

**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REHABILITACIÓN
ESTRUCTURAL DE LOS BLOQUES IV-V DE LA UNIVERSIDAD DEL
MAGDALENA**

**JOSÉ LUIS CORTES RIVAS
VLADIMIR GARRIDO CAMARGO**

**UNIVERSIDAD DEL MAGDALENA
FACULTAD DE INGENIERÍAS
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
ÁREA DE ESTRUCTURAS
SANTA MARTA D.T.C.H.**

2003

**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REHABILITACIÓN
ESTRUCTURAL DE LOS BLOQUES IV-V DE LA UNIVERSIDAD DEL
MAGDALENA**

**JOSÉ LUIS CORTES RIVAS
VLADIMIR GARRIDO CAMARGO**

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

**Director
HANS VAN HEYL CLEVES
Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD DEL MAGDALENA
FACULTAD DE INGENIERÍAS
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
ÁREA DE ESTRUCTURAS
SANTA MARTA D.T.C.H.**

2003

Nota de aceptación:

Firma del Jurado

Firma del Jurado

Santa Marta, 19 de Noviembre de 2003.

DEDICATORIA

A mi Padre Celestial por regalarme la vida, por iluminarme y guiarme en el transcurso de ella.

A mis padres José de Jesús Cortés y a Imelda Rivas por todo el amor que me han brindado, su apoyo incondicional y sabios consejos.

A mis hermanos Larry, César y Andrés por su apoyo e impulso.

A mis tíos Andrés Avelino y Ena Beatriz por que mas que unos familiares han sido otros padres para mi. Y a sus hijos Margarita, Andrés y Martha que son como mis hermanos.

A mis amigos y familiares por sus consejos y por todos los momentos felices

DEDICATORIA

A mi Dios por regalarme la vida y a la vida misma por permitirme conocer un mundo lleno de cosas bellas e interesantes.

A mis padres Fernando Garrido y Mery Isabel Camargo por su apoyo incondicional, por sus consejos, por todo el amor que me han brindado y por el esfuerzo de tantos años en la búsqueda de este logro.

A mi hermano Alex quien mas que un hermano es un amigo que siempre me ha tendido la mano en los momentos difíciles y me ha ayudado e impulsado para alcanzar esta meta.

A mi hermana Sheila por preocuparse por mi y por todo su amor.

A mi Tía Idalides, quien es como una madre para mi y a mis primas Mónica, Indira y Consuelo, por todo el apoyo y el amor que me han brindado.

A José de Jesús Cortés y a Imelda Rivas quienes me han apoyado mucho en esta Ciudad y me han brindado todo su afecto.

A mis familiares y amigos por toda su colaboración y por tantos momentos felices compartidos.



F
~~2425~~
~~V.1~~ 2/1
Ic
00014
V.1

CONTENIDO

	Pág.
1. PRESENTACIÓN	16
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	17
1.3. ANTECEDENTES.	18
1.3.1 ANTECEDENTES MUNDIALES.	18
1.3.2 ANTECEDENTES EN COLOMBIA.	21
1.4. MARCO TEÓRICO.	25
1.4.1 SISMOLOGÍA.	25
1.4.1.1 Origen de los sismos.	25
1.4.1.2 Propagación de un sismo.	27
1.4.1.3 Sismicidad en Colombia.	28
1.4.1.3.1 Origen de los sismos en Colombia.	29
1.4.1.3.2 Grandes sismos en Colombia.	30
1.4.2 CONCEPTOS DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO.	34
1.4.2.1 Revisión De Definiciones Y Conceptos.	38
1.4.2.2 Diferencia entre riesgo y desastre.	38
1.4.2.3 Estudio del peligro.	39
1.4.2.4 Evaluación de la amenaza.	41

1.4.2.5	Análisis de riesgo.	42
1.4.3.	VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS EXISTENTES	43
1.4.3.1	Vulnerabilidad estructural	43
1.4.3.1.1	Conceptos generales.	43
1.4.3.1.1.1	Métodos cualitativos.	44
1.4.3.1.1.2	Métodos cuantitativos.	45
1.4.3.1.2	Daños estructurales.	45
1.4.3.1.3	Importancia de la configuración estructural en el comportamiento sísmico.	47
1.4.3.1.4	Problemas de configuración arquitectónica y estructura.	48
1.4.3.1.4.1	Configuración geométrica.	48
1.4.3.1.4.1.1	Problemas de configuración en planta.	49
1.4.3.1.4.1.1.1	Longitud.	50
1.4.3.1.4.1.1.2	Concentración de esfuerzos debido a plantas complejas.	50
1.4.3.1.4.1.2	Problemas de configuración en altura (Escalonamientos).	52
1.4.3.1.4.1.3	Separación entre edificios adyacentes.	52
1.4.3.1.4.2	Configuración estructural.	53
1.4.3.1.4.2.1	Concentraciones de masa.	53
1.4.3.1.4.2.2	Columnas débiles.	53
1.4.3.1.4.2.3	Pisos suaves.	54
1.4.3.1.4.2.4	Falta de redundancia.	55
1.4.3.1.4.2.5	Excesiva flexibilidad estructural.	56
1.4.3.1.4.2.6	Excesiva flexibilidad del diafragma.	56

1.4.3.1.4.2.7 Torsión.	57
1.4.3.1.5 Requisitos básicos de estructuración.	59
1.4.3.1.6 Diseño sismorresistente.	60
1.4.3.1.6.1 Espectro de diseño.	61
1.4.3.1.6.2 Comportamiento no Lineal.	62
1.4.3.1.6.3 Absorción y disipación de energía.	63
1.4.3.1.6.4 Disposición de la ductilidad.	64
1.4.3.1.6.5 Derivas.	66
1.4.4. INTERVENCIÓN Y REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL.	67
1.4.4.1 Reestructuración o rehabilitación.	68
1.4.4.2 Diseño del reforzamiento.	68
1.4.4.3 Coordinación De La Reestructuración.	70
1.5. JUSTIFICACIÓN.	73
1.6. OBJETIVOS.	77
1.6.1 OBJETIVO GENERAL.	77
1.6.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.	77
1.7 FORMULACIÓN Y GRAFICACIÓN DE HIPÓTESIS.	79
2. METODOS Y MATERIALES	80
2.1 DISEÑO METODOLOGICO SEGÚN LA NATURALEZA DE LA INVESTIGACIÓN.	80
2.2 SELECCIÓN Y MEDICIÓN DE LAS VARIABLES DE ANÁLISIS.	82

2.3 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS UTILIZADOS EN LA RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.	83
3. DEMOSTRACIÓN DE HIPÓTESIS	84
4. DESARROLLO DEL PROYECTO	85
4.1 ETAPA I: INVESTIGACIÓN	85
4.1.1 Recopilación y estudio de la información existente.	86
4.1.2 Levantamiento arquitectónico y estructural.	86
4.1.3 Inspección de la estructura.	86
4.1.4 Estudio del estado de los materiales.	87
4.1.5 Descripción estructural.	92
4.1.6 Resistencia de los materiales	92
4.2 ETAPA II: EVALUACIÓN Y ESTUDIO DE VULNERABILIDAD	92
4.2.1 Evaluación de carga muerta y viva.	92
4.2.1.1 Sección típica de losa	93
4.2.1.2 Pórticos cargados.	94
4.2.1.2.1 Pórticos Cargados Bloque IV.	94
4.2.1.3 Avalúo de cargas del bloque IV	101
4.2.1.3.1 Peso de 1 m ² de mampostería	101
4.2.1.3.2 Área de muros del bloque IV	103
4.2.1.3.3 peso de pasamanos.	106
4.2.1.3.4 Peso total de particiones W_T	106
4.2.2.2 Avalúo de cargas del bloque V	107

4.2.2.2.1 Mesones del laboratorio.	108
4.2.2.2.2 Peso total de particiones W_T bloque V	109
4.2.3 Avalúo de cargas de cubierta	109
4.2.4 Análisis completo de las fuerzas de viento	111
4.2.5 Fuerzas sísmicas de diseño	121
4.2.5.1 Métodos de análisis reconocidos por la nsr-98. Sección a.3.4.2.	122
4.2.6 Método de análisis dinámico elástico espectral	123
4.2.6.1 Metodología del análisis	123
4.2.6.1.1 Obtención de los modos de vibración	123
4.2.6.1.2 Respuesta espectral modal.	123
4.2.6.1.3 Respuesta Total	124
4.2.6.1.4 Ajuste de los resultados	124
4.2.6.1.5 Evaluación de las derivas	125
4.2.6.1.6 Fuerzas de diseño en los elementos	125
4.2.6.1.7 Diseño de los elementos estructurales	125
4.2.5.2 Ajuste de resultados del análisis dinámico	125
4.2.5.2.1 Método de la fuerza horizontal equivalente FHE	125
4.2.5.2.1 Factor de gravedad derivas	128
4.2.5.2.2 Factor de gravedad esfuerzos	129
4.3 ETAPA III: REHABILITACIÓN ESTRUCTURA	132
4.3.1 Diseño de la rehabilitación	132
4.3.2 Descripción de la solución de rehabilitación	134
4.4.3 Coordinación de la reestructuración	138

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	142
6. CONCLUSIONES	153
7. RECOMENDACIONES	155
BIBLIOGRAFÍA.	156
ANEXOS.	

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Placas tectónicas en Centro y Sur América.	29
Figura 2. Principales macro sistemas fallamientos en el país	30
Figura 3. Formas sencillas y complejas en planta y elevación.	49
Figura 4. Irregularidades en planta.	51
Figura 5. Irregularidades en altura	52
Figura 6. Comportamiento rígido y flexible del diafragma.	57
Figura No 7. Efectos torsionales.	58
Figura 8. Absorción y disipación de energía.	63
Figura 9. Derivas y estabilidad	66
Figura 10. Pórtico eje A	88
Figura 11. Pórtico eje C	89
Figura 12. Pórtico eje 3	89
Figura 13. Pórtico eje G	90
Figura 14. Pórtico eje H	90
Figura 15. Pórtico eje I	91
Figura16. Pórtico eje J	91

Figura17. Pórtico eje 3	94
Figura18. Pórtico eje 4	95
Figura19. Pórtico eje 5	95
Figura 20. Pórtico eje 6	96
Figura 21. Pórtico eje 7	96
Figura 22. Pórtico eje 8	97
Figura 23. Pórtico eje 9	97
Figura 24. Pórtico eje 10	98
Figura 25. Pórtico eje 11	98
Figura 26. Pórtico eje 12	99
Figura 27. Pórtico eje 13	99
Figura 28. Pórtico eje 14	100
Figura 29. Pórtico eje 15	100
Figura 30. Pórtico eje 16	101
Figura 31. Relaciones y dimensiones en planta y alzado	114
Figura 32. Planta de cubierta, coeficiente de presión.	116
Figura 33. Detalles porticos 1, 14 y 16.	136

LISTA DE ANEXOS

Anexo A. Formato de exploración de vigas.

Anexo B. Formato de exploración de columnas.

Anexo C. Índices actuales.

Anexo D. Índices Rehabilitación.

Anexo E. Estudio Geotécnico.

Anexo F. Registro Fotográfico.

1. PRESENTACIÓN

La predicción del comportamiento de edificios existentes ante eventos sísmicos es importante en la evaluación de pérdidas tanto económicas como de vidas humanas, que se pueden producir en zonas de amenaza sísmica. El diseño sísmico de nuevas estructuras viene estipulado por normas sismorresistentes, en nuestro territorio por la NSR - 98¹, que han surgido de estudios rigurosos, las cuales presentan unos requisitos mínimos que en alguna medida, garantizan que se cumpla el fin primordial de salvaguardar las vidas humanas ante la ocurrencia de un sismo fuerte y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos. No ocurre lo mismo con la respuesta sísmica de edificios ya existentes que no fueron concebidos bajo los requisitos de la actual normativa o peor aún bajo el primer código de construcciones sismorresistentes, el CCCSR-84.

Los estudios realizados en diferentes países en relación con los daños causados por los terremotos destructores del presente siglo, evidencia que los establecimientos educativos se encuentran entre las estructuras principalmente reafectadas. Las consecuencias de un sismo en un centro educativo no sólo se presentan en el pánico del personal directivo y estudiantil o en un daño total o parcial de su estructura, sino también por la pérdida parcial o total de la capacidad de operación del sistema y por lo tanto, de su capacidad de satisfacer y aliviar las necesidades de atención a la comunidad, cuando son mayormente demandadas por ésta. Adicionalmente, las restricciones técnicas y económicas típicas del sector impiden que éste se recupere rápidamente a los niveles anteriores.

Conscientes de esta situación la Universidad del Magdalena a través del programa de ingeniería civil, su cuerpo docente y estudiantes de grado se encuentran

realizando trabajos encaminados a determinar la vulnerabilidad sísmica y la Rehabilitación Estructural de las edificaciones de la Universidad para garantizar un nivel de seguridad sísmico adecuado y disminuir el riesgo de la pérdida de vidas humanas y proteger el patrimonio del estado. Con la realización del presente estudio de los bloques IV y V de la Universidad del Magdalena se contribuye en la determinación de la Vulnerabilidad sísmica de sus edificaciones.

1. 2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La ocurrencia de sismos, principalmente en el pasado reciente, ha dejado perplejo a muchos conocedores del tema, tanto a ingenieros como a sismólogos. La mencionada perplejidad se origina en la manera tan particular en que determinadas construcciones se ven afectadas por un sismo intenso.

Aquellos que en el pasado han tenido la oportunidad de observar los daños producidos por un sismo intenso han encontrado daños de diferentes tipos, como por ejemplo asentamientos en terraplenes de materiales granulares y taludes que se deslizan produciendo destrucción y muerte. Han detectado construcciones que se hunden, muros que se fisuran y viviendas u otras edificaciones que simplemente se desploman, enterrando a sus moradores y cubriendo de residuos las calles por las cuales deben pasar las comisiones de auxilio y rescate, complicando y a veces imposibilitando su labor. Muchos de estos desastres en el territorio Colombiano han sido en gran manera debido a que hasta el año 1984 el diseño y la construcción de edificaciones en Colombia no seguía ningún código obligatorio y quienes diseñaban con normas de construcción extranjeras lo hacían de manera "voluntaria" y el resto de constructores que no se apoyaban en este tipo de normas construían basándose en la experiencia y en algunos casos, en el sentido común. Cobra valor entonces la necesidad de llevar a cabo estudios de

evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural y de rehabilitación sobre las edificaciones diseñadas y construidas antes de la NSR -98.

Actualmente la normativa que reglamenta el diseño y la construcción sismorresistente en Colombia es la NSR 98, la cual en su capítulo A.10, "Edificaciones Construidas antes de la vigencia de la Presente Versión del Reglamento", establece criterios que deben seguirse para poder adicionar, modificar o remodelar el sistema estructural de edificaciones diseñadas y construidas con anterioridad a la vigencia de las NSR-98. En este capítulo se presenta un método para analizar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes antes de la vigencia de las NSR-98.

Los bloques IV y V de la Universidad del Magdalena fueron construidos mucho antes de que en Colombia existiera algún tipo de normativa sismorresistente, por ende no se conoce si esta edificación pueda tener un buen comportamiento estructural durante un evento sísmico; siguiendo la actual normativa con la elaboración de este proyecto se desea cuantificar el potencial del mal comportamiento de la edificación en estudio con respecto a las diferentes sollicitaciones.

1.3 ANTECEDENTES

1.3.1 Antecedentes mundiales. Los estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes no pudieron aparecer sin que primero la humanidad entendiera a través de la experiencia, que los sismos no pueden ser controlados por el hombre. A pesar que las normas de construcción datan de 20 siglos antes de nuestra era con el conocido código de Hamurabi, rey de Babilonia, ha sido hasta el siglo XX que los científicos han "explotado" las lecciones que dejan los

sismos para que hoy se tengan modernos códigos de construcción sismo resistente.

A raíz del sismo en Mesina, Italia en 1908, una comisión compuesta por ingenieros dedicados a la práctica de la ingeniería civil fue encargada de analizar los efectos del sismo y proponer las medidas que consideraran convenientes para que en un supuesto evento similar en el futuro los daños fueran menores. En 1909 la comisión recomendó que los edificios deberían diseñarse para una carga lateral equivalente a 1/12 del peso.

Posterior al sismo de Tokio, Japón en 1923, los ingenieros japoneses encontraron que los peores daños habían ocurrido en los edificios de mampostería mientras que los de concreto reforzado y madera pocos daños relativos habían sufrido. A raíz de varias discusiones se propuso los primeros conceptos de diseño sismo resistente: frente a las cargas sísmicas, un edificio debía comportarse tan cerca de lo que es un cuerpo rígido, como las circunstancias lo permitieran; se debía emplear plantas tan simétricas como fuera posible; se debía emplear paredes rígidas mientras fuera posible, manteniendo la continuidad de estos elementos desde la cimentación hasta la cubierta; las fuerzas sísmicas se repartían a las líneas de columnas en proporción a las rigideces del pórtico o sistema estructural.

Japón, localizado en la zona de mayor actividad sísmica del mundo y actualmente líder mundial en el campo de la ingeniería sísmica logró por primera vez construir un edificio sismo resistente que sobrepasara 31 metros de altura en 1968. El método de diseño utilizado simulaba respuestas dinámicas en un computador y fue desarrollado por el Dr. Kiyoshi Muto, quien fuera presidente en una época de la AIJ (Architectural Institute of Japan) y cuyo edificio alcanzó 156 metros de altura. El edificio se llamó Kasumigaseki.

En los Estados Unidos, el primer intento de normalización se produjo en 1927 a raíz del sismo de Santa Bárbara. En 1933 ocurrió el sismo de Long Beach que motivó al gobierno del estado a encargar a su División de Arquitectura la preparación de un reglamento de construcción. Este reglamento exigía, entre otras cosas, que los edificios de mampostería no reforzada se debían diseñar para resistir una carga lateral igual al diez por ciento de la suma de la carga muerta y una porción de la carga viva. En 1974 el Consejo de Tecnología Aplicada, ATC, de California formó un grupo muy sólido de ingenieros y científicos que propusieron unas bases de normalización y apareció el documento "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", conocido con el nombre de ATC-3-06. Este documento conformó las bases de la elaboración de un buen número de códigos modernos de construcción sismo resistente en el mundo y de estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes.

Los estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes tienen su origen en las llamadas Técnicas de Screening durante la década de los 60s y 70s. Estas técnicas fundamentalmente trataban de cuantificar la resistencia de la estructura por aproximaciones, con el fin de determinar la capacidad de una estructura existente ante cargas monotónicas. Algunos de estos métodos por lo tanto, fueron la base para posteriores métodos que para el caso sísmico, incluyeron estimaciones de la ductilidad y de desplazamiento lateral de la estructura.

A finales de la década de los 70's e inicio de la de los 80's, ciudades tan importantes como Los Ángeles y San Francisco, centros urbanos con reconocida amenaza sísmica para ese entonces, iniciaron y presentaron estudios de vulnerabilidad sísmica a gran escala, utilizando métodos probabilísticos y determinísticos. Ya en esa época el UNDRO (Organismo de las Naciones Unidas encargado de la atención de desastres), en conjunto con la UNESCO, definieron

criterios como: amenaza, vulnerabilidad y riesgo, los cuales se expondrán más adelante.

1.3.2 Antecedentes en Colombia. En Colombia y hasta 1984, los diseños y construcciones de edificios altos como de viviendas de 1 y 2 pisos no seguían ningún código obligatorio, quienes diseñaban con normas de construcción extranjeras lo hacían de manera "voluntaria" y el resto de constructores que no se apoyaban en este tipo de normas, diseñaba, cuando había un diseño, y construía basándose en la experiencia y en algunos casos, en el sentido común.

En lo que a diseño sismo resistente se refiere y de acuerdo al Prefacio de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) ha llevado el liderazgo en este campo. Desde su fundación a mediados de la década de los 70's, se preocupó por el desarrollo de una norma nacional de diseño sismo resistente. El primer paso fue la traducción de los Requisitos de la Structural Engineers Association of California, SEAOC, en el año 1976. Esta traducción tuvo como objetivo demostrar que las fuerzas sísmicas que prescribe el documento de SEAOC están asociadas a unos requisitos de diseño estructural, especialmente en lo concerniente a detalles de refuerzo. De esta manera se pretendió hacer evidente en el medio nacional la necesidad de utilizar detalles de refuerzo mucho más estrictos que los que traía el cuerpo del Código del ACI 318 de ese entonces sin su Apéndice A.

A demás se menciona que a finales del año 1978 llegó al país un ejemplar del documento ATC-3-06. El estudio del documento hizo evidente que era posible lograr una adaptación al país pues la formulación del riesgo sísmico era transportable a otros lugares diferentes a California, lo que no ocurre con el

SEAOOC, y ya en este momento existía un grupo de personas trabajando en esta área a nivel nacional.

No obstante la posibilidad de adaptación del documento al país, se consideró que era más prudente difundirlo y estudiarlo ampliamente dentro del medio tecnológico nacional antes de proceder a realizar un intento de redacción de norma con base en él. Por esta razón se emprendió, por parte de la AIS, la difícil tarea de traducir el documento ATC-3 y su Comentario, traducción que se presentó al medio nacional a mediados de 1979, coincidiendo con la ocurrencia de los sismos del 23 de noviembre de 1979 en la zona del antiguo departamento de Caldas y de diciembre 12 del mismo año en Tumaco.

Por la misma época se adelantaron una serie de contactos con algunos de los investigadores que habían desarrollado el ATC-3, contactos que se concretaron en una ayuda directa de estos ingenieros en la adaptación del ATC-3 al medio nacional que finalizaron en una propuesta de norma de diseño sismo resistente para el país, propuesta que se convirtió, después de ser estudiada por la AIS, en la Norma AIS 100-81, "Requisitos Sísmicos para Edificios". Esta norma fue utilizada de manera voluntaria por los ingenieros del país.

Después del sismo ocurrido en la ciudad de Popayán el 31 de marzo de 1983 y de las consecuencias que trajo en lo que a pérdidas humanas y materiales se refiere, el Congreso de la República expidió la Ley 11 de 1983 en la que, entre otras cosas, autorizaba al Gobierno Nacional para emitir una reglamentación de construcción "antisísmica" y además lo facultaba para hacerla extensiva al resto del país. Desde el 1ro de diciembre de 1984 entró en vigencia y de manera obligatoria en todo el territorio nacional el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84.

Este código trató de subsanar aquellos aspectos que los sismos del antiguo Caldas, Tumaco y Popayán habían demostrado que eran deficientes dentro de la práctica de construcción nacional. Entre las deficiencias más notables y que interesan en este trabajo se pueden nombrar las 2 siguientes:

1. Daño grave y colapso concentrado especialmente en edificios de cinco pisos o menos. No sobra recordar que hasta finales de la década de los 70's existía la creencia errada, generalizada dentro de los ingenieros nacionales, que los edificios de baja altura no requerían diseño sismo resistente.
2. Gran cantidad de daño en edificaciones de mampostería no reforzada. Aunque este aspecto había sido conocido a nivel mundial desde muchos años atrás, hubo la necesidad de una catástrofe como la de Popayán para recordar que no debe utilizarse mampostería no reforzada en zonas sísmicas. Desafortunadamente la práctica usual en los años 40's hasta los años 60's de colocar columnas de confinamiento en las estructuras de mampostería fue abandonada a comienzos de la década de los 70's.

A medida que transcurrieron los años y a pesar que las edificaciones construidas bajo el CCCSR-84 cumplieron su cometido principal de evitar colapso y daño estructural grave en los sismos recientes como el de Pereira de febrero de 1995, la experiencia demostró la impostergable necesidad de actualizar la Norma, de adoptar nuevos esquemas de seguridad y de acomodarlo a las nuevas tendencias de la técnica y la ciencia. Con este propósito y por medio del Decreto 33 del 9 de enero de 1998, el Gobierno Nacional expidió el Reglamento NSR-98, en el que los seis Títulos del CCCSR-84 se actualizaron y cinco Títulos se agregaron totalmente nuevos.

En el Capítulo A.10 de estas NSR-98, "Edificaciones Construidas antes de la vigencia de la Presente Versión del Reglamento", se establecieron criterios que deben seguirse para poder adicionar, modificar o remodelar el sistema estructural

de edificaciones diseñadas y construidas con anterioridad a la vigencia de las NSR-98. En este capítulo se presenta un método para analizar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes antes de la vigencia de las NSR-98.

El 29 de diciembre de 2000 se publicó el Decreto número 2809 del año 2000 donde, entre otras cosas, se le adicionó al Capítulo A.10, sección "A.10.8 - Análisis de vulnerabilidad", un ordinal "A.10.8.3 - Metodologías Alternas", en el que se permite alternativamente al método ya descrito en las NSR-98, el empleo de las secciones correspondientes a análisis de vulnerabilidad de los documentos:

1. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273/274
2. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 276
3. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings - ATC-40

Sin embargo, todos los métodos anteriores plantean un análisis detallado de los elementos estructurales de la edificación que, para el caso de un estudio de vulnerabilidad sísmica a gran escala, VSG, son difíciles de aplicar por el tiempo que se requiere para levantar y procesar la información de cada una de las estructuras de una región y por los costos que lo anterior conlleva.

Dentro de, VSG, en Colombia se pueden resaltar dos importantes programas desarrollados por la Universidad EAFIT en el primer caso y por una asociación de la Universidad de los Andes y la Universidad Nacional Autónoma de México en el segundo caso.

Un grupo de profesionales encabezados por el ingeniero Juan Diego Jaramillo desarrollaron en 1999 en la Universidad EAFIT de Medellín, los programas PERCAL versión 4.0 y GRAPER versión 4.0 para cálculo y graficación de pérdidas por sismo que permiten especificar una gran cantidad de variables de las cuales

se cree que dependen las características del movimiento sísmico, la respuesta estructural y las pérdidas materiales y de vidas.

El segundo programa, denominado Riesgo Sísmico Colombia RS-COL, fue desarrollado con base en trabajos realizados a partir de 1997 a través de una alianza estratégica entre El Centro de Estudios sobre Desastres y Riesgos, CEDERI, de la Universidad de los Andes y el Instituto de Ingeniería de la UNAM de México. El programa RS-COL está basado en técnicas avanzadas del cálculo del riesgo sísmico desarrolladas por un grupo de especialistas dirigidos en México por Mario Ordaz y en Colombia por Luis Yamín y Omar Darío Cardona.

1.4 MARCO TEÓRICO

Por las experiencias vividas, no cabe duda que el continente americano ha sido una de las zonas más duramente afectada por los sismos, siendo la más crítica, la localizada en las regiones de México y de Chile. Conviene comenzar con una breve exposición sobre el origen y características de los fenómenos sísmicos para aclarar la razón de ser de los procedimientos de análisis de vulnerabilidad sísmica y Rehabilitación estructural, así como otros conceptos y principios que se van a tratar a lo largo de este trabajo.

1.4.1 Sismología

1.4.1.1 Origen de los sismos. La corteza terrestre es la capa externa del globo terráqueo, es relativamente delgada y se extiende hasta una profundidad de 70

kilómetros bajo los océanos y de 150 kilómetros bajo los continentes; además está en un permanente estado de cambio y movimiento.

Hay fuerzas bajo la corteza terrestre que hacen que estas placas tectónicas se muevan a velocidades pequeñas del orden de centímetros por año. La causa de estas fuerzas no está muy entendida, pero la explicación prevaleciente en la actualidad es que son causadas por flujos lentos de lava derretida. Estos flujos son producidos por convección térmica y por los efectos dinámicos de la rotación de la tierra. En algunas regiones las placas se están separando en la medida que sale a la superficie nuevo material de corteza desde el interior de la tierra, estos lugares en general están localizados en el fondo de los océanos y tienen el nombre de crestas marinas. Un sitio donde ocurre esto está localizado en el centro del Océano Atlántico. En otros lugares las placas se deslizan una al lado de la otra, como ocurre en la Falla de San Andrés en California. En otros sitios, llamados *zonas de subducción*, las placas se empujan una contra otra haciendo que una de las dos se introduzca por debajo. Esto último ocurre a todo lo largo de la costa sobre el Océano Pacífico de Centro y Sur América.

El movimiento relativo entre placas tectónicas colindantes, independientemente de su dirección, acumula energía hasta un momento en el cual causa una fractura en la roca, liberando abruptamente esta energía acumulada, la cual se manifiesta con la generación de ondas sísmicas. La gran mayoría de los sismos en el mundo ocurre en las fronteras entre placas. Estos sismos se conocen con el nombre de *sismos tectónicos*. Un porcentaje pequeño de los sismos que ocurren en el mundo se localizan en el interior de las placas tectónicas y reciben el nombre de *sismos intraplaca*. Además en algunas regiones del mundo donde hay volcanes, las erupciones generalmente son acompañadas por sismos que se conocen con el nombre de sismos volcánicos.

Se identifica un punto generalmente subterráneo que se denomina *foco* o *hipocentro*, donde se considera se inició el movimiento; a su proyección sobre la superficie de la tierra se le llama *epicentro*.

1.4.1.2 Propagación de un sismo. La energía liberada por un sismo se propaga desde la zona de ruptura, mediante diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. Se identifican dos tipos de ondas sísmicas. Las ondas internas que se propagan por el interior de los sólidos y las ondas superficiales que se deben a reflexiones y refracciones de las ondas internas, cuando éstas llegan a la superficie o a una interfase entre estratos. Las ondas internas se dividen en ondas P, llamadas Principales o compresionales y las ondas S, secundarias o de cortante. En las ondas P las partículas de la corteza experimentan un movimiento paralelo a la dirección de la propagación. En las ondas S las partículas se mueven transversalmente a la dirección de propagación.

Las ondas internas se propagan a grandes distancias y su amplitud se atenúa poco a poco. La velocidad de propagación de las ondas P es mayor que la de las S, por lo que a medida que nos alejamos del epicentro crece la diferencia de tiempo de llegada de los dos tipos de trenes de ondas ; esta diferencia de tiempo se emplea para determinar la distancia entre el epicentro y alguna estación sismológica donde se haya registrado el movimiento del terreno y, por tanto, sirve de base para la localización del epicentro.

Por la complejidad de los mecanismos de ruptura y por la irregularidad de las formaciones geológicas por las que viajan las ondas y por las múltiples refracciones y reflexiones que sufren durante su recorrido, el movimiento del terreno en un sitio dado es muy complejo e irregular. Las ondas P casi siempre son débiles en comparación con las ondas S; esto quiere decir que las ondas S tienen mayor capacidad de destrucción sobre las construcciones que las ondas P

porque tienen mayor amplitud con periodos relativamente similares. El periodo de las ondas P, T_p es en general aproximadamente la mitad que el de las ondas S.

Para medir el tamaño de los sismos se utiliza la magnitud. Lo que se pretende cuantificar es la energía liberada por el temblor y su potencial destructivo global. La escala de magnitud más común es la de Richter (más propiamente llamada magnitud local), que se basa en la amplitud de un registro en condiciones estándar. Del punto de vista de la ingeniería no interesa tanto la magnitud del sismo como sus efectos en los sitios donde existen o se van a construir las edificaciones. Esto se refiere a la severidad de la sacudida sísmica que se experimenta en un sitio dado. A esta característica de los sismos se le llama *intensidad* y es claro que un mismo sismo, aunque tiene una sola magnitud, tendrá diferentes intensidades, según el sitio donde se registre. En general la intensidad decrece a medida que nos alejamos de la zona epicentral, y para una misma distancia epicentral, son más intensos los sismos de mayor magnitud.

1.4.1.3 Sismicidad en Colombia

1.4.1.3.1 Origen de los sismos en Colombia. Una de las teorías mas aceptadas sobre el origen de los sismos en Colombia indica que nuestro territorio está expuesto permanentemente a movimientos debido a la convergencia de la *placa de Nazca, la placa Suramericana y la placa Caribe*, figura 1.



Figura 1. Placas tectónicas en Centro y Sur América.

El principal accidente sísmico tectónico es la zona de subducción en el océano pacífico. Es causada por el doblamiento de la placa de Nazca cuando subduce bajo la placa suramericana. A demás de la zona de subducción existen en el territorio nacional un gran número de fallas geológicas sísmicamente activas. En la figura 2. se muestran los principales macro sistemas de fallamiento en el país.

- Popayán: ocurrió el 2 de febrero de 1736; produjo considerables daños en los templos y otras casas particulares.
- Bogotá: ocurrió el 18 de octubre de 1743 y produjo daños graves. Se cayó la ermita de Monserrate.
- Territorio nacional: ocurrió el 12 de julio de 1785 y fue el más fuerte terremoto del siglo XVIII en el país; se sintió desde Popayán hasta Pamplona.
- Honda y Mariquita: ocurrió el 16 de junio de 1805. Más de un centenar de muertos y bastantes daños en Honda.
- Costa Atlántica: ocurrió el 26 de febrero de 1825 y produjo graves daños en Santa Marta y, aunque no es clara la información, parece que los, causó también en Cartagena.
- Bogotá: ocurrió el 18 de junio de 1826 y produjo graves danos; hubo réplicas durante casi un año.
- Territorio nacional: ocurrió el 16 de noviembre de 1827; muy fuerte: produjo daños en varias ciudades del país y se afirma que en Bogotá duro ocho minutos. Las poblaciones más afectadas fueron Bogotá, Neiva, Popayán y Pasto
- Sibundoy, Putumayo: ocurrió el 20 de enero de 1834. Produjo graves daños. Hubo replicas durante varios días.
- Cúcuta: ocurrió el 18 de mayo de 1875. Destruyó la ciudad; causó la muerte comprobada de 461 personas, equivalentes al 10% de la población.
- Tumaco: ocurrió el 31 de enero de 1906 y se ha catalogado como uno de los más fuertes terremotos de la historia; hubo 4 premoniciones. Se dice que en



Tumaco la duración fue estimada entre tres y cinco minutos. Hubo ahogados por el maremoto; los datos fragmentarios hablan de 400 muertos, casi todos ahogados;

- Bogotá: ocurrió el 31 de agosto de 1917 y causó leves daños a muchas edificaciones de la ciudad. Hubo seis muertes debidas a la destrucción de la iglesia de Chapinero.

- Sur del país: hacia el 13 de diciembre de 1923 y en días siguientes se presentaron una serie de temblores que causaron destrucción y muerte, estimándose que entre 200 y 300 personas perdieron la vida en Colombia y Ecuador.

- Centro del país: ocurrió un fuerte sismo el 4 de febrero de 1938; epicentro en Caldas y foco a 130 kilometres de profundidad. El terremoto se sintió en toda la republica.

- Arboledas: ocurrió el 8 de julio de 1950; produjo 106 muertos y graves daños.

- Centro del país: ocurrió el 30 de julio de 1962 y produjo cerca de 20 muertos y destrozos en las poblaciones de Pereira, Manizales y Sonsón.

- Huila: ocurrió el 9 de febrero de 1967. Produjo daños materiales estimados en trescientos millones de pesos y se le atribuye la muerte de 98 personas.

- Bucaramanga; ocurrió el 29 de julio de 1967, el mismo día que el de Caracas. Se logró el primer acelerograma del país al registrarse el temblor en un acelerógrafo localizado en el Museo Nacional de Bogotá.

- Antiguo Caldas: ocurrió el 25 de noviembre de 1979. De magnitud 6.4; produjo 55 muertes y grandes destrozos en Manizales, Pereira y otras ciudades y poblaciones del antiguo Caldas.
- Pacífico Sur de Colombia: ocurrió el 12 de diciembre de 1979 con magnitud 7.8; produjo aproximadamente 500 víctimas entre muertos y desaparecidos. Gran maremoto y destrozos enormes en Tumaco y poblaciones menores de la costa del Pacífico, en los departamentos de Nariño y Cauca.
- Popayán: ocurrió el 31 de marzo de 1983 con magnitud 5.5. Produjo casi 300 muertos y cerca de 1500 heridos de consideración. Los daños materiales superaron los trescientos millones de dólares.
- Tragedia del Ruiz: ocurrió el 13 de noviembre de 1985 y, aunque no se debió a un sismo sino a la erupción del volcán del mismo nombre, debe mencionarse por tener origen en las mismas fuerzas internas de la Tierra. Cerca de 22.000 muertos, muchos heridos y daños materiales directos por valor superior a doscientos diez millones de dólares.
- Sismos de Murindó, región del Urabá antioqueño, ocurridos el 17 y el 18 de octubre de 1992. El primero con magnitud 6.6 y el segundo con 7.2. Causaron muy graves daños en poblaciones menores.
- Sismo de Arauca del 22 de julio de 1993, con epicentro a 6.40°O y 71.13°N y magnitud 5.9. Con un réplica con 4.9 de magnitud ocurrida el mismo día.
- Sismo de Páez del 6 de junio de 1994, con epicentro en las estribaciones del Nevado del Huila, en los límites de los departamentos de Cauca y Huila. Tuvo una magnitud 6.4 con foco a 10 Km. de profundidad. Dió origen a enormes deslizamientos de laderas que a su vez conformaron grandes avalanchas en los ríos.

- Sismo de Tauramena. Ocurrió el 19 de enero de 1995 como consecuencia de una fractura en el sistema Falla Frontal de la Cordillera Oriental.
- Terremoto de Armenia: ocurrió el 25 de enero de 1999 en la zona Centro-Occidental del país (4.41° N, 75.72° W). Dicho evento causó graves daños en la ciudad de Armenia; Pereira y en aun amplio número de pequeños poblados. cobró más de 1000 víctimas y enormes daños materiales a las propiedades.

1.4.2 CONCEPTOS DE AMENAZA, VULNERABILIDAD Y RIESGO.

1.4.2.1 Revisión de definiciones y conceptos. El proceso de desarrollo mismo del hombre lo ha llevado a conceptuar de manera apropiada elementos vinculados a su hábitat, medio ambiente y las posibilidades de interacción entre ellos. A pesar de que en principio se haya tenido una percepción confusa acerca del término *Vulnerabilidad*, esta acepción ha contribuido a dar claridad a los conceptos de *riesgo* y *desastre*. Durante mucho tiempo estos dos conceptos se asimilaron a una posibilidad y a un hecho, asociados a una sola causa : el fenómeno, ante el cual no había mucho que hacer. Sin embargo, el marco conceptual de la vulnerabilidad surgió de la experiencia humana en situaciones en que la propia vida diaria normal era difícil de distinguir de un desastre. La gran mayoría de las veces existían condiciones extremas que hacían realmente frágil el desempeño de ciertos grupos sociales, las cuales dependían del nivel de desarrollo alcanzado, así como también de la planificación de ese desarrollo. Para ese entonces el proceso de desarrollo ya se había empezado a considerar como la armonía entre el hombre y el medio ambiente. Se empezó a identificar en los grupos sociales la vulnerabilidad, entendida como la reducida capacidad para ajustarse o adaptarse

a determinadas circunstancias. Dicha vulnerabilidad ha sido definida de diferentes maneras, entre las que se citan las siguientes :

" Poder ser herido o recibir lesión, física o moralmente ". (Diccionario de la Real Academia Española, 1992.)

" Características de una persona o grupo desde el punto de vista de su capacidad para anticipar, sobrevivir, resistir y recuperarse del impacto de una amenaza natural " .

" Grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos en riesgo resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, expresada en una escala desde 0 o sin daño a 1 o con pérdida total.

" Condición en la cual los asentamientos humanos o los edificios se encuentran en peligro en virtud de su proximidad a una amenaza, la calidad de la construcción o ambos factores".

" Incapacidad de una comunidad para absorber, mediante el auto ajuste, los efectos de un determinado cambio en su medio ambiente. Inflexibilidad ante el cambio. Incapacidad de adaptarse al cambio, que para la comunidad constituye, por las razones expuestas, un riesgo".

" Estar propenso a o ser susceptible de sufrir daño o perjuicio".

Después del aporte conceptual de la escuela de la ecología humana y particularmente de White (1945/64/73), Kates (1962/71/78) y Burton (1962/68/7H), la UNDRO (Organismo de las Naciones Unidas encargado de la atención de desastres) y la UNESCO promovieron una reunión de expertos con el fin de proponer una unificación de definiciones. El informe de dicha reunión, *Natural*

Disasters and Vulnerability Analysis (UNDRO 1979) incluyó las siguientes definiciones :

a) Amenaza, peligro o peligrosidad A : Es la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso durante cierto periodo de tiempo en un sitio dado.

b) Vulnerabilidad V. Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso , expresada en una escala desde 0 o sin daño a 1 o perdida total.

c) Riesgo específico R_E Es el grado de perdidas esperadas debido a la ocurrencia de un suceso particular y como una función de la amenaza y la vulnerabilidad.

d) Elementos en riesgo E : Son la población, los edificios y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos; las utilidades y la infraestructura expuesta en un área determinada.

e) Riesgo total R_T : Se define como el número de perdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debido a la ocurrencia de un desastre, es decir el producto del riesgo específico R y los elementos en riesgo E_R

En general, hoy se acepta que el concepto de amenaza se refiere a un peligro latente o factor de riesgo externo de un sistema o de un sujeto expuesto, que se puede expresar en forma matemática como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un suceso con una cierta intensidad, en un sitio específico y durante un tiempo de exposición determinado. Por otra parte, la vulnerabilidad se entiende, en general, como un factor de riesgo interno que matemáticamente esta expresado como la factibilidad de que el sujeto o sistema expuesto sea afectado

por el fenómeno que caracteriza la amenaza. De esta manera, el riesgo corresponde al potencial de pérdidas que pueden ocurrirle al sujeto o sistema expuesto, resultado de la "convolución" de la amenaza y la vulnerabilidad. Así, el riesgo puede expresarse en forma matemática como la probabilidad de exceder un nivel de consecuencias económicas, sociales o ambientales en un cierto sitio y durante un cierto periodo de tiempo.

Es importante mencionar que no se puede ser vulnerable si no se está amenazado y no existe una condición de amenaza para un elemento, sujeto o sistema si no está expuesto y es vulnerable a la acción potencial que representa dicha amenaza. En otras palabras, no existe amenaza o vulnerabilidad independientemente, pues son situaciones mutuamente condicionantes que se definen en forma conceptual de manera independiente para efectos metodológicos y para una mejor comprensión del riesgo. Así, al intervenir uno o los dos componentes del riesgo se está interviniendo el riesgo mismo. Sin embargo, dado que en muchos casos no es posible intervenir la amenaza, para reducir el riesgo no queda otra alternativa que modificar las condiciones de vulnerabilidad de los elementos expuestos. Esta es la razón por la cual con mucha frecuencia en la literatura técnica se hace énfasis en el estudio de la vulnerabilidad y en la necesidad de reducirla mediante medidas de prevención-mitigación, sin embargo lo que realmente se intenta de esa manera es la reducción del riesgo.

De acuerdo con lo anterior, la vulnerabilidad se puede definir como un factor de riesgo interno de un sujeto o sistema expuesto a una amenaza, correspondiente a su predisposición intrínseca a ser afectado o de ser susceptible a sufrir un daño. La vulnerabilidad, en otras palabras es la predisposición o susceptibilidad física, económica, política o social que tiene una comunidad de ser afectada o de sufrir daños en caso que un fenómeno desestabilizador de origen natural o antropogénico se manifieste.

1.4.2.2 Diferencia entre riesgo y desastre. Un desastre es una situación o proceso social que se desencadena como resultado de la manifestación de un fenómeno de origen natural, tecnológico o provocado por el hombre que, al encontrar condiciones propicias de vulnerabilidad en una población, causa alteraciones intensas en las condiciones normales de funcionamiento de la comunidad. Estas alteraciones están representadas por la pérdida de vida y salud de la población; la destrucción o pérdida de bienes de la colectividad y daños severos en el ambiente, razón por la cual se requiere de una respuesta inmediata de las autoridades y de la población para atender los afectados y restablecer la normalidad y el bienestar.

El desastre es para la sociedad un impacto o unas pérdidas cuyos niveles significan una condición de incapacidad de la misma para enfrentarlas, absorberlas y recuperarse de ellas empleando sus propios recursos y reservas. Un desastre significa un determinado nivel de daños y pérdidas que se establece socialmente. Esto significa que pueden haber daños y pérdidas sin que exista desastre para la sociedad. El desastre es una situación dada, un producto, tangible y dimensionable.

La existencia de desastre o de pérdidas, en general, supone la existencia previa de determinadas condiciones de riesgo; es decir, representa la materialización de esas condiciones de riesgo pre-existentes. Por su parte el riesgo, definido como la probabilidad de pérdidas futuras, es el resultado de existencia de un peligro latente asociado con la posibilidad de que se presenten fenómenos peligrosos y de unas características propias o intrínsecas de la sociedad que la predisponen a sufrir daños en diversos grados.

El riesgo del que aquí se habla es el riesgo colectivo o riesgo público. Es el riesgo que significa peligro en algún grado para todos los miembros de una comunidad

propensa. Una vez el riesgo es reconocido por la comunidad implica que se debe hacer algo para reducirlo, lo que debe comprometer a instituciones no sólo del sector público, sino también del sector privado y a la comunidad misma.

Sin que exista una condición que se llame desastre, el riesgo y los factores de riesgo si existen en forma continua y pueden ser objeto de modificación, reducción o control por la vía de la intervención humana. Esto corresponde a lo que tradicionalmente se le ha llamado prevención y mitigación. Pero aún mas, cuando se reconocen las condiciones estructurales del riesgo y la imposibilidad de realizar una intervención para reducir las, la magnitud de futuros desastres puede ser reducida a través de la adecuada preparación de la sociedad para responder frente a un suceso, o sea a través de los llamados preparativos para desastres y la organización de la respuesta humanitaria. Esto constituye una forma de gestión de riesgos que se diferencia de la prevención y mitigación propiamente dichas.

1.4.2.3 Estudio del peligro. En la actualidad, en el ámbito de los desastres y riesgos, es ampliamente utilizado el concepto de amenaza, no obstante que durante años se ha presentado una falta de unanimidad en su significado por parte de los diferentes autores. A continuación se presentan varias definiciones que expresan alguna similitud pero no necesariamente significan lo mismo si se les revisa cuidadosamente :

"Dar indicios de estar inminente alguna cosa mala o desagradable : anunciarla, presagiarla " (Diccionario de la Real Academia Española 1992)..

"Una evaluación de una situación severa, la probabilidad de ocurrencia de un evento arriesgado en un período de tiempo dado".

"Condiciones o procesos que tienden a iniciar episodios de daños excepcionales".

"Factor externo a una comunidad expuesta (o a un sistema expuesto), representado por la potencial ocurrencia de un fenómeno (o accidente) desencadenante, el cual puede producir un desastre al manifestarse".

"Probabilidad de ocurrencia de la magnitud de un fenómeno que pueda causar daño".

"Probabilidad de que ocurra un riesgo frente al cual una comunidad vulnerable".

"Es la condición física, química o natural con el potencial de causar consecuencias no deseables o daños sobre la población, la propiedad o el medio ambiente en general. Se expresa en términos de la frecuencia de ocurrencia del evento peligroso dentro de un lapso específico de tiempo en un lugar determinado".

Esta diversidad de definiciones, en su mayoría de la literatura de los desastres, ilustra falta de rigor y en particular de coherencia en la definición del concepto. En ocasiones la amenaza se confunde con el episodio que puede generar o con el suceso que la caracteriza y en otras se le trata como equivalente a riesgo. Por esta razón, en este trabajo nos referimos a la amenaza como un sinónimo de peligro latente que representa la posible manifestación dentro de un periodo de tiempo de un fenómeno peligroso de origen natural, tecnológico o provocado por el hombre, que puede producir efectos adversos en las personas, los bienes, y servicios y el ambiente.

Así, desde el punto de vista conceptual, la amenaza se entiende como un factor de riesgo externo de un elemento o grupo de elementos expuestos, que se expresa como la probabilidad de que un suceso se presente con una cierta intensidad, en un sitio específico y dentro de un periodo de tiempo definido.

1.4.2.4 Evaluación de la amenaza. Como se definió con anterioridad, la amenaza esta relacionada con la posibilidad de que se desencadene un fenómeno o suceso que pueda afectar a un sujeto o sistema en un sitio y durante un tiempo determinado.

De hecho, el grado de amenaza está vinculado tanto con la intensidad del evento como con en el lapso de tiempo en que se espera pueda ocurrir o manifestarse el fenómeno que caracteriza la amenaza. La inminencia de un evento severo es relativa a la ventana de tiempo que se utilice como referencia y por lo tanto de ello depende el nivel de amenaza que ofrece el fenómeno considerado a una comunidad o población expuesta. Infortunadamente, debido a la complejidad de los sistemas físicos, en los cuales un gran número de variables puede condicionar el proceso de ocurrencia de un fenómeno, la ciencia aún no cuenta con técnicas que le permitan modelar con alta precisión dichos sistemas y por lo tanto tampoco los mecanismos generadores de las amenazas que estos fenómenos representan. Por esta razón, la evaluación de las amenazas, en la mayoría de los casos, se realiza combinando el análisis probabilista con el análisis del comportamiento físico de la fuente generadora, utilizando información de eventos que han ocurrido en el pasado y modelando con algún grado de aproximación los sistemas físicos involucrados.

En síntesis, para poder cuantificar la probabilidad de que se presente un evento de una u otra intensidad durante un periodo de exposición, es necesario contar con información, la más completa posible, acerca del número de eventos que han ocurrido en el pasado y acerca de la intensidad que tuvieron los mismos.

Nuestra actual normativa sismorresistente muestra en su figura A.2-1 el mapa de amenaza sísmica o mapa de zonificación sísmica y en su figura A.2-2 el mapa de valores A_a , el cual representa la aceleración pico efectiva para diseño. Estas

aceleraciones tienen la probabilidad de ser excedidas del 10 % en un lapso de 50 años.

1.4.2.5 Análisis de riesgo. El análisis de riesgo y los conceptos de seguridad y confiabilidad, sin duda, han sido aportes notables de la ingeniería para el estudio de la probabilidad de fallo de un sistema. Las técnicas de convolución probabilista, los árboles de fallo y la modelización estocástica han sido utilizados para estudiar problemas complejos donde existe la interacción de múltiples componentes. Este tipo de enfoques sumados a los conceptos de fuentes, parámetros y modelos de incertidumbre, han contribuido al entendimiento del riesgo desde una perspectiva cuantitativa. A este enfoque algunos le han llamado análisis de riesgo objetivo. Muchos estudios de amenaza se han podido realizar utilizando el análisis probabilista, lo que ha permitido respaldar estimaciones que de otra forma podrían calificarse como simples especulaciones o apreciaciones.

Antes de revisar aspectos como la evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo mismo, es necesario hacer claridad acerca del uso de la palabra "riesgo", la cual en muchos casos se ha utilizado como sinónimo de "probabilidad". Para ingenieros y expertos en estadística la palabra riesgo no es más que otra forma de referirse a la probabilidad de ocurrencia de un suceso. Es importante indicar que desde la perspectiva de los desastres es aún más amplio su significado, pues se le asocia además con las "implicaciones" de los daños, lo que hace que la lectura sea definitivamente más amplia que la que se tiene desde el punto de vista de la ingeniería. Podría decirse que existen niveles de análisis de riesgo : Primero, cuando se le asocia con la probabilidad de que sean alcanzados ciertos estados críticos (o límites); segundo, cuando en adición se estiman las consecuencias de que varios de los estados críticos sean alcanzados, con sus probabilidades asociadas y tercero, cuando se analizan, también, los efectos o implicaciones dentro de un contexto aun más amplio, como la sociedad o un segmento de la

misma. En conclusión el análisis de riesgo puede entenderse de manera general como el postulado de que el riesgo es el resultado de relacionar la amenaza y la vulnerabilidad de los elementos expuestos, con el fin de determinar los posibles efectos y consecuencias sociales, económicas y ambientales asociadas a uno de varios fenómenos peligrosos. En ese orden de ideas cambios en la vulnerabilidad de los elementos expuestos modifican el riesgo en si mismo, es decir, el total de pérdidas esperadas y consecuencias en un área determinada.

1.4.3 Vulnerabilidad de edificios existentes. La vulnerabilidad de un edificio puede ser estructural y no-estructural. La vulnerabilidad estructural está relacionada fundamentalmente con la capacidad que tiene la estructura para soportar los desplazamientos y los esfuerzos que uno o varios movimientos sísmicos pueden causarle durante su vida útil. La vulnerabilidad no-estructural por otra parte está relacionada con la operación o funcionamiento del edificio lo que depende del comportamiento de elementos tales como acabados, divisiones, instalaciones, equipos, etc. En el presente estudio se analizó únicamente la vulnerabilidad estructural debido a la mayor importancia que genera en la determinación de la estabilidad de la edificación

1.4.3.1 Vulnerabilidad estructural

1.4.3.1.1 Conceptos generales. La vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes de la edificación que la mantienen en pie ante un sismo intenso. Esto incluye cimientos, columnas, muros, vigas y losas.

Por otra parte, una de las mayores causas de daños en edificaciones han sido los esquemas arquitectónico-estructurales nocivos. Puede decirse de manera general que el alejamiento de formas y esquemas estructurales simples es castigado fuertemente por los sismos.

Debido a que muchas edificaciones fueron construidas hace mucho tiempo y otras no han sido diseñadas ni construidas con normas sismorresistentes, surgen dudas con respecto a la certeza de que dichas edificaciones puedan seguir funcionando con posterioridad a un sismo. En estos casos se hace imperativa una revisión lo más detallada posible sobre la capacidad de la estructura de soportar sismos moderados y fuertes, mediante estudios de vulnerabilidad.

Para la realización de estudios de análisis de vulnerabilidad sísmica de una construcción, la literatura internacional presenta diversos métodos, los cuales pueden clasificarse en los siguientes grupos:

1.4.3.1.1 Métodos cualitativos. Los métodos cualitativos son diseñados para evaluar de manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones diversas, y seleccionar aquellas que ameriten un análisis más detallado. Estos métodos se utilizan principalmente para la evaluación masiva de edificios con fines de cuantificación del riesgo sísmico en una región amplia de una ciudad, y sus resultados, fuera de lo necesario para realizar dicha selección, no pueden tomarse realmente como concluyentes en ningún caso particular, salvo que corroboren la seguridad de una edificación.

En términos generales, puede decirse que son métodos eminentemente cualitativos, en los que la construcción recibe una calificación determinada de acuerdo a aspectos tales como su estado de conservación, su irregularidad en

planta y en altura, su relación con el suelo, etc., calificación que en general no precisa de cálculos muy sofisticados de oficina.

4.3.1.1.2 Métodos cuantitativos. Para la recuperación post-sísmica de edificios esenciales, resulta deseable la realización de un análisis más riguroso; para lo cual se dispone de los métodos cuantitativos. Asimismo, los métodos cuantitativos sirven para profundizar en los resultados obtenidos de los métodos cualitativos, cuando estos últimos no entreguen resultados determinantes sobre la seguridad de la estructura.

Para realizar un análisis de vulnerabilidad, utilizando métodos cuantitativos es necesario contar con cierta información básica como: características de los materiales utilizados en la edificación, caracterización del suelo donde se encuentra emplazada la estructura y planos estructurales entre otra información.

1.4.3.1.2 Daños estructurales. En general, las enseñanzas que han dejado los movimientos sísmicos indican que en los países donde se diseña de acuerdo con una buena normativa sismorresistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño sobre la infraestructura es marginal en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias.

Desde una perspectiva histórica, un código por sí solo no puede garantizar la seguridad contra el daño excesivo, puesto que los códigos son reglamentos que establecen requisitos **MÍNIMOS**, los que a su vez experimentan actualizaciones continuas de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y los estudios de los efectos causados por terremotos, que no

son más que pruebas de laboratorio a escala real. La ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexocompresión. En vigas, se presentan grietas diagonales y rotura de estribos a causa de cortante y/o torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y abajo de la sección como resultado de las cargas alternadas.

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo y/o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión.

En las losas se pueden presentar grietas por punzonamiento alrededor de las columnas y grietas longitudinales a lo largo de la placa debido a la excesiva demanda por flexión que en ciertas circunstancias puede imponer el sismo.

Irregularidades en altura, traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobresolicitados. Las irregularidades en planta de masa, rigidez y resistencia

pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos difíciles de evaluar, razón por la cual una mayor exigencia en este tipo de aspectos debe tenerse en cuenta a la hora de diseñar arquitectónicamente las edificaciones.

Las observaciones realizadas en los últimos años, indican que las construcciones rígidas se desempeñan, en general, mejor que las flexibles; particularmente en lo que respecta a la protección de los componentes no estructurales, que sufren menos daños al limitarse el desplazamiento entre pisos.

Pocos edificios se diseñan para resistir sismos severos en el rango elástico, por lo cual es necesario proporcionarle a la estructura capacidad de disipación de energía mediante tenacidad y ductilidad en los lugares en que se espera que la resistencia elástica puede ser excedida. Esto se aplica a los elementos y a las conexiones de los elementos, puntos que usualmente son los más débiles.

1. 4.3.1.3 Importancia de la configuración estructural en el comportamiento sísmico. Es frecuente en la práctica que la mayor parte del tiempo que se dedica al diseño estructural de un edificio se invierta en los procesos de análisis y dimensionamiento, y que se examinen sólo con brevedad los aspectos de diseño conceptual y de estructuración. Desde el punto de vista del diseño sísmico esta costumbre es particularmente peligrosa, puesto que no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte satisfactoriamente ante sismos, por mucho que se refinen los procedimientos de análisis y dimensionamiento. Por el contrario, la experiencia obtenida en varios temblores muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados han tenido un comportamiento adecuado, aunque no hayan sido objeto de cálculos elaborados, y, en ocasiones, aunque no hayan satisfecho rigurosamente los reglamentos.

Es evidente que la configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico. Es por ello que en esta etapa es esencial la interacción entre el responsable del proyecto arquitectónico y el del proyecto estructural. El segundo debe hacer consciente al primero de las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura y de las consecuencias que tienen algunas decisiones arquitectónicas en el comportamiento estructural.

Es cierto que la mayoría de las recomendaciones de estructuración para zonas sísmicas tienden a lograr edificios regulares y robustos; por ello limitan fuertemente la posibilidad de llegar a formas atrevidas y originales y limitan también la libertad del uso del espacio interno del edificio. Constituye, por tanto, un reto para los proyectistas conjugar las necesidades arquitectónicas y estructurales y lograr un proyecto a la vez funcional, seguro y estéticamente atractivo.

1.4.3.1.4 Problemas de configuración arquitectónica y estructura. Por configuración no se entiende la mera forma espacial de la construcción en abstracto, sino el tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural ante sismos.

1.4.3.1.4.1 Configuración geométrica. A continuación se exponen brevemente los aspectos más relevantes de la incidencia de la configuración geométrica en la respuesta sísmica de las edificaciones, así como los mecanismos correctivos. Debido a la configuración geométrica se pueden presentar problemas de configuración en planta y en altura. En la figura N° 3 se muestran formas sencillas y complejas en planta y elevación.

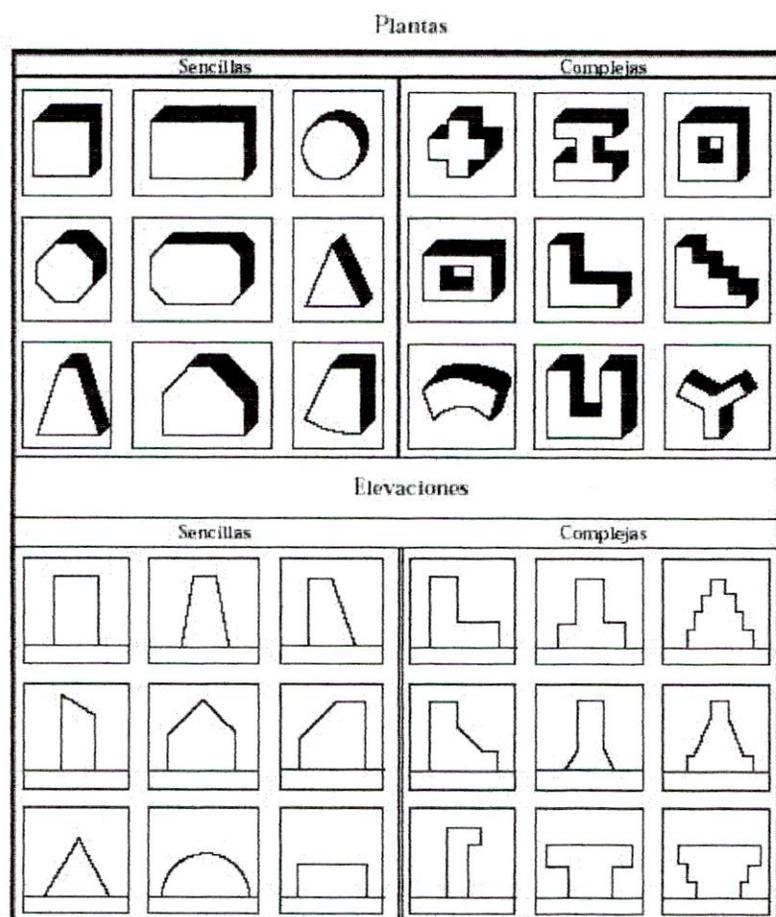


Figura 3. Formas sencillas y complejas en planta y elevación.

1.4.3.1.4.1.1 Problemas de configuración en planta. Los problemas que se mencionan a continuación son referentes a la disposición de la estructura en el plano horizontal, en relación con la forma y distribución del espacio arquitectónico. Se debe destacar que los problemas de configuración en planta que a continuación se detallan, se presentan cuando las plantas son continuas; cabe destacar también que algunas de las plantas que a simple vista se pueden percibir como complejas y que cuentan con las respectivas juntas de dilatación sísmicas no presentan problemas para el comportamiento frente a sismos.

1.4.3.1.4.1.1 Longitud. La longitud en planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma de una manera que no es fácil determinar por medio de los métodos usuales de análisis. En vista de que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, la excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que es mayor en la medida en que sea mayor la longitud del edificio en la dirección de las ondas. Los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas que los edificios largos.

Considerando lo anterior, el correctivo usual para el problema de longitud excesiva de edificios es la partición de la estructura en bloques por medio de la inserción de juntas de dilatación sísmica, de tal manera que cada uno de ellos pueda ser considerado como corto. Estas juntas deben ser diseñadas de manera tal que permitan un adecuado movimiento de cada bloque sin peligro de golpeteo o choque entre los diferentes cuerpos o bloques que componen la edificación.

Los edificios largos son también más sensibles a las componentes torsionales de los movimientos del terreno, puesto que las diferencias de movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo, de las que depende dicha rotación, son mayores.

1.4.3.1.4.1.1.2 Concentración de esfuerzos debido a plantas complejas. Este problema surge en edificios denominados de plantas complejas.

Se define como planta compleja a aquella en la cual la línea de unión de dos de sus puntos suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto se da cuando la planta está compuesta de alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (formas en H, U, L, etc.).

En las plantas irregulares las alas pueden asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala (Ver Figura N° 4). Por esta razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura y aun en el diafragma de la planta.

Para este caso, la solución corrientemente adoptada consiste en la introducción de juntas de dilatación sísmica, como las mencionadas para el caso de los edificios largos. Estas juntas permiten que cada bloque tenga su propio movimiento sin estar atado al resto del edificio, con lo cual se rompe el esquema de trabajo en voladizo de cada ala. Las juntas, obviamente, deben tener el ancho suficiente para permitir el movimiento de cada bloque sin golpearse.

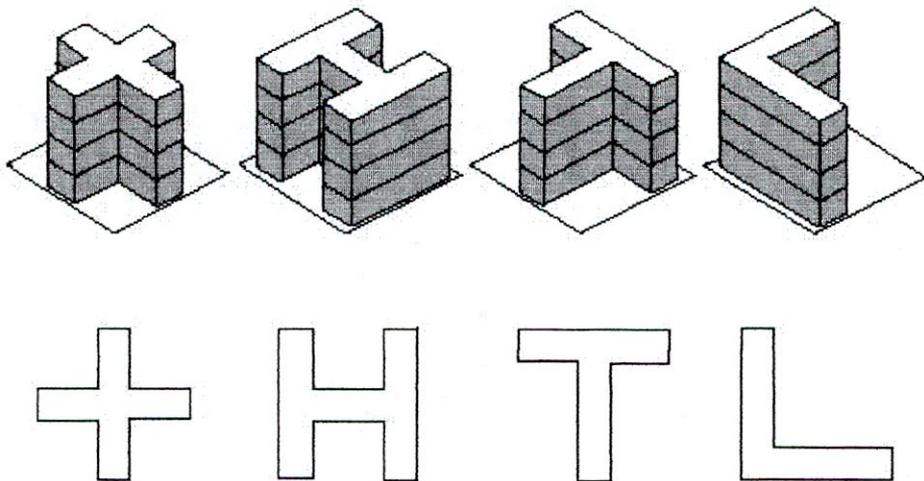


Figura 4. Irregularidades en planta.

Las normas colombianas de diseño y construcción sismorresistente, NSR 98, en su figura A.3-1 establece las irregularidades en planta así como los coeficientes de reducción de la capacidad de energía que se deben considerar.

1.4.3.1.4.1.2 Problemas de configuración en altura (Escalonamientos). Los escalonamientos en los volúmenes del edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación, proporción, etc. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco (ver Figura N° 5). En términos generales, debe buscarse que las transiciones sean lo más suave posible con el fin de evitar dicha concentración.

Las normas colombianas de diseño y construcción sismorresistente, NSR 98, en su figura A.3-2 establece las irregularidades en la altura así como los coeficientes de reducción de la capacidad de energía que se deben considerar.

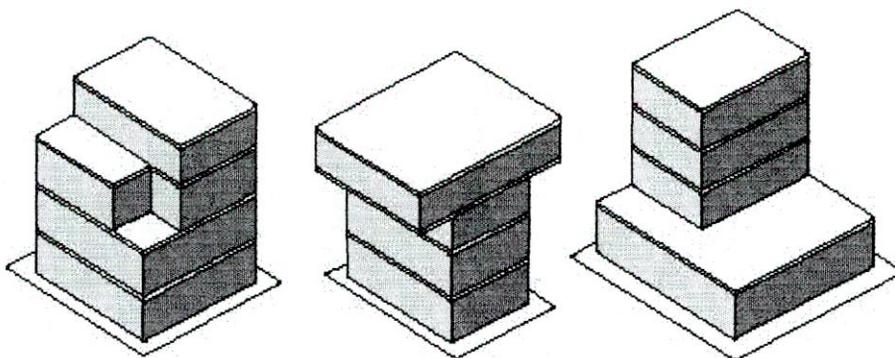


Figura 5. Irregularidades en altura

1.4.3.1.4.1.3 Separación entre edificios adyacentes. Al ubicar la posición exacta del edificio dentro del terreno correspondiente, es importante guardar una

separación que sea suficiente con respecto a edificios adyacentes, para evitar que los distintos cuerpos se golpeen al vibrar fuera de fase durante un sismo. Los daños por el sismo de 1985 en la ciudad de México han puesto en evidencia la gravedad de este problema, especialmente para edificios altos desplantados en terreno blando. El daño puede ser particularmente grave cuando los pisos de los cuerpos adyacentes no coinciden en las mismas alturas, de manera que durante la vibración las losas de piso de un edificio pueden golpear a media altura las columnas del otro.

El problema es crítico para edificios existentes que han mostrado ya tener problemas de choques. Se puede en estos casos rigidizar los edificios para limitar sus movimientos laterales, ligarlos para que vibren en fase, o colocar entre ellos dispositivos que amortigüen el impacto.

1.4.3.1.4.2 Configuración estructural

1.4.3.1.4.2.1 Concentraciones de masa. El problema en cuestión es ocasionado por altas concentraciones de la masa en algún nivel determinado del edificio que se puede deber a la disposición en él de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos, etc. El problema es mayor en la medida en que dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba.

1.4.3.1.4.2.2 Columnas débiles. Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas entre los

elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación.

Por lo anterior, el diseño sísmico de pórticos (estructuras formadas preferentemente por vigas y columnas) busca que el daño producido por sismos intensos se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso del edificio por el de daño en columnas. Sin embargo, muchos edificios diseñados según códigos de sismorresistencia han fallado por esta causa. Estas fallas pueden agruparse en dos clases:

- Columnas de menor resistencia que las vigas.
- Columnas cortas.

Varias son las causas de que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente y se considere que se presenta una columna corta:

- Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.
- Disposición de losas en niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil.

1.4.3.1.4.2.3 Pisos suaves. Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados pisos débiles o suaves, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas. La presencia de pisos suaves se puede atribuir a:

- Diferencia de altura entre pisos.
- Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso.

La interrupción de elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a sismos, sobre todo cuando la interrupción de los elementos verticales resistentes (muros y columnas) se presenta en los pisos inferiores.

Los casos más usuales de interrupción de elementos verticales, que ocurre generalmente por razones espaciales, formales o estéticas, son los siguientes:

- Interrupción de las columnas.
- Interrupción de muros estructurales (muros de cortante).
- Interrupción de muros divisorios, concebidos erróneamente como no estructurales, alineados con pórticos.

1.4.3.1.4.2.4 Falta de redundancia. El diseño estructural sismorresistente contempla la posibilidad de daño de los elementos estructurales para los sismos más intensos. Desde este punto de vista, el diseño de la estructura debe buscar que la resistencia a las fuerzas sísmicas dependa de un número importante de elementos, puesto que cuando se cuenta con un número reducido de elementos (poca redundancia) la falla de alguno de ellos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total durante el sismo. En este sentido, debe buscarse que la resistencia a las fuerzas sísmicas se distribuya entre el mayor número de elementos estructurales posibles.

4.3.1.4.2.5 Excesiva flexibilidad estructural. La excesiva flexibilidad de la edificación ante cargas sísmicas puede definirse como la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos, conocidas como derivas. Las principales causas de este problema residen en la excesiva distancia entre los elementos de soporte (claros o luces), las alturas libres y la rigidez de los mismos. Dependiendo de su grado, la flexibilidad puede traer como consecuencias :

- Daños en los elementos no estructurales adosados a niveles contiguos.
- Inestabilidad del o los pisos flexibles, o del edificio en general.
- No aprovechamiento de la ductilidad disponible.

1.4.3.1.4.2.6 Excesiva flexibilidad del diafragma. Un comportamiento excesivamente flexible del diafragma de piso implica deformaciones laterales no uniformes, las cuales son en principio perjudiciales para los elementos no estructurales adosados al diafragma. Adicionalmente, la distribución de fuerzas laterales no se hará de acuerdo a la rigidez de los elementos verticales. (Ver figura 6)

Son varias las razones por las cuales puede darse este tipo de comportamiento flexible. Entre ellas se encuentran las siguientes :

- *Flexibilidad del material del diafragma .*
- *Relación de aspecto (largo / ancho) del diafragma.* Por tratarse de un trabajo a flexión de este tipo de elementos, mientras mayor sea la relación largo / ancho del diafragma, mayores pueden ser sus deformaciones laterales. En general, los diafragmas con relaciones de aspecto superiores a 5 pueden considerarse flexibles.
- *Rigidez de la estructura vertical.* La flexibilidad del diafragma debe juzgarse también de acuerdo con la distribución en planta de la rigidez de los elementos verticales. En el caso extremo de un diafragma en el que todos los elementos

verticales tengan igual rigidez es de esperarse un mejor comportamiento del diafragma que en el caso en el cual tengan grandes diferencias en este punto.

- *Aberturas en el diafragma.* Las aberturas de gran tamaño practicadas en el diafragma para efectos de iluminación, ventilación y relación visual entre los pisos, ocasionan la aparición de zonas flexibles dentro del diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales. Las soluciones al problema de excesiva flexibilidad del diafragma son múltiples, y dependen de la causa que la haya ocasionado. Las grandes aberturas en el diafragma deben estudiarse con cuidado, con el fin de proveer mecanismo de rigidización o, si esto no es posible, segmentación del edificio en bloques.

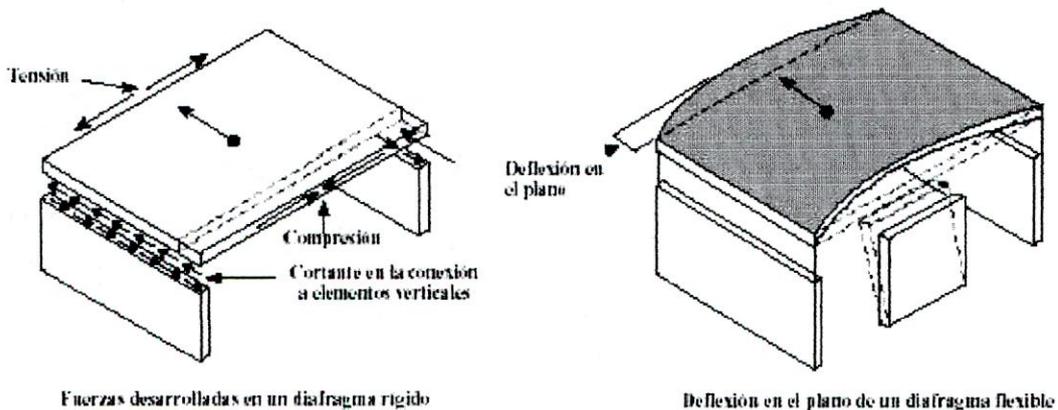


Figura 6. Comportamiento rígido y flexible del diafragma.

1.4.3.1.4.2.7 Torsión. La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad hasta el colapso estructural (ver Figura 7). La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez. Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- Combinación de las dos situaciones anteriores.

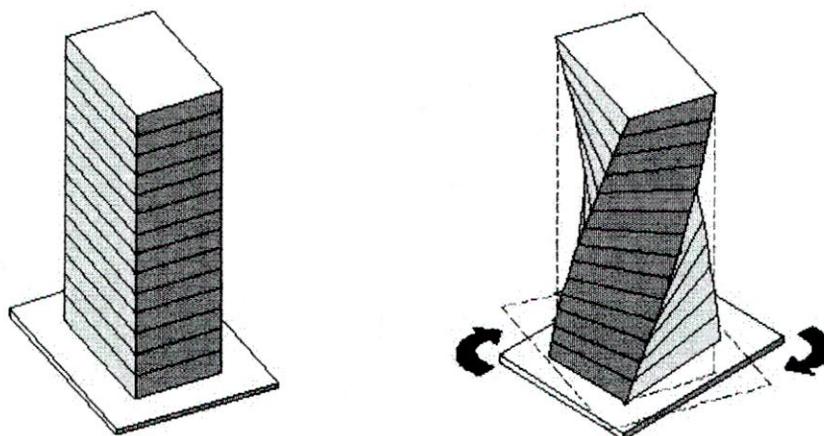


Figura No 7. Efectos torsionales.

Debe tenerse presente que los muros divisorios y de fachada que se encuentren adosados a la estructura vertical tienen generalmente una gran rigidez y, por lo tanto, habitualmente participan estructuralmente en la respuesta al sismo y pueden ser causantes de torsión, como en el caso corriente de los edificios de esquina.

Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre el centro de la masa y de rigidez es grande cuando supera el 10% de la dimensión en planta bajo análisis. En un caso así deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio.

Si se contempla además la situación en altura, el panorama de la torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los escalonamientos. En efecto, la parte superior del edificio transmite a la inferior un

cortante excéntrico, lo cual provoca torsión del nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría o asimetría estructural de los pisos superiores e inferiores. Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño espacial y de forma de la edificación. Los correctivos necesarios para el problema de la torsión pueden resumirse en general en los siguientes puntos:

- Las torsiones deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a las características de la estructura. Por esta razón, se sugiere proveer a los edificios de rigidez, mediante la cual se busca reducir la posibilidad de giro en planta.

- A efectos del control de la torsión, debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios no estructurales que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo.

Finalmente, el objetivo debe ser proveer a la estructura con la mayor simetría posible de la rigidez con respecto a la masa.

1.4.3.1.5 Requisitos básicos de estructuración. En términos generales, podemos establecer los cuatro requisitos siguientes para el sistema estructural de edificios en zonas sísmicas :

a) El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra generalmente, proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.

b) La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que estas se generan (o sea, de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia) hasta el terreno

c) Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de sollicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación.

d) Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permitan disipar la energía introducida por sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

1.4.3.1.6 Diseño sismorresistente. El diseño sismorresistente de estructuras posee un nivel de complejidad superior al que caracteriza el diseño para cargas estáticas de gravedad, debido a los factores que se deben tener en cuenta en él. Entre estos se encuentran los siguientes :

a) La naturaleza azarosa de las características del sismo.

b) La incertidumbre sobre la respuesta de la estructura, debida a la heterogeneidad de la calidad de los materiales, la interacción con los elementos no estructurales, la variación de las cargas de servicio, las variaciones presentadas en la construcción, etc.

c) Los mecanismos de falla y disipación de energía que impliquen el menor riesgo para la vida humana y sus propiedades.

d) El costo social asociado a la falla de edificios, especialmente en el caso en que sean esenciales para la atención de un desastre, como el caso de los hospitales.

De acuerdo con esto, el diseño sismorresistente debe tratar de atender de la mejor manera posible todos estos aspectos. Normalmente, los códigos de diseño enmarcan algunos de estos problemas por medio de fórmulas cuantitativas sobre seguridad global o local. A menudo el seguimiento irreflexivo de estas normas en el diseño habitual de estructuras, hace que el contenido de fondo de tales simplificaciones sea frecuentemente desconocido u olvidado. Sin embargo, en el diseño de cualquier edificio, y en especial en el de aquellos que deban permanecer en el mejor estado posible después de un sismo, deben tenerse presentes las implicaciones de cada decisión importante de acuerdo con los principios y avances de la ingeniería sísmica, y bajo la óptica de la presencia de la construcción en un medio social.

A continuación se revisan las implicaciones en el diseño sísmico de estructuras de los aspectos mencionados anteriormente.

1.4.3.1.6.1 Espectro de diseño. En el espectro de diseño recomendado por los códigos de sismorresistencia se encuentran implícitas decisiones sobre :

a) La probabilidad de excedencia del sismo de diseño en un período de tiempo considerado como de vida útil media de los edificios. Normalmente, se considera una probabilidad de excedencia del 10% en un período de vida media útil de 50 años.

b) Las frecuencias dominantes y respuestas máximas. Normalmente, los espectros de sismos exhiben sectores estrechos de frecuencias donde se encuentran las respuestas máximas. Sin embargo, para cubrir las incertidumbres asociadas a la distancia de ocurrencia del evento y a su contenido de frecuencias,

los espectros de diseño presentan una amplia planicie de respuestas máximas así como factores de amplificación de las respuestas en terrenos blandos con respecto a las de terreno firme, de acuerdo a comportamientos observados en varios sitios del mundo. No obstante, en el caso de edificaciones especiales, puede ser conveniente la elaboración de un espectro de diseño de acuerdo a las características geológicas y geotécnicas del sitio de construcción.

Las normas colombianas de diseño y construcción sismorresistente, NSR 98, en su figura A.2-4 establece la forma del espectro elástico de aceleraciones para un coeficiente elástico de amortiguamiento crítico del cinco por ciento (5%).

1.4.3.1.6.2 Comportamiento no Lineal. El criterio de diseño tradicional, de edificios sometidos a sismos fuertes, ha sido el de permitir el ingreso de los materiales en el rango no lineal con el fin de absorber energía bajo deformaciones permanentes. La Figura 8 ilustra este criterio para un sistema elasto-plástico. La línea OA representa el diagrama esfuerzo máximo – deformación máxima de un sistema perfectamente elástico en un sismo determinado, mientras que la línea OCD representa un sistema elasto-plástico.

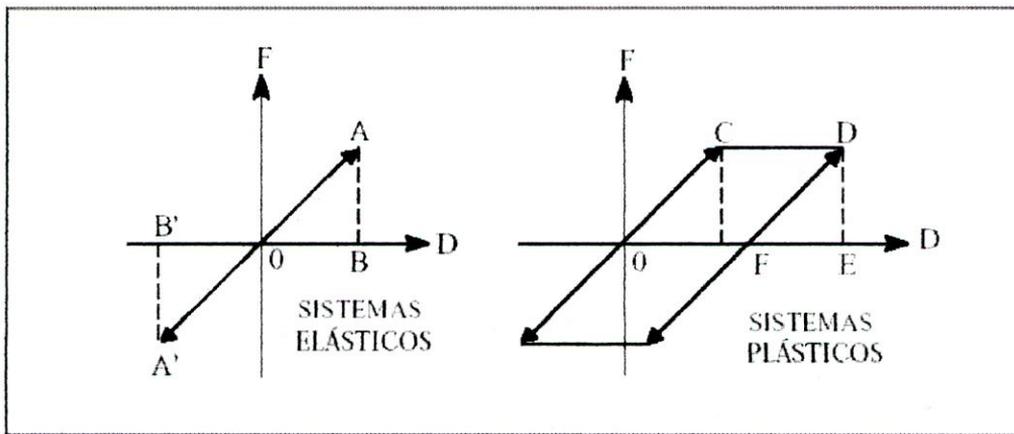


Figura 8. Absorción y disipación de energía.

1.4.3.1.6.3 Absorción y disipación de energía. La estructura debe ser diseñada para unos esfuerzos menores que los dados por la respuesta del sistema elástico. Si con las fuerzas así obtenidas se realiza un análisis elástico, se obtendrían unas deformaciones que, a su vez, deben ser multiplicadas por el factor de ductilidad para estimar las deformaciones máximas de la estructura, lo cual es de gran importancia para el estudio del comportamiento de elementos no estructurales y la estabilidad de los diferentes pisos. Los elementos estructurales deben entonces garantizar que se logre alcanzar dichas deformaciones inelásticas. Para ello debe disponerse en dichos elementos de ductilidad suficiente

Muchos códigos de construcciones tienen el defecto de considerar una reducción de fuerzas debido al comportamiento inelástico solamente en relación con la deformación máxima alcanzada en cualquier instante del sismo, o a la máxima energía disipada en un ciclo, sin atender a su duración. Esto hace que se dejen de lado factores tan importantes como los asociados a la fatiga progresiva de los materiales, tales como la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia, el aumento progresivo de las deformaciones y, por ende, el colapso progresivo. Por esta razón, en los últimos años han adquirido un gran énfasis los

métodos que de una u otra manera involucran la duración total del sismo en el diseño, generalmente a través de la energía total disipada o del número de ciclos de carga.

1.4.3.1.6.4 Disposición de la ductilidad. En vista de que los métodos de diseño no lineal simplificado exigen la capacidad de la estructura de permitir grandes deformaciones sin colapso, los elementos de la misma deben ser diseñados para atender adecuadamente esta demanda de deformaciones, pero se debe buscar el equilibrio en el que los desplazamientos de la estructura no afecten o produzcan daños en el contenido (elementos no estructurales).

A continuación se examinan los mecanismos esenciales para obtener altas capacidades de ductilidad en los sistemas estructurales de concreto reforzado. En el diseño de estructuras de concreto reforzado deben tenerse en cuenta los siguientes criterios básicos, a fin de obtener la ductilidad requerida :

- *Confinamiento.* El confinamiento del concreto garantiza la preservación del material ante la alternación de esfuerzos dada en los sismos y, en consecuencia, permite el desarrollo de deformaciones inelásticas mayores que las que se podrían presentar en una estructura en la que el concreto se deteriore.
- *Control de falla a cortante.* La falla a cortante es una falla que compromete seriamente la integridad de la sección de cualquier elemento de concreto reforzado. Por esta razón los códigos de diseño generalmente obligan a un diseño a cortante tal que garantice que la resistencia a cortante sea superior a la resistencia a flexión. Esto se logra utilizando como cortante de diseño un valor que sea como mínimo el correspondiente a la plastificación por flexión en los nudos extremos.

- *Control de la reducción de la ductilidad disponible debido a la carga axial.* La carga axial de compresión reduce drásticamente la ductilidad disponible en un elemento de concreto sometido a ella. El fenómeno, que es más fuerte en columnas que en muros estructurales, generalmente se debe a que a mayores cargas de compresión se reduce el trabajo a tensión del acero, el cual puede darse con valores del esfuerzo de trabajo menores del esfuerzo de fluencia, lo que implica un uso insuficiente del acero a efectos de desarrollar grandes deformaciones inelásticas y disipar energía por ese medio. Sin embargo, no siempre es posible diseñar las secciones de columnas de manera que haya esfuerzos altos de tracción en el acero, por razones arquitectónicas y económicas.

El efecto de la duración de un sismo en el comportamiento estructural ha sido tradicionalmente ignorado en los códigos de diseño. Ello se debe, en parte, a que el espectro de aceleraciones resulta insensible a la duración del sismo, pues recoge solamente la información referente a la máxima aceleración de respuesta ocurrida en algún momento del sismo, e ignora lo que sucede en adelante.

Sin embargo, en sismos largos, pueden ocurrir complejos fenómenos de degradación de la rigidez y la resistencia, debido al elevado número de ciclos de carga que deben soportar los elementos estructurales. Debido a ello, el diseño debería ser diferente para sismos cortos y largos, independientemente de la aceleración de diseño.

De acuerdo a varios estudios realizados en diferentes países, la duración de un sismo está en relación creciente con la magnitud del sismo y la distancia epicentral. Al contrario, la aceleración del suelo por lo general tiende a decrecer con dicha distancia. De esta manera, pueden tenerse sismos de igual aceleración pico, lo que produciría un igual espectro de aceleraciones de diseño, pero grandes diferencias en la duración, lo que produciría efectos nocivos que no serían detectados por dicho espectro.

1.4.3.1.6.5 Derivas. En principio, los grandes desplazamientos laterales ponen en peligro la seguridad de la construcción en su totalidad, debido al daño que pueden representar para los elementos no estructurales en general. Sin embargo, cuando son aún mayores traen consigo el riesgo de colapso parcial o total de la edificación. (ver Figura 9)

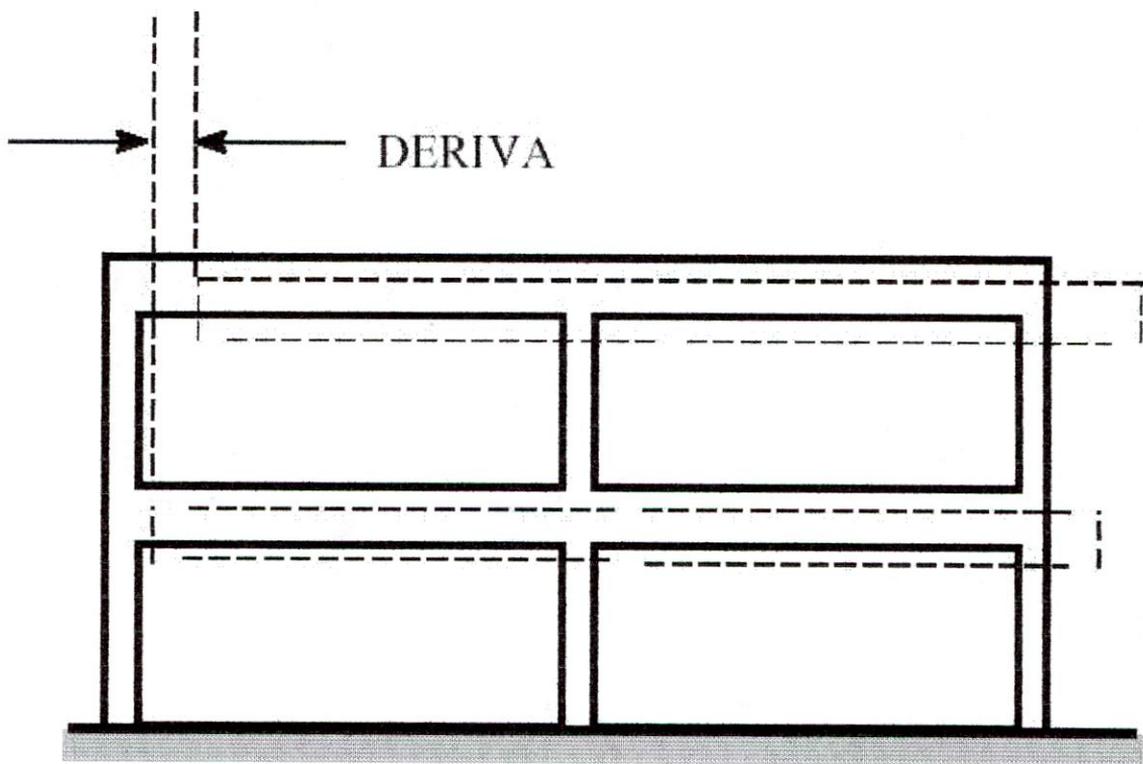


Figura 9. Derivas y estabilidad

El daño en elementos no estructurales adosados a la estructura está asociado al valor del desplazamiento relativo inelástico de un nivel con respecto al inmediatamente anterior, o deriva. Se ha establecido que no son deseables valores de la deriva que superen el 1 por ciento de la altura libre entre los dos niveles. Sin embargo, este límite depende estrechamente de la fragilidad y la resistencia de los materiales de los elementos no estructurales.

1.4.4. INTERVENCIÓN Y REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL.

Probablemente la edificación en estudio sea vulnerable en grados variables a daños por fuerzas sísmicas, fuerzas de vientos huracanados u otras amenazas naturales; sin embargo, existe la posibilidad de que puedan mejorarse. La experiencia indica que con la aplicación de medidas relativamente poco costosas, se puede mejorar la seguridad de estructuras existentes.

Muchas edificaciones existentes no cumplen con los requisitos técnicos necesarios para asegurar su funcionamiento con posterioridad a desastres naturales. Esto significa que su vulnerabilidad a ciertas amenazas naturales, como un sismo, puede ser tan alta que su riesgo puede exceder ampliamente los niveles aceptados actualmente. Por lo tanto, deben llevarse a cabo medidas de mitigación de acuerdo con los requisitos ingenieriles actuales de cada país, asegurándose de que consideren las características de ocupación de la edificación a fin de reducir el riesgo y garantizar un comportamiento adecuado.

La ejecución de un proyecto de reestructuración debe obedecer a un programa de trabajo detallado que involucre aspectos que aseguren el menor impacto en el normal funcionamiento de la edificación en cada etapa del proceso, para lo cual debe definirse una debida coordinación con el personal administrativo. Experiencias previas han demostrado lo importante de dicha coordinación para que la reestructuración se cumpla en los plazos determinados, no interfiera en la prestación de los servicios y se coordinen los recursos humanos adecuadamente.

1.4.4.1 Reestructuración o rehabilitación. De acuerdo con lo examinado anteriormente, la evaluación del estado de una construcción existente puede hacer surgir algunas dudas sobre su capacidad para soportar eventos sísmicos, lo cual puede conducir a la necesidad de reestructurar o rehabilitar, total o parcialmente, la edificación, con el fin de reducir su vulnerabilidad, previamente a la ocurrencia del evento. Dicha reducción debe ser obligatoria para edificios esenciales para la atención de emergencias derivadas de sismos.

1.4.4.2 Diseño del reforzamiento. De acuerdo con lo anterior, la intervención de la estructura debe buscar la reducción de estos problemas, a través de mecanismos necesarios, los cuales pueden clasificarse en cuatro grupos:

- Aumento de la capacidad global de disipación de energía.
- Aumento de la resistencia.
- Disminución de la concentración de energía en planta y en altura.
- Rigidización.

El análisis y el diseño del modelo estructural de la estructura reforzada debe realizarse en consideración clara de aspectos como los siguientes:

- El impacto de la variación de rigidez sobre la respuesta espectral : En el espectro de aceleraciones la variación de la rigidez puede afectar significativamente la respuesta global de la estructura.
- La respuesta de los elementos viejos que no hayan sido intervenidos, pero cuya conexión con el diafragma los lleve a intervenir en la respuesta global de un piso.
- El impacto del aislamiento de muros de relleno sobre la rigidez de cada piso.

- Los elementos adicionales que deben ser construidos en el caso de creación de juntas de movimiento sísmico en los diafragmas.
- La interrelación entre los mecanismos de rigidización, aumento de resistencia y ductilidad.
- El cambio de esfuerzos en el suelo y la cimentación.
- El costo de la intervención.
- Los aspectos arquitectónicos, funcionales y estéticos del reforzamiento.

Los sistemas usuales de reforzamiento de estructuras suelen recurrir a la inserción de los siguientes elementos adicionales :

Muros en el exterior del edificio : Esta solución se emplea generalmente cuando las limitaciones de espacio y de continuidad de uso del edificio hacen preferible el trabajo en la periferia. Para asegurar la transmisión de esfuerzos por medio del diafragma a los muros se emplean vigas colectoras en los bordes de la losa. No es recomendable para edificios muy largos.

Contrafuertes : A diferencia de los elementos anteriores, su colocación es perpendicular a la cara del edificio. Además de aportar rigidez, son útiles para tomar el momento de vuelco en edificios esbeltos. Debido a las limitaciones de espacio no siempre son factibles.

Muros en el interior del edificio : Cuando las posibilidades de trabajo en el interior del edificio lo permitan, son una alternativa de necesaria consideración en edificios largos, en los cuales la flexibilidad del diafragma deba ser reducida. Se insertan

generalmente por medio de perforaciones en los diafragmas, a través de las cuales pasan las barras de refuerzo.

Muros de relleno de pórticos : Tanto en el interior como en el exterior de edificios, una solución práctica al problema de rigidez y resistencia es el relleno de vanos de pórticos con muros de concreto o de mampostería reforzada. Debido a la unión con la columna, los esfuerzos en éstas cambiarán sustancialmente.

Pórticos arriostrados : Otra solución frecuente consiste en incluir varios pórticos de acero con diagonales anclados fuertemente a los diafragmas, como sustituto de los muros de rigidez. Igualmente, pueden construirse solamente las diagonales unidas a los pórticos existentes cuando éstos demuestran ser resistentes ante las fuerzas demandadas por ellos con el nuevo sistema, en especial, ante las fuerzas axiales en las columnas y de corte en los nudos.

Encamisado de columnas y vigas : Empleado para sistemas de pórtico, este sistema se realiza generalmente sobre una gran parte de las columnas y vigas de un edificio, con el fin de aumentar tanto su rigidez, resistencia y ductilidad. Los sistemas de encamisado, en la mayoría de los casos, se diferencian básicamente en la manera como se une el recubrimiento nuevo a la columna existente.

Construcción de un nuevo sistema apórticado : En ocasiones es posible llevar a cabo una reestructuración total adosando la antigua estructura a nuevos pórticos perimetrales externos. Usualmente se combina con la incorporación de muros estructurales internos perpendiculares al sentido longitudinal de los pórticos.

1.4.4.3 Coordinación De La Reestructuración. La intervención de la vulnerabilidad sísmica de la estructura de una edificación escolar una tarea usualmente compleja. Varios son los aspectos que hacen diferente este tipo de trabajo al de otras edificaciones :

- Normalmente la edificación no se puede desocupar para efectos de llevar a cabo el reforzamiento (a menos que el reforzamiento se realice en un período de vacaciones), particularmente cuando la intervención estructural se realiza como medida preventiva antes de la ocurrencia de un sismo probable.
- La programación de los trabajos debe tener en cuenta la operación de los diferentes servicios, con el fin de no causar alteraciones al funcionamiento de la edificación.
- Es necesario prever que habrá un amplio número de labores imprevistas debido a la dificultad de identificar con precisión detalles del proceso constructivo con anterioridad a la iniciación de los trabajos.

Por lo anterior, el desarrollo de una reestructuración debe obedecer a un programa de trabajo muy detallado que involucre aspectos relativos a la función de los servicios en cada etapa del proceso. De la misma manera debe definirse una debida coordinación con el personal administrativo.

El costo de una intervención de la vulnerabilidad de un edificación escolar no es posible conocerlo si no se realiza un diseño detallado de la solución estructural y de sus implicaciones en relación con los elementos no estructurales. Sin embargo, esta situación no debe impedir la formulación de un plan de avance con algún grado de precisión que requiera de mínimos ajustes durante el proceso.

Usualmente los costos de un reforzamiento son relativamente altos si se ejecutan en un corto plazo. No obstante, si el trabajo se realiza por etapas, la aplicación de los recursos es más pausada y factible dentro de los márgenes de gastos relacionados con el presupuesto de la entidad.

En todos los casos, se ha demostrado la alta rentabilidad económica y social de mejorar el comportamiento estructural de las edificaciones de ocupación especial. El costo de una reestructuración, aunque puede considerarse alto en algunas ocasiones, siempre será un valor poco significativo en relación con el presupuesto del servicio o en relación con el costo de su reparación o reposición física. Unas buenas preguntas figurativas que podrían formularse en cada caso podrían ser, por ejemplo :

¿ Cuánto costaría volver a construir un edificio del mismo tipo ?

Las respuestas podrían dar resultados sorprendentes, sin tener en cuenta todos los demás elementos, equipos y bienes que en general aloja la edificación; esto por supuesto, sin tener en cuenta las vidas humanas involucradas directa o indirectamente, y en general, el costo social que significa la pérdida del servicio.

1.5 JUSTIFICACIÓN

La denominación desastres naturales es muy común en la literatura y frecuentemente se ha utilizado para referirse a la ocurrencia de fenómenos severos de la naturaleza. Sucesos tales como terremotos, tsunamis, erupciones volcánicas, entre otros, han sido considerados directamente como sinónimos de desastre. Desafortunadamente, durante siglos, esta lectura ha favorecido la creencia de que no hay casi nada que hacer ante los desastres : debido al carácter avasallador, reincidente y la dificultad para predecir estos fenómenos se les ha considerado como inevitables. Esta lectura de los desastres también ha inducido a considerar que son hechos del destino o de mala suerte e incluso se les ha atribuido a cosas sobrenaturales o divinas. Esto podría explicar porqué ciertas comunidades desde un punto de vista religioso consideran que estos sucesos no pueden ser intervenidos y que ante la ocurrencia no queda más que resignarse, porque son actos de Fuerza Mayor.

Un desastre es una situación o proceso social que se desencadena como resultado de la manifestación de un fenómeno de origen natural, tecnológico o provocado por el hombre, que al encontrar condiciones propicias de *vulnerabilidad en una población*, causa alteraciones intensas en las condiciones normales de funcionamiento de la comunidad. Estas alteraciones están representadas por la pérdida de vida y salud de la población; la destrucción o pérdida de bienes y daños severos en el ambiente, razón por la cual se requiere de una respuesta inmediata de las autoridades y de la población para atender los afectados y restablecer la normalidad y el bienestar. Por tal motivo, los llamados desastres deberían ser entendidos como problemas aún no resueltos del desarrollo, en el sentido de que no son sucesos de la naturaleza sino más bien situaciones que

resultan de la relación entre lo natural y la organización y estructura de la sociedad. De este modo, para reducir el riesgo no queda otra alternativa que modificar las condiciones de vulnerabilidad de los elementos expuestos, ya que no es posible intervenir la amenaza. Esta es la razón por la cual con mucha frecuencia en la literatura técnica se hace énfasis en el estudio de la vulnerabilidad y en la necesidad de reducirla.

En este contexto, Colombia está localizada dentro de una de las zonas sísmicamente más activas de la tierra, la cual se denomina Anillo Circumpacífico y corresponde a los bordes del Océano Pacífico. El emplazamiento tectónico de Colombia es complejo pues en su territorio convergen la placa de Nazca, La placa Suramericana y la placa Caribe, razón por la cual el país se ha visto sometido a una serie de movimientos sísmicos que además de producir, lamentablemente, víctimas humanas y daños en edificaciones, revivió la necesidad de revisar toda la problemática de la construcción sísmo resistente y de las obligaciones y responsabilidades que al respecto tienen el Estado, los profesionales de la ingeniería, la arquitectura y la construcción.

De acuerdo con los estudios realizados para la determinación del grado de amenaza sísmica de las diferentes regiones del país, se encontró que alrededor de 12 millones de colombianos de 475 municipios se encuentran en zonas de amenaza sísmica alta, es decir el 35% de la población; aproximadamente 17 millones de habitantes de 435 municipios localizados en zonas de amenaza sísmica intermedia, equivalentes al 51% de la población del país; y aproximadamente 5 millones de habitantes en 151 municipios localizados en zonas de amenaza sísmica baja, es decir el 14% del total de la población. En otras palabras, el 86% de los colombianos se encuentran bajo un nivel de riesgo sísmico apreciable, que no sólo depende del grado de amenaza sísmica sino también del grado de vulnerabilidad que en general tienen las edificaciones en cada sitio.

La ciudad de Santa Marta D.T.C.H., de acuerdo con la nueva zonificación de amenaza sísmica, estipulada en la NSR 98, título A, figura A-2-1, cambió de categoría baja a intermedia, lo cual implica una mayor importancia por parte de los organismos relacionados con la construcción de futuras edificaciones. La Ley 400 en su artículo 54 establece que a las construcciones existentes cuyo uso las clasifique como edificaciones indispensables y de atención a la comunidad, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, se les debe evaluar su vulnerabilidad sísmica en un lapso no mayor de tres (3) años contados a partir su vigencia. Si bien es cierto que la Universidad no está clasificada entre los dos grupos mencionados anteriormente, es una edificación de ocupación especial, la cual no sólo sirve como ente de aprendizaje para la comunidad, sino que también puede servir como albergue, centro de distribución de ayuda y refugio de personas en caso de grandes desastres, como es el caso de los terremotos. Aparte de todo esto, está el hecho de que aunque no sea necesario su uso como albergue o para atención de heridos, si la Universidad es destruida en parte o totalmente, se pondría en peligro la comunidad universitaria y se verían afectadas las actividades académicas y culturales que en ella se efectúan habitualmente.

El problema de la predicción del comportamiento sísmico de edificios existentes es esencial en la evaluación de las pérdidas económicas y sociales que los sismos pueden producir en zonas urbanas. De este modo, el diseño sísmo resistente de nuevas estructuras viene estipulado por las NSR-98, que presentan requisitos mínimos para garantizar un nivel adecuado de seguridad, pero no ocurre lo mismo con el comportamiento sísmico de estructuras existentes antes de la vigencia de las Normas, puesto que la mayoría de éstas no fueron diseñadas considerando alguna norma referente a cargas sísmicas, otras han sufrido daños en sismos pasados y otras han sido modificadas como resultado de un cambio de destino.

Según estudios realizados las edificaciones que conforman la planta física de la Universidad del Magdalena fueron diseñadas y construidas antes de entrar en vigencia el anterior Código Colombiano de Construcción Sismo Resistente CCCRS-84, por tanto es de suponer que no se tubo en cuenta la incidencia de las cargas sísmicas sobre el comportamiento estructural. Además, la edificación en estudio (Bloques IV y V) se ha sometido ha cambios de uso, en ella actualmente se encuentra el Auditorio Julio Otero ; por ende hay un incremento notable de cargas lo cual hace mucho más necesario un estudio riguroso.

Por tanto, tenemos una voz de alerta, no podemos aferrarnos al destino y esperar a ver que sucede, sería lamentable que sucediera una catástrofe en nuestra Universidad, más aún cuando tenemos herramientas con la cual podemos reducir la incertidumbre y determinar la vulnerabilidad estructural de los bloques en mención para garantizar el normal funcionamiento de éstos y lo más importante proteger la vida de las personas que allí realizan sus actividades.

Por otra parte, los resultados obtenidos a través de este estudio de vulnerabilidad contribuirán con valiosa información para la toma de decisiones en las políticas de inversión y crecimiento de la planta física de la universidad del Magdalena e igualmente este estudio pretende llamar la atención a cerca de la necesidad de realizar, de forma masiva estudios similares en la región y a la vez servir de referencia para estudios posteriores. Podemos también resaltar que con esto la universidad del Magdalena da el primer paso para liderar el proceso de actualización de edificaciones existentes, y cumplir con sus funciones como principal institución científica del Magdalena.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1 OBJETIVO GENERAL.

Determinar la Vulnerabilidad sísmica de las Bloques IV y V de la Universidad del Magdalena, con el fin de garantizar la Estabilidad Estructural de ésta edificación ante las diferentes condiciones a las que pueda estar expuesta, y proponer una adecuada alternativa de Rehabilitación Estructural en el caso de ser necesario indicando detalles y procesos constructivos para llevar la edificación a un nivel de seguridad sísmica equivalente al de una edificación nueva diseñada y construida de acuerdo a la normatividad vigente.

6.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Conocer el estado físico actual, verificar las dimensiones y ubicación de todos los elementos estructurales que conforman los bloques "IV y V" de la Universidad del Magdalena.
- Determinar el grado de resistencia y estado actual de los materiales utilizados en la construcción de las edificaciones en estudio.
- Determinar si los bloques en estudios de la Universidad del Magdalena, por medio de una modelación adecuada están en capacidad de resistir

adecuadamente las cargas prescritas en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR 98).

- Emitir recomendaciones generales en caso de ser necesario acerca de las modificaciones o refuerzos estructurales que deben realizarse en las estructuras en estudios, indicando detalles y procesos constructivos para llevar la edificación a un nivel de seguridad sísmica equivalente al de una edificación nueva diseñada y construida de acuerdo a la normatividad vigente.

- Generar un antecedente sólido en la región para la realización de estudios similares en otras edificaciones, tales como Estadios, Coliseos, Hospitales, Centros de Salud, etc. Los cuales servirán para fortalecer el programa de ingeniería civil de la Universidad del Magdalena.

1.7 FORMULACIÓN Y GRAFICACIÓN DE HIPÓTESIS.

La edificación en estudio (Bloques IV y V de la Universidad del Magdalena) posiblemente no cumplen con un nivel de comportamiento adecuado ante diversas solicitaciones impuestas, en comparación con una edificación nueva que se haya construido de acuerdo con las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes NSR 98.

Debido a esto, la edificación puede colapsar parcial o totalmente debido al mal comportamiento de algunos de sus elementos estructurales ante la excitación sísmica producida por un evento telúrico moderado o fuerte.

2. MATERIALES Y METODOS

2.1 DISEÑO METODOLÓGICO SEGÚN LA NATURALEZA DE LA INVESTIGACIÓN

Para la realización del proyecto se implementó la metodología establecida por el Capítulo A.10 de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sísmo Resistente contenida en el decreto 33 de enero 9 de 1998 (NSR 98).

Esta metodología es de carácter cuantitativa ya que arroja como resultado final un coeficiente, pero para su implementación es necesario evaluar de modo cualitativo algunas de las condiciones encontradas en la estructura.

Para llevar a cabo un estudio de vulnerabilidad sísmica fue necesario realizar una investigación preliminar, la cual consistió en estudiar los planos arquitectónicos y estructurales que aun conserva la universidad, estos planos sirvieron para conocer las dimensiones de los elementos y el refuerzo interno de cada uno de ellos; además de esto se consultó el estudio geotécnico realizado para la construcción de edificaciones que harán parte de la nueva ciudadela universitaria. A continuación se realizó exploración detallada la cual sirvió para complementar y verificar los datos obtenidos en la investigación preliminar. Esta investigación detallada consistió en las siguientes dos actividades

- **Levantamiento General de la edificación.** Tuvo como objeto verificar los ejes ubicación y dimensiones de los diferentes elementos estructurales, así como el refuerzo interno de cada uno de ellos; para esto se realizaron apiques en

elementos tipo previamente seleccionados y se utilizó el equipo el ferrosacan. En este levantamiento general se realizó una exploración geotécnica, la cual consistió en excavar zapatas tipo de la edificación para verificar sus dimensiones. Otro aspecto muy importante en este levantamiento fue el de poder evidenciar el buen grado de conservación en que se encuentra la edificación, por lo cual se descarto un estudio patológico.

- Toma de muestras. Se realizaron Ensayos físicos tales como densidad del concreto, de la mampostería y de las tejas de cubierta; así como ensayos mecánicos tal como el ensayo de resistencia a la compresión del concreto. Para esto se utilizó el extractor de núcleos, taladro manual y la máquina universal.

Una vez realizadas todas estas actividades se tuvieron datos suficientes para poder realizar la evaluación de la estructura existente. Se determinó si la estructura en su estado actual está en capacidad de resistir adecuadamente las cargas prescritas por la NSR 98. Para ello se establecieron unas sollicitaciones equivalentes, que no fueron más que una equivalencia entre las sollicitaciones que prescribe el Reglamento, para estructuras nuevas y las que está en capacidad de resistir la estructura en su estado actual.

Para determinar la relación entre la demanda y la capacidad se determinaron unos índices de sobreesfuerzo para los elementos y la estructura para todos los efectos tales como cortante, flexión, torsión, etc., se dividió la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarle las sollicitaciones equivalentes, mayoradas de acuerdo con el procedimiento dado en el Título B de la NSR 98 y para las combinaciones de carga dadas allí, por la resistencia efectiva del elemento. El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura correspondió al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación; y los índices de flexibilidad, los cuales indican la

susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por la NSR 98.

Cuando el índice de sobreesfuerzo o el índice de flexibilidad sean inferiores a la unidad, puede esperarse de la edificación un comportamiento similar al que se obtendría en una edificación nueva construida de acuerdo con el Reglamento. Si el índice de sobreesfuerzo o el índice de flexibilidad es superior a la unidad, las directivas de la Universidad puede voluntariamente actualizar el sistema estructural de la edificación en estudio.

Cabe anotar que el inverso del índice de sobreesfuerzo general expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la NSR 98. De igual manera el inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos de la NSR 98.

2. 2 SELECCIÓN Y MEDICIÓN DE LAS VARIABLES DE ANÁLISIS

Las variables de análisis en este estudio son del tipo dependientes, dependen de las características de diseño, construcción y estado de conservación de la estructura.

Índice de sobreesfuerzo: es fue de las variables más importantes en este estudio, es el cociente entre los esfuerzos que se le exige a cada elemento al aplicarle las sollicitaciones equivalentes (cortante, flexión, torsión, etc.) y de la resistencia efectiva de cada elemento, el mayor valor obtenido de estos cocientes entre los dos parámetros anteriores para los elementos que puedan poner en peligro la

estabilidad general de la estructura se tomó como índice de sobreesfuerzo para toda la estructura. Si el índice de sobreesfuerzo es mayor que la unidad indica que la estructura debe reforzarse.

Índice de flexibilidad: esta variable depende de la rigidez de la estructura y no es mas que la relación entre las derivas encontradas en el análisis y las permitidas por el código, se tomó como índice de flexibilidad de la estructura el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. El índice de flexibilidad es adimensional y si su valor es mayor a la unidad indica que la estructura debe rigidizarse.

2.3 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS UTILIZADOS EN LA RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.

La recolección de la información necesaria para la realización del proyecto se realizó por medio de lo siguiente:

Utilización de formatos técnicos (ver anexos A, B) donde se plasmaron las características generales y específicas de los elementos estructurales. La información consignada en estos formatos técnicos se llenó en campo, para lo cual se realizaron ensayos destructivos (apiques y extracción de núcleos) y ensayos no destructivos a través del equipo Ferroscan.

3. DEMOSTRACIÓN DE HIPOTESIS

En el desarrollo de este estudio se demuestra que las hipótesis planteadas son válidas, se puede afirmar que el comportamiento de los Bloques IV y V de la Universidad del Magdalena, ante eventos sísmicos no es satisfactorio a la luz de la norma sísmica de diseño y construcción sismorresistente NSR-98.

Se confirma que la edificación puede colapsar total o parcialmente debido al mal comportamiento de algunos de sus elementos estructurales al quedar expuestos a esfuerzos cortantes y de flexión mayores a los que está en condiciones de soportar ante la excitación sísmica producida por un evento telúrico moderado o fuerte.

4. DESARROLLO DEL PROYECTO

El trabajo desarrollado se dividió en tres etapas siguiendo una secuencia lógica de acuerdo a la metodología planteada para este proyecto; Etapa I, es la etapa de investigación: contempla recopilación y estudio de la información existente, levantamiento arquitectónico y estructural, inspección estructural, estudio del estado de los materiales,. Etapa II, Evaluación y análisis de vulnerabilidad: tomando como base la información anterior se realizó la evaluación de las socilitaciones estructural (modelación) implementando la metodología para determinar el grado de vulnerabilidad de la edificación. Etapa III, Diseño de la estrategia de rehabilitación estructural.

4.1 ETAPA I: INVESTIGACIÓN

Esta etapa es una introducción a la situación actual de la estructura, para ello se llevo a cabo el acopio y clasificación de la información existente. A continuación se muestra cada una de estos pasos.

4.1.1 Recopilación y estudio de la información existente. Inicialmente se llevó a cabo la búsqueda de los planos originales, de los cuales solo se pudo obtener algunos planos estructurales y arquitectónicos que reposaban en la planoteca del Laboratorio integrado de ingeniería civil de la Universidad del Magdalena; también se obtuvieron planos arquitectónicos digitalizados de la actual edificación en la oficina de asesora de planeación, No fue posible conseguir

memorias de cálculo estructural, bitácoras de obra, registros de pruebas de cilindros de concreto y demás información técnica relacionada.

4.1.2 Levantamiento arquitectónico y estructural. Se realizó la medición en detalle de todas las longitudes y secciones transversales de los elementos estructurales, igualmente se estableció la concordancia entre ejes, alturas de piso, espesores de losa y muros, mediciones de áreas entre otros datos para establecer las cargas muertas de la estructura. Se tuvo mucho cuidado en la precisión, ya que con base en la información obtenida en el levantamiento arquitectónico y estructural, se desarrollo el modelo tridimensional de la estructura mediante un programa de computador. El modelo se realizó con base en ajustes continuos llevados a cabo mediante un proceso de verificación y confrontación con las medidas reales de la edificación.

4.1.3 Inspección de la estructura. Primero se realizó una inspección visual y se pudo observar que los elementos estructurales no presentan daños visibles por agrietamiento, deflexiones excesivas o desprendimiento del concreto. Pero se encontró que en las bases de las columnas del eje I, y de forma particular en la columna ubicada en la intersección de los ejes I-10 indicios de corrosión, debido al alto grado de humedad que se encuentra en el cuarto de mantenimiento.

La segunda inspección realizada fue la inspección estructural para ello fue necesario realizar exploraciones destructivas como lo son apiques en vigas y columnas, encontrando que la gran mayoría del refuerzo principal consiste en barras de acero lisas permitidas en la época de la construcción y en menor grado barras entorchadas. En otros pequeños elementos se logró utilizar el equipo ferroskan para verificar de igual forma el refuerzo existente. En esta verificación se pudo constatar los diámetros del refuerzo principal en los distintos elementos

de la estructura, al igual que la separación de los flejes y el recubrimiento (ver anexos A y B). También; En cuanto al refuerzo transversal (flejes) se tiene que para la mayoría de las columnas se encuentran espaciados entre 20 a 30 cm. a lo largo de toda la columna y por tanto la zona de confinamiento no existe como tal. Los flejes en las vigas se encuentran en su gran mayoría de acuerdo a los planos encontrados. Se realizó la inspección de las zapatas, para ello se destaparon algunas tipo encontrando concordancia total entre ellas y su representación en el plano original de cimentaciones.

La exactitud de los datos aquí tomados resultó de suma importancia a la hora de establecer la resistencia existente de los elementos

4.1.4 Estudio del estado de los materiales. Se realizaron apiques y escaneo de elementos estructurales para determinar la localización, recubrimiento, espaciamiento, cantidad y diámetro de varillas de acero de refuerzo de los elementos estructurales; extracciones de núcleos, para cuantificar la resistencia a la compresión del concreto así como su densidad; y toma de muestra de muros divisorios para conocer la densidad de la mampostería

4.1.5 Descripción estructural. Los Bloques IV y V son edificaciones de uso de tipo educativo, consta de dos pisos en la actualidad y están unidos en la losa de entrepiso por una pasarela. Actualmente funcionan la rectoría de la Universidad, salones de clase y baños en el bloque IV, en el bloque V se encuentran las oficinas de vicerrectoría académica, la decanatura de ingeniería, laboratorios, baños, cubículos de profesores y el auditorio central Julio Otero. El bloque IV tiene forma rectangular, con 39.00 m en el sentido longitudinal y 9.50 m en el sentido transversal (estas medidas son de centro a centro de columna); unida a la estructura en el primer nivel se encuentra la pasarela que comunica a este bloque con el Bloque V; tiene 24.00 m en el sentido longitudinal y 3.00 m en el sentido

transversal. El bloque V tiene forma rectangular, con 39.00 m en el sentido longitudinal y 19.00 m en el sentido transversal, al finalizar este bloque se encuentra unida una pasarela final la cual tiene 11.50 m en el sentido longitudinal y 3.00 m en el sentido transversal.

Esta estructura esta conformada por pórticos de concreto reforzado resistente a momentos compuestos por vigas y columnas, sin diagonales, las placas actúan como diafragmas rígidos independientes que transmiten las fuerzas horizontales de manera proporcional a su rigidez a todas las columnas.

Para el bloque IV se tiene que sobre el eje A, sentido longitudinal, se encuentran trece (13) vanos de 3.00 m; sobre el eje C en el primer piso se tienen siete (7) vanos uno (1) de 3.00 m entre los ejes 3 y 4 y los seis (6) restantes de 6.00 m. Para el segundo piso se tienen ocho (8) vanos de los cuales tres (3) son de 3.00 m y los cinco (5) restantes de 6.00 m cada uno. La pasarela central esta conformada por pórticos de cuatro (4) vanos de 6.00 m sobre los ejes 3 y 4.

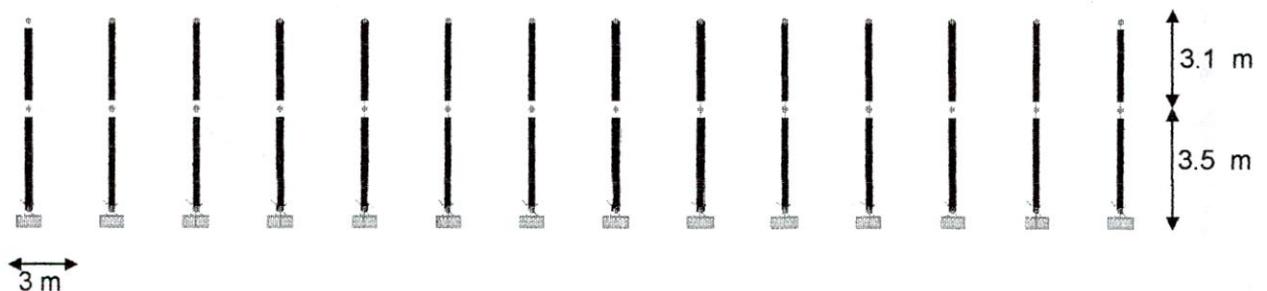


Figura 10. Pórtico eje A

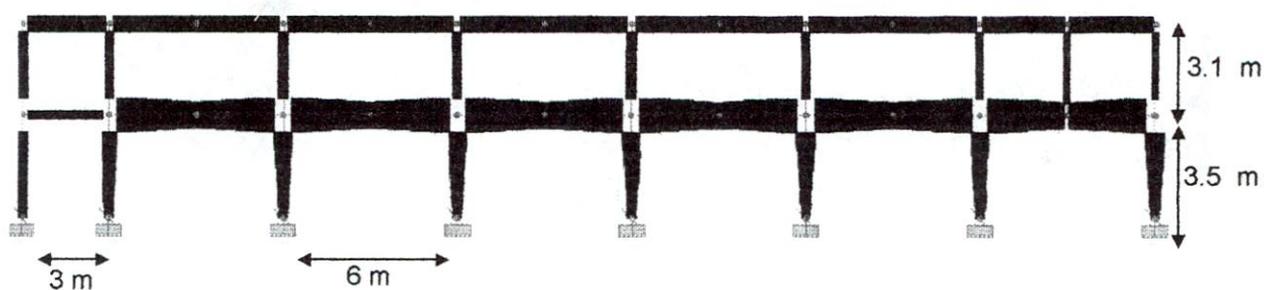


Figura 11. Pórtico eje C

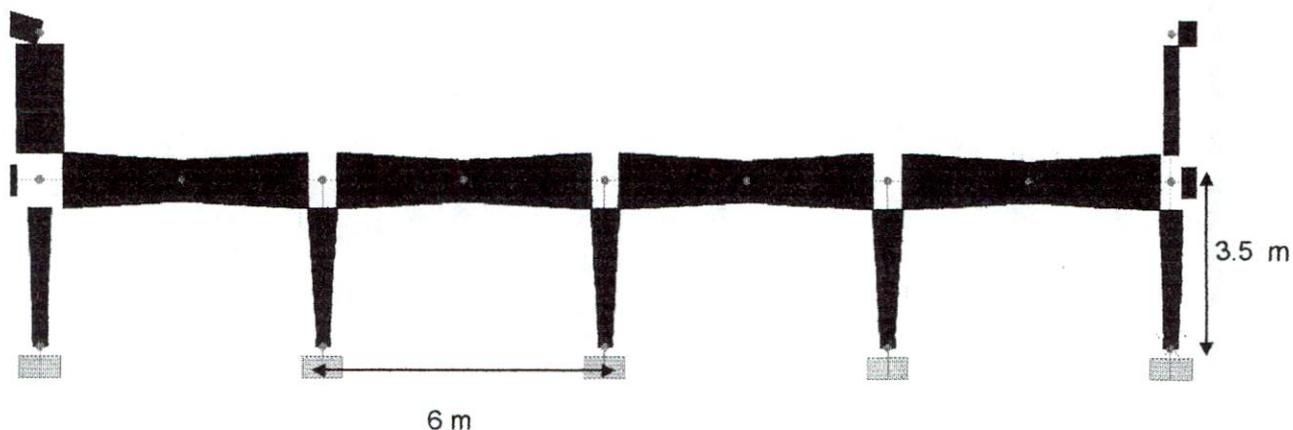


Figura 12. Pórtico eje 3

El bloque IV está conformada por columnas de sección variables 0.30×0.30 m en la parte inferior y 0.30×0.60 m en la parte superior de la columna, ubicadas en primer piso del eje C con una altura de 3.5 m. Columnas rectangulares de 0.20×1.00 m sobre eje A con alturas de 3.5 m para el primer piso y de 3.1m en el segundo piso y sobre los ejes 3,4,6,8,10 y 12 del segundo piso en el eje C encontramos columnas cuadradas de 0.30×0.30 m; además se cuenta con vigas acarteladas (sección variable) en las fachadas de la pasarela, estas secciones varían entre 0.85 a 1.10 m. Este bloque está cimentado con veinte tres (23) zapatas, a su vez se dividen en cuatro (4) tipos diferentes de zapatas, no se cuenta con vigas de amarre. La losa de entrepiso es aligerada con bloque de $0.20 \times 0.40 \times 0.20$ m y con 0.25 m de espesor armada en una dirección (eje x) con

viguetas de sección 0.10 x 0.25 m y apoyada sobre las vigas principales de 0.20 x 0.65 m. La cubierta es una placa maciza de 0.10 m de espesor de concreto reforzado armada en una dirección con una pendiente del 18% apoyada sobre cuatro tipos de vigas, todas ellas de sección 0.2 x 0.50 m.

Para el bloque V se tiene que sobre el eje G, sentido longitudinal, se encuentran siete (7) vanos de 3.00 y 6.00m; Para el segundo piso se tienen nueve (9) vanos de 3.00 y 6.00m

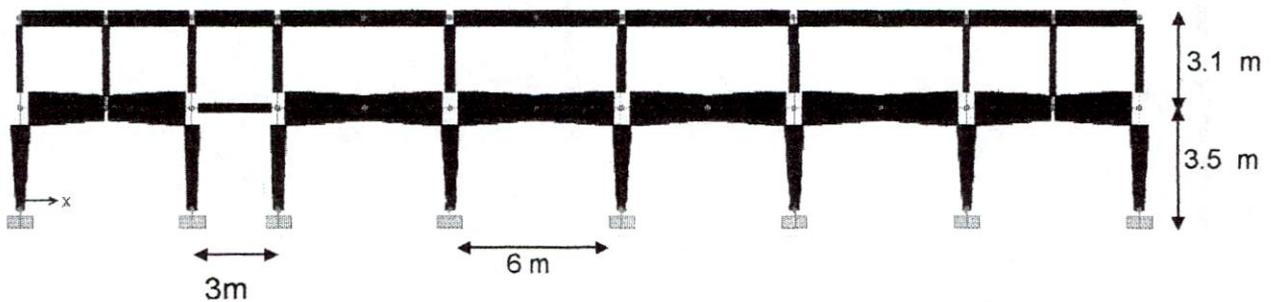


Figura 13. Pórtico eje G

sobre el eje H, se encuentran seis (6) vanos de 3.00 y 6.00m, las columnas de este pórtico son de 0.20x0.30m



Figura 14. Pórtico eje H

sobre el eje I, se encuentran en el primer piso trece (13) vanos de 3.00m cada uno, para el segundo piso se tienen once (11) vanos de 3.00 m. Las columnas de este pórtico son de 0.30m x 0.30m.

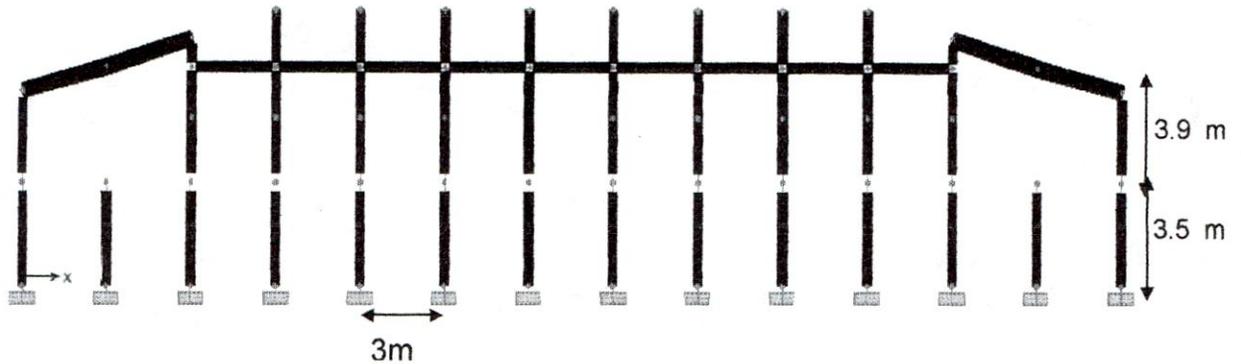


Figura 15. Pórtico eje I

sobre el eje J, se encuentran en el primer piso nueve (9) vanos de 3.00 y 6.00 m con columnas de 0.20 x 1.00m y columnas de sección variable, para el segundo piso se tienen trece (13) vanos de 3.00 m con columnas de 0.20 x 1.00m.

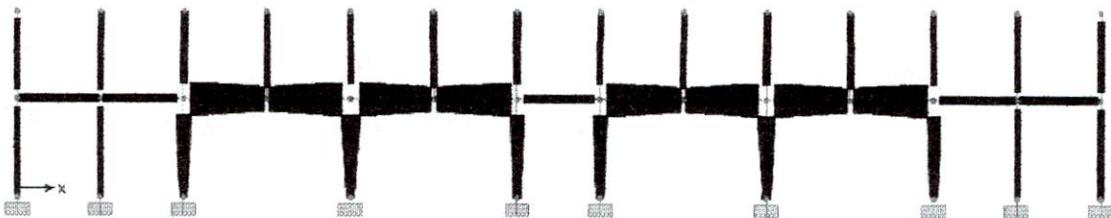


Figura16. Pórtico eje J

Este bloque está cimentado con treinta y nueve (39) zapatas, a su vez se dividen en seis (6) tipos diferentes de zapatas

4.1.6 Resistencia de los Materiales

- Concreto: $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: $F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ para $\phi \leq 3/8"$
 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ para $\phi < 3/8"$

El módulo de elasticidad del concreto se determinó a partir de su resistencia a compresión medida en campo ($f'_c = 21 \text{ MPa}$), empleando la correlación dada en C.8.5.4.1 NSR.-98 para el valor medio de toda la información experimental nacional, sin distinción por tipo de agregado.

$$E_c = 3900 * \sqrt{f'_c} \text{ en MPa} = 3900 * \sqrt{21.0} = 17872.04 \text{ MPa}$$

$$E_c = 178720.45 \text{ kg/cm}^2$$

4.2 ETAPA II: EVALUACIÓN Y ESTUDIO DE VULNERABILIDAD

En esta etapa II se tiene un conocimiento amplio de la estructura (geometría, refuerzo, materiales, etc.), tomando como base la información recogida en la etapa I se realizó una evaluación y un análisis estructural (modelo) para obtener los índices de sobreesfuerzos y flexibilidad de la estructura

4.2.1 Evaluación de carga muerta y viva. Se determinó la carga muerta mediante un análisis estático de la carga producida en las vigas principales de debido a las reacciones de las viguetas; para estimar el peso de divisiones

interiores, se realizó un avalúo de acuerdo a las divisiones existentes. Para el análisis dinámico las masas debidas a muros, escaleras, antepechos y cubierta en cada uno de los pórticos que conforman la estructura fueron calculadas de la siguiente forma: para el entrepiso se determinaron de acuerdo al área aferente de cada nudo; para la cubierta se tomo la masa total de la cubierta y se dividió entre el numero de nudos de esta, Se considero que para la cubierta por simetría este método es igualmente exacto. El peso propio y las masas debidas a los elementos estructurales son asumidos directamente por el programa En cuanto a la carga viva se tomó para losa de entrepiso y la losa de la pasarela una carga viva de 200 Kg/m^2 considerando el antecedente que a las pasarelas las han convertido en puentes peatonales. En las vigas de entrepiso que hacen parte del auditorio central Julio Otero se asumió una carga de 300 Kg/m^2 Para la cubierta debido a su pendiente se tiene 50 Kg/m^2 y para escaleras se tomo 300 Kg/m^2 , siguiendo las recomendaciones de la norma NSR-98 B.4.2.1.

4.2.1.1 Sección típica de losa



SECCIÓN TÍPICA DE LA LOSA

- Loseta = 120 Kg/m²
 - Nervio = 96 Kg/m²
 - Mortero = 63 Kg/m²
 - Mosaico = 48 Kg/m²
 - Pañete = 42 Kg/m²
 - Aligerante = 154 Kg/m²
- $$\Sigma = 523 \text{ Kg/m}^2$$

4.2.1.2 Pórticos cargados.

4.2.1.2.1 Pórticos Cargados Bloque IV.

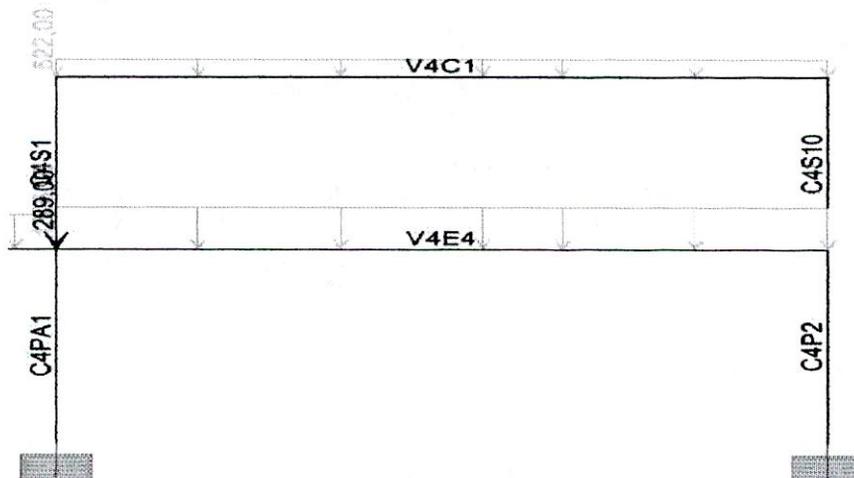


Figura17. Pórtico eje 3

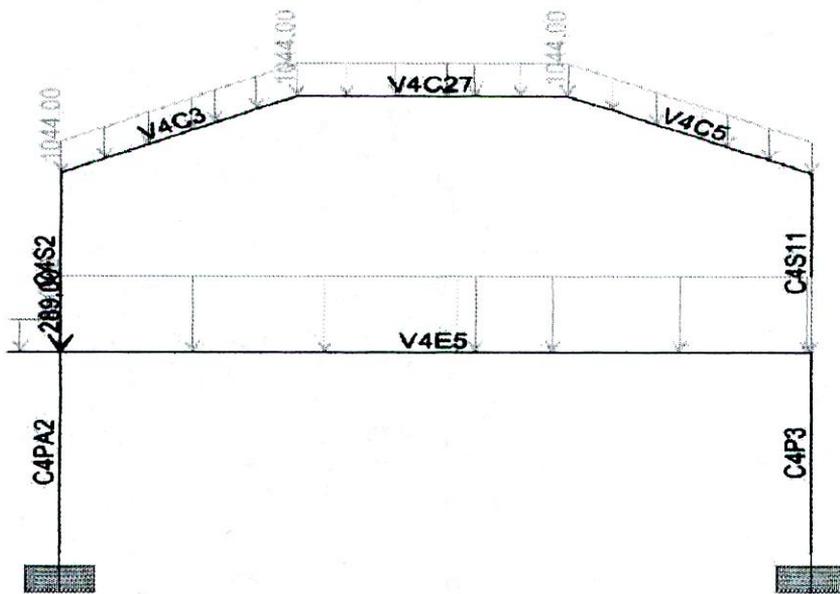


Figura18. Pórtico eje 4

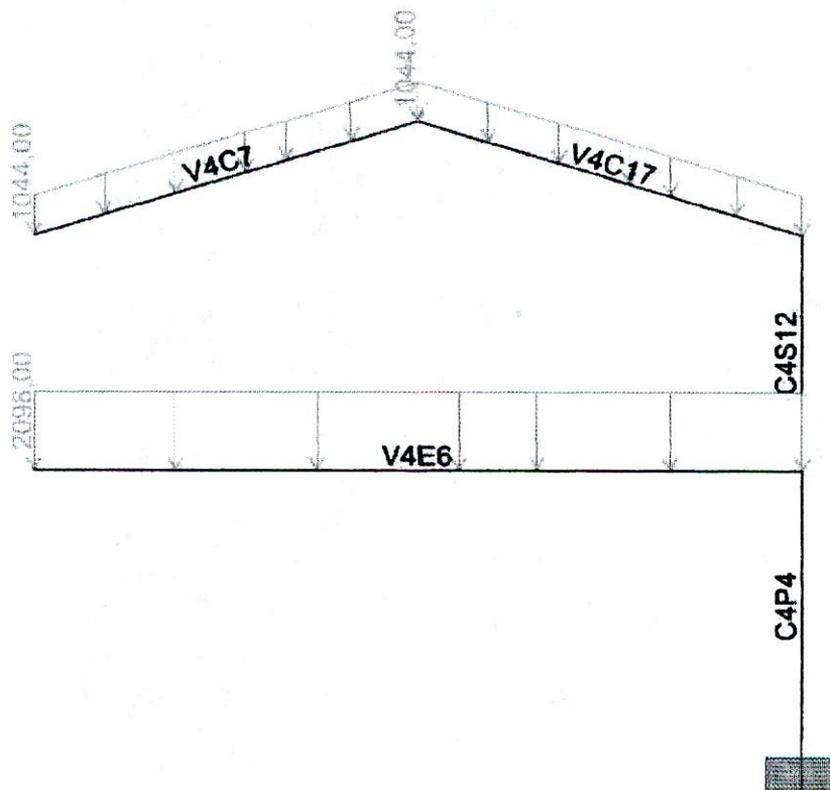


Figura19. Pórtico eje 5

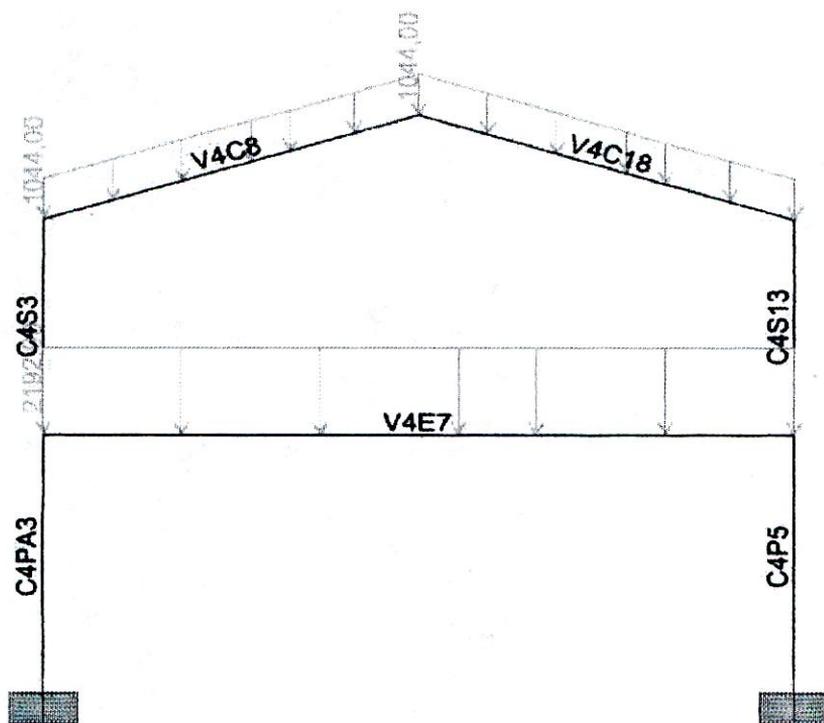


Figura 20. Pórtico eje 6

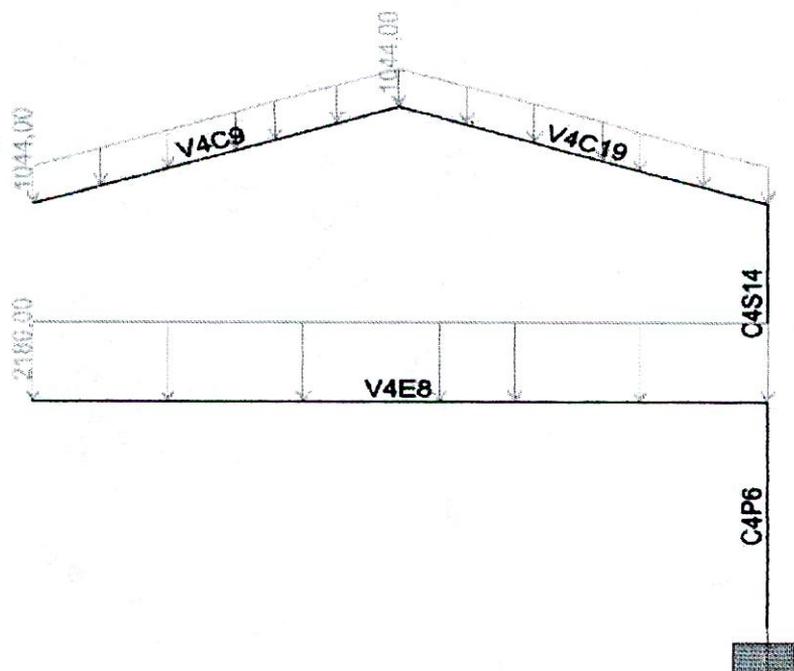


Figura 21. Pórtico eje 7

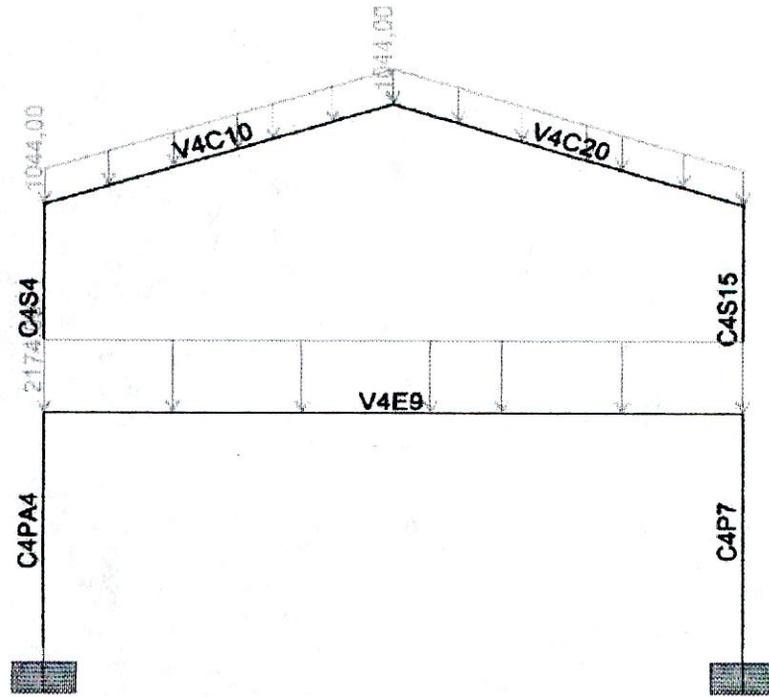


Figura 22. Pórtico eje 8

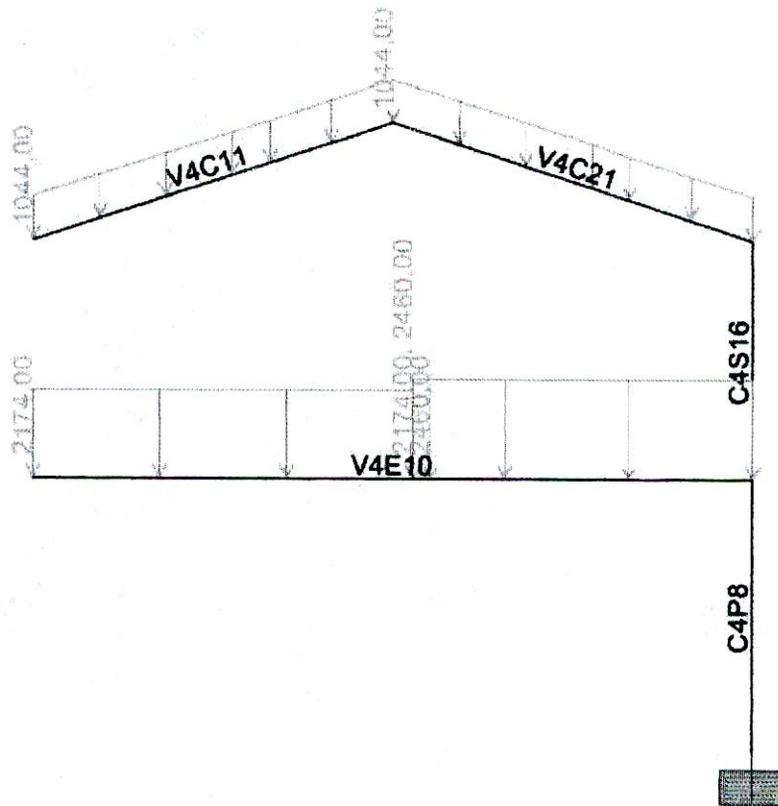


Figura 23. Pórtico eje 9

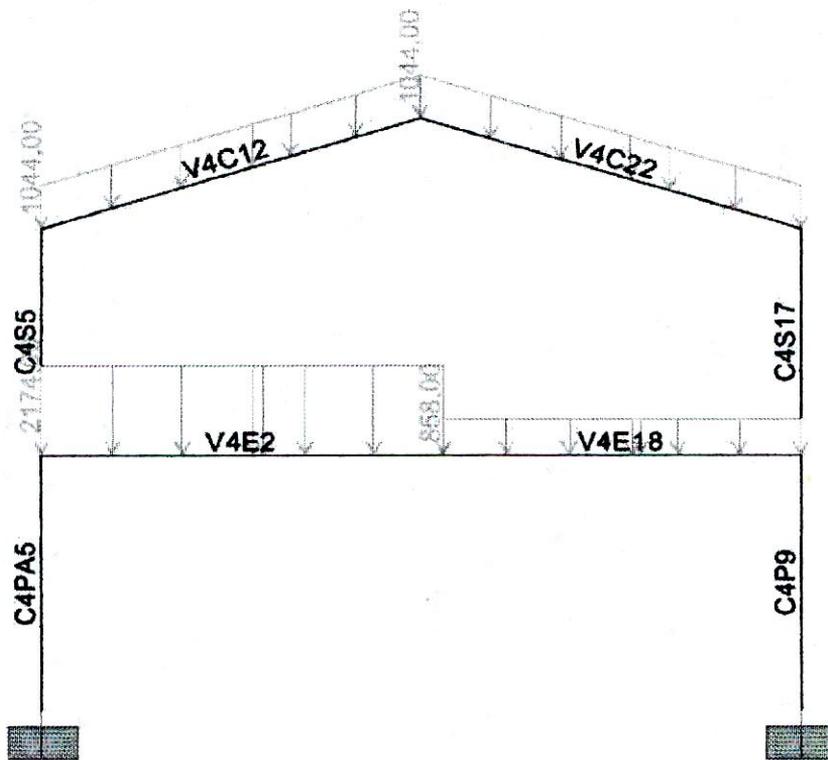


Figura 24. Pórtico eje 10

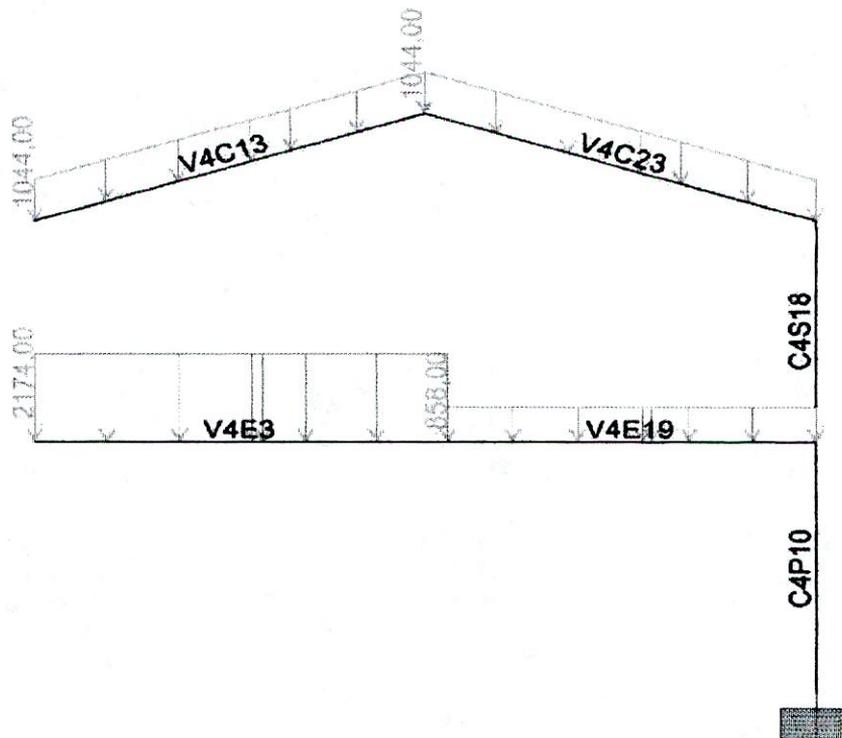


Figura 25. Pórtico eje 11

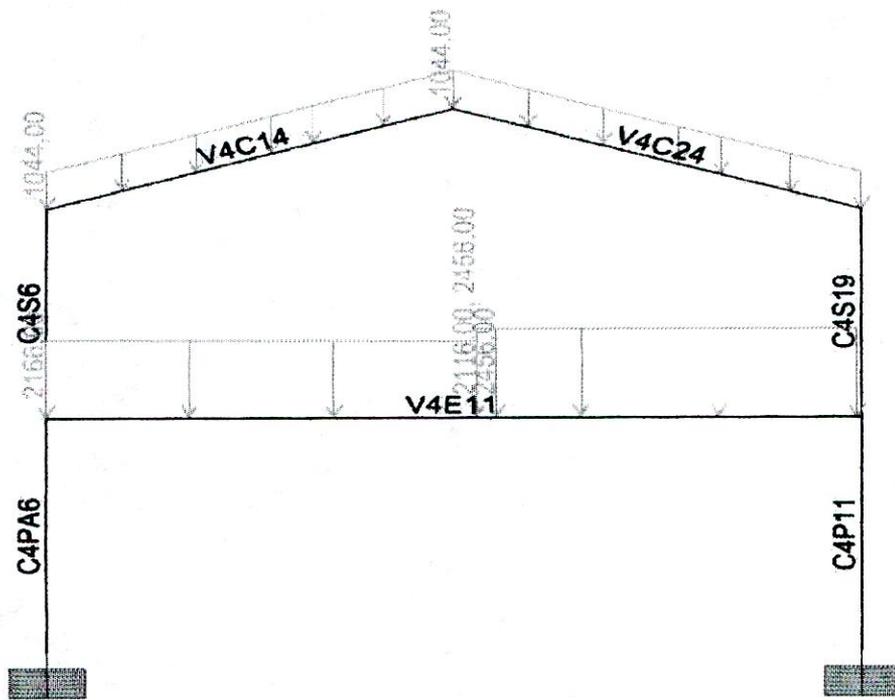


Figura 26. Pórtico eje 12

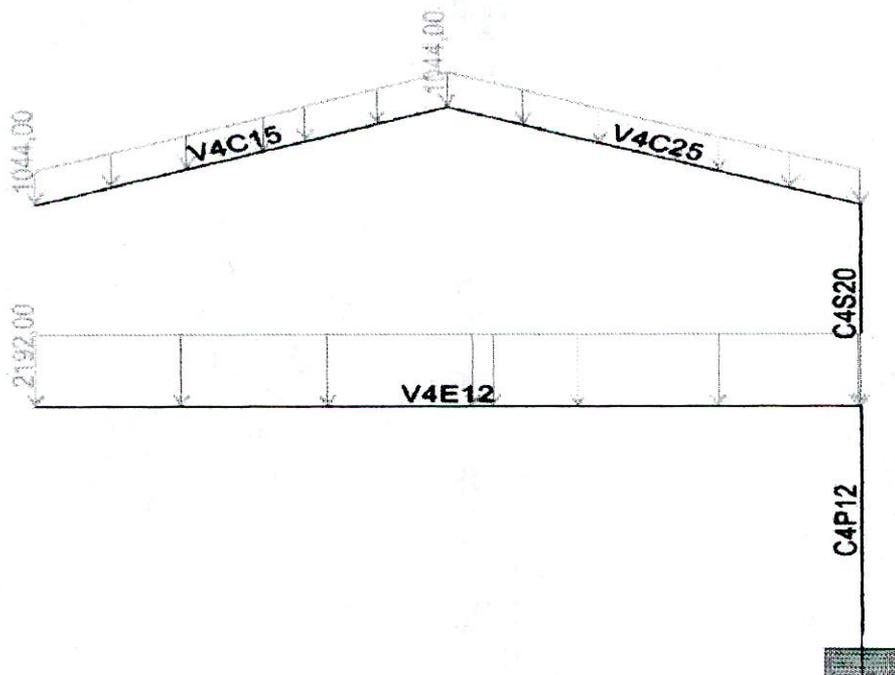


Figura 27. Pórtico eje 13

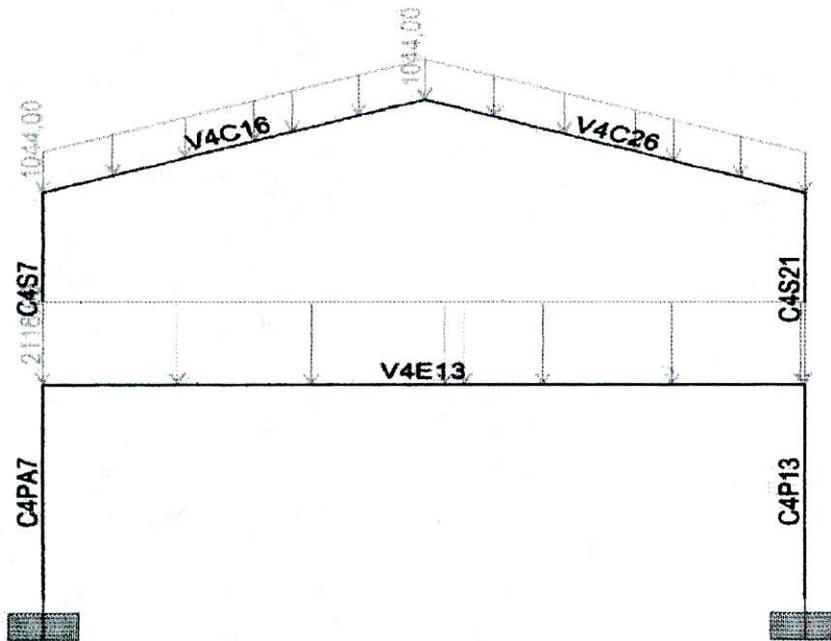


Figura 28. Pórtico eje 14

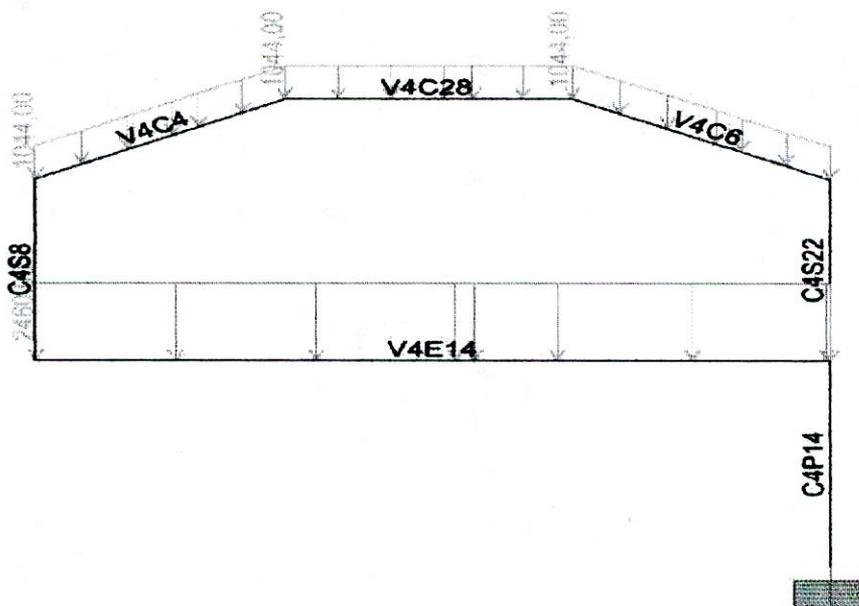


Figura 29. Pórtico eje 15

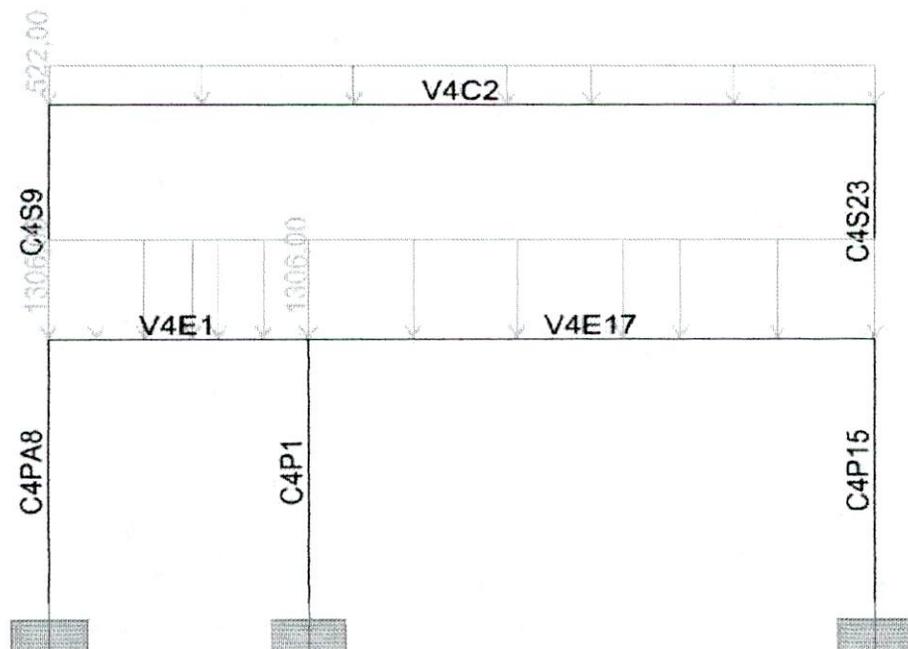


Figura 30. Pórtico eje 16

4.2.1.3 Avalúo de cargas del bloque IV

4.2.1.3.1 Peso de 1 m² de mampostería.

➤ Densidad De Los Materiales.

Del ensayo en el laboratorio para determinar la densidad de los materiales, se obtuvo un ladrillo de absorción media, con una densidad $\rho = 1850 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3}$

Según la NSR-98, en su sección B.3.2., la densidad del mortero de pega para mampostería es de $\rho = 2100 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3}$

➤ **Peso De Los Materiales**



Tipo de Mampostería : Compuesta en su totalidad por ladrillo Común.

Dimensiones del Ladrillo : 24 x 11 x 6 cm

Área de un ladrillo con pega (A) = 0.27 m x 0.09 m = 0.0243 m²

Número de ladrillos en 1 m² de mampostería = $\frac{1 \text{ m}^2}{0.0243 \text{ m}^2} = 41.15 \text{ Ladrillos}$

Cantidad de mortero en 1 m² de mampostería

Volumen de mortero de pega para un ladrillo (V)

$V = (0.03\text{m} \times 0.27 \text{ m} \times 0.11 \text{ m}) + (0.06\text{m} \times 0.03\text{m} \times 0.11\text{m}) = 0.0011 \text{ m}^3$

Para los 41.15 ladrillos, la cantidad de mortero de pega (V_m) utilizada es :

$$V_m = 0.0011 \frac{\text{m}^3}{\text{Ladrillo}} \times 41.15 \text{ Ladrillos} = 0.045 \text{ m}^3$$

Total mortero de pega en 1 m² de mampostería = 0.045 m³

Mortero para pañete en 1 m² de mampostería.

Volumen = 2 x (1m² x 0.015m) = 0.03 m³

Total volumen de mortero en 1 m² de mampostería = 0.045 m³ + 0.03m³ = 0.075m³

Peso total de mortero = 0.075m³ x 2100 $\frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3}$ = 157 Kgf

Peso de un ladrillo = (0.24m x 0.06m x 0.11m) x 1850 $\frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3}$ = 2.93 Kgf

Peso total de ladrillos = 2.93 $\frac{\text{Kgf}}{\text{Ladrillo}}$ x 41.15 Ladrillos = 121 Kgf

Peso total de 1 m² de mampostería = Peso de ladrillos + Peso de morteros

Peso total de 1 m² de mampostería = 121 Kgf + 157 Kgf = 278 Kgf

4.2.1.3.2 Área de muros del bloque IV

Ejes 11, 10, 7, 5.

$$\text{Área por eje} = \frac{1}{2}(3.41m + 3.45m) \times 1.70m + \frac{1}{2}(3.45m + 2.47m) \times 4.80m$$

$$\text{Área por eje} = 20 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de muro por eje} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 20 \text{ m}^2 = 5560 \text{ Kgf}$$

Eje 14.

$$\text{Área} = \frac{1}{2}(2.87m + 3.97m) \times 3.18m + \frac{1}{2}(3.97m + 2.47m) \times 4.28m$$

$$\text{Área} = 24.7 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de muro} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 20 \text{ m}^2 = 5560 \text{ Kgf}$$

Ejes 3,16

$$\text{Área} = 2.47m \times 8.55m = 21.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de muro} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 21.1 \text{ m}^2 = 5866 \text{ Kgf}$$

Todo el eje A y el eje C entre C-14 Y C-16, para una luz de 3m

En este eje, existen dos muros de 2.80m de longitud cada uno y con alturas $h = 0.90m$ y $h = 0.80m$; sobre estos muros se encuentra una losa de concreto de dimensiones 2.80m x 1.00m en planta y 0.12m de espesor. Sobre la losa de concreto se encuentran tres ventanas de vidrio con marcos de concreto.

Volumen del marco de ventana de concreto

$$V = (2 \times 0.045\text{m} \times 1.43\text{m} \times 0.20\text{m}) + (2 \times 0.80\text{m} \times 0.045\text{m} \times 0.20\text{m}) = 0.04\text{m}^3$$

$$\text{Peso de un marco de ventana} = 2300 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} \times 0.04\text{m}^3 = 92\text{Kgf}$$

$$\text{Volumen del vidrio de la ventana} = 0.004\text{m} \times 1.40\text{m} \times 0.80\text{m} = 0.0044\text{m}^3$$

$$\text{Peso del vidrio de la ventana} = 2560 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} \times 0.0044\text{m}^3 = 11\text{Kgf}$$

Peso de una ventana = peso del marco + peso del vidrio.

$$\text{Peso de una ventana} = 92 \text{ Kgf} + 11 \text{ Kgf} = 103 \text{ Kgf.}$$

$$\text{Peso de las tres ventanas} = 3 \times 103 \text{ Kgf} = 309 \text{ Kgf.}$$

$$\text{Volumen de concreto de la losa} = 0.12\text{m} \times 2.80\text{m} \times 1.00\text{m} = 0.336\text{m}^3$$

$$\text{Peso de la losa de concreto} = 2400 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} \times 0.336\text{m}^3 = 773 \text{ Kgf}$$

Peso del muro de altura $h = 0.90\text{m}$

$$\text{Área} = 0.90\text{m} \times 2.80\text{m} = 2.52\text{m}^2$$

$$\text{Peso del muro} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 2.52\text{m}^2 = 701 \text{ Kgf}$$

Peso del muro de altura $h = 0.80\text{m}$

$$\text{Área} = 0.80\text{m} \times 2.80\text{m} = 2.24\text{m}^2$$

$$\text{Peso del muro} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 2.24\text{m}^2 = 623 \text{ Kgf}$$

Peso total todo el eje A y el eje C entre C-14 Y C-16, para luz de 3m = 2406 Kgf

Eje B.

$$\text{Área de una ventana} = 1.43\text{m} \times 0.90\text{m} = 1.287\text{m}^2$$

$$\text{Área de una puerta} = 2.00\text{m} \times 2.90\text{m} = 5.80\text{m}^2$$

Total puertas en el eje B = 4

Total ventanas en el eje B = 15

$$\text{Área muro eje B} = \frac{1}{2}(2.78 + 3.80) \times 3 + (3.80 \times 3 \times 9) - (15 \times 1.287) - (4 \times 5.80) = 70\text{m}^2$$

$$\text{Peso del muro} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 70\text{m}^2 = 19460 \text{Kgf}$$

$$\text{Peso de ventanas} = 103 \frac{\text{Kgf}}{\text{Ventana}} \times 15 \text{Ventanas} = 1545 \text{Kgf}$$

$$\text{Peso total del muro} = 19460 \text{Kgf} + 1545 \text{Kgf} = 21005 \text{Kgf}.$$

Eje A, entre A-10 y A-11.

$$\text{Existen 6 ventanas completas, peso} = 103 \frac{\text{Kgf}}{\text{Ventana}} \times 6 \text{Ventanas} = 618 \text{Kgf}$$

Existen 3 ventanas de altura $h = 0.6\text{m}$

Volumen del marco de concreto (V)

$$V = (2 \times 0.045\text{m} \times 0.60\text{m} \times 0.20\text{m}) + (2 \times 0.80\text{m} \times 0.045\text{m} \times 0.20\text{m}) = 0.0252 \text{m}^3$$

Peso de un marco de $h = 0.60\text{m}$

$$\text{Peso } W = 2400 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} \times 0.0252\text{m}^3 = 58 \text{Kgf}$$

$$\text{Volumen de vidrio} = 0.004\text{m} \times 0.80\text{m} \times 0.50\text{m} = 0.0016\text{m}^3$$

$$\text{Peso del vidrio} = 2560 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} \times 0.0016\text{m}^3 = 4 \text{Kgf}$$

El peso total de una ventana de $h = 0.60\text{m}$, es : $W = 62 \text{Kgf}$

Son 3 ventanas de $h = 0.60\text{m}$, luego el peso es $W = 3 \times 62 \text{Kgf} = 186 \text{Kgf}$

El peso total del Eje A, entre A-10 y A-11, es : $W = 804 \text{Kgf}$.

4.2.1.3.3 peso de pasamanos.

Volumen de concreto (V),

$$V = (0.085\text{m})(0.20\text{m})(5.70\text{m}) + (0.145\text{m})(0.11\text{m})(5.70\text{m}) + 23(0.66\text{m})(0.10\text{m})(0.12) \\ + 3(0.20\text{m})(0.10\text{m})(0.12\text{m}) = 0.377\text{m}^3$$

$$\text{Peso } W = 2300 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} \times 0.377\text{m}^3 = 867 \text{ Kgf}$$

$$\text{Reacción o carga en los apoyos} = \frac{867 \text{ Kgf}}{3} = 289 \text{ Kgf}$$

4.2.1.3.4 Peso total de particiones W_T

$$W_T = 4(5560 \text{ Kgf}) + 6867 \text{ Kgf} + 21005 \text{ Kgf} = 50112 \text{ Kgf.}$$

$$\text{Área Total de la losa} = 39\text{m} \times 9.55\text{m} = 372 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso por m}^2 \text{ de losa} = \frac{W_T}{\text{Área}} = \frac{50112 \text{ Kgf}}{372 \text{ m}^2} = 135 \text{ Kgf/m}^2$$

En el desarrollo de este proyecto se tomará para el Bloque IV un peso de particiones de 200 Kgf/m^2 , previniendo que en un futuro se realicen pequeñas modificaciones que incrementen estas cargas.

$$\text{Carga Muerta Bloque IV} = 723 \text{ Kgf/m}^2$$

4.2.2.2 Avalúo de cargas del bloque V

Eje 1 y 14

$$\text{Área} = 2.51\text{m} \times 17.7\text{m} = 44.43\text{m}^2$$

$$\text{Peso} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 44.43\text{m}^2 = 12352 \text{Kgf}$$

Ejes 3 y 12

$$\text{Área} = 2 \times \frac{1}{2} (2.47\text{m} + 4.40\text{m}) \times 6.30\text{m} + (4.40\text{m} \times 5.10\text{m}) = 65.72\text{m}^2$$

$$\text{Peso} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 65.72\text{m}^2 = 18270 \text{Kgf}$$

Eje 6

$$\text{Área} = \frac{1}{2} (5.22\text{m} + 3.22\text{m}) \times 6.30\text{m} = 26.6 \text{m}^2$$

$$\text{Peso} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 26.6\text{m}^2 = 7391 \text{Kgf}$$

Eje 7

$$\text{Área} = \frac{1}{2} (5.25\text{m} + 4.05\text{m}) \times 5.38\text{m} = 25 \text{m}^2$$

$$\text{Peso} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 25\text{m}^2 = 6950 \text{Kgf}$$

Eje 8

$$\text{Área} = 26.6 \text{m}^2 + (1.45\text{m} \times 5.25\text{m}) = 34.2 \text{m}^2$$

$$\text{Peso} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 34.2\text{m}^2 = 9510 \text{Kgf}$$

Eje J y Eje G

J1-J2 ; J2-J3 ; J12-J13 ; J13-J14 ; G1-G2 ; G2-G3 ; G12-G13 ; G13-G14

Para una luz de 3m el peso es igual al obtenido para el eje A. $W = 2406 \text{ Kgf}$.

Eje Buitrón.

Para 12m de luz,

$$\text{Área} = \frac{1}{2}(4.62\text{m} + 5.57\text{m}) \times 3.00\text{m} + (5.57\text{m} \times 9\text{m}) = 65.42 \text{ m}^2$$

En total existen 4 luces de 12m, luego el área total es:

$$\text{Área} = 4 \times 65.42 \text{ m}^2 = 262 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 262 \text{ m}^2 = 72747 \text{ Kgf}$$

Eje H.

$$\text{Área} = (3.22\text{m} \times 21\text{m}) - 8(0.8\text{m} \times 1.33\text{m}) = 59.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 59.1 \text{ m}^2 = 16432 \text{ Kgf}$$

$$\text{Peso de ventanas} = 103 \frac{\text{Kgf}}{\text{Ventana}} \times 8 \text{ Ventanas} = 824 \text{ Kgf}$$

$$\text{Peso total} = 16432 \text{ Kgf} + 824 \text{ Kgf} = 17256 \text{ Kgf}.$$

4.2.2.2.1 Mesones del laboratorio.

Volumen de la losa de concreto.

$$V = 2(0.085\text{m} \times 4\text{m} \times 0.57\text{m}) + 2(0.19\text{m} \times 0.085\text{m} \times 4\text{m}) + (0.08\text{m} \times 0.085\text{m} \times 4\text{m})$$

$$V = 0.544 \text{ m}^3 \quad \text{Peso losa} = 2400 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} \times 0.544 \text{ m}^3 = 1306 \text{ Kgf}$$

Peso Mampostería.

$$\text{- Muros de apoyo, } A = 2(0.85\text{m} \times 1.13\text{m}) = 1.92 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso } W = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1.92 \text{m}^2 = 534 \text{ Kgf}$$

- Muro levante

$$A = 2[(0.13\text{m} \times 0.13\text{m}) + (0.645\text{m} \times 0.70\text{m})] + (0.70\text{m} \times 1.13\text{m}) + (0.32\text{m} \times 1.13\text{m}) = 2.09 \text{m}^2$$

$$\text{Peso } W = 278 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 2.09 \text{m}^2 = 581 \text{ Kgf}$$

- Peso apoyo piso.

$$\text{Volumen} = 0.145\text{m} \times 1.13\text{m} \times 4.65\text{m} = 0.76 \text{m}^3$$

$$\text{Peso } W = 2400 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} \times 0.76 \text{m}^3 = 1828 \text{ Kgf}$$

Total peso mampostería = 2943 Kgf

Peso Mesón de madera.

$$\text{Volumen} = (0.28\text{m} \times 0.04\text{m} \times 4.00\text{m}) + 4(0.45\text{m} \times 0.04\text{m} \times 0.28\text{m}) = 0.065 \text{m}^3$$

$$\text{Madera de densidad media, } \rho = 600 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso } W = 600 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^3} \times 0.065 \text{m}^3 = 50 \text{ Kgf}$$

Peso tuberías y otros accesorios = 50 Kgf.

Peso total de un mesón = 4338 Kgf.

4.2.2.2.2 Peso total de particiones W_T bloque V

Peso total de particiones W_P

$$W_P = 2(18270 \text{ Kgf}) + 7391 \text{ Kgf} + 6950 \text{ Kgf} + 9510 \text{ Kgf} + 72747 \text{ Kgf} + 17256 \text{ Kgf}$$

$$W_P = 150394 \text{ Kgf.}$$

Peso mesones de laboratorio = $8(4338 \text{ Kgf}) = 34704 \text{ Kgf.}$

Peso total sobre losa $W_T = 185098 \text{ Kgf.}$

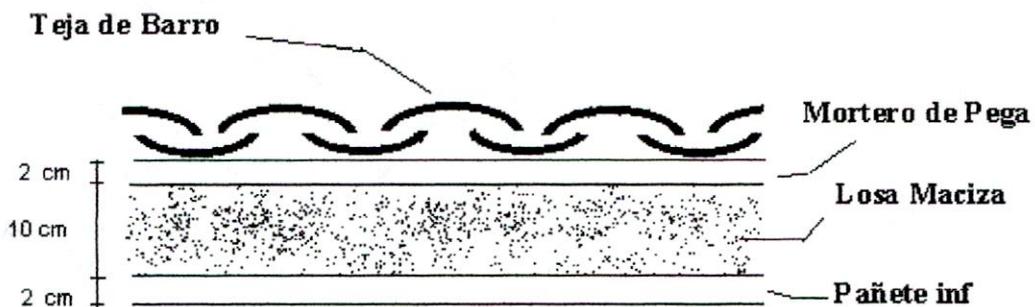
$$\text{Área Total de la losa} = 39\text{m} \times 19.00\text{m} = 741 \text{m}^2$$

$$\text{Peso por m}^2 \text{ de losa} = \frac{W_T}{\text{Área}} = \frac{185098 \text{ Kgf}}{741 \text{ m}^2} = 250 \text{ Kgf/m}^2$$

En el desarrollo de este proyecto se tomará para el Bloque V un peso de particiones de 250 Kgf/m^2

$$\text{Carga Muerta Bloque V} = 773 \text{ Kgf/m}^2$$

4.2.3 Avalúo de cargas de cubierta



- Peso losa Maciza = 240 Kgf/m^2
- Peso mortero de pega = 53 Kgf/m^2
- Peso de tejas = 40 Kgf/m^2
- Impermeabilización = 15 Kgf/m^2

$$\Sigma = 348 \text{ Kgf/m}^2$$

Para una pendiente inferior al 20 % se utilizó 50 Kgf/m^2 para la carga viva

4.2.3.1 Bloque IV

- Vigas ejes 3 y 16

$$Wd = 522 \text{ Kgf/m}^2$$

$$Wl = 75 \text{ Kgf/m}^2$$

- Vigas ejes 4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15

$$Wd = 1044 \text{ Kgf/m}^2$$

$$Wl = 150 \text{ Kgf/m}^2$$

4.2.3.2 Bloque V

- Vigas ejes 1 y 14

$$Wd = 522 \text{ Kgf/m}^2$$

$$Wl = 75 \text{ Kgf/m}^2$$

- Vigas ejes 2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13

$$Wd = 1044 \text{ Kgf/m}^2$$

$$Wl = 150 \text{ Kgf/m}^2$$

4.2.4 Análisis completo de las fuerzas de viento.

La velocidad del viento básico V , para Santa Marta según la NSR-98, figura B.6.5.1. Mapa de Amenaza Eólica es de : $V = 130 \text{ Km/h}$

La velocidad del viento básica se multiplica por los coeficientes S_1 , S_2 , y S_3 para obtener la velocidad del viento de diseño, V_s , para la parte en consideración.

Velocidad de diseño: $V_s = V \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$

Ecuación (B.6.4-2) NSR-98

Donde :

S_1 : Coeficiente de topografía, de la Tabla B.6.5-1 NSR-98, $S_1 = 1$

S_2 : Coeficiente de rugosidad, tamaño del edificio y altura sobre el terreno.

Según la NSR-98, Tabla B.6.5.2, $S_2 = 0.74$

S_3 : Tiene en cuenta el grado de seguridad y de vida útil de la estructura.

La edificación en estudio está clasificada como Grupo de Uso II ; $S_3 = 1.05$

La Velocidad de Diseño es :

$$V_s = 130 \text{ km/h} \times 1.00 \times 0.74 \times 1.05 = 101 \text{ km/h}$$

La velocidad del viento de diseño se convierte a la presión dinámica q , en KN/m^2 , mediante la ecuación:

$$q = 0.000048 \times (V_s)^2 \times S_4 \quad (q \text{ en } \text{KN/m}^2 \text{ y } V_s \text{ en } \text{km/h}) \quad \text{Ecuación B.6.6-2}$$

$S_4 = 1$; por encontrarse sobre el nivel del mar (Tabla B.6. NSR-98)

$$q = 0.000048 \times (101)^2 \times 1 = 0.49 \text{ kN/m}^2 \approx 49 \text{ Kgf/ m}^2$$

La fuerza del viento resultante sobre un elemento de superficie actúa normalmente a ésta y vale :

$$F = (C_{pe} - C_{pi}) \times q \times A \quad \text{Ecuación (B.6.7-1 NSR-98)}$$

En donde:

C_{pe} = Coeficiente de presión externa.

C_{pi} = Coeficiente de presión interna.

A = Área de la superficie expuesta a la acción del viento.

➤ **Coefficiente de presión interna, C_{pi}**

Según la NSR-98, Sección B.6.9, para las dos caras opuestas igualmente permeables, las otras caras impermeables.

	C_{pi}
a) Viento normal a la cara permeable	+ 0.2
b) Viento normal a la cara impermeable	- 0.3

➤ **Coefficiente de presión externa, C_{pe}**

BLOQUE IV

Altura de los muros del edificio : $h = 6.2 \text{ m}$

Ancho del edificio : $w = 12.5 \text{ m}$

Longitud del edificio : $l = 39 \text{ m}$

Relación dimensional en alzado : $h/w = 6.20/12.5 = 0.50 \Rightarrow h/w < 1/2$

Relación dimensional en planta : $l/w = 39 /12.5 = 3.1 \Rightarrow 3/2 < l/w < 4$



Figura 31 . Relaciones dimensiones en planta y alzado.

De la Tabla B.6.7.1. de la NSR-98, tomamos para $h/w < 1/2$ y $3/2 < l/w < 4$, de donde obtenemos :

Angulo del viento α (grados)	C_{pe} Para superficies				C_p local
	A	B	C	D	
0°	+0.7	-0.25	-0.6	-0.6	-0.8
90°	-0.5	-0.5	+0.7	-0.1	

BLOQUE V

Altura de los muros del edificio : $h = 6.2$ m

Ancho del edificio : $w = 20$ m

Longitud del edificio : $l = 39$ m

Relación dimensional en alzado : $h/w = 6.20/20 = 0.31 \Rightarrow h/w < 1/2$

Relación dimensional en planta : $l/w = 39 /20= 1.95 \Rightarrow 3/2 < l/w < 4$

Angulo del viento α (grados)	C_{pe} Para superficies				C_p local
	A	B	C	D	
0°	+0.7	-0.25	-0.6	-0.6	-0.8
90°	-0.5	-0.5	+0.7	-0.1	

➤ Coeficiente de presión externa, C_{pe} para cubiertas.

A). BLOQUE IV

Ángulo de la cubierta = 10°

Relación : $h/w < 1/2$

De la Tabla B.6.7.2, NSR-98, se obtiene :

A). BLOQUE V

Ángulo de la cubierta = 20°

Relación : $h/w < 1/2$

Angulo de Cubierta	Angulo del viento $\alpha = 0^\circ$		Angulo del viento $\alpha = 90^\circ$		Coeficientes locales			
	EF	GH	EG	FH				
B - IV 10°	-1.2	-0.4	-0.8	-0.6	-1.4	-1.4	----	-1.2
B - V 20°	-0.4	-0.4	-0.7	-0.6	-1.0	----	----	-1.2

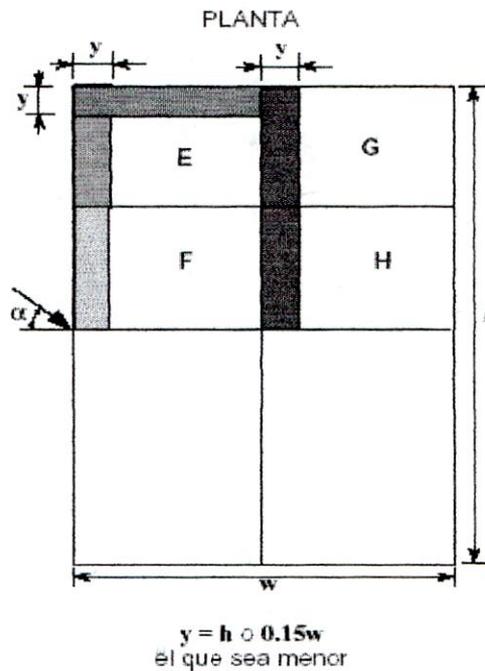


Figura 32 Planta de cubierta Coeficientes de presión C_{pe}

Se escoge para toda la cubierta del Bloque IV, $C_{pe} = -1.4$

Se escoge para toda la cubierta del Bloque V, $C_{pe} = -1.2$

FUERZAS DE VIENTO EN COLUMNAS DEL BLOQUE IV.

1. Tomando la cara del viento a 0° , viento normal a la cara A.

➤ Para la Cara A (Pórtico C).

- Cálculo de la fuerza sobre las columnas acarteladas 1^{er} Piso.

$$\text{Área} = 2 \left[\frac{1}{2} (0.85\text{m} + 1.15\text{m}) \times 3\text{m} \right] + 2 \left[\frac{1}{2} (0.15\text{m} + 0.30\text{m}) \times 2.43\text{m} \right] = 7.10 \text{ m}^2$$

La fuerza del viento es :

$$F = [0.7 - (-0.3)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 7.10\text{m}^2 = 348 \text{ Kgf}$$

Esta fuerza de 348 Kgf, la llevamos a una carga distribuida actuando sobre las columnas.

$$W_{\text{Viento}} = \frac{348 \text{ Kgf}}{3.20 \text{ m}} = 109 \text{ Kgf/m}$$

El signo positivo indica que la fuerza entra al elemento.

- Cálculo de la fuerza del viento sobre las columnas del 2^{do} Piso.

a). Columnas C-4 y C-14.

$$\text{Ancho aferente} = 1.5\text{m}, \quad F = [0.7 - (-0.3)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1.50\text{m} = 73.5 \text{ Kgf/m}$$

b). Columna C-15.

$$\text{Ancho aferente} = 3.0\text{m}, \quad F = [0.7 - (-0.3)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3.0\text{m} = 147 \text{ Kgf/m}$$

c). Columna C-3, C-4, C-6, C-8, C-10, C-12.

$$\text{Ancho aferente} = 0.30\text{m}, \quad F = [0.7 - (-0.3)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0.30\text{m} = 14.7 \text{ Kgf/m}$$

➤ Para la Cara C (Pórtico 3).

- Cálculo de la fuerza sobre las columnas del 1^{er} Piso.

a). Columnas C-3.

$$\text{Ancho aferente} = 0.30\text{m}, \quad F = (-0.8 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0.30\text{m} = -14.7 \text{ Kgf/m}$$

El signo negativo indica que sobre el elemento actúa una fuerza de succión, es decir, que la fuerza sale de la columna.

b). Columna A-3.

$$\text{Ancho aferente} = 3.79\text{m}, \quad F = [0.6 - (-0.2)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3.79\text{m} = -149 \text{Kgf/m}$$

- Cálculo de la fuerza del viento sobre las columnas del 2^{do} Piso.

a). Columnas C-3.

$$\text{Ancho aferente} = 4.756\text{m}, \quad F = (-0.8 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 4.756\text{m} = -233 \text{Kgf/m}$$

b). Columna A-3.

$$\text{Ancho aferente} = 5.256\text{m}, \quad F = [0.6 - (-0.2)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 5.256\text{m} = -206 \text{Kgf/m}$$

➤ Para la Cara B (Pórtico A).

a). Columnas A-3 Y A-16. (1^{er} y 2^{do} Piso)

Columnas A-9 Y A-10. (1^{er} Piso)

$$\text{Ancho aferente} = 1.50\text{m}, \quad F = (-0.25 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1.5\text{m} = -33 \text{Kgf/m}$$

b). Columnas A-4, A-5, A-6, A-7, A-8, A-11, A-12, A-13, A-14 y A-15. (1^{er}, 2^{do} Piso)

Columnas A-9, A-10 (2^{do} Piso)

$$\text{Ancho aferente} = 3\text{m}, \quad F = (-0.25 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3\text{m} = -66 \text{Kgf/m}$$

➤ Para la Cara D (Pórtico 16).

- Cálculo de la fuerza sobre las columnas del 1^{er} Piso.

a). Columnas C-16.

$$\text{Ancho aferente} = 0.30\text{m}, \quad F = (-0.8 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0.30\text{m} = -14.7 \text{Kgf/m}$$

b). Columna A-16

$$\text{Ancho aferente} = 3.79\text{m}, \quad F = [0.6 - (-0.2)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3.79\text{m} = -149 \text{Kgf/m}$$

c). Columna B-16.

$$\text{Ancho aferente} = 3.44\text{m}, \quad F = [0.8 - (-0.2)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3.44\text{m} = -169 \text{Kgf/m}$$

- Cálculo de la fuerza del viento sobre las columnas del 2^{do} Piso.

a). Columnas C-16

$$\text{Ancho aferente} = 5.275\text{m}, \quad F = (-0.8 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 5.275\text{m} = -233 \text{Kgf/m}$$

b). Columna A-16

$$\text{Ancho aferente} = 5.256\text{m}, \quad F = [0.6 - (-0.2)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 5.256\text{m} = -206 \text{Kgf/m}$$

2. Tomando la cara del viento a 90°

➤ Para la Cara A (Pórtico C).

- Cálculo de la fuerza sobre las columnas acarteladas 1^{er} Piso.

$$\text{Área} = 2 \left[\frac{1}{2} (0.85\text{m} + 1.15\text{m}) \times 3\text{m} \right] + 2 \left[\frac{1}{2} (0.15\text{m} + 0.30\text{m}) \times 2.43\text{m} \right] = 7.10 \text{m}^2$$

La fuerza del viento es :

$$F = (-0.5 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 7.10\text{m}^2 = -244 \text{Kgf}$$

Esta fuerza de -244 Kgf, la llevamos a una carga distribuida actuando sobre las columnas.

$$W_{\text{viento}} = \frac{-244 \text{Kgf}}{3.20 \text{m}} = -76.4 \text{Kgf/m}$$

- Cálculo de la fuerza del viento sobre las columnas del 2^{do} Piso.

a). Columnas C-14 y C-16

$$\text{Ancho aferente} = 1.5\text{m}, \quad F = (-0.5 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1.50\text{m} = -51.5 \text{ Kgf/m}$$

b). Columna C-15.

$$\text{Ancho aferente} = 3.0\text{m} \quad F = (-0.5 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3\text{m} = -103 \text{ Kgf/m}$$

c). Columna C-3, C-4, C-6, C-8, C-10, C-12.

$$\text{Ancho aferente} = 0.30\text{m}, \quad F = (-0.5 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0.30\text{m} = -10.3 \text{ Kgf/m}$$

➤ Para la Cara C (Pórtico 3).

- Cálculo de la fuerza sobre las columnas del 1^{er} Piso.

a). Columnas C-3.

$$\text{Ancho aferente} = 0.30\text{m}, \quad F = [0.7 - (-0.3)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0.30\text{m} = 14.7 \text{ Kgf/m}$$

b). Columna A-3.

$$\text{Ancho aferente} = 3.79\text{m}, \quad F = [0.7 - (-0.3)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3.79\text{m} = 186 \text{ Kgf/m}$$

- Cálculo de la fuerza del viento sobre las columnas del 2^{do} Piso.

a). Columnas C-3.

$$\text{Ancho aferente} = 4.756\text{m}, \quad F = [0.7 - (-0.3)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 4.756\text{m} = 233 \text{ Kgf/m}$$

b). Columna A-3.

$$\text{Ancho aferente} = 5.256\text{m}, \quad F = [0.7 - (-0.3)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 5.256\text{m} = 258 \text{ Kgf/m}$$

➤ Para la Cara B (Pórtico A).

a). Columnas A-3 Y A-16. (1^{er} y 2^{do} Piso)

Columnas A-9 Y A-10. (1^{er} Piso)

$$\text{Ancho aferente} = 1.50\text{m}, \quad F = (-0.50 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 1.5\text{m} = -51.5 \text{ Kgf/m}$$

- b). Columnas A-4, A-5, A-6, A-7, A-8, A-11, A-12, A-13, A-14 y A-15. (1^{er}, 2^{do} Piso)
Columnas A-9, A-10 (2^{do} Piso)

$$\text{Ancho aferente} = 3\text{m}, \quad F = (-0.50 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3\text{m} = -103 \text{ Kgf/m}$$

➤ Para la Cara D (Pórtico 16).

- Cálculo de la fuerza sobre las columnas del 1^{er} Piso.

- a). Columnas C-16.

$$\text{Ancho aferente} = 0.30\text{m}, \quad F = (-0.8 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 0.30\text{m} = -14.7 \text{ Kgf/m}$$

- b). Columna A-16

$$\text{Ancho aferente} = 3.79\text{m}, \quad F = (-0.1 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3.79\text{m} = -56 \text{ Kgf/m}$$

- c). Columna B-16.

$$\text{Ancho aferente} = 3.44\text{m}, \quad F = [0.8 - (-0.2)] \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 3.44\text{m} = -169 \text{ Kgf/m}$$

- Cálculo de la fuerza del viento sobre las columnas del 2^{do} Piso.

- a). Columnas C-16

$$\text{Ancho aferente} = 4.756\text{m}, \quad F = (-0.8 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 4.756\text{m} = -233 \text{ Kgf/m}$$

- b). Columna A-16

$$\text{Ancho aferente} = 5.256\text{m}, \quad F = (-0.1 - 0.2) \times 49 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \times 5.256\text{m} = -77 \text{ Kgf/m}$$

4.2.5 Fuerzas sísmicas de diseño

Una vez planteado el espectro de diseño en el sitio donde se construirá la estructura y el tipo de estructura a diseñar procedemos a encontrar que fuerza sísmica le corresponde por medio de la segunda ley de Newton: $F = m \cdot a$ entonces $V_s = S_a \cdot g \cdot M$

donde:

V_s : Cortante Basal

S_a : Coeficiente de aceleración leído del espectro, en fracción de la gravedad.

M : Masa de la edificación correspondiente al peso propio de la estructura, peso de los acabados y peso de equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc (masa de la carga muerta).

La fuerza sísmica encontrada por este procedimiento corresponde a una fuerza en la base de la estructura.

Para en el espectro de diseño el valor de S_a debemos conocer el período de vibración de la estructura, T . Este se determina si conocemos la rigidez y la masa.

Sabemos que período de vibración para un modelo de un grado de libertad es igual a:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

En edificaciones con diafragma rígidos en los pisos, sabemos que tenemos al menos tres grados de libertad libres por nivel (dos de desplazamiento horizontal y uno de rotación) ante la acción de fuerzas horizontales. En este caso, la masa se convierte en una matriz de masas y la rigidez en una matriz de orden igual al

número de grados de libertad identificados. La estructura tendría tantas formas de moverse como grados de libertad tenga, a cada grado de libertad le correspondería un período de vibración diferente (podemos expresar una rigidez para cada forma de moverse) y una masa diferente. Eso nos lleva a que la estructura tenga muchos períodos de vibración, sin embargo, al resolver la ecuación dinámica de una estructura nos damos cuenta que hay una forma de moverse o de vibración que se nota más que las demás, a esa forma y a su período correspondiente la llamamos la fundamental.

La forma de repartir el cortante basal, V_s , en cada uno de los puntos donde se encuentre una masa en la edificación y la forma como se determinan los períodos de vibración de la edificación corresponde a los diferentes métodos de análisis.

4.2.5.1 Métodos de análisis reconocidos por la nsr-98. Sección a.3.4.2.

Método de la fuerza horizontal equivalente NSR-98. A4

Método de análisis dinámico elástico, NSR-98. A.S.

Método de análisis dinámico inelástico. NSR-98. A.S.

Métodos alternos

En la sección A.3.4.2.1 literal (d), se expresa que se puede utilizar el método de la fuerza horizontal equivalente en edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles o 18 metros de altura medidos a partir de la base, lo menor.

En la sección A.5.1.2 de la NSR-98, se expresa que los métodos de análisis dinámico pueden utilizarse en el diseño sísmico de todas edificaciones cubiertas por ese reglamento.

4.2.6 Método de análisis dinámico elástico espectral

El métodos de análisis dinámico elástico implica la solución de la ecuación dinámica y encuentra "n" períodos de vibración, para cada uno se asocia una aceleración espectral S_a y por lo tanto tendremos "n" fuerzas asociadas a cada períodos, este método es más exacto y tiene en cuenta la rigidez real de la estructura.

4.2.6.1 Metodología del análisis Deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos, cuando se utilice el método de análisis dinámico elástico espectral:

4.2.6.1.1 Obtención de los modos de vibración Según la sección A.5.4.2 de NSR-98, deben incluirse en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se muestra que , con el número de modos empleados, n, se ha concluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales principales, por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura.

Para este estudio,

Número de modos de vibración = 20

4.2.6.1.2 Respuesta espectral modal. La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las ordenadas del espectro de diseño definido para este estudio, para el período de vibración propia del modo.

4.2.6.1.3 Respuesta Total. Para determinar el cortante basal total, las fuerzas de diseño de los elementos, los desplazamientos y las derivas, se combinan los resultados de cada modo por medio de la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados. Combinar estos resultados por la simple suma nos llevaría a valores demasiado grandes en el diseño ya que cada valor corresponde al máximo de cada modo y estos máximos no ocurren en los mismos tiempos.

4.2.6.1.4 Ajuste de los resultados. La NSR-98, en la sección A.5.4.5 literal (a), especifica que el valor del cortante dinámico total en la base, V_s , después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, en edificios clasificados como irregulares, no puede ser menor que el valor del cortante sísmico en la base V_s , calculado con el método de la fuerza horizontal equivalente, capítulo A4 NSR-98.

El ajuste debe realizarse proporcionalmente a todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de pisos, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

Si el valor del cortante basal obtenido por el método de análisis dinámico es menor que el valor del cortante basal obtenido con el método de la fuerza horizontal equivalente, entonces se deben multiplicar todas las fuerzas de diseño, deflexiones, derivas, etc, por la fracción:

$$\text{FRACCION DE ANÁLISIS DINAMICO} = \frac{V_{\text{basalObtenidaconFHE}}}{V_{\text{basaldelmétododinámico}}}$$

4.2.6.1.5 Evaluación de las derivas. Se debe verificar que las derivas totales obtenidas, debidamente ajustadas como se describió en el literal anterior, no excedan los límites establecidos en el capítulo A.6 de la NSR-98

4.2.6.1.6 Fuerzas de diseño en los elementos. Las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, F_s , debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos del literal (d), se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad según los requisitos de A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , ($E = F_s / R$) y se combinan con las otras cargas prescritas por la NRS-98, de acuerdo con el Título B.

4.2.6.1.7 Diseño de los elementos estructurales. Los elementos estructurales se diseñan y detallan siguiendo los requisitos propios del grado de capacitación de disipación de energía correspondiente del material, de acuerdo con los requisitos del capítulo A.3 de la NSR-98.

4.2.5.2 Ajuste de resultados del análisis dinámico

4.2.5.2.1 Método de la fuerza horizontal equivalente FHE

EL método de la fuerza horizontal equivalente es un método simplificado donde no se resuelve la ecuación dinámica de la estructura sino que se considera que las fuerzas sísmicas actúan como fuerzas estáticas; este método trabaja con un período único equivalente al fundamental.

La ecuación del cortante basal, V_s , está definida por: $V_s = S_a \cdot g \cdot M$

Donde:

S_a : coeficiente de aceleración leído del espectro, en fracción de la gravedad.

M : masa de la edificación correspondiente al peso propio de la estructura, peso de los acabados y peso de equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. (masa de la carga muerta)

Para determinar S_a debemos conocer el período de la edificación.

El método de la FHE sólo tiene en cuenta un modo de vibrar de la estructura el cual corresponde al período fundamental. El período fundamental T puede ser igual al período fundamental aproximado, T_a , que se obtiene por medio de la ecuación:

$$T_a = C_t H^{3/4}$$

Donde:

$C_t = 0.08$ para pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado

h_n = altura en metros, medida desde la base del piso más alto del edificio.

Para este caso se asume como el punto más alto la columna de mayor altura del Bloque V

$h_n = 9.35$ m

$T_a = 0.428$ seg.

S_a , es el coeficiente de aceleración leído del espectro de diseño, para un período determinado.

Del espectro elástico de diseño, figura A.2.4 NSR -98

Para $T < 0.48s$ $S_a = 2.5 A_a \times I$

Donde:

A_a : es el coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño. En la tabla A.2-2 de la NSR-98, para Santa Marta, $A_a = 0.15$

I : coeficiente de importancia, de la Tabla A.2-4, $I = 1.1$

$$S_a = 2.5(0.15)(1.1) = 0.4125$$

Masa de toda la estructura; en Kgf/m^2

Cubierta Bloque IV -----	19130 Kgf/m^2
Cubierta Bloque V -----	35636 Kgf/m^2
Mezanine profesores -----	2706 Kgf/m^2
Entrepiso Bloque IV -----	35769 Kgf/m^2
Pasarela central -----	6373 Kgf/m^2
Entrepiso Bloque V -----	72714 Kgf/m^2
Pasarela final -----	3186 Kgf/m^2
	175.514 Kgf/m^2

$$\text{Masa Total} = 175.514 \text{ Kgf}/\text{m}^2$$

$$\text{Peso Total} = m.g = (175.514^{**})(9.81^{**}) = 1.721.792 \text{ Kgf}$$

$$V_s = S_a \cdot g \cdot M = (0.4125)(1.721.792 \text{ Kgf}) = 710.239 \text{ Kgf}$$

$V_s = 710 \text{ Tonf}$ Cortante basal de toda la edificación, utilizando el método de la FHE

Resultados del Método de la Fuerza Horizontal Equivalente:

Cortante basal en el eje X, $V_{sx} = 710 \text{ Ton}$

Cortante basal en el eje Y, $V_{sy} = 710 \text{ Ton}$

Resultados utilizando el método de análisis dinámico espectral

$V_{Sx} = 610 \text{ Ton}$

$V_{Sy} = 630 \text{ Ton}$

Ajuste de los resultados

Llamando F, al factor de ajuste de los resultados obtenidos con el método de análisis dinámico espectral,

$$F = \frac{V_{\text{basalObtenida con FHE}}}{V_{\text{basal del método dinámico}}}$$

Ajuste en el eje X

$$\frac{710 \text{ Tnf}}{610 \text{ Tnf}}$$

Ajuste en el eje Y

$$\frac{710 \text{ Tnf}}{630 \text{ Tnf}}$$

4.2.5.2.1 Factor de gravedad derivas

Ajuste en X

$$\text{Factor} = 9.81 * 1,16 = 11,38$$

Ajuste en Y

$$\text{Factor} = 9.81 * 1,13 = 11,08$$

4.2.5.2.2 Factor de gravedad esfuerzos

Coefficiente de disipación de energía $R_o = 3$

$$\theta_p = 0.9$$

$$\theta_p = 1.0$$

$$R = 3 * 0.9 * 1.0 = 2.7$$

$$\text{en } x = 11,38 / 2.7$$

$$\text{Factor en } Y = 11,08 / 2.7 = 4.104$$

4.2.6 Combinaciones de carga. Se utilizaron dos grupos de combinaciones de carga, el primero de ellos para chequear la cimentación con esfuerzos de trabajo, y la segunda para chequear los esfuerzos de los elementos estructurales bajo esfuerzos últimos

4.2.6.1 Combinaciones para esfuerzos de trabajo

Combinación N° 1	D + L
Combinación N° 2	D + W _o
Combinación N° 3	D + W ₉₀
Combinación N° 4	D + W ₁₈₀
Combinación N° 5	D + W ₂₇₀
Combinación N° 6	D + 0.7 Ex

Combinación N° 7	$D - 0.7 Ex$
Combinación N° 8	$D - 0.7 Ey$
Combinación N° 9	$D - 0.7 Ex$
Combinación N° 10	$D + 0.7 Ex + 0.21 Ey$
Combinación N° 11	$D + 0.7 Ex - 0.21 Ey$
Combinación N° 12	$D - 0.7 Ex + 0.21 Ey$
Combinación N° 13	$D - 0.7 Ex - 0.21 Ey$
Combinación N° 14	$D + 0.21 Ex - 0.7 Ey$
Combinación N° 15	$D + 0.21 Ex - 0.7 Ey$
Combinación N° 16	$D - 0.21 Ex + 0.7 Ey$
Combinación N° 17	$D - 0.21 Ex - 0.7 Ey$
Combinación N° 18	$D + L + W0$
Combinación N° 19	$D + L + W90$
Combinación N° 20	$D + L + W180$
Combinación N° 21	$D + L + W270$
Combinación N° 22	$D + L + 0.7 Ex$
Combinación N° 23	$D + L + 0.7 Ey$
Combinación N° 24	$D + L - 0.7 Ex$
Combinación N° 25	$D + L - 0.7 Ey$
Combinación N° 26	$D + L + 0.7 Ex + 0.21 Ey$
Combinación N° 27	$D + L + 0.7 Ex - 0.21 Ey$
Combinación N° 28	$D + L - 0.7 Ex + 0.21 Ey$
Combinación N° 29	$D + L - 0.7 Ex - 0.21 Ey$
Combinación N° 30	$D + L + 0.21 Ex + 0.7 Ey$
Combinación N° 31	$D + L + 0.21 Ex - 0.7 Ey$
Combinación N° 32	$D + L - 0.21 Ex + 0.7 Ey$
Combinación N° 33	$D + L - 0.21 Ex - 0.7 Ey$

4.2.6.2 Combinaciones para esfuerzos últimos

Combinación N° 1	$1.4D + 1.7L$
Combinación N° 2	$0.9D + 1.3 W_0$
Combinación N° 3	$0.9D + 1.3 W_{90}$
Combinación N° 4	$0.9D + 1.3 W_{180}$
Combinación N° 5	$0.9D + 1.3W_{270}$
Combinación N° 6	$0.9D + Ex$
Combinación N° 7	$0.9D - Ex$
Combinación N° 8	$0.9D - Ey$
Combinación N° 9	$0.9D - Ex$
Combinación N° 10	$0.9D + Ex + 0.3 Ey$
Combinación N° 11	$0.9D + Ex - 0.3 Ey$
Combinación N° 12	$0.9D - Ex + 0.3 Ey$
Combinación N° 13	$0.9D - Ex - 0.3 Ey$
Combinación N° 14	$0.9D + Ex - 0.3 Ey$
Combinación N° 15	$0.9D + Ex - 0.3 Ey$
Combinación N° 16	$0.9D - Ex + 0.3 Ey$
Combinación N° 17	$0.9D - Ex - 0.3 Ey$
Combinación N° 18	$1.05D + 1.28L + 1.28W_0$
Combinación N° 19	$1.05D + 1.28L + 1.28W_{90}$
Combinación N° 20	$1.05D + 1.28L + 1.28W_{180}$
Combinación N° 21	$1.05D + 1.28L + 1.28W_{270}$
Combinación N° 22	$1.05D + 1.28L + Ex$
Combinación N° 23	$1.05D + 1.28L + Ey$
Combinación N° 24	$1.05D + 1.28L - Ex$
Combinación N° 25	$1.05D + 1.28L - Ey$
Combinación N° 26	$1.05D + 1.28L + Ex + 0.3 Ey$
Combinación N° 27	$1.05D + 1.28L + Ex - 0.3 Ey$
Combinación N° 28	$1.05D + 1.28L - Ex + 0.3 Ey$



Combinación N° 31	$1.05D + 1.28L + 0.3 Ex - Ey$
Combinación N° 32	$1.05D + 1.28L - 0.3 Ex + Ey$
Combinación N° 33	$1.05D + 1.28L - 0.3 Ex - Ey$

4.3 REHABILITACION ESTRUCTURAL

En el anexo C - Índices Actuales, queda claro que la edificación en estudio no tendrá un buen comportamiento estructural ante eventos sísmicos y que colapsará pues elementos fundamentales del sistema de resistencia sísmica no están en capacidad de resistir las solicitaciones a que estarán expuestos.

Por tal motivo es necesario la implementación de un sistema de rehabilitación con el fin de que la edificación presente un buen comportamiento estructural ante las solicitaciones que le imponga su uso.

4.3.1 Diseño de la Rehabilitación.

Con la rehabilitación estructural se pretende :

- Aumento de la resistencia de los elementos estructurales críticos.
- Disminución de la concentración de esfuerzos en algunos elementos estructurales.

El análisis y el diseño del modelo estructural de la estructura reforzada se realizó teniendo en cuenta los siguientes aspectos :

- El impacto de la variación de rigidez sobre la respuesta espectral : En el espectro de aceleraciones la variación de la rigidez afectó significativamente la respuesta global de la estructura.
- La respuesta de los elementos viejos que no fueron intervenidos, pero cuya conexión con el diafragma los llevó a intervenir en la respuesta global de un piso.
- La interrelación entre los mecanismos de rigidización, aumento de resistencia y ductilidad.
- El cambio de esfuerzos en el suelo y la cimentación.
- El costo de la intervención.
- Los aspectos arquitectónicos, funcionales y estéticos del reforzamiento.
- La estrategia de rehabilitación seleccionada debe producir la menor adición de peso a la estructura y disminuir de esta forma la posibilidad de un reforzamiento de la fundación por el incremento de las cargas.

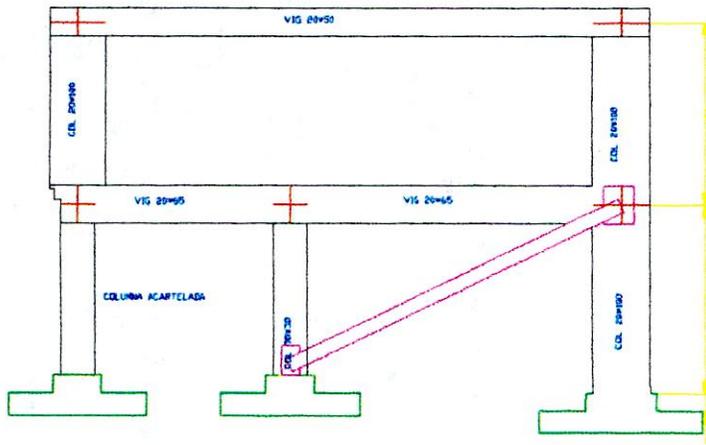
- La solución de rehabilitación estructural debe ser técnica y económicamente viable, con un corto tiempo de ejecución para disminuir el impacto en el desarrollo de las actividades académicas.

4.3.2 Descripción de la solución de rehabilitación estructural

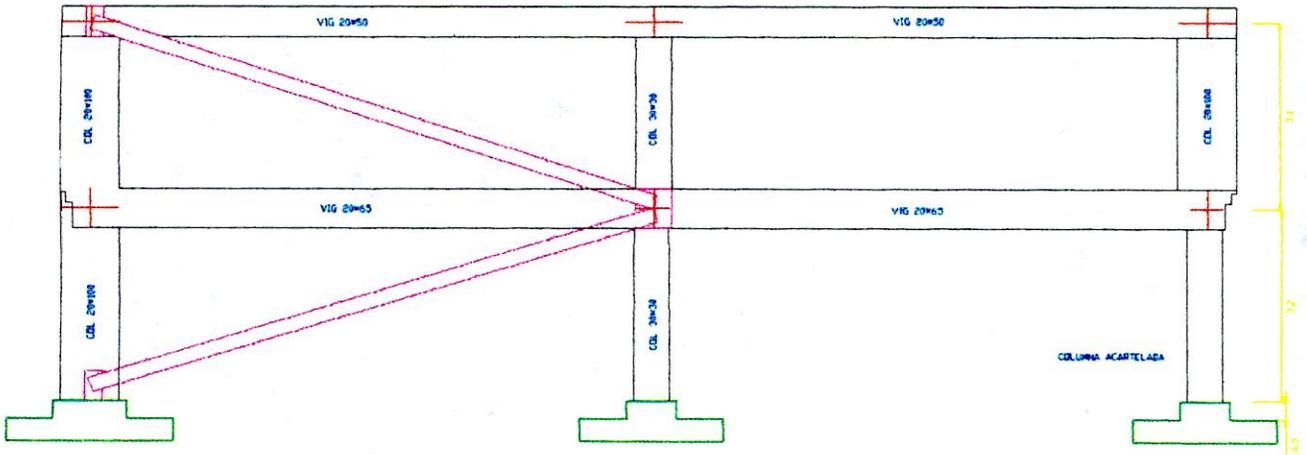
De acuerdo con los resultados del análisis elástico de la estructura, se calcularon los elementos críticos, que necesitan ser reforzados (Ver Anexo C – Índices Actuales), En este primer análisis estructural se evidencia que gran parte de los elementos de la cimentación necesitan ser reforzados.

Luego de estudiar varias alternativas se optó por adicionar perfiles HEB – 240 en el pórtico 16 del Bloque IV y en los pórticos 1 y 14 del bloque V (Ver figura ---). Se seleccionó esta alternativa de rehabilitación, pues al incorporar estos elementos estructurales y realizar el análisis elástico de la estructura se disminuyeron significativamente los esfuerzos en el terreno hasta el punto que sólo 4 zapatas no cumplían con el requisito de esfuerzo admisible en el terreno. Además el proceso constructivo de la instalación de estos perfiles a la estructura es rápido y no interfiere en el normal desarrollo de las actividades académicas, caso contrario sería tener que rehabilitar todas las zapatas que fallan sin la adición de los perfiles.

PORTICO 16 B IV



PORTICO 14 B-5



PORTICO 14 B-5

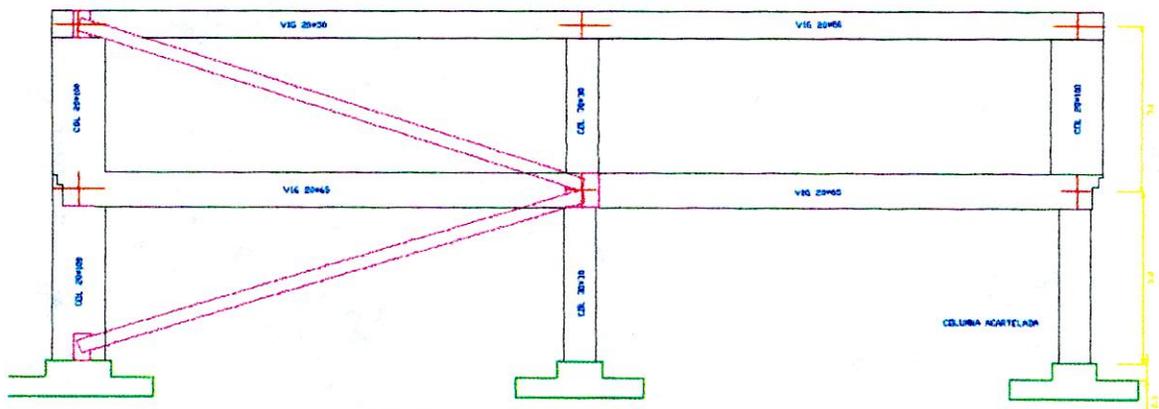


Figura N° 33 Detalles pórticos 1, 14, 16. perfiles.

Luego de realizar el análisis elástico de la estructura con los nuevos elementos incorporados, se obtuvieron las nuevas fuerzas en todos los elementos y con ello se pasó a determinar los índices de la edificación bajo la nuevas condiciones de distribución de elementos y de rigidez.

En esta etapa fue necesario plantear el encamisado de todas las columnas del 1er Piso del Bloque IV (Eje A), estas columnas tienen actualmente una sección de 0.2 x 1.0 m y deberán ser llevadas a una sección de 0.2 x 1.1 m en toda su altura, adicionándole el refuerzo necesario, en este caso, 6 θ N° 6, para que tenga un buen comportamiento, el cual se muestra en los detalles de rehabilitación en los anexos; este tipo de encamisado únicamente se continua hasta las columnas del segundo piso que se mencionan a continuación C4S10, C4S11, C4S12, C4S21, C4S22 Y C4S23. Las columnas de sección variable ubicadas en el eje C del primer piso deben encamisarse desde la base aumentando su sección de 0.28 m a 0.4 m hasta una altura de 1.7m en donde empieza la curvatura de las vigas acarteladas, de ahí en adelante se realizara una regata para continuar el refuerzo hasta la altura de nudo. En el eje B existe una sola columna de sección 0.3 x 0.3 m la cual debe ser encamisada en toda su longitud hasta llevarla a 0.3 x 0.4 m adicionándole 4 θ N° 5, estribos de confinamiento cada 10 cm en una longitud de 50 cm. Otro tipo de encamisado necesario en este bloque son las columnas del segundo piso que estan ubicadas en el eje C, las cuales pasarán de una sección

de 0.3 x 0.3 m a 0.3 x 0.4 m, adicionándole su respectivo refuerzo. Las columnas C4S7, C4S8, C4S9 se reforzaran de igual forma a las columnas de 0.2 x 1.0 m del primer piso.

En el bloque V las columnas de sección variable ubicadas en la pasarela ubicadas en el primer piso del eje G se reforzarán de igual manera a las del bloque IV, las columnas de este mismo eje en el segundo piso que tienen por sección 0.2 x 1.0 m se encamisaran en toda su altura hasta tener un sección de 0.3 x 1.0 m adicionándoles 14 θ N° 5. Las columnas del eje I se reforzaran encamisándolas 5 cm hacia el lado del cuarto de mantenimiento, adicionándole 3 θ N° 6 a las del primer piso y 3 θ N° 7 a las del segundo modelo. Las columnas del eje J del primer piso y del segundo piso con sección de 0.2 x 1.0 m se encamisarán para ser llevadas a una sección de 0.2 x 1.1 m en toda su altura adicionándole el mismo refuerzo que a las del bloque IV .

Al encamisar las columnas mencionadas, las condiciones de rigidez y de masa de la edificación varían, por tanto fue necesario colocar las nuevas secciones de las columnas encamisadas en el modelo en Sap-2000 y adicionarle las nuevas masas.

Del modelo definitivo, con los elementos adicionales, las nuevas secciones de los elementos y las nuevas masas, se obtuvieron nuevamente las fuerzas en cada uno de los elementos estructurales y con ello los nuevos índices.

Los índices de Sobreesfuerzo actuales a cortante y a momento flector de las vigas se especifican en el anexo C, y los de rehabilitación en el anexo D.

Para el refuerzo de vigas a cortante se diseñaron dos tipos de reforzamiento, un tipo de refuerzo convencional, conformado por la adición de estribos de 3/8" @ 13cms debidamente anclados a la losa y el segundo un refuerzo conformado por tejidos de fibra de carbono (SikaWrap)

4.4.3 Coordinación De La Reestructuración. La intervención de la vulnerabilidad sísmica de la estructura de una edificación escolar una tarea usualmente compleja. Varios son los aspectos que hacen diferente este tipo de trabajo al de otras edificaciones :

- Normalmente la edificación no se puede desocupar para efectos de llevar a cabo el reforzamiento (a menos que el reforzamiento se realice en un período de vacaciones), particularmente cuando la intervención estructural se realiza como medida preventiva antes de la ocurrencia de un sismo probable.

- La programación de los trabajos debe tener en cuenta la operación de los diferentes servicios, con el fin de no causar alteraciones al funcionamiento de la edificación.

- Es necesario prever que habrá un amplio número de labores imprevistas debido a la dificultad de identificar con precisión detalles del proceso constructivo con anterioridad a la iniciación de los trabajos.

Por lo anterior, el desarrollo de una reestructuración debe obedecer a un programa de trabajo muy detallado que involucre aspectos relativos a la función de los servicios en cada etapa del proceso. De la misma manera debe definirse una debida coordinación con el personal administrativo.

El costo de una intervención de la vulnerabilidad de un edificación escolar no es posible conocerlo si no se realiza un diseño detallado de la solución estructural y de sus implicaciones en relación con los elementos no estructurales. Sin embargo, esta situación no debe impedir la formulación de un plan de avance con algún grado de precisión que requiera de mínimos ajustes durante el proceso.

Usualmente los costos de un reforzamiento son relativamente altos si se ejecutan en un corto plazo. No obstante, si el trabajo se realiza por etapas, la aplicación de los recursos es más pausada y factible dentro de los márgenes de gastos relacionados con el presupuesto de la entidad.

En todos los casos, se ha demostrado la alta rentabilidad económica y social de mejorar el comportamiento estructural de las edificaciones de ocupación especial. El costo de una reestructuración, aunque puede considerarse alto en algunas ocasiones, siempre será un valor poco significativo en relación con el presupuesto del servicio o en relación con el costo de su reparación o reposición física. Unas buenas preguntas figurativas que podrían formularse en cada caso podrían ser, por ejemplo :

¿ Cuánto costaría volver a construir un edificio del mismo tipo ?

Las respuestas podrían dar resultados sorprendentes, sin tener en cuenta todos los demás elementos, equipos y bienes que en general aloja la edificación; esto por supuesto, sin tener en cuenta las vidas humanas involucradas directa o indirectamente, y en general, el costo social que significa la pérdida del servicio.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

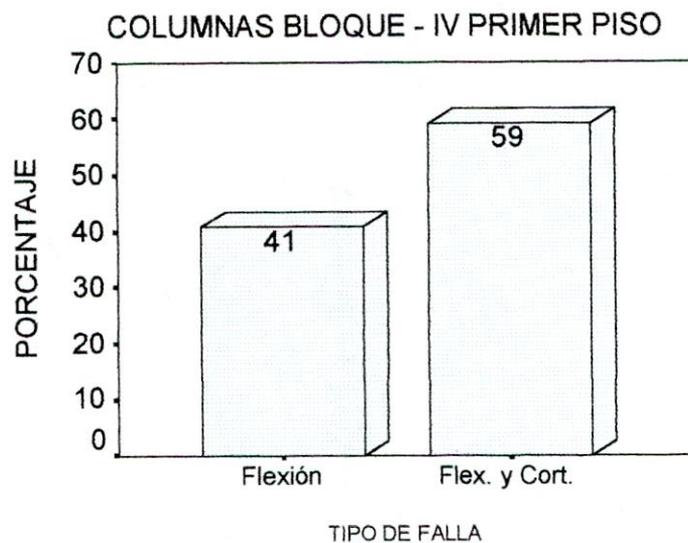
Los resultados obtenidos en el análisis indican que la estructura puede colapsar total o parcialmente debido al mal comportamiento de algunos de sus elementos estructurales al quedar expuestos a esfuerzos cortantes y de flexión. mayores a los que está en condiciones de soportar. A continuación se presenta una relación entre los diferentes tipos de falla que se pueden presentar en los diferentes elementos estructurales que conforman la edificación en estudio.

5.1 COMPORTAMIENTO ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL BLOQUE IV

5.5.1 Columnas Primer Piso.

Como se puede observar en la grafica No 1, Todas las columnas del primer piso de este bloque presentarán un mal comportamiento ante la ocurrencia de un evento sísmico de magnitud moderada o fuerte, siendo la falla más común a flexo-compresión y corte con total de 14 columnas correspondiente a un 59% y únicamente por flexocompresión un total de 9 columnas correspondiente a un 41%. Las columnas ubicadas en el eje A tienen una sección de 20 cm por 100 cm y poseen una cuantía de 0.008 % no alcanzando el valor mínimo que establece la actual normativa del 0.01 % para este tipo de elemento estructural. Por otro lado las columnas ubicadas en el eje C (Columnas de sección variable) tienen en su base una sección de 28 cm y 30 cm con una cuantía de 0.024% no presentarán un buen comportamiento ante sollicitaciones sísmicas y fallarán precisamente en esta sección, tanto a flexión como a cortante, debido ésta última al poco refuerzo transversal, el cual no garantiza una debida zona de confinamiento.

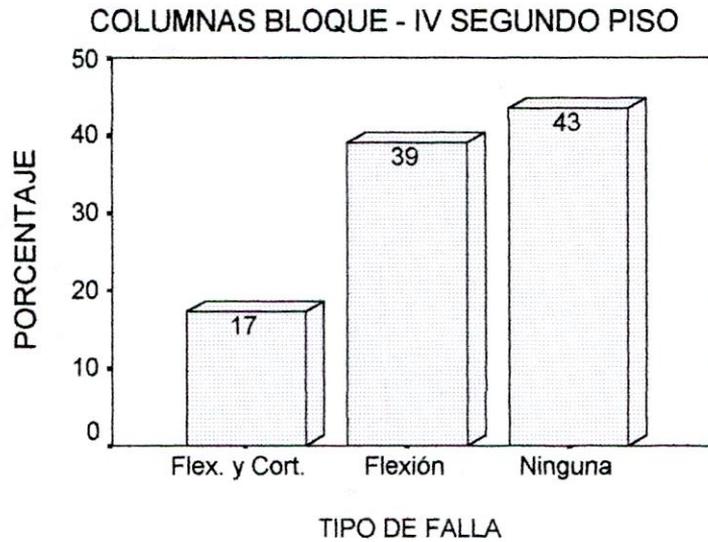
Ahora, observando la distribución de índices de sobreesfuerzos, se nota una fuerte concentración de índices elevados a flexión (falla inminente) en el lado derecho de la fachada norte, siendo la columna C4PI ubicada en los ejes A-16 la que presenta un mayor valor en toda la edificación con un índice 4.08.



Grafica N° 1

5.1.2 Columnas Segundo Piso

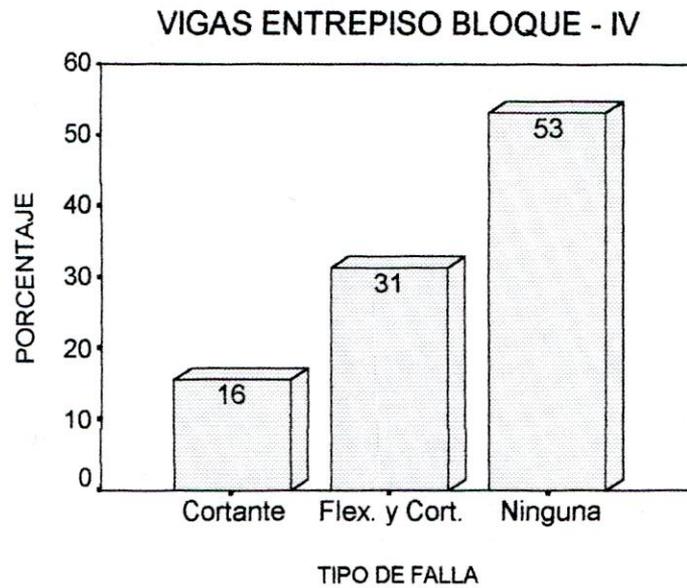
Respecto a las columnas del segundo piso, se puede mencionar que éstas presentarán un mejor comportamiento respecto a los del primer piso. La distribución de falla nos muestra que un total de 10 columnas correspondientes a un el 43% de las columnas de piso tendrán un buen comportamiento, 9 columnas correspondientes a un 39% presentarán falla a flexocompresión y un total de 4 columnas correspondientes a un 17 % fallaran a flexocompresión y corte. Esto se puede observar en la grafica N° 2



Grafica N° 2

5.1.3 Vigas Entrepiso.

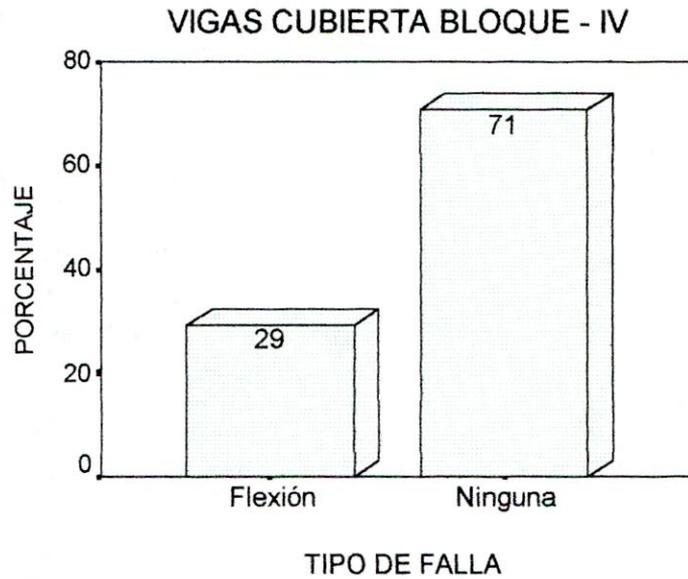
En el entrepiso del bloque IV hay un total de 32 vigas, las cuales presentarán un regular comportamiento, ya que 17 de ellas correspondientes a un el 53% tendrán un buen comportamiento, 10 vigas correspondientes a un el 31.3 % de las vigas de entrepiso presentaran falla a flexión y corte y 5 vigas correspondientes a un el 15.6 % presentarán falla a cortante. Esto se puede observar en la grafica N° 3



Grafica N° 3

5.1.4 Vigas de Cubierta.

En el caso de las vigas de cubierta los resultados son mas esperanzadores ya que 12 vigas correspondientes a un 29.3 % presentarán falla a flexión y el restante 70.7 % no se verán afectadas. Esto se puede observar en la grafica N° 4



Grafica N° 4

5.1.5 Zapatas.

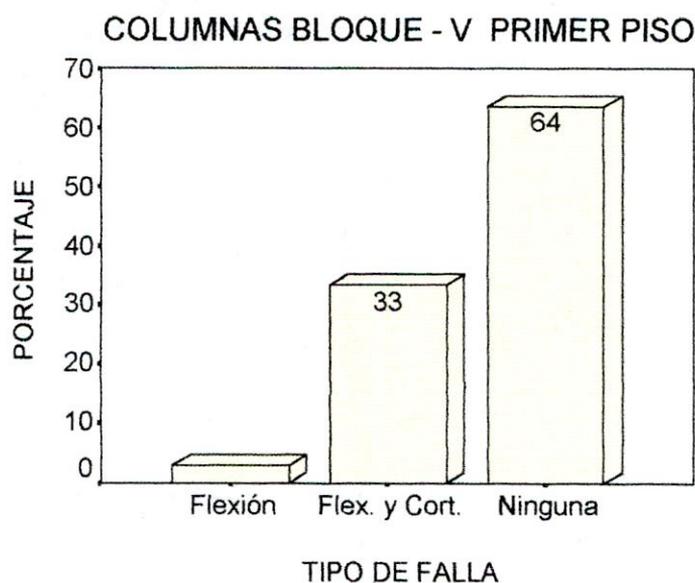
El bloque IV tiene 23 zapatas de las cuales 12 de ellas ubicadas en el eje A y 1 en el eje B correspondientes al 56.5% de la cimentación del bloque en mención tendrán índices mayores a la unidad las restantes 10 presentaran un buen comportamiento.

5.2. COMPORTAMIENTO ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL BLOQUE V

5.5.2 Columnas Primer Piso

A diferencia de las columnas del bloque IV , las del bloque en estudio presentarán un mejor comportamiento, ya que un total de 21 columnas correspondientes a un 63.6% no presentarán falla alguna; 11 columnas correspondientes a un 33.3% tendrán mal comportamiento a flexocompresión y cortante, y 1 columna correspondientes a un 3.0 % presentará falla a flexión pura. Esto se puede observar en la grafica N° 5. Observando la distribución de índices de sobreesfuerzos se nota una concentración de índices mayores a la unidad en los

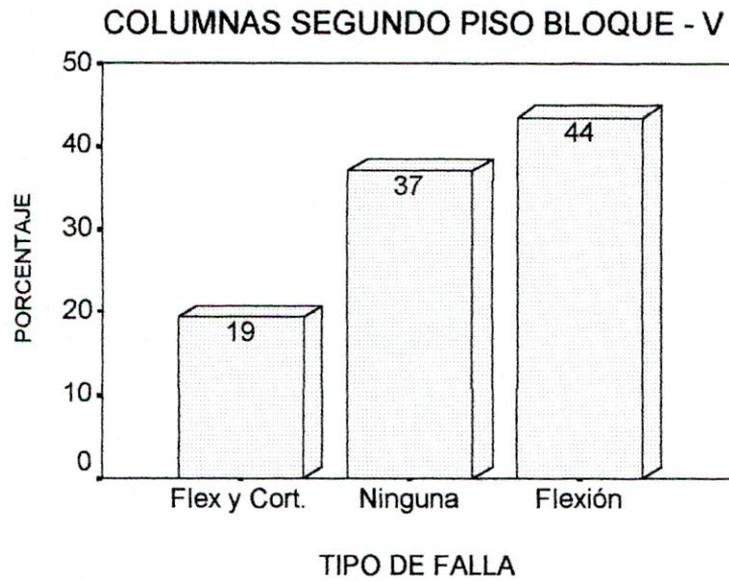
ejes *G* e *J* correspondiente a las fachadas norte y sur respectivamente, siendo los mayores en la esquinas correspondiente a columnas de 20cm x 100cm y a columnas de sección variable.



Grafica N° 5

5.1.2 Columnas Segundo Piso

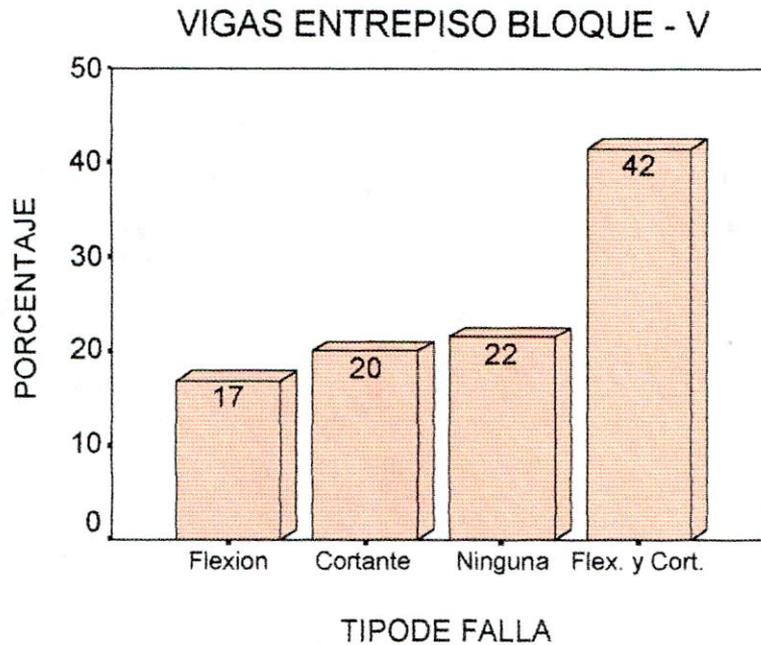
Las columnas del segundo piso, presentan la misma concentración de índices de sobreesfuerzo mayores a la unidad en los ejes *g* y *j*. 12 columnas correspondientes a un 19.4 % presentarán falla a flexocompresión y a corte, 27 columnas correspondientes a un 43.5 % tendrán un mal comportamiento a flexión pura y las restantes 23 columnas correspondientes a un 37.1 % no presentarán falla. Esto se puede observar en la grafica N° 6



Grafica N° 6

5.2.3 Vigas Entrepiso.

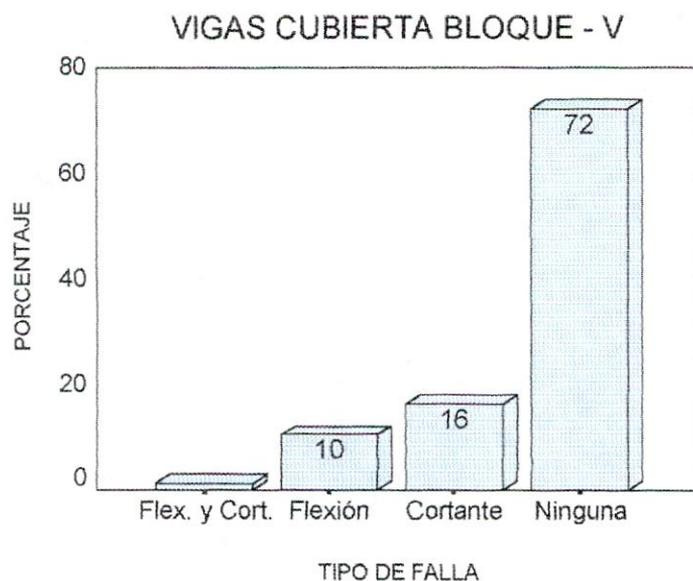
En el entrepiso del bloque V hay un total de 65 vigas, de las cuales solo 14 correspondiente al 21.5 % presentarán un buen comportamiento, 11 Vigas correspondientes a un 16.9% fallaran por flexión y 27 correspondientes a un 16.9% fallaran por flexión y las restantes 13 correspondientes a un el 15.6 % tendrán un mal comportamiento a cortante.. Esto se puede observar en la grafica N° 7



Grafica N° 7

5.2.4 Vigas de Cubierta.

De igual forma que en el bloque IV las vigas de cubierta presentan un mejor comportamiento que las de entrepiso, esto se puede decir ya que 62 vigas correspondiente al 72.1% presentan índices de sobreesfuerzos inferiores a la unidad, 1 viga que corresponde al 1.2 % fallara bajo esfuerzos de flexión y corte combinado, 9 vigas correspondiente a 10.5 % tendrán falla a flexión y las restantes 14 vigas correspondiente a 16.3 % presentaran mal comportamiento al verse excedido su capacidad de resistencia a esfuerzos cortantes. Esto se puede observar en la grafica N° 8



Grafica N° 8

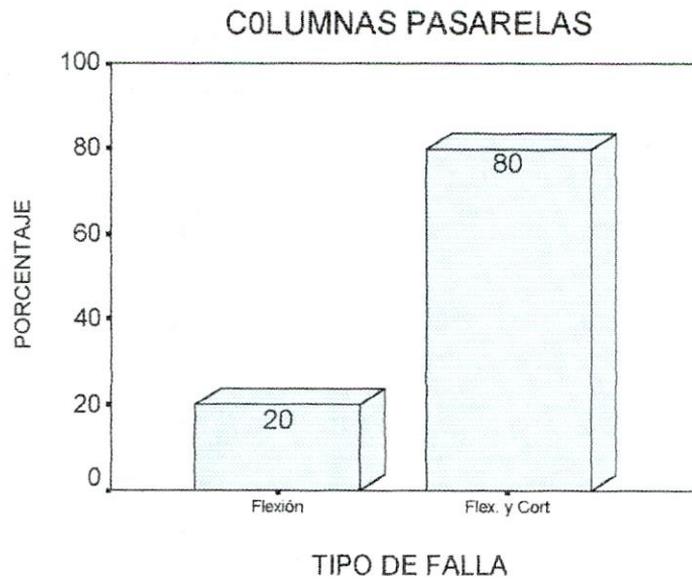
5.2.5 Zapatas.

El bloque V tiene 38 zapatas de las cuales 8 de ellas ubicadas en el eje J y 7 en el eje I para un total de 15 zapatas correspondientes al 39.4.5% de la cimentación del bloque en mención tendrán índices mayores a la unidad las restantes 23 presentaran un buen comportamiento.

5.3 COMPORTAMIENTO ELEMENTOS ESTRUCTURALES PASARELAS

5.3.1 Columnas Pasarelas

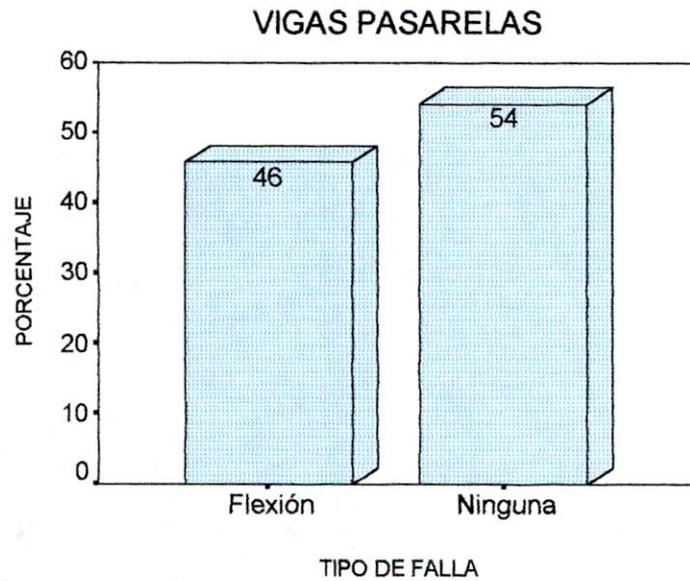
Como se puede observar en la gráfica N° 9, 2 columnas correspondiente al 20% presentarán falla a flexión pura y 8 correspondiente al 80% restante presentaran un mal comportamiento a flexión y corte combinado todas las columnas de pasarelas tienen sección variable siendo la más crítica la ubicada den la base de la columna.



Gráfica N° 9

5.3.2 Vigas Pasarelas

Las vigas de pasarela al igual que las columnas tienen sección variable, en el nudo o unión con la columna tiene una sección de 115cm x 30cm y en el centro de la luz tiene una sección de 85 cm x 30cm; debido a esto las vigas de pasarelas tendrán un buen comportamiento ante esfuerzos cortantes, desafortunadamente no sucede lo mismo con el esfuerzo a flexión ya que 11 vigas correspondiente al 45.8% presentarán índices mayores a la unidad. Esto se puede observar en la gráfica N° 10



Grafica N° 10

5.3 RIGIDES DE LA ESTRUCTURA

La estructura en estudio cumple a cabalidad con los requisitos de deriva prescritos para nuestra normativa, ya que a excepción de una sola columna todas las demás tendrán índices de flexibilidad inferiores a la unidad. La columna C5S10 ubicada en los ejes I -1 tendría un índice de 1.02, el cual según el decreto 2809 del 2002 permite para estudios de vulnerabilidad sísmica un índice máximo de 1.5.

6.0 CONCLUSIONES

El análisis de vulnerabilidad sísmica realizado a los bloques IV y V de la universidad del Magdalena permite concluir los siguientes aspectos:

A pesar de los 35 años que tiene la estructura ésta fue diseñada y construida con las mejores técnicas que ofrecía la época, se puede afirmar ya que aunque no se encontraron registros de la época, tales como memoria de cálculos, especificaciones técnicas, bitácora de obra, entre otros, se nota un muy buen estado de conservación, a demás el refuerzo encontrado en los elementos estructurales coincide en algo cerca de un 95 % con los planos de diseño. A pesar de esto la estructura actual no cuenta con la capacidad de resistir las solicitaciones impuestas, en comparación con una edificación nueva que se haya construido de acuerdo con las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes NSR 98. La estructura actual solo presenta un 98.0% de la rigidez y un 24.51% de la resistencia con respecto a la que tendría una edificación nueva.

La capacidad a cortante es mayor que la capacidad a flexión y/o flexo-compresión, lo cual es benéfico para la estructura, ya que se garantiza la no

ocurrencia de fallas frágiles anticipadas y se asegura en parte la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico mediante mecanismos de flexión

Con la adición de las riostras metálicas y la ampliación de las secciones de las columnas en los ejes de culata y el encamisado de la vigas, la estructura presenta un mejor comportamiento ante cargas sísmicas, puesto que se adicionó el refuerzo necesario para resistir el momento actuante y con el detallado estructural adecuado para que funcione de una manera satisfactoria ante un evento sísmico. Este mejor comportamiento en la estructura se refleja en los resultados de derivas y esfuerzos en las columnas de la estructura rehabilitada.

La estructura reforzada es una estructura de gran rigidez, esto garantiza un control en los daños a elementos no estructurales particularmente en muros divisorios, los cuales inician su figuración con cambios de propiedades ante derivas del orden del 0.5% de las permitidas por la norma (1%).

7.0 RECOMENDACIONES

Es necesario que las recomendaciones aquí formuladas sean tomadas en cuenta, puesto que estas son complementarias a la estrategia de rehabilitación.

Se debe consultar con los autores y/o con el ingeniero asesor del proyecto, cualquier modificación en las cargas utilizadas en el análisis de vulnerabilidad.

Es indispensable separar los pasamanos de las columnas en la fachada sur del segundo piso del bloque IV y los de la fachada norte del segundo piso del bloque V, así como los parapetos ubicados debajo de las ventanas en las fachada norte del segundo piso y fachada sur del segundo piso del bloque V ya que estos pueden ocasionar efectos de columna corta.

Se deben respetar todos los detalles y características del refuerzo que se presentan en los diferentes esquemas de los elementos intervenidos y notificar cualquier inconsistencia a los autores o al ingeniero asesor del proyecto.

BIBLIOGRAFÍA.

- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR 98. Bogotá D.C, 1997, tomos 1 y 2.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. Manual de construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente de viviendas de mampostería. Bogotá D.C, 1997, tomos 1 y 2.
- AWAD, Roberto Rochel. Hormigón reforzado. Editorial Universidad Pontificia Bolivariana. Medellín. 1999. 2 tomos. 220 y 235 p.
- CARDONA, Omar Darío. Determinación Holística del riesgo sísmico utilizando sistemas dinámicos complejos. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya. Escola Tècnica Superior D'enginyers. Barcelona, Septiembre 2001.
- DE GUZMÁN, Diego Sánchez. Durabilidad y patología del concreto. Instituto del concreto. Asocreto. 2002. 219 p
- GARCIA, L.E., Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, Universidad de los Andes, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, 1998.

- INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIÓN. Tesis y otros trabajos de grado. Bogotá D.C. 2001. 132 p. NTC. 1486.
- NILSON. H, Artur. Diseño de estructuras de concreto. Mc Graw Hill. Bogotá. 1999. 722 p.
- SARRIÁ, Alberto. Ingeniería sísmica. Bogota. Ecoe Ediciones. 1995. 571 p.
- SEMINARIO PRÁCTICO, Evaluación y diagnóstico de las estructuras en concreto. Instituto del concreto. Asocreto. Barranquilla. 2002.

