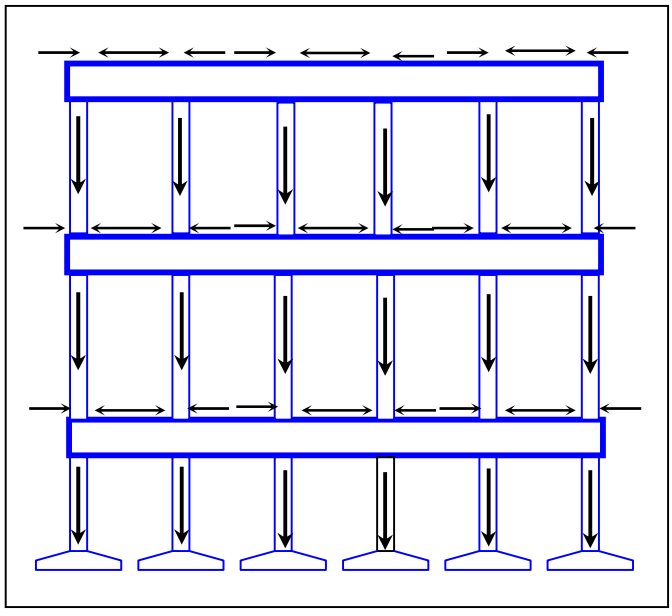
El análisis realizado por medio de este procedimiento se debe llevar a cabo utilizando procedimientos simples. Si el análisis resulta en que la edificación es cuestionable, una investigación más detallada debe llevarse a cabo.

Siguiendo entonces con la evaluación, a continuación se presenta la lista presentada por el FEMA 178. En esta lista se marcan con "verdadero" o "falso" cada una de las declaraciones. Interrogantes que han sido hallados que son verdaderos indican que son revisiones que están de acuerdo con el criterio del FEMA 178 y pueden hacerse a un lado; mientras que los interrogantes que sean falsos identifican aspectos que necesitan mayor investigación y análisis.

5.2.2.1 SISTEMA ESTRUCTURAL

- **Trayectoria de las Cargas:** *La estructura contiene una trayectoria de cargas completa para los efectos de la fuerza sísmica para cualquier dirección horizontal que sirve para transmitir las fuerzas de inercia desde la masa hasta la fundación.* **VERDADERO**

  Este es uno de los requisitos más importantes de cualquier estructura cuando se le está evaluando sísmicamente. Debido a que la estructura de la UPES no tiene ninguna discontinuidad vertical entre la cubierta y el primer nivel, una trayectoria continua de carga existe. La placa transmite las fuerzas de sismo originadas en los miembros estructurales hacia las columnas, las cuales transmiten la cargas directamente a la fundación.



- **Redundancia:** *La estructura permanecerá lateralmente estable después de la falla de un solo elemento.* **VERDADERO**

  El edificio de la UPES tiene un total de 32 columnas. Debido a que se considera que todas las columnas van a resistir cargas laterales, estas nos suministran redundancia. La estabilidad de la edificación no depende de un elemento único.

- **Piso Débil [Weak Story]:** *Observación visual o un chequeo sencillo indica que no hay discontinuidades relevantes de resistencia en ninguno de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. La resistencia lateral de cualquier piso no es menor del 80% de la resistencia del piso inmediatamente superior.* **VERDADERO**

  La condición de piso débil depende de la resistencia de las columnas entre dos pisos adyacentes. Un piso débil es aquel en el que la resistencia del piso es menor del 80% de la resistencia del piso superior. La resistencia del piso es igual a la suma algebraica de las resistencias de todos los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica o sea de los elementos que comparten la fuerza sísmica del piso; esto es la resistencia a corte de las columnas. Los resultados muestran que la capacidad de las columnas a corte es constante en toda la altura de la edificación. No existen discontinuidades en las resistencias de las columnas.

- **Piso Flexible [Soft Story]:** *Observación visual o un chequeo sencillo indica que no hay discontinuidades relevantes de rigidez en ninguno de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. La rigidez lateral de cualquier piso no es menor del 70% de la rigidez del piso inmediatamente superior o menos del 80% del promedio de las rigideces de los tres pisos superiores.* **VERDADERO**

  Un piso suave se define como aquel que tiene una rigidez lateral menor del 70% de la misma del piso inmediatamente superior ó menos del 80% del promedio de las rigideces de los tres pisos superiores. En la estructura de la UPES, la relación de rigideces es mayor del 70% tal como se ilustra a continuación:

k = (EI/L^3) 2do piso VS (EI/L^3) 1er piso
Usando rigideces relativas: ($1/L^3$)
k 1er = $1 / 2.775^3$ = 0.0468
k 2do = $1 / 2.70^3$ = 0.051
(0.0468 / 0.051) = 92% > 70% ==> **OK**

- **Geometría:** *No existen irregularidades geométricas significantes; no hay retrocesos (por ejemplo, no hay cambios abruptos en ninguna dimensión horizontal del sistema de resistencia de fuerzas laterales de más del 30% en un piso en relación con los pisos adyacentes).* **VERDADERO**

  Una irregularidad geométrica existe cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia de fuerzas laterales en un piso es más del 130% del mismo en un piso adyacente. En el caso de la UPES no existen irregularidades geométricas.

- **Masa:** *No existen irregularidades de masa significantes. No hay cambio de masa efectiva de más del 50% de un piso a otro, excluyendo cubiertas livianas.* **VERDADERO**

  Irregularidades de masa existen cuando la masa efectiva de cualquier piso es más del 150% de la misma de un piso adyacente. No existen irregularidades de cambios de masa significantes de un piso a otro.

- **Irregularidades Verticales:** *Todos los pórticos son continuos hasta la fundación.* **VERDADERO**

  Aca se revisa la continuidad vertical del sistema de resistencia sísmica. No existen irregularidades ni discontinuidades verticales. Todos los pórticos son continuos hasta la cimentación así como las escaleras.

- **Torsión:** *Los elementos del sistema de resistencia sísmica forman un sistema balanceado el cual no sufre de torsión relevante. Torsión significante se tomará como una condición en la cual la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa del piso es mayor al 20% del ancho de la estructura en cualquiera de los dos sentidos principales.* **VERDADERO**

Todos los pórticos participan en el sistema de resistencia sísmica. El sistema de resistencia a fuerzas laterales es un conjunto bien balanceado en ambas direcciones. No se cuenta con muros estructurales que pudieran introducir torsiones indeseables. Por el contrario, los muros no estructurales se encuentran distribuidos en forma simétrica dentro de la estructura y en la parte interior de la edificación tenemos divisiones livianas. La resistencia de las columnas pequeñas que quedan en la zona de las escaleras es despreciable y no genera torsión alguna ya que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

- El centro de masa de cada piso tiene coordenadas ***x = 14.375m*** y ***y = 3.748m*** tal como se indica en la sección 4.10.
- El centro de rigidez del piso 3 (el más desfavorable) esta localizado en ***x = 13.871m*** y ***y = 8.393m***.
  - $\Delta x = 0.504m$, $\Delta y = 4.645m$
  - $0.20\ Lx = 5.75m \rightarrow$ Ok.
  - $0.20\ Ly = 4.98m \rightarrow$ Ok.

- **Construcciones Vecinas:** *No existen construcciones adyacentes a la estructura que sean menos de la mitad de la altura o que tengan losas o niveles que no coincidan con los de la edificación siendo estudiada. Una edificación vecina se considera que es adyacente si se encuentra dentro de una distancia igual a 5cm por el número de niveles del edificio que es evaluado.* **VERDADERO**

  Esta revisión se hace con el fin de evitar golpeteos. No existen edificios adyacentes de acuerdo a la información suministrada y a las visitas realizadas al lugar de la sede de la UPES. La edificación se encuentra rodeada de parqueos y zonas verdes.

- **Deterioro del Concreto:** *No existe deterioro visible del concreto o del acero de refuerzo en ninguno de los elementos de los pórticos principales.* **VERDADERO**

  Debido a que los materiales de la construcción pueden poner en peligro la capacidad del sistema de resistencia a cargas laterales y verticales, se llevó a cabo una inspección visual en algunos de los miembros estructurales dentro de la exploración estructural de campo que se realizó. No existe deterioro visible, no hay manchas en el

concreto, no existe corrosión del refuerzo. Existen en la fachada posterior de la bodega una especie de delaminaciones o descascaramientos del concreto en algunas zonas, pero esto se debe más a maquillajes de baja calidad que se realizaron anteriormente a la estructura y no representa ningún peligro a la edificación.

- **Anclajes de Postensionamiento:** *No hay evidencia de corrosión del refuerzo o desprendimiento del concreto en las vecindades de las zonas de postensionamiento o de los anclajes.* **VERDADERO**

  Este interrogante no se aplica en el caso de la UPES. No existen elementos postensionados.

5.2.2.2 PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO

La resistencia a fuerzas laterales en los pórticos resistentes a momento se desarrolla a través de la resistencia a flexión y a la continuidad de los elementos vigas y columnas. Si el pórtico es proporcionado, y está bien detallado y despiezado, este puede desarrollar articulaciones plásticas las cuales pueden a su vez absorber energía y como consecuencia permitir al pórtico sobrevivir a desplazamientos mayores para los que fue diseñada elásticamente. Si la edificación fue diseñada con detalles y despieces para desarrollar un buen nivel de ductilidad, tal como lo fue la estructura de la UPES, entonces se puede afirmar que los extremos de las vigas y columnas (zonas de momento sísmico máximo) fueron diseñados para resistir varios ciclos inelásticos de carga.

La siguiente sección se dedica a evaluar y diagnosticar si las articulaciones plásticas se pueden formar o no, y también de chequear si los nudos viga-columna tienen la suficiente ductilidad para sostener los desplazamientos esperados. Se revisan entonces los siguientes interrogantes:

- **Muros que Interfieren:** *Todos los muros divisorios o particiones de concreto o de mampostería que están colocados en los pórticos resistentes a momento están aislados de los elementos estructurales.* **FALSO**

  Las divisiones internas son livianas como se indicó anteriormente. Solo existen muros de mampostería en las fachadas y estos no están asilados de las estructuras. Se da una recomendación para estos muros en las alternativas de reforzamiento incluidas al final de este informe.

- **Revisión de Esfuerzos de Cortante:** *El edificio cumple con el Chequeo Rápido de Cortante de los esfuerzos en las columnas.* **FALSO**

  El edificio no satisface el Chequeo Rápido de Cortante en las columnas. Resulta deficiente para el sismo en la dirección ***Y*** en el primer nivel.

REVISION DETALLADA DE ESFUERZOS - METODO FEMA 178

Análisis Sísmico:

Peso Sísmico Cubierta:	42 ton
Peso Sísmico Piso 2:	165.8 ton
Peso Sísmico Piso 1:	165.8 ton
TOTAL:	**373.5 ton**

Peso de la edificación:	**373.5 ton**
Tipo de suelo:	S4 ➔ Coeficiente de Sitio: 2.0

Periodo $T_a = C_t * h_n^{(3/4)}$ $C_t = 0.03$ para edificios de concreto

$h_n = 8.175$ m. $= 26.28$ ft

$T_a = 0.03 * 26.82^{(3/4)} = 0.35$ sg

R = 4 (Capitulo 2 – FEMA 178)

$C_s = 0.80 * A_v * S / (R * T^{2/3}) = 0.80 * .20 * 2.0 / (4 * 0.35^{2/3}) = 0.161$

$< 2.12\ A_a / R = 2.12 * 0.2 / 2 = 0.212$ Ok.

V = 0.161 * 373.5 = **60.13 ton**

Distribución Vertical de Fuerzas:

$F_x = C_{vx} * V$

$C_{vx} = (w_x * h_x^k) / (\Sigma w_i * h_i^k)$, with k=1

NIVEL	w_i (ton)	h_x (m)	$w_i * h_i^k$	C_{vx}	F_x (ton)
Cubierta	42	8.175	343.35	0.201	12.08
Segundo	165.8	5.475	907.76	0.530	31.90
Primero	165.8	2.775	460.10	0.269	16.17
			1711.21	**1.00**	**60.13**

Revisión de Esfuerzos Cortantes

Los esfuerzos cortantes promedio, V_{avg}, en columnas de pórticos de concreto reforzado pueden ser calculados como:

$V_{avg} = (n_c / (n_c – n_f)) (V_j / A_c)$, lo cual tiene que ser menor que 42 Ton/m^2 (60psi).

donde,

n_c = número total de columnas,
n_f = número total de pórticos en la dirección de carga,
A_c = suma del área de sección transversal de todas las columnas en el piso bajo estudio,
V_j = cortante de piso como se indica abajo,

$V_j = [(n + j) / (n + 1)] (W_j / W) * 1.2 * V_{base}$

donde,

n = número total de pisos por encima del nivel del terreno = 3,
j = numero del piso bajo estudio,
W_j = carga muerta de sismo total de todos los pisos por encima del nivel j,
W = carga muerta de sismo total = 373.5 ton,
V_{base} = cortante basal = 60.13 ton.

NIVEL	W_j (ton)	V_j (ton)	A_c (m^2)	V_{avg} (sent X) (ton/m^2)	V_{avg} (sent.Y) (ton/m^2)
Cubierta	42	12.17	2.1	6.76 **Ok.**	8.69 **Ok.**
Segundo	207.8	50.18	2.1	27.9 **Ok.**	35.8 **Ok.**
Primer	373.5	72.16	2.1	40.08 **Ok.**	51.54 **N.C.**

- **Chequeo de Derivas:** *El edificio cumple con el Chequeo Rápido de derivas.* **VERDADERO**

La deriva cumple con el límite de 1.33% propuesto por el FEMA 178. De acuerdo con el NSR-98 también se cumple esta revisión.

Revisión de Derivas de Piso

La deriva entre pisos, definida como el desplazamiento relativo entre los pisos dividido en la altura entre los mismos se basa en las deflexiones debidas a las deformaciones por flexión de una columna representativa. Para el caso de un pórtico regular, de luces similares, con columnas continuas de cubierta a cimentación, la siguiente ecuación puede ser utilizada con el fin de calcular la deriva entre pisos:

$$DR = [(k_b + k_c) / (k_b * k_c)] (h / 12 E) (V_c C_d)$$

donde,

DR = deriva,
k_b = I / L de viga,
k_c = I / h de columna,
h = altura entre pisos, m,
I = momento de inercia, m^4,
L = longitud de viga, centro a centro, m,
E = modulo de elasticidad = 1883879 T/m^2,
V_c = cortante en columnas, ton,
C_d = factor de amplificación de defecciones = 2 para pórticos de concreto reforzado.

NEHRP: Δ_{adm} = 0.015 h para construcciones nuevas
➔ FEMA 178 = 1.33*0.015 = 0.02

NSR-98 : Δ_{adm} = 0.01 h para construcciones nuevas
➔ FEMA 178 = 1.33*0.010 = 0.0133

NIVEL	**h** (m)	**V_c** (ton)	**k_b**	**k_c**	**D.R.**
Cubierta	2.7	0.58	0.00030	0.00049	0.00074 **Ok.**
Segundo	2.7	2.39	0.00036	0.00049	0.0027 **Ok.**
Primer	2.775	3.43	0.00036	0.00048	0.004 **Ok.**

- **No Hay Fallas por Cortante:** *La resistencia a corte de las columnas de los pórticos es mayor que la resistencia a momento.* **VERDADERO**

Si se llega a la resistencia a corte antes que a la resistencia a flexión, fallas súbitas pueden ocurrir, lo que llevaría a la estructura al colapso. Las columnas cumplieron este chequeo, es decir que no fallan a corte antes de alcanzar su resistencia a la flexión. Las vigas también cumplieron con su revisión de cortante.

Falla por Cortante

Resistencia a Cortante de Columnas

$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * (\sqrt{f'c}) * (1 + 0.0071 N_u / A_g) * b * d$

$\phi V_s = 0.85 * A_v * fy * d / s$

$V_n = V_c + V_s$

Usando N_u (kg)
$f'c = 210$ kg/cm^2 , y $fy = 2400$ kg / cm^2 (corte)
$fy = 4200$ kg / cm^2 (ref. longitudinal)

NIVEL	*Base* cm	*Altura* cm	*Axial Columna* (ton)	ϕV_C (ton)	*S* (cm)	ϕV_S (ton)	ϕV_n (ton)
Cubierta	25	40	9	6.9	20	9.1	16
Segundo	25	40	30	7.9	20	9.1	17
Primer	25	40	51	8.9	20	9.1	18

Cortante en Columnas en el Momento de Desarrollar la Resistencia a Momento

NIVEL	**Momento Columna** (Ton-m) (diag interacción.)	h_{col} (m)	V_e (ton)	ϕV_n (ton)	$V_e/\phi V_n$
Cubierta	6	2.7	4.4	16	0.28 **Ok.**
Segundo	8	2.7	5.9	17	0.35 **Ok.**
Primer	9	2.775	6.5	18	0.36 **Ok.**

Resistencia a Cortante de Vigas

NIVEL	ϕV_n (ton)
Cubierta	17.03
Segundo	18.04
Primer	18.04

Cortante Desarrollado en Vigas en el Momento de Desarrollar la Resistencia a Momento



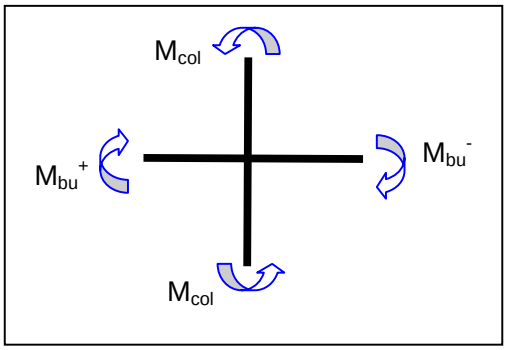
$V_e = (M_{bu}^+ + M_{bu}^-) / L$

M_{bu} tal como se calculó anteriormente para las columnas, es el momento máximo que la viga puede desarrollar. Esta capacidad a momento se calcula considerando dos aspectos para obtener la máxima capacidad. Estos son: (1) las barras a tensión se asume que están trabajando a su esfuerzo de fluencia amplificado por 1.25 para tener en cuenta el endurecimiento por deformación, y, (2) ϕ=1.0, esto es, no se hace la reducción de la resistencia.

NIVEL	**M_{Viga}^+** (Ton-m)	**M_{Viga}^-** (Ton-m)	**L_{Viga}** (m)	**V_e** (ton)	**ϕV_n** (ton)	**$V_e/\phi V_n$**
Cubierta	5.6	5.6	2.975	3.76	17.03	0.22 **Ok.**
Segundo	5.9	5.9	2.975	3.90	17.03	0.22 **Ok.**
Primer	5.9	5.9	2.975	3.90	18.04	0.22 **Ok.**

- **Columnas Fuertes / Vigas Débiles:** *La resistencia a flexión de las columnas parece ser mayor que la misma de las vigas.* **FALSO**

La suma de las resistencias a flexión de las vigas fue comparada con las resistencias de las columnas. Las resistencias a flexión de las columnas en cubierta resultaron menores que las de las vigas:



NIVEL	ΣM_{col} (T-m)	ΣM_{viga} (T-m)	$\Sigma M_{col} / \Sigma M_{viga}$
Cubierta	6	11.2	0.55 **< 1.2 N.G.**
Segundo	16	11.8	1.35 **Ok.**
Primer	18	11.8	1.53 **Ok.**

- **Elementos Pre-esforzados Dentro de los Pórticos:** *Los pórticos que hacen parte del sistema de resistencia a cargas laterales no incluyen elementos pre-esforzados ni postensionados*. **VERDADERO**

  No existen elementos pre-esforzados en los pórticos.

- **Excentricidad en los Nudos:** *No existen excentricidades mayores que el 20% de la menor dimensión de la columna entre los ejes de las vigas y de las columnas*. **VERDADERO**

  No existen excentricidades en ambas direcciones mayores al 20% de la dimensión menor de las columnas. (7.5cm < 8cm)

- **Espaciamiento de Estribos en Columnas:** *Las columnas de los pórticos tienen estribos espaciados a d/4 o menos en toda su longitud, y de 8 db o menos en las zonas potenciales donde puedan ocurrir articulaciones plásticas..* **FALSO**

  En las columnas los estribos están colocados c/.10m lo cual es mayor a d/4.

- **Ganchos de Flejes y Estribos:** *Los flejes de vigas y columnas están anclados en los núcleos de los miembros con ángulos de doblez de 135 grados o mas.* **FALSO**

  En las columnas y vigas, los flejes parecen tener sus ganchos doblados con un ángulo de 90 grados, no estando así anclados adecuadamente en el concreto, reduciendo así la resistencia a cortante y el confinamiento.

- **Traslapos en las Barras de las Columnas:** *Todos los traslapos de las barras de refuerzo longitudinales de las columnas tienen una longitud mayor a 35 db y están confinados por flejes espaciados a 8 db o menos.* **FALSO**

Los traslapos en las columnas son adecuados, pero el espaciamiento de los estribos no cumple con el requisito.

- **Barras de Refuerzo en las Vigas:** *Al menos dos barras longitudinales superiores e inferiores se extienden continuamente a través de la longitud de cada viga de pórtico.* **VERDADERO**

  Tres barras longitudinales superiores e inferiores se extienden continuamente a través de la longitud de todas las vigas que hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

- **Traslapo de las Barras de Refuerzo de la Vigas:** *Los traslapos para el refuerzo longitudinal de las vigas se encuentran localizados en el tercio medio de la longitud del elemento o en la vecindad de zonas de posibles articulaciones plásticas.* **FALSO**

  Algunos traslapos de refuerzo positivo en las vigas se hace saliendo de los apoyos. La resistencia a momento positivo puede ser inadecuada.

- **Espaciamiento de Estribos:** *Todas las vigas tienen flejes espaciados a d/2 o menos en toda su longitud y espaciados a 8db o menos en las zonas de posibles articulaciones plásticas.* **VERDADERO**

  Las vigas tienen siempre sus estribos colocados a d/2 y d/4.

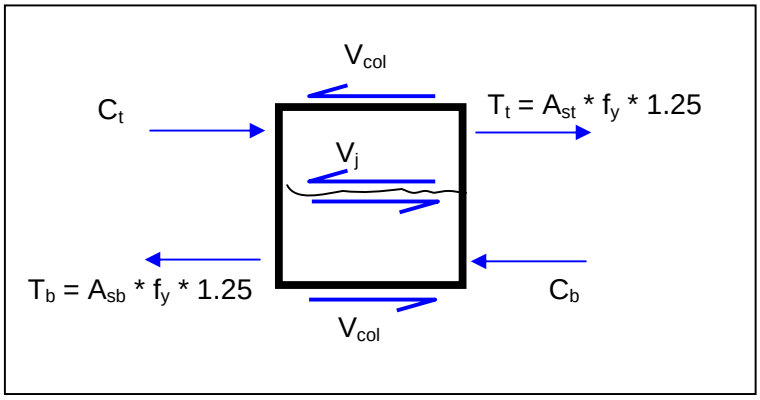
- **Refuerzos Diagonales en Vigas:** *Las vigas no tienen refuerzo diagonal (celosia) como refuerzo a cortante.* **VERDADERO**

  Ningún elemento tiene refuerzo diagonal.

- **Refuerzo en los Nudos:** *Los estribos de las columnas exteriores continúan dentro de la placa o nudo con el mismo espaciamiento que traían antes de llegar a la placa.* **FALSO**

  En las columnas los estribos dentro de loas placas están colocados aproximadamente c/.125m lo cual es mayor a la separación que traían.

El cortante en el nudo se calcula en una sección horizontal localizada a media altura del nudo tal como se ilustra a continuación:



$V_j = T_t + T_b - V_{col}$
$V_{existente\ en\ nudo} = 575\ T/m^2$

NIVEL	V_j (T)	v_j (T/m^2)	v_j / v_{avail}
Cubierta	7.4	74	0.13 **Ok.**
Segundo	5.9	59	0.10 **Ok.**
Primer	5.3	53	0.09 **Ok.**

La revisión de cortante en el nudo si cumple.

- **Pórticos con Losas Planas:** *El sistema estructural no consiste en pórticos formados por columnas y una placa maciza (flat slab/plate) sin vigas.* **VERDADERO**

  Se tienen pórticos con vigas y columnas.

5.2.2.3 DIAFRAGMAS

- **Irregularidades en Planta:** *Existe suficiente resistencia a la tensión en los retrocesos y otras zonas irregulares de las placas.* **VERDADERO**

  No existen irregularidades en planta.

- **Refuerzo en las Aberturas de Placa:** *Existe refuerzo alrededor de todas las aberturas del diafragma que son mayores que el 50% del ancho del edificio en ambas direcciones.* **VERDADERO**

  En la estructura de la UPES no se tienen aberturas mayores al 50% del ancho del edificio.

5.2.2.4 CONEXIONES

- **Columnas de Concreto:** *Todo el refuerzo longitudinal de las columnas esta anclado a la cimentación.* **VERDADERO**

  Todo el refuerzo longitudinal de las columnas se encuentra embebido dentro de las zapatas que existen bajo cada columna.

5.2.2.5 AMENAZAS GEOTECNICAS

- **Desempeño de la Cimentación:** *La estructura no muestra desplazamientos excesivos de su cimentación tal como asentimientos o hinchamientos, lo cual podría afectar la integridad estructural.* **VERDADERO**

  No se observaron movimientos de la cimentación, incluso en los apiques realizados se observa un excelente estado de la cimentación. No se observa deterioro alguno ni fisuras.

- **Deterioro:** *No hay evidencia de que los elementos de la cimentación están deteriorados debido a corrosión, ataque de agentes químicos, sulfatos, etc., que puedan afectar la integridad estructural.* **VERDADERO**

  Mismos comentarios de la sección anterior.

- **Volcamiento:** *La relación entre la dimensión horizontal efectiva del sistema de resistencia sísmica a nivel de cimentación con respecto a la altura de la edificación (base/altura) es mayor a 1.4 Av.* **VERDADERO**

Sentido Longitudinal	Sentido Transversal	1.4 Av
L/h = 28.74/8.175 = 3.51	L/h = 24.88/8.175 = 3.04	0.28

Ambas relaciones son mayores a 1.4 Av.

- **Amarre entre Elementos de la Cimentación:** *Amarres adecuados para fuerzas sísmicas a nivel de cimentación existen cuando zapatas, pilotes, o caissons no están restringidos por vigas, placas o roca.* **VERDADERO**

Las zapatas están conectadas por medio de vigas de amarre a nivel de cimentación.

- **Fuerza Lateral en Cimentaciones Profundas:** *Las pilas o pilotes son capaces de transferir las fuerzas laterales entre la estructura y el suelo de fundación.* **VERDADERO**

No existen cimentaciones profundas.

- **Edificios "Poste":** *Los edificios "poste" tienen empotramiento adecuado.* **VERDADERO**

No se aplica.

- **Deslizamientos, Laderas:** *La diferencia de nivel del terreno de un extremo a otro del edificio no excede ½ altura de piso.* **VERDADERO**

El terreno en la zona del proyecto es totalmente plano.

- **Licuefacción:** *No existen suelos dentro de los 15m debajo del edificio con peligros de licuación, suelos saturados, granulares que puedan poner en peligro el desempeño sísmico de la edificación.* **VERDADERO**

  Tal como lo indica la exploración geotécnica, debido a las características de los sedimentos presentes en el área del proyecto, arcillas y limos, de plasticidad media a alta, resistencia al corte media a baja y alta compresibilidad, se descartan fenómenos de licuación por efectos de excitación sísmica.

- **Ruptura de Fallas en la Superficie:** *Ruptura de fallas en la superficie o desplazamiento de la superficie se prevé.* **VERDADERO**

  No se aplica.

Análisis de Resultados y Conclusiones FEMA 178

Se llevó a cabo la evaluación FEMA 178 y se encontraron varias deficiencias estructurales tal como se ilustró en la sección anterior. Esta evaluación se diseñó para determinar donde quedan localizadas las zonas débiles y vulnerables de la estructura y nos sirve para determinar las recomendaciones de reforzamiento. Los criterios descritos en la secciones anteriores se utilizan para comparar los requisitos de diseño y construcción que existían en la época que se construyó la UPES (1992) con los requisitos de diseño sísmico actuales.

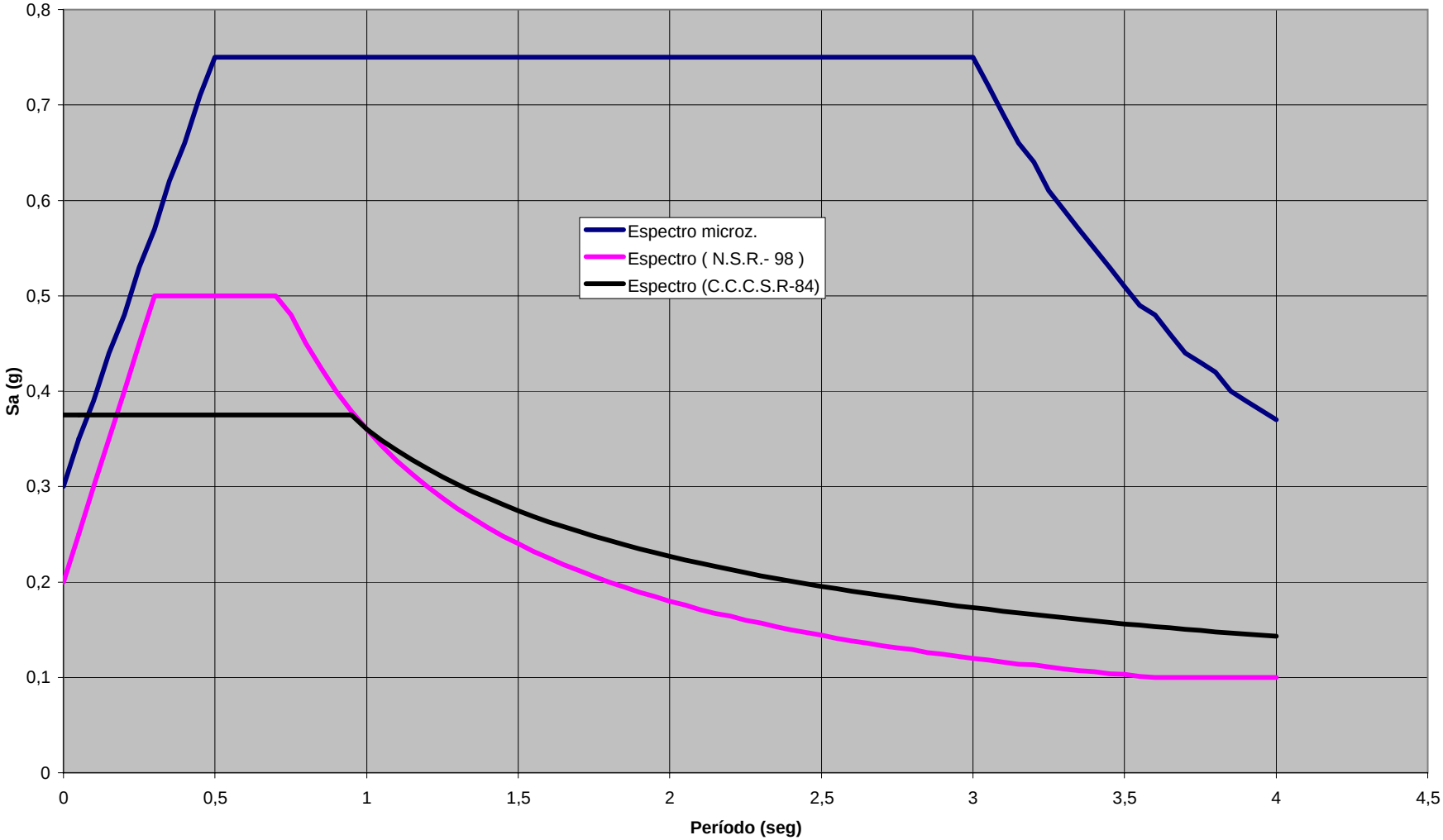
La trayectoria de cargas es directa, las cargas básicamente se transfieren de las placas a las columnas y de las columnas directamente a la cimentación. No se encontró ni deficiencia de piso débil, ni de piso flexible y la edificación tiene un sistema estructural que resulta redundante. Adicionalmente no se tienen irregularidades de masa ni geométricas, por consiguiente la torsión generada es mínima. No existen edificios vecinos que puedan poner en peligro la integridad estructural del edificio de la UPES en caso de golpeteo durante un sismo.

Se encontró que los muros no estructurales no están aislados de la estructura principal. En cuanto a la revisión de esfuerzos de cortante, se encontró que las columnas del primer nivel en el sentido ***Y*** no cumplieron con el requisito, lo cual se tendrá en cuenta en el reforzamiento final. En cuanto a desplazamientos, se cumple con la metodología del FEMA 178. La resistencia a corte de las columnas y de las vigas de los pórticos resultó mayor que la resistencia a momento, es decir que no ocurrirán fallas súbitas (por cortante) antes de que se llegue a la resistencia a la flexión de los elementos.

En las columnas de cubierta se concluyó que las resistencias de estas a flexión resultaron ser menores que las de las vigas que llegan al nudo. Este tipo de deficiencias es indeseable en zona de posible amenaza sísmica. La revisión a cortante de los nudos se cumple aunque el espaciamiento no es el requerido por el FEMA 178. Finalmente no se encontró ningún tipo de amenaza geotécnica que pueda poner en riesgo la integridad estructural de la edificación de la UPES.

Basados en las deficiencias halladas por el método FEMA 178 y en las halladas en la sección 5.1, se recomienda hacer un estudio mas detallado en los aspectos de rigidización de la edificación por medio de elementos estructurales adicionales, adosados a las estructuras existentes.

COMPARACIÓN ESPECTROS DE DISEÑO
ORIGINAL VS REFORZAMIENTO



CUADRO COMPARATIVO ESTRUCTURA ORIGINAL VS. ESTRUCTURA REFORZADA

INDICE O PARAMETRO	ESTRUCTURA ORIGINAL	ESTRUCTURA REFORZADA
Peso total	**528.9 ton**	**528.9 ton**
Cortante basal	**396.7 ton**	**396.7 ton**
Periodo de vibración	**0.39 sg.**	**0.39 sg.**
Deriva máxima cubierta	**0.49**	**0.14**
Deriva máxima piso 2	**1.24**	**0.16**
Deriva máxima piso 1	**1.40**	**0.12**
Indice de flexibilidad cubierta	**0.49**	**0.14**
Indice de flexibilidad piso 2	**1.24**	**0.16**
Indice de flexibilidad piso 1	**1.40**	**0.12**
Indice de flexibilidad estructura	**1.40**	**0.16**
Indice de sobre-esfuerzo flexo-compresión en columnas	**2.2**	**< 1.0**
Indice de sobre-esfuerzo cortante en columnas	**< 1.0**	**< 1.0**
Indice de sobre-esfuerzo flexión vigas	**1.77**	**0.89**
Indice de sobre-esfuerzo cortante vigas	**< 1.0**	**< 1.0**
Indice de sobre-esfuerzo estructura general	**2.2**	**< 1.0**
Indice de daño	**0.024**	**0.003**