DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA GOBERNACIÓN DE SUCRE Y LA DE UN EDIFICIO DE APARTAMENTOS IMPLEMENTANDO EL ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (ANÁLISIS PUSHOVER).

HENRY CONTRERAS MORALES

LEONARDO TÁMARA LÓPEZ

UNIVERSIDAD DE SUCRE

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

SINCELEJO – SUCRE

2010

DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA GOBERNACIÓN DE SUCRE Y LA DE UN EDIFICIO DE APARTAMENTOS IMPLEMENTANDO EL ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (ANÁLISIS PUSHOVER).

HENRY CONTRERAS MORALES

LEONARDO TÁMARA LÓPEZ

Director

Ing. ALVARO CABALLERO GUERRERO

MSc, Esp, Ingeniería Civil

Subdirector
Ing. CARLOS ARTURO VERGARA GARAY
MSc, Ingeniería Civil

Trabajo de grado en modalidad de Investigación, para optar el título de Ingeniero Civil de la Universidad de Sucre

UNIVERSIDAD DE SUCRE

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

SINCELEJO – SUCRE

2010

Nota de aceptación:

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

Firma del jurado

_____

Firma del jurado

_____

Firma del jurado

Sincelejo, mayo de 2010

DEDICATORIA

A mi DIOS, porque a pesar de todos los inconvenientes que se presentaron en el transcurso de este trabajo, me llenaste con tu luz y sabiduría y me fortaleciste para nunca desfallecer y alcanzar así mis objetivos.

A mis padres ADOLFO y SADY, los cuales con su gran apoyo y experiencia me han guiado y ayudado en todos los momentos de mi vida.

Leonardo Támara López

Principalmente a DIOS por ser quien ha estado a mi lado en todo momento dándome las fuerzas necesarias para continuar luchando día tras día.

A mi familia por apoyarme y darme el cariño necesario para llevar a cabo todos mis proyectos.

Henry Contreras Morales

AGRADECIMIENTOS

Al ingeniero Álvaro Caballero Guerrero, por su empeño, ayuda y sobre todo su tiempo para que esta investigación fuera una realidad.

Al ingeniero Carlos Vergara Garay, por su conocimiento y experiencia brindada en la realización de esta investigación.

A Luis Cervantes, quien brindó su colaboración, la cual representó una gran ayuda para este trabajo.

Al personal de la Gobernación de Sucre, en especial a la secretaría administrativa los cuales ofrecieron su apoyo y nos facilitaron las cosas dentro de la institución.

Y a todas las demás personas, docentes y amigos, que hicieron su aporte desinteresadamente para que esta meta fuera alcanzada.

Leonardo Támara López

A DIOS por darme la fortaleza necesaria y permitir que este sueño se hiciera realidad.

A mi madre y a mi tía, Lucina Morales y Nelly Murillo, por brindarme todo el apoyo necesario a lo largo de la carrera.

Al Ingeniero Álvaro Caballero por el tiempo que dedicó para asesorarnos y dirigirnos en este trabajo.

A los ingenieros Carlos Vergara, Luis Cervantes y Rodrigo Hernández por la colaboración incondicional que nos brindaron.

A la oficina de Planeación Municipal y a la Gobernación de Sucre por su colaboración en el inicio de este proyecto.

Henry Contreras Morales

RESUMEN

La ciudad de Sincelejo, está ubicada en una zona cuya amenaza sísmica es definida por la norma sismorresistente del 98 (NSR-98) como intermedia[1], lo que conlleva a prestar gran atención a la situación en la cual se encuentran sus estructuras, puesto que la gran parte de éstas fueron construidas bajo códigos sismorresistentes, como es el caso, de la Norma AIS 100-81, "Requisitos sísmicos para edificios" [2] y del Código Colombiano de Construcciones Sismorresistentes CCCSR-84[3], que en la actualidad se tornan obsoletos, debido a que han sido modificados con el fin de adoptar nuevos esquemas de seguridad y de acomodarlo a las nuevas tendencias de la técnica y la ciencia, además, otro gran porcentaje fueron construidas sin ningún tipo de asesoría técnica y sin ninguna normativa que reglamentara un diseño sismorresistente.

Dentro de este contexto, cabe mencionar que sí bien existen estructuras diseñadas con parámetros sísmicos, éstos hoy en día se tornan obsoletos gracias a la actualización de dichas normativas, lo que hace pensar sobre cuál sería el comportamiento de éstas ante la eventual presencia de un sismo. Lo anterior tiene como respuesta clara una alta vulnerabilidad por parte de las edificaciones y el riesgo potencial que corre la población sincelejana.

Hoy en día, se cuenta con grandes avances a nivel de teorías sismorresistentes, sin embargo, las catástrofes ocasionadas por los terremotos aún siguen existiendo lo que da pie a afirmar que se necesita implementar procedimientos que mejoren el comportamiento sísmico de las estructuras existentes, para disipar los impactos negativos que ocasionan éstos.

---

[1] NSR-98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá 1998,Fig 3 mapa de zonificación sísmica

[2] AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Requisitos Sísmicos para Edificios - Norma AIS 100-81. Santafé de Bogotá: AIS, 1981.

[3] AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84. Ley 11 de 1983. Santafé de Bogotá: GOBIERNO NACIONAL, 1984.

Dentro de estos procedimientos se encuentra el del **espectro de capacidad,** el cual permite estimar muy aceptadamente la vulnerabilidad sísmica de una estructura de manera directa, ya que el análisis es realizado directamente sobre sus elementos estructurales, obteniendo escenarios de daños ante sismos de distintas características, al igual que información valiosa desde el punto de vista funcional de la edificación después de este evento.

Las estructuras tomadas para esta investigación son las del edificio de la Gobernación de Sucre y la de un edificio de apartamentos de 4 pisos (Edificio Verónica), a las cuales se les aplicó una metodología simplificada, puesto que no se tuvieron en cuenta los efectos torsionales ocasionados por las irregularidades de estas edificaciones, además, para su análisis y estudio se toman dos pórticos representativos de cada estructura, ubicados en las direcciones principales del modelo (X e Y).

Con base a los resultados obtenidos, se puede decir que las edificaciones objeto del estudio, presentan una vulnerabilidad alta pues ante las acciones sísmicas propuestas, es decir, sismo de servicio, de diseño y severo, los escenarios presentados muestran grandes daños en sus espacios, sobre todo en vigas, viguetas y algunas columnas de los primeros pisos, lo que origina un panorama peligroso para sus ocupantes.

ABSTRACT

The city of Sincelejo is located in an area whose seismic threat is defined by the earthquake resistant Norm (NSR-98) as an intermediate, what bears to pay great attention to the situation of which are its structures, since the great part of these were built using inferior building codes such as Norm AIS 100-81, seismic requirements for buildings and the Colombian code of earthquake resistant constructions CCCSR-84 that at the present time have become obsolete, because they have been modified with the purpose of adopting new outlines of security and of accommodating them to the new tendencies of the technique and the sciences, also, another great percentage were built without any type of technical indication, by no means professional and what is worse without any normative that would have regulated an earthquake resistant design, clearly showing a lack of administration and planning inside the field of the construction.

Inside this context, it is necessary to mention that yes while structures designed with seismic parameters exist, these today have become obsolete thanks to the actualizations of these normatives, that makes one think what would be the behavior or performance of these buildings during the eventual presence of an earthquake. That mentioned there is clearly a high vulnerability on the part of the constructions and the potential risk that the population sincelejana runs.

As of today, there have been big advances in the level of earthquake resistant theory, knowledge reached after big efforts and work in the field of engineering, however, the catastrophes caused by the earthquakes still continue what gives cause to affirm that one needs to implement procedures that improve the seismic performance of the existent structures, existing so that in a way or other the negative impacts are dissipated. The studies of seismic vulnerability must take great relevance, because they allow the generation of possible scenarios of damages that not only serve to the reinforcement and rehabilitation of the

structures but also, for the creation of mitigation plans and prevention plans more centered and argued.

Inside these procedures is that of the **spectrum of capacity**, which allows to estimate the seismic vulnerability of a structure in a direct way, since the analysis is carried out directly on its structural elements, generating scenarios of damages before earthquakes of different characteristic, the same as valuable information at functional level of the construction after this event.

The structures taken for this investigation are those of the building of the Government of Sucre and that of a building of apartment of 4 floors (Building Verónica), to which were applied a simplified methodology, since they were not kept in mind the torsion effects caused by the irregularities of these constructions, also, for their analysis and study they take two representative frames of each structure, located in the main addresses of the pattern (X and Y).

With base to the obtained results, one can say that the constructions object of the study, they present a high vulnerability because before the actions seismic proposals, that is to say, earthquake of service, of design and severe, the presented scenarios show big damages in their spaces, mainly in beams and some columns of the first floors, what originates a dangerous stage for their occupants.

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

CAPITULO I INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN……..23

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO……25

1.2.1 Justificación……..25

1.2.2 Objetivo general……...27

1.2.3 Objetivos específicos……...27

1.2.4 Alcance……...28

1.3 CONTENIDO DEL ESTUDIO……..28

CAPITULO II: ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1 ANTECEDENTES……..30

2.2 ESTADO DEL ARTE Y ASPECTOS CONCEPTUALES……35

2.2.1 Sismología……36

2.2.1.1 Historia de la sismología……..36

2.2.2 Sismos……..38

2.2.2.1 Clasificación de los sismos……39

2.2.2.2 Componentes de un sismo……..40

2.2.2.3 Ondas sísmicas……41

2.2.2.4 Intensidad y magnitud de un sismo……...43

2.2.2.5 Medición de los sismos……...43

2.2.2.6 Escalas de medición……44

CAPITULO III: VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO

3.1 Riesgo sísmico……47

3.1.1 Peligrosidad o amenaza sísmica……..48

3.1.2 Sismicidad mundial……..48

3.1.3 Sismicidad en Colombia……....52

3.1.3.1 Emplazamiento sismo tectónico de Colombia…….54
3.1.4 Peligrosidad o amenaza sísmica en Sincelejo……...56
3.1.5 Vulnerabilidad sísmica……...57
3.1.5.1 Tipos de vulnerabilidad sísmica…….57
3.1.5.2 Desarrollo de metodologías……....59
3.1.5.3 Metodología para determinar la vulnerabilidad sísmica……66
3.1.5.4 Método del Espectro de capacidad (Análisis PUSHOVER)……..68
3.1.5.5 Niveles de desempeño propuesto por el ATC – 40……....70
CAPITULO IV: DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO
4.1 Tipos de espectros……78
4.1.1 Espectros de respuesta elástica……...78
4.1.2 Espectros de respuesta inelástica……80
4.1.3 Espectros de diseño……...81
CAPITULO V: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICOS DE CONCRETO ARMADO
5.1 Resistencia a compresión del concreto no confinado…….85
5.2 Resistencia a compresión del concreto confinado……..89
5.3 Relación esfuerzo-deformación del Acero……89
5.4 Desempeño sísmico de edificios aporticados de concreto armado……..93
5.4.1 Uniones viga – columna……..94
5.4.2 Continuidad en la ruta de carga……97
5.4.3 Regularidad……...98
5.4.4 Rigidez……...99
5.4.5 Proximidad a edificaciones adyacentes……100
5.4.6 Columna débil - Viga fuerte……..101
5.5 Edificios con sistema losa – columna (reticular celulado) de concreto armado……...102
5.5.1 Reticular celulado……...102

CAPITULO VI: EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA GOBERNACIÓN DE SUCRE Y LA DE UN EDIFICIO DE APARTAMENTOS

6.1 Aplicación de la metodología para el Edificio Verónica……108

6.1.1 Evaluación preliminar……..108

6.1.2 Evaluación de la estructura actual……...119

6.1.2.1 Evaluación Edifico Verónica……..120

6.1.2.1.1 Análisis sísmico de las estructuras……..120

6.1.2.1.2 Verificación de las derivas……121

6.1.2.1.3 Cuantía del refuerzo solicitado para el cumplimiento de los requisitos del reglamento sismorresistente colombiano……130

6.1.3 Modelación de la estructura a través de un análisis estático no lineal, el método del espectro de capacidad……137

6.1.3.1 Evaluación de fuerzas sísmicas……137

6.1.3.1.1 Avalúo de cargas……..137

6.1.3.1.2 Definición de los espectros de demanda……...140

6.1.3.2 Creación del modelo estructural en SAP 2000……..143

6.1.3.2.1 Definición y asignación de las rótulas plásticas……144

6.1.3.2.2 Definición de los esquemas de carga……..146

6.1.3.2.3 Resultados del análisis Push-Over……..147

6.1.3.2.4 Evaluación de la respuesta sísmica de la edificación……..149

6.2 Aplicación de la metodología para el Edificio de la Gobernación de Sucre……..159

6.2.1 Evaluación preliminar……..159

6.2.2 Evaluación de la estructura actual……...167

6.2.2.1 Evaluación Edifico Gobernación de Sucre……..167

6.2.2.1.1 Análisis sísmico de las estructuras……..167

6.2.2.1.2 Verificación de las derivas……168

6.2.2.1.3 Cuantía del refuerzo solicitado para el cumplimiento de los requisitos del reglamento sismorresistente colombiano……170

6.2.3 Modelación de la estructura a través de un análisis estático no lineal, el método del espectro de capacidad……175

6.2.3.1 Evaluación de fuerzas sísmicas……...175
6.2.3.1.1 Avalúo de cargas……175
6.2.3.1.2 Definición de los espectros de demanda……...178
6.2.3.2 Creación del modelo estructural en SAP 2000……..180
6.2.3.2.1 Definición y asignación de las rótulas plásticas……181
6.2.3.2.2 Definición de los esquemas de carga……..181
6.2.3.2.3 Resultados del análisis Push-Over……..181
6.2.3.2.4 Evaluación de la respuesta sísmica de la edificación……..184
CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
7.1 Conclusiones……194
7.2 Recomendaciones……205
REFERENCIAS……206
ANEXOS

LISTADO DE FIGURAS

Pág.

Figura 1. Coloso de Rodas…….....37

Figura 2. Faro de Alejandría……..37

Figura 3. Componentes de un sismo……...41

Figura 4. Tipos de ondas sísmicas y partes de un sismo…….42

Figura 5. Placas tectónicas de la Tierra……..49

Figura 6. Falla de San Andrés, Estados Unidos……50

Figura 7. Mapa de amenaza sísmica mundial……51

Figura 8. Principales sistemas de fallamiento en Colombia……55

Figura 9. Curvas de recurrencia de aceleración máxima horizontal para la ciudad de Sincelejo….56

Figura 10. Comportamiento de una rótula plástica según el ATC – 40……69

Figura 11. Método del Espectro de Capacidad……..74

Figura 12. Gráfico indicativo del método de determinación del espectro de respuesta……..77

Figura 13.Espectro de respuesta elástica para distintos valores de factor de amortiguamiento…...80

Figura 14. Determinación del espectro de diseño a partir de cuatro espectros de respuestas…….82

Figura 15. Espectro elástico de diseño NSR – 98……..83

Figura 16. Modelos estructurales no permitidos por las normas sismorresistentes……85

Figura 17. Curvas esfuerzo – deformación, obtenidas para cilindros de concreto cargados a compresión uniaxial……..86

Figura 18. Curva de esfuerzo - deformación para cilindros de hormigón con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad……..88

Figura 19. Curvas de esfuerzo - deformación para aceros de distintas resistencias……..90

Figura 20. Relaciones cíclicas esfuerzo – deformación del acero……..92

Figura 21. Idealizaciones de la curva esfuerzo – deformación del acero……..93

Figura 22. Detalle inadecuado de las uniones viga – columna en edificaciones construidas con costumbres de diseño obsoletas……..95

Figura 23. Daños producidos por mal comportamiento de las uniones vigas – columnas……..96

Figura 24. Mecanismo de fallo de piso de débil……98

Figura 25. Daños producidos por derivas excesivas. Pereira 1995……..……99

Figura 26. Daños causados por el impacto entre edificios contiguos……..100

Figura 27. Modelo estructural reticular celulado……..103

Figura 28. Daños a causa del sismo ocurrido en la ciudad de México en septiembre del 1985, en edificaciones con reticular celulado……104

Figura 29. Planta Estructural tipo edificio Verónica……..109

Figura 30. Planta de cimientos Edificio Verónica……..110

Figura 31.Características suelos de la zona de estudio……..111

Figura 32. Definición de la deriva (NSR – 98)……..121

Figura 33. Derivas resultantes Edificio Verónica……124

Figura 34. Porcentajes de derivas resultantes para el edificio Verónica……..125

Figura 35. Derivas Edificio Verónica dirección Y……..126

Figura 36. Porcentajes de derivas en el sentido Y del edificio Verónica……..127

Figura 37. Derivas Edificio Verónica dirección X……..128

Figura 38. Porcentajes de derivas en el sentido X del edificio Verónica……..…129

Figura 39.Cuantía de refuerzo para columnas Edifico Verónica……...130

Figura 40. Cuantía requerida para el cumplimiento de la NSR – 98……131

Figura 41. Cuantía real para las columnas del Edificio Verónica……..132

Figura 42. Cuantía de refuerzo requerido para columnas Edifico Verónica, Pórtico A (Col. A)…..133

Figura 43.Cuantía de refuerzo para vigas Edifico Verónica. Planta 3……..134

Figura 44.Cuantía de refuerzo para vigas. Edifico Verónica……..135

Figura 45. Vista del modelo tridimensional de la estructura en SAP 2000……..143

Figura 46. Vista tridimensional de la planta tipo en SAP 2000……..143

Figura 47.Definición de rótulas plásticas para las columnas……..144

Figura 48.Definición de rótulas plásticas para las vigas……..145

Figura 49. Definición de las características No lineales del método y control del desplazamiento……146

Figura 50. Curva de capacidad del pórtico E……147

Figura 51. Niveles de desempeño – etapa 4. Portico E……..149

Figura 52. Niveles de desempeño – etapa 15. Portico E……...149

Figura 53. Inicio de la plastificación de la estructura. Pórtico E……150

Figura 54. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico E (Sismo de servicio)……151
Figura 55. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico E (Sismo de diseño)……...151
Figura 56. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico E (Sismo severo)……152
Figura 57. Curva de capacidad del pórtico 3……153
Figura 58. Niveles de desempeño – etapa 4. Portico 3……...153
Figura 59. Niveles de desempeño – etapa 15. Portico 3……154
Figura 60. Inicio de la plastificación de la estructura. Pórtico 3……..155
Figura 61. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 3 (Sismo de servicio)……156
Figura 62. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 3 (Sismo de diseño)……....156
Figura 63. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 3 (Sismo severo)……157
Figura 64. Edificio objeto de estudio de la Gobernación de Sucre. Avenida las Peñitas……160
Figura 65. Vista en planta losa 3. Edificio Gobernación de Sucre……161
Figura 66. Inconvenientes con esquinas interiores……162
Figura 67. Planta de Cimientos Edifico Gobernación de Sucre……163
Figura 68.Caracteristicas de los suelos de la zona de estudio……164
Figura 69. Secciones de columnas de acuerdo a los planos estructurales……166
Figura 70. Derivas Edificio Gobernación de Sucre……..168
Figura 71. Porcentajes de derivas resultantes para el edificio de la Gobernación de Sucre……...169
Figura 72.Cuantía de refuerzo para columnas Edificio Gobernación de Sucre……..170
Figura 73. Cuantía requerida para las columnas del edificio de la Gobernacion de Sucre……..171
Figura 74. Cuantía real para las columnas del edificio de la Gobernacion de Sucre……171
Figura 75. Cuantía de refuerzo requerido para columnas – Pórtico N. Columna N – 9……173
Figura 76.Cuantía de refuerzo para viguetas Edifico Gobernación de Sucre Losa 2……174
Figura 77. Vista del modelo tridimensional de la estructura en SAP 2000……180
Figura 78. Vista tridimensional de la planta tipo en SAP 2000……..180
Figura 79. Curva de capacidad del pórtico A……181
Figura 80. Niveles de desempeño – etapa 2. Portico A……183
Figura 81. Niveles de desempeño – etapa 11. Portico A……...183
Figura 82. Niveles de desempeño – etapa 26. Portico A……...183
Figura 83. Inicio de la plastificación de la estructura. Pórtico A……185
Figura 84. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico A (Sismo de servicio)……185

Figura 85. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico A (Sismo de diseño)……...186
Figura 86. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico A (Sismo severo)……186
Figura 87. Curva de capacidad del pórtico 5……188
Figura 88. Niveles de desempeño – etapa 2. Portico 5……..188
Figura 89. Niveles de desempeño – etapa 11. Portico 5……189
Figura 90. Niveles de desempeño – etapa 26. Portico 5……189
Figura 91. Inicio de la plastificación de la estructura. Pórtico 5……..190
Figura 92. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 5 (Sismo de servicio)……..191
Figura 93. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 5 (Sismo de diseño)……...191
Figura 94. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 5 (Sismo severo)……191

LISTADO DE FOTOS

Pág.

Foto 1. Elementos no estructurales en buen estado…….112

Foto 2. Elementos no estructurales y estructurales en buen estado……..112

Foto 3. Parte inferior de columna en parqueadero sin presencia de asentamientos diferenciales o agrietamientos en la placa de contrapiso……113

Foto 4. Detalle de sección Columna 1.B del parqueadero……...114

Foto 5. Detalle de sección Columna 1.B del parqueadero……...115

Foto 6. Detalle del aumento de sección Columna 1.B por la utilización de bloques……115

Foto 7. Detalle sección Columna 2.A del parqueadero…….116

Foto 8. Buen estado del acero longitudinal columna 2.A del parqueadero……116

Foto 9. Gran capa de pañete y recubrimiento del acero de refuerzo……..117

Foto 10. Espaciamiento del acero de confinamiento en las columnas……117

Foto 11. Ensayo de esclerometría realizado a las columnas estudiadas……...118

Foto 12. Vista fachada principal edificio Veronica……118

Foto 13. Sistema reticulado celulado con capitel en la unión columna-losa…….....160

Foto 14. Aumento de sección de columna por orden arquitectónico. Piso acceso……...165

Foto 15. Fachada principal edificio Gobernación de Sucre……...165

LISTADO DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Escala modificada de Mercalli……...46

Tabla 2. Escala Richter……..46

Tabla 3. Promedio anual de terremotos……..52

Tabla 4. Comparación del acero de refuerzo requerido con el real para la viga ACEFH……136

Tabla 5. Coeficientes de aceleración horizontal para los niveles de intensidad sísmica……..141

Tabla 6. Cortante sísmico para los niveles de amenaza sísmica estudiados……142

Tabla 7. Niveles de deformación plástica adoptados según el ATC – 40……...145

Tabla 8.Secuencia de plastificaciones del pórtico E……...147

Tabla 9.Secuencia de plastificaciones del pórtico 3……152

Tabla 10. Coeficientes de aceleración horizontal para los niveles de intensidad sísmica……178

Tabla 11. Cortante sísmico para los niveles de amenaza sísmica estudiados……...179

Tabla 12.Secuencia de plastificaciones del pórtico A……182

Tabla 13.Secuencia de plastificaciones del pórtico 5……187

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN:

Los terremotos son fenómenos naturales inevitables, cuya acción es capaz de ocasionar grandes desastres, que en relación a la zona donde actúen se pueden considerar como catástrofes. Los efectos originados por los sismos se ven reflejados tanto en pérdidas económicas como de vidas humanas, razón que ha llevado a revisar el comportamiento sísmico de las estructuras, con el fin de reducir en gran medida el grado de daño que ésta pueda ocasionar a la sociedad, no sólo desde el punto de vista del colapso de la edificación sino de la dificultad o imposibilidad de usarlas después del sismo.

Como resultado de los fuertes terremotos de las últimas décadas, en países desarrollados y con alta probabilidad de ocurrencia de sismos, como Estados Unidos y Japón, se han llevado a cabo estudios e investigaciones relacionados básicamente con el mejoramiento del diseño sismorresistente de estructuras nuevas pero aplicables a las ya existentes, con el fin de someterlas a procesos de rehabilitación y adecuación, por lo que son éstas las que conforman el mayor porcentaje de edificaciones existentes y las que fueron construidas bajo códigos sismorresistentes desactualizados o en el peor de los casos sin ningún parámetro que les permita soportar una acción sísmica.

En Colombia, las consecuencias nefastas producto de acciones sísmicas además de poner en evidencia el mal desempeño de sus estructuras, revelan la insuficiente o nula planificación y control urbanístico que existe, motivo por el cual se incrementa de manera casi incontrolada el riesgo al cual pueden estar sometidas sus ciudades, sus comunidades y sus poblaciones. Sin embargo, hoy en día se cuenta con herramientas que mejoran la respuesta sísmica de las

estructuras, dicho mejor, con estas nuevas metodologías se quiere generar o establecer posibles escenarios de daños ocasionados por sismos, con el fin de ejecutar las correcciones necesarias desde el punto de vista del reforzamiento de las estructuras y de los planes de atención y prevención de desastres.

En este sentido, con las nuevas filosofías de diseño sismorresistente se pretende disminuir el grado de daño que sufre una estructura, ocasionado por un sismo de determinadas características, es decir, disminuir su vulnerabilidad sísmica, con lo que se logra un mejor comportamiento y por lo tanto y más importante la preservación de vidas y la posibilidad de atender las situaciones que se presenten.

Con los estudios de vulnerabilidad sísmica se pretende pronosticar el daño esperado en una estructura, sí ésta fuera sometida a la acción de un terremoto, cabe mencionar que el daño es definido como el grado de destrucción ocasionado por un fenómeno peligroso, no obstante, desde el punto de vista del buen comportamiento sísmico, éste se relaciona con las deformaciones plásticas (irrecuperables), razón por la cual, para que una edificación presente un buen desempeño frente a fuertes sismos, es necesario diseñarlas de tal forma que resistan niveles de deformaciones más allá del rango elástico. Una vez conocido cual sería el posible daño, se podrán implementar mecanismos para reducirlo, con el fin de disminuir las pérdidas que ocasionarían futuros temblores.

En esta tesis, se muestra la metodología del espectro de capacidad para encontrar que tan vulnerable son las estructuras de la Gobernación de Sucre y la de un edificio de apartamentos (Edificio Verónica) sí llegasen a ser abatidas por una onda sísmica de determinadas características.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO:

1.2.1 Justificación:

La ingeniería civil siempre se ha preocupado por mejorar continuamente el bienestar del hombre, proporcionando mediante distintas acciones un mejor nivel de vida, por lo que toma en cuenta factores como lo son el medio ambiente, la sostenibilidad, etc., y los agrupa para satisfacer las necesidades existentes y futuras de la población.

Para ello es indispensable una labor continua de investigaciones y estudios relacionados, sobre todo, con aquellos acontecimientos de carácter desastrosos encontrados en la actualidad, teniendo en cuenta las acciones realizadas anteriormente, para encontrar mecanismos o metodologías que de una u otra forma disminuyan las "deficiencias" presentadas, para este caso, en las edificaciones que no tuvieron un buen comportamiento estructural ante la acción de un sismo.

En este orden de ideas, el mejoramiento de aquellos puntos estratégicos que incidan directamente en el bienestar de la comunidad, como es el caso, de las entidades gubernamentales, la Gobernación de Sucre, que se encarga de la administración de los asuntos seccionales y la planificación y promoción del desarrollo económico y social dentro de su territorio, contiene gran importancia ya que estas edificaciones deben tener las condiciones necesarias para atender, ante la ocurrencia de un sismo, de manera eficiente las necesidades que se presenten en lo relacionado a la toma de decisiones y actos administrativos. De la misma forma, el revisar la funcionabilidad actual de edificaciones de carácter residencial, como es el caso de los edificios de apartamentos, Edificio Verónica, constituye un gran aporte al alcanzar un gran esquemático sobre todas la estructuras de este tipo, para sacar las correspondientes valoraciones de su comportamiento ante una acción sísmica.

Es por ello, que los estudios relacionados a esta temática, los de vulnerabilidad sísmica, que van de la mano con la investigación continua e innovadora tanto para el mejoramiento de las técnicas aplicadas en la ingeniería práctica, como también, y de manera fundamental, a la formulación de nuevas teorías que sirven para la comprensión, interpretación y modelación de los fenómenos naturales, ofrecen acciones para generar escenarios de riesgos a los que puede estar sometida la población y la infraestructura, para así implementar estrategias que disipen la probabilidad de fallo de una estructura al ser sometida por un terremoto.

1.2.2 Objetivo General:

- Determinar la vulnerabilidad sísmica del edificio de la Gobernación de Sucre y la de un edificio de apartamentos, implementando el análisis del espectro de capacidad (análisis Push-Over).

1.2.3 Objetivos Específicos:

- Hacer una revisión del estado del arte en lo referente a sismicidad, riesgo sísmico, vulnerabilidad sísmica.
- Confrontar con los planos encontrados las estructuras existentes y verificar el estado actual de éstas.
- Modelar las edificaciones en un software (*EngSolutions RCB Building*), con el fin de observar la respuesta de la estructura frente a la acción de un sismo.
- Implementar el método del análisis del espectro de capacidad para realizar un estudio directo sobre la vulnerabilidad sísmica de la estructura de la Gobernación de Sucre y la de un edificio de apartamentos.
- Analizar los resultados obtenidos por cada método, para dar las conclusiones y recomendaciones definitivas.

1.2.4 Alcance:

Con esta investigación se pretende realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica sobre las estructuras de la Gobernación de Sucre y la de un edifico de apartamentos, sometidas a sismos de distintos niveles de amenaza, servicio, diseño y severo, con el objetivo de observar su comportamiento ante este tipo de solicitaciones y dar las recomendaciones y conclusiones pertinentes del estudio. Dicho mejor, esta investigación brindará toda la información relacionada en cuanto a que tan vulnerable son las edificaciones analizadas, además, servirá de soporte para la realización de *nuevas investigaciones* enfocadas hacia el planteamiento de estrategias o alternativas de solución a la problemática encontrada, en lo que tiene que ver con los procesos de rehabilitación y reforzamiento a fin de cumplir los requerimientos propuestos por la norma sismorresistente colombiana NSR-98.

1.3 CONTENIDO DEL ESTUDIO:

Esta investigación contiene 7 capítulos, los cuales se sintetizan de la siguiente forma:

Capítulo I: Hace referencia a la introducción, justificación, objetivos y alcance de la investigación.

Capítulo II: Se muestran los antecedentes relacionados a los estudios de vulnerabilidad sísmica realizados en el mundo, Colombia y en Sincelejo, además, se hace una revisión del estado del arte en lo referente a sismología, origen, componentes, magnitud e intensidad de los sismos.

Capítulo III: Corresponde a los aspectos relacionados al tema de vulnerabilidad y riesgo sísmico. Se presentan de igual forma la temática sobre amenaza sísmica y sismicidad, en el mundo y en Colombia, además, se habla sobre los tipos de

vulnerabilidad sísmica y el desarrollo de las metodologías para su evaluación. Por último se explica el método del espectro de capacidad o análisis *Push-Over*, siguiendo los lineamientos propuestos por el ATC – 40.

Capítulo IV: Señala los aspectos más importantes en la definición del espectro de diseño, indicando formas de cómo construirlo y mostrando los diferentes tipos de espectros, es decir, los de repuesta elástica, inelástica y los de diseño.

Capitulo V: La temática tratada corresponde al comportamiento sísmico de los edificios de concreto armado, describiendo las principales propiedades de sus componentes que influyen dentro de este comportamiento.

Capítulo VI: Se describe la metodología empleada para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras y se analizan los resultados obtenidos por la modelación realizada en los dos software estructurales empleados, es decir, el *SAP 2000 y el RCB Building.*

Capítulo VII: Contiene las conclusiones y recomendaciones pertinentes a la investigación.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1 ANTECEDENTES:

Los estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes, se plantearon con contundencia cuando la humanidad comprendió a través de la experiencia, que los terremotos, así como las fuerzas de la naturaleza, no pueden ser controlados por el hombre, por esta razón, a principios del siglo XX, se dio paso a la creación de códigos sismorresistentes para que se normalizara la construcción de las estructuras con el fin de disminuir en gran parte el riesgo a fallar ante la eventualidad de un sismo, es decir, se crean como respuesta ante los resultados devastadores de estos fenómenos.

Según Sarria[4], a raíz del sismo de 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 riesgos ocasionados por éste fueran menores. En 1909 la comisión recomendó que los edificios deberían diseñarse para una carga lateral equivalente a 1/12 del peso.

Posteriormente, tras las consecuencias del terremoto en Tokio, Japón 1923, un grupo de ingenieros postularon ciertos conceptos en cuanto a los parámetros de construcción bajo estas acciones naturales, lo que dio paso a la formulación de las primeras nociones de diseño sismorresistente, entre las cuales se pueden mencionar que frente a las cargas sísmicas, un edificio debía comportarse tan

---

[4] SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. Universidad de los Andes. Bogotá 1990

cerca de lo que es un cuerpo rígido, como las circunstancias lo permitieran, se debían emplear plantas tan simétricas como fuera posible, así mismo utilizar paredes rígidas mientras fuera posible, manteniendo la continuidad de estos elementos desde la cimentación hasta la cubierta, las fuerzas sísmicas se repartirían a las columnas en proporción a las rigideces del pórtico o sistema estructural.

En los Estados Unidos, los primeros indicios de normalización se produjeron en 1927 a raíz del sismo de Santa Bárbara, luego con el sismo ocurrido en Long Beach, 1933, se dio paso a la elaboración de un reglamento de construcción el cual exigía, entre otras cosas, que los edificios de mampostería no reforzada se debían diseñar para resistir una carga lateral igual al diez por ciento (10%) de la suma de la carga muerta y una porción de la carga viva. En 1974 el Concejo de Tecnología Aplicada (**ATC**) de California conformó un grupo de ingenieros y científicos que propusieron unas bases de normalización originando el "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings" (Provisiones temporales para el Desarrollo de Regulaciones Sísmicas para Edificaciones), conocido como el ATC - 3-06. De esta manera, es como se fueron planteando los primeros conceptos de diseño sismorresistente y se iniciaron investigaciones en el área de la ingeniería sísmica en Japón y en estados Unidos[5].

Para las décadas de los 60' y 70', los estudios de vulnerabilidad sísmica en edificaciones existentes tuvieron su origen en las llamadas Técnicas de Screening, las cuales trataban de cuantificar la resistencia de la estructura por aproximaciones. Algunos de estos métodos por lo tanto, fueron la base para

---

[5] AIJ. Architectural Institute of Japan. 1998; SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. Universidad de los Andes. Bogotá 1990

posteriores procedimientos 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' e inicio de la de los 80', ciudades tan importantes como Los Ángeles y San Francisco, focos urbanos con reconocida amenaza sísmica para ese entonces, iniciaron y presentaron *estudios de vulnerabilidad sísmica a gran escala*, VSG, utilizando métodos probabilísticos para el primer caso, y métodos determinísticos para el segundo. Ya en esa época el UNDRO[6] en conjunto con la UNESCO, definieron criterios como: amenaza, vulnerabilidad y riesgo, para comprender y reconocer claramente los problemas asociados a fenómenos naturales o antrópicos.

Latinoamérica no se queda atrás en estudios relacionados a vulnerabilidad sísmica, se pueden destacar los realizados en México, Nicaragua, El salvador, Ecuador, Perú y Chile. En México después del terremoto del 19 de septiembre del 1985, el cual ha sido uno de los más desastrosos en la historia de su ciudad capital por su gran magnitud y duración, se evidenció que la microzonificación sísmica, hasta el momento un factor subvalorado en este tipo de trabajos, aportó grandes elementos que mejoraron de forma significativa la utilidad de los resultados teniendo en cuenta, además de aspectos estructurales, la interacción suelo - estructura.

El primer estudio realizado en Nicaragua revela una metodología cualitativa para la determinación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico en las edificaciones de mampostería confinada. Además se muestran los resultados obtenidos en un primer estudio preliminar, como el índice de vulnerabilidad, exposición, riesgo infraestructural, índices de daño, pérdidas económicas y humanas.

---

[6] UNDRO, Organismo de las Naciones Unidas encargado de la atención de desastres. 1979

En El salvador se plantea un modelo de evaluación de vulnerabilidad sísmica realizado por Parker, G (1995), en las estructuras dañadas por el terremoto del 10 de octubre de 1986. En Ecuador, se adelantaron investigaciones por parte de Argudo (1992), en donde se establece una metodología para reducir la vulnerabilidad sísmica de las escuelas y bibliotecas de Guayaquil, finalmente conduce a la adopción de medidas de mitigación de tipo no estructural y estructural.

En Perú, el cual ha sido abatido por sismos de grandes intensidades, como por ejemplo el ocurrido el 15 de agosto de 2007, se viene preparando al menos con los estudios de vulnerabilidad sísmica, no sólo de viviendas, sino también de edificaciones esenciales, como escuelas, hospitales, estaciones de bomberos.

En este orden de ideas, en Colombia y hasta 1984, los diseños y construcciones de edificaciones en general no seguían ninguna norma obligatoria, *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*[7].

Tras la experiencia tenida en el 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, se 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 primero de diciembre de 1984 entró en vigencia y de manera obligatoria

[7] JARAMILLO MONTES, Pablo; TRUJILLO BADILLO, Renatto. Propuesta Metodológica para evaluar la Vulnerabilidad Sísmica de viviendas de uno y dos pisos construidas en mampostería confinada según los requisitos de la NSR-98, Capítulo E. Santiago de Cali, 1999.

en todo el territorio nacional el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84[8]. A medida que transcurrieron los años y a pesar que las edificaciones construidas bajo este código cumplieron su cometido principal de evitar colapso y daño estructural grave, en el sismo de Pereira en febrero del 1995, la experiencia demostró la impostergable necesidad 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[9], en el que los seis títulos del CCCSR-84 se actualizaron y cinco títulos se agregaron totalmente nuevos.

De esta manera es como surge la actual Norma de Diseño Sismorresistente conocida también como la Ley 400 de 1997, donde en el Capítulo A.10 de éstas, "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 éstas.

En Sincelejo, actualmente se han realizado estudios relacionados con esta temática, encabezados por el Ingeniero Álvaro Caballero en su investigación "**DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA POR MEDIO DEL MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD EN LAS ESTRUCTURAS UBICADAS EN EL CENTRO HISTÓRICO DE LA CIUDAD DE SINCELEJO, UTILIZANDO LA TECNOLOGÍA DEL SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA",** junto con el ingeniero Carlos Vergara Garay con su investigación "**VULNERABILIDAD SISMICA DE LA ZONA NORORIENTAL DE LA CIUDAD DE SINCELEJO**" e investigaciones por parte de un grupo de estudiantes de la

---

[8] **AIS** (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84. Ley 11 de 1983. Santafé de Bogotá: **GOBIERNO NACIONAL**, 1984

[9] **AIS** (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98. Ley 400 de 1997. Santafé de Bogotá: GOBIERNO **NACIONAL**, 1998.

Universidad de Sucre, con el propósito de brindar mecanismos que de una u otra forma mejoren las metodologías propuestas para la evaluación de la calidad estructural, especialmente en zonas urbanas, en las que no se tiene información básica inicial como el de las estructuras, y en las que no hay registros de sismos anteriores y daños presentados.

2.2 ESTADO DEL ARTE Y ASPECTOS CONCEPTUALES

Aun cuando se ha avanzado mucho dentro del campo estructural en las últimas décadas, los impactos negativos ocasionados por sismos siguen presentándose, los cuales en muchos casos provocan resultados desastrosos y traumáticos para la sociedad, como lo son por ejemplo los causados por el ocurrido el 13 de Enero del 2010 en Puerto Príncipe, Haití, y los que originaron caos y destrucción en Chile el pasado 26 de febrero del presente año, no sólo en edificaciones viejas sino también en aquellas recién construidas, ya que no sólo se experimenta el colapso de algunas edificaciones, sino que en la mayoría de las ocasiones aunque ésta no colapsó terminó siendo, desde el punto de vista funcional, inservible, influyendo directamente sobre muchos aspectos de tipo social y económico en los lugares de incidencia.

Dentro de este aparte se pretender mostrar conceptos fundamentales relacionados al estudio, como lo son, origen, componentes, tipos y causas de los sismos, como también aspectos involucrados dentro del marco de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones.

2.2.1 Sismología:

La sismología es una rama de la geofísica que se encarga del estudio de terremotos y la propagación de las ondas elásticas (sísmicas) que se generan en el interior y la superficie de la Tierra, además, estudia fenómenos como maremotos (tsunamis) y vibraciones previas a erupciones volcánicas.

La sismología como rama de la geofísica, implica la observación de las vibraciones naturales del terreno y de las señales sísmicas generadas de forma artificial, con muchas ramificaciones teóricas y prácticas. Esta ciencia ha realizado contribuciones fundamentales a la comprensión de la tectónica de placas, la estructura del interior de la Tierra, la predicción de terremotos y es una técnica valiosa en la búsqueda de minerales.

2.2.1.1 Historia de la sismología:

El estudio acerca de los sismos data desde la antigüedad. Existen registros escritos en China de hace 3000 años, en los cuales se describe el impacto de las sacudidas sísmicas tal como se evidencia hoy en día. Registros japoneses y de Europa oriental con 1600 años de antigüedad también muestran en detalle los efectos nocivos de los sismos sobre la población.

En este sentido, como consecuencia de los sismos se produjeron grandes catástrofes como la destrucción de grandes obras, que hoy en día se han convertido en leyendas, como por ejemplo, la destrucción del *Coloso de Rodas* (Figura 1) y la destrucción del *Faro de Alejandría* (Figura 2), ambas edificaciones eran parte de las siete maravillas del mundo antiguo. En América, también se tienen registros de efectos destructivos causados por sismos, entre los más grandes se puede mencionar el sismo ocurrido en Lima el 28 de octubre del 1746, cuya duración, según descripciones de la época fue de varios minutos, donde

media hora después se presentó un tsunami que desapareció casi en un 90% la población de la ciudad de Callao. Hay otros terremotos que azotaron ciudades como Arica y Concepción en Chile. En México, 1985, un gran terremoto azotó la capital de tal manera que se pensó que había desaparecido. (Art. *"Terremoto de lima de 1746.* Fuente: Wikipedia)

Figura 1. Coloso de Rodas
Fuente: Historia de la sismología: Wikipedia

Figura 2. Faro de Alejandría
Fuente: Historia de la sismología: Wikipedia

Por lo anterior, se da paso a las primeras teorías del origen de los sismos basadas en causas naturales, donde las primeras apreciaciones fueron dadas por filósofos de la antigua Grecia, como lo fue Anaxímedes, el cual postuló una idea bastante cercana a las teorías actuales, en donde explicaba que el origen de los sismos estaba en el colapso de cavernas en rocas profundas. Después de esto Alexander Von Humboldt fue el primero en establecer una relación entre las fallas geológicas y los terremotos, además, experimentó personalmente los efectos causados por sismos ocurridos en Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú y México, lo que le brindó una ventaja apreciable en el conocimiento del fenómeno.

Tras el recuento de los orígenes de las teorías sísmicas se da paso a lo que son las teorías sísmicas modernas, las cuales se originaron debido a los resultados del sismo de San Francisco en 1906, donde Harry Fielding Reíd junto a Andrew Lawson propusieron *el modelo del rebote elástico* para explicar en 1910 cómo la falla del terreno había sido la causa de este terremoto, este modelo consistió en identificar el origen de los sismos como una relajación súbita de la deformación acumulada en fallas. Debido a la constante dinámica interior terrestre las placas interactúan y chocan entre sí, en algunas ocasiones los bordes se traban y el constante empuje empieza a generar una deformación que con el paso del tiempo se va acumulando. Obviamente los materiales de la corteza aunque fuertes tienen un límite de resistencia que al verse superado hace fallar la roca y generar una fractura que es la que se propaga generando ondas de sismos.

Sin embargo, en los inicios del siglo XX aún no existía explicación para los sismos que se generaban cerca del pacífico donde no se podían verificar la existencia de fallas superficiales, esto debió esperar una década más hasta que se desarrollará de forma teórica las diferentes capas que componen la tierra y entender que cerca de las costas del Pacífico la placa marina penetraba la placa continental generando los denominados sismos de subducción que se formaban ya sea cerca de las costas a poca profundidad o bajo el continente en una zona de buzamiento constante.

2.2.2 Sismos:

Es una sacudida del terreno que se produce debido al choque de las placas tectónicas y a la liberación de energía en el curso de una reorganización brusca de materiales de la corteza terrestre al superar el estado de equilibrio mecánico. Los más importantes y frecuentes se producen cuando se libera energía potencial elástica acumulada en la deformación gradual de las rocas contiguas al plano de

una falla activa, pero también pueden ocurrir por otras causas, por ejemplo en torno a procesos volcánicos, por hundimiento de cavidades cársticas o por movimientos de ladera.

El origen de los sismos se encuentra en la acumulación de energía que se produce cuando los materiales del interior de la Tierra se desplazan, buscando el equilibrio, desde situaciones inestables que son consecuencia de las actividades volcánicas y tectónicas, que se producen principalmente en los bordes de la placa. Aunque las actividades tectónicas y volcánicas son las principales causas por las que se generan los terremotos, existen otros factores que pueden originarlos como lo son desprendimientos de rocas en las laderas de las montañas y el hundimiento de cavernas, variaciones bruscas en la presión atmosférica por ciclones e incluso la actividad humana.

2.2.2.1 Clasificación de los Sismos:

- ✓ **Temblores:** Movimiento involuntario, repetido y continuado. Movimiento telúrico. Los temblores terrestres se dividen en cuatro grandes géneros según los casos que les suponen:

- **Temblores de hundimiento o desmoronamiento**: caracterizados por golpes bruscos y producidos por la erosión subterránea

- **Temblores de fluctuación**: son oscilatorios y consisten en resbalamiento de las masas terrestres que inducen a las aguas internas a golpear los pilares sustentadores de la corteza, adquiriendo la tierra el movimiento de un navío bajo el influjo de las aguas marinas

- **Temblores de ondulación**: las tempestades del aire subterráneo elevan y hunden la superficie terrestre.

- **Temblores de expansión**: son los temibles, impetuosos torbellinos de viento, procedentes del exterior o nacidos en el seno de la Tierra, entran en las cavidades internas, rompen los obstáculos y se escapan, abriéndose inmensos abismos.

✓ **Tsunami**: Es una ola o un grupo de olas de gran energía que se producen cuando algún fenómeno extraordinario desplaza verticalmente una gran masa de agua. Aproximadamente el 90% de estos fenómenos son provocados por terremotos de gran magnitud bajo la superficie acuática, en cuyo caso reciben el nombre, más preciso, de *maremotos tectónicos*. La energía de un tsunami depende de su altura (amplitud de la onda) y de su velocidad.

✓ **Terremotos:** Son movimientos de la Tierra causados por la liberación brusca de energía acumulada durante largos periodos de tiempo. Se clasifican de acuerdo al grado de intensidad en el cual se presentan, es decir, en *microsismos*, cuando son imperceptibles, *macrosismos*, cuando son notados por el hombre y causan daños en enseres y casas, y *megasismos*, cuando son tan violentos que pueden producir la destrucción de edificios, ruina de ciudades y gran número de víctimas.

2.2.2.2 Componentes de un sismo:

El movimiento tectónico origina ondas teóricamente esféricas denominadas ondas sísmicas, que se propagan en todas las direcciones a partir del punto de máximo movimiento. El punto donde se origina la vibración se denomina *foco o hipocentro,* donde su ubicación se logra a partir del análisis de los sismogramas, registros que dejan en los sismógrafos las ondas de esfuerzo al desplazarse por la tierra. Estos se clasifican con respecto a la profundidad en, *someros o superficiales* (superficie-70 Km); *intermedios* (70-300 Km) y *profundos* (300-700 Km). La mayoría de los terremotos importantes son de focos someros, los profundos son

muy escasos y nunca se detectaron sismos por debajo de los 700 Km. La proyección vertical del foco se llama *epicentro* y sirve para ubicarlo geográficamente en la superficie. Es generalmente el lugar en la superficie terrestre en donde el sismo presenta mayor intensidad. Lo anterior se muestra claramente en la siguiente figura:

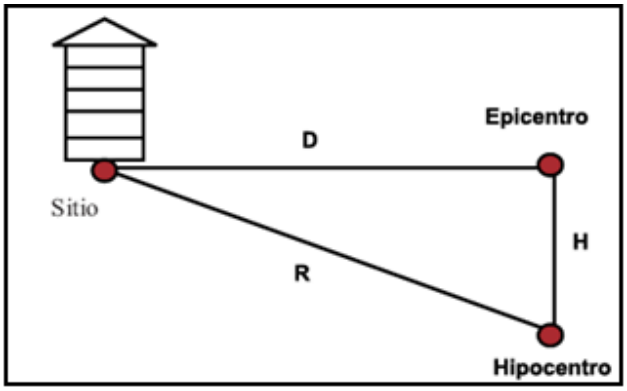

Figura 3: Componentes de un sismo

En lugares o zonas en donde se presentaron intensidades dentro de un mismo nivel se les denomina **Isosistas,** y las **Homosistas** son curvas que unen los puntos donde el terremoto se ha sentido a la misma hora. Por este medio también se puede ubicar el epicentro.

2.2.2.3 Ondas sísmicas

Existen dos tipos de ondas sísmicas, las ondas internas y las ondas superficiales. Las primeras se propagan por el interior de los sólidos, mientas que las segundas se pueden transmitir por su superficie, o por los contactos entre cambios bruscos de la rigidez del medio, estos contactos pueden quedar en el interior del sólido.

Desde el hipocentro se generan los siguientes tipos de ondas:

- *Ondas longitudinales, primarias u ondas p*: Son las primeras en producirse, son vibraciones de oscilación donde las partículas sólidas del medio se mueven en el mismo sentido en que se propagan las ondas con velocidades que oscilan entre 6 y 13,6 Km/s. Por producir cambios de volumen en los materiales se les llama también de compresión, son las de mayor velocidad y se propagan en todos los medios.
- *Ondas Transversales, Secundarias u ondas S:* Son las segundas en llegar, producen una vibración de las partículas en dirección perpendicular a la propagación del movimiento con velocidades que oscilan entre 3,7 e 7,2 Km/s. No alteran el volumen, son más lentas que las ondas P y no se propagan a través de los fluidos.
- *Ondas replicas, superficiales u ondas L*: producidas por la interferencia de ondas P y S, son más lentas y al viajar por la periferia de la corteza con movimientos laterales tienen una gran amplitud, siendo las causantes de los mayores desastres. Se distinguen dos tipos: ondas Love, con movimiento perpendicular a la dirección de propagación, llamadas también de torsión, y ondas Rayleigh cuyo movimiento es elíptico con respecto a la dirección de las ondas sobre planos verticales y en sentido opuesto a dirección de propagación.

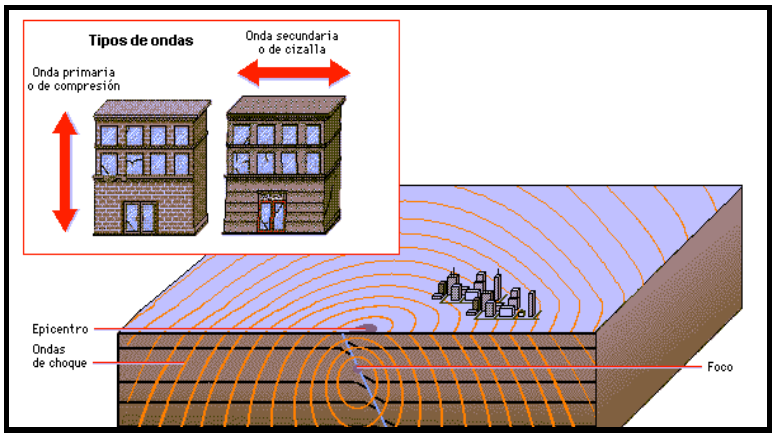

Figura 4 - Tipos de ondas sísmicas y partes de un sismo

2.2.2.4 Intensidad y magnitud de un sismo:

La intensidad de un sismo se define como la evaluación de la severidad del movimiento terrestre en una localidad determinada, o poder de destrucción. Se mide en relación a los efectos en la vida del hombre, y se basa en la apreciación personal del evaluador; se describe en términos del daño causado en las edificaciones y otras estructuras, que se pueden reportar rápidamente.

La intensidad de un sismo es, por lo tanto, una medida relativa, que varía de una localidad específica a otra, y que dependerá de varios factores como lo es el total de energía liberada, la distancia al epicentro, las condiciones geológicas de la zona, y el tipo de calidad de la construcción. En cuanto a la magnitud de un sismo, ésta es una medida indirecta de la cantidad de energía liberada en el hipocentro del sismo, y se obtiene a través de mediciones instrumentales en las estaciones sismológicas. Es una medida mucho más precisa que la intensidad, la que está basada sólo en observaciones subjetivas de la destrucción en cada lugar.

2.2.2.5 Medición de los sismos

Los sismos se detectan con *sismógrafos*, que registran los movimientos del suelo por donde pasan las ondas sísmicas del interior de la Tierra. Los sismógrafos se han perfeccionado tras el desarrollo por el alemán Emil Wiechert, sismógrafo horizontal, a finales del siglo XIX. El principio del funcionamiento está basado en el principio de la inercia de los cuerpos este principio nos dice que todos los cuerpos tienen una resistencia al movimiento o a variar su velocidad. El sismógrafo consiste de una masa suspendida por un resorte atado a un soporte acoplado al suelo que le permite permanecer en reposo por algunos instantes con respecto al movimiento del suelo, cuando el soporte se sacude al paso de las ondas sísmicas,

la inercia de la masa hace que ésta permanezca un instante en el mismo sitio de reposo. Posteriormente cuando la masa sale del reposo tiende a oscilar, ya que esta oscilación posterior del péndulo no refleja el verdadero movimiento del suelo, es necesario amortiguarla por medio de una lámina sumergida en un líquido (comúnmente aceite), actualmente se logra por medio de bobinas o imanes que ejercen las fuerzas amortiguadoras de la oscilación libre de la masa.

Se registra una componente del movimiento del suelo en un cilindro que gira a velocidad constante, el papel donde traza el movimiento se conoce como *sismograma*. El gráfico puede ser también señalado mediante un rayo de luz que incide sobre un papel fotográfico, en el cual van marcados los intervalos de tiempo por horas, minutos y segundos.

Actualmente existen sismógrafos que detectan el movimiento de la masa electrónicamente y lo digitalizan para ser almacenado en cinta magnética u otros medios de almacenamiento digital. Mediante diversas observaciones y la comparación de datos de diferentes observatorios, se pueden trazar sobre un mapa las líneas isosistas, que unen los puntos en que se ha registrado el fenómeno con la misma intensidad y las homosistas, que unen todos los puntos en que la vibración se aprecia a la misma hora.

2.2.2.6 Escalas de Medición

La intensidad de un sismo es el elemento fundamental a tener en cuenta ya que su valor define el peligro que representa para el hombre y el grado de atención que requiere. En este sentido, han sido establecidas numerosas escalas de intensidad, empíricas o convencionales, experimentándose la necesidad del establecimiento de una media racional y universalmente aplicable, ya que las determinaciones de intensidad sísmica, dependen actualmente de circunstancias contingentes y locales y de la mayor o menor familiaridad del observador con las

conmociones sísmicas. Las escalas empíricas más empleadas son las de Omori, Sieberg, Mercalli y Richter.

Las escalas de Mercalli y Richter se utilizan para evaluar y comparar la intensidad de los terremotos. La escala de Richter mide la energía de un temblor en su centro, o foco, y la intensidad crece de forma exponencial de un número al siguiente, es decir que un sismo de siete grados en la escala Richter, es diez veces más intenso que uno de seis grados. La escala de Mercalli es más subjetiva, puesto que la intensidad aparente de un terremoto depende de la distancia entre el centro y el observador. Varía desde I hasta XII, y describe y evalúa los terremotos más en función de las reacciones humanas y en observaciones.

ESCALAS DE MEDICION

Tabla 1. Escala modificada de Mercalli.	
Grado	Efectos del terremoto
I	Microsismo, detectado por instrumentos.
II	Sentido por algunas personas (generalmente en reposo).
III	Sentido por algunas personas dentro de edificios.
IV	Sentido por algunas personas fuera de edificios.
V	Sentido por casi todos.
VI	Sentido por todos.
VII	Las construcciones sufren daño moderado.
VIII	Daños considerables en estructuras.
IX	Daños graves y pánico general.
X	Destrucción en edificios bien construidos.
XI	Casi nada queda en pie.
XII	Destrucción total.

Tabla 2. Escala Richter	
Magnitud en Escala Richter	Efectos del terremoto
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1 - 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.
7.0 - 7.9	Terremoto mayor. Causa graves daños
8 o mayor	Gran terremoto. Destrucción total a comunidades cercanas

CAPITULO III

VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO

3.1 Riesgo sísmico:

Se entiende por riesgo a la destrucción o pérdida esperada, obtenida de la probabilidad de ocurrencia de eventos peligrosos y de la vulnerabilidad de los elementos expuestos a tales amenazas.[10] En este orden de ideas, el riesgo sísmico se define entonces como el grado de pérdida, destrucción o daño que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanezcan expuestas a la acción sísmica.

El riesgo sísmico va enmarcado dentro de unos aspectos, que contienen gran importancia a la hora de definirlo en una zona o estructura en particular, es decir, la peligrosidad o amenaza sísmica, la cual representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un lapso de tiempo especifico y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno con una intensidad determinada, y la vulnerabilidad sísmica, definida como la susceptibilidad que tiene una estructura de sufrir un nivel de daño para un movimiento especifico del terreno.

Actualmente el conocimiento que se tiene sobre estos dos conceptos aún es limitado debido a la gran incertidumbre existente en la información y en los métodos para estudiarlos, principalmente cuando se pretende realizarlos a nivel urbano. La gestión del riesgo sísmico está encaminada a la prevención y mitigación de los efectos que los movimientos sísmicos causan cada vez que se

---

[10] YEPEZ, F. Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado. Monografías de Ingeniería Sísmica CIMNE IS-19. España. 1996.

presentan, para ello se debe identificar amenazas potenciales y reducir la vulnerabilidad de las edificaciones.

3.1.1 Peligrosidad o amenaza sísmica:

La peligrosidad o amenaza sísmica de una determinada zona, como ya se mencionó, representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.

Se entiende por peligrosidad sísmica de una zona cualquier descripción de los efectos provocados por terremotos en el suelo de dicha zona. Estos efectos pueden venir representados mediante la aceleración, velocidad, desplazamiento o por la intensidad sentida en el lugar y para evaluarlos es necesario analizar los fenómenos que ocurran desde la emisión de ondas sísmicas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan el lugar en cuestión.[11] Por tal razón, el caracterizar las zonas sismo-tectónicas debe ser el primer paso en la evaluación de la peligrosidad, para poder así, comprender mejor las características de los terremotos.

3.1.2 Sismicidad Mundial:

Gracias a la aceptación de la teoría de que la corteza terrestre está en un estado de constante cambio, después de muchas investigaciones, la explicación sobre las causas de los sismos fue adquiriendo connotaciones cada vez más realistas. La corteza terrestre es relativamente delgada, ésta se extiende hasta profundidades de 70 km en los océanos y 150 km bajo los continentes. Es muy acertada la

---

[11] CABALLERO GUERRERO, Álvaro. Tesis de maestría, Determinación de la vulnerabilidad sísmica por medio del método del índice de vulnerabilidad en las estructuras ubicadas en el centro histórico de la ciudad de Sincelejo, utilizando la tecnología del sistema de información geográfica. Cap. II Sección 2.5.

analogía, que realizan Geri y Shah (1984), al comparar la Tierra con un huevo duro, la corteza tendría un espesor semejante a la cáscara y ésta estaría fracturada en una serie de fragmentos que en la Tierra se conocen con el nombre de placas tectónicas. Esto puede evidenciarse en la siguiente figura.

Figura 5. Placas tectónicas de la Tierra

Hay fuerzas bajo la corteza terrestre que hacen que estas placas tectónicas se muevan a velocidades pequeñas del orden de centímetros por año. La explicación de este hecho en la actualidad es que tales fuerzas son causadas por flujos lentos de magma en el manto terrestre. Estos flujos son producidos por convección térmica (transporte de calor) 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 o dorsales marinas. En otros sitios las placas se deslizan una al lado de la otra como ocurre en la Falla de San Andrés en California (Figura 6), Estados Unidos.

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 Pacifico de Centro y Sur América.

Figura 6. Falla de San Andrés, Estados Unidos

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.

En los últimos 80 años se han podido registrar todos los temblores más importantes obteniéndose un esquema global de la sismicidad mundial. Se puede observar que la mayor parte de energía sísmica (80%) se libera en las costas del Océano Pacífico, región que se conoce como cinturón de fuego que es un conjunto de fronteras de placas tectónicas que recorren todo el océano pacifico desde las costas de Asía hasta las costas de América.

Hay otras regiones, como el Atlántico Medio y el cinturón Eurásico pero con una actividad sísmica menor. Existen también regiones donde la actividad sísmica es casi nula o desconocida, a estas regiones se les suele llamar escudos. (Figura 7)

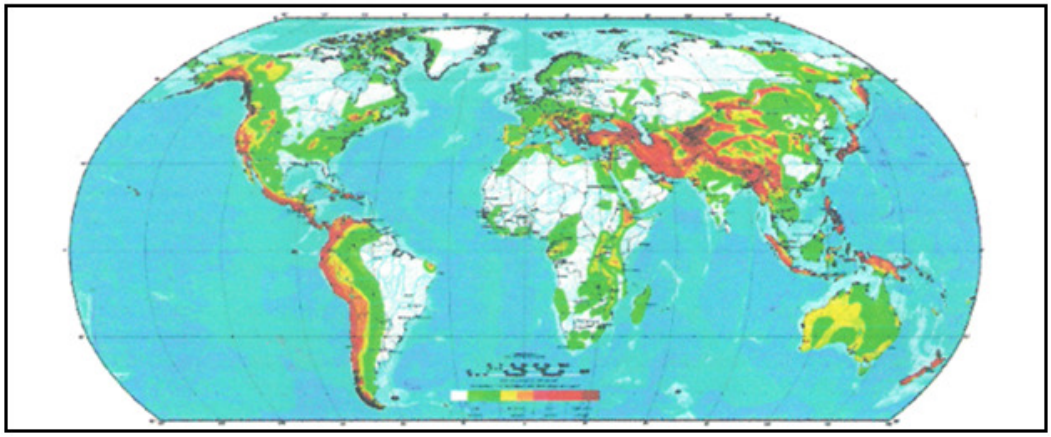

Figura 7. Mapa de amenaza sísmica mundial

Observando la actividad sísmica mundial se puede estimar el número de temblores de cierta magnitud que ocurren en un año. Se ha visto que por lo menos ocurren dos grandes terremotos anualmente y están ocurriendo varios cientos de miles de temblores de magnitud inferior a 3 que pasan desapercibidos (Tabla 3), siendo los mayores índices de sismicidad en las zonas de Perú, Japón, Chile y Nueva Zelanda.

Por lo general la actividad sísmica a nivel mundial y en Colombia no ha tenido un aumento considerable, lo que da pie a que se pregunte sobre el por qué se presentan con mayor frecuencia los sismos, la respuesta a este interrogante radica en que el hombre ha poblado nuevas zonas del planeta sísmicamente activas, las cuales antiguamente estaban deshabitadas, motivo por el cual se escucha hablar con mayor frecuencia sobre sismos.

Existen características generales en la ocurrencia de terremotos, es decir, los de gran magnitud, que registran valores mayores a 7.5 de intensidad ocurren en

ciertas áreas con intervalos de tiempo parecidos. Este tiempo, al que llaman tiempo de recurrencia, es el que transcurre entre dos temblores grandes en un área dada. Las áreas en las que han ocurrido uno o varios temblores en el pasado pero que no han presentado uno reciente son llamadas zonas de quietud sísmica.

Tabla 3. Promedio anual de terremotos.	
Magnitud	Número promedio
8	2
7	20
6	100
5	3 000
4	15 000
3	150 000

Fuente: Marco conceptual Sismos: Wikipedia

3.1.3 Sismicidad en Colombia:

En Colombia, el primer evento sísmico en el país, del cual se tiene registro escrito ocurrió en 1566 causando daños graves en las recientemente fundadas ciudades de Popayán y Cali. Existen registros de numerosos sismos históricos desde la colonia y hasta 1922. Dentro de los sismos históricos, pero registrados por instrumentos en el exterior es importante destacar el terremoto del 31 de enero de 1906 al frente de Tumaco, cuya magnitud se estima de 8.9 en la escala de Richter y que es considerado uno de los sismos más fuertes de la humanidad en tiempos modernos. A partir de 1922 se dispuso de información instrumental, sobre lo que se denominan sismos instrumentales. Desde 1957 hasta 1992 estuvieron en funcionamiento siete estaciones sismológicas permanentes en el país, las cuales fueron operadas por el Instituto Geofísico de la Universidad Javeriana de Santa Fe de Bogotá. A partir de 1993 se puso en marcha, adicionalmente, la Red

Sismológica Nacional, operada por la Subdirección de Geofísica del INGEOMINAS, existiendo además el Observatorio Sismológico del Sur Occidente (OSSO), operado por la Universidad del Valle en Cali. Actualmente se tienen instalados aproximadamente 150 acelerógrafos autónomos digitales de movimiento fuerte, los cuales se incrementarán para cubrir la mayoría del territorio nacional. En la realización del estudio de amenaza sísmica que produjo los mapas de amenaza sísmica de la NSR-98 se dispuso de un catálogo de 11088 eventos sísmicos, tanto históricos como instrumentales. Algo imposible de predecir en 1984, cuando se expidió la primera normativa sismorresistente a nivel nacional (CCCSR-84), fue la baja actividad sísmica que tuvo el país durante los primeros años de este período, por lo menos en lo que respecta a sismos que produjeran daños en centros urbanos. Hasta el 17 y 18 de Octubre de 1992 con la ocurrencia de los sismos del Atrato Medio (Murindó), se reinició la actividad sísmica del país. Estos eventos con magnitudes Richter de 6.4 y 7.2 afectaron la zona limítrofe entre Chocó y Antioquia, se sintieron en todo el centro del país y produjeron daños, principalmente a elementos no estructurales en la ciudad de Medellín. El 6 de Junio de 1994 ocurrió el sismo de Páez, afectando principalmente a los departamentos de Cauca y Huila. En este evento además de las víctimas causadas por la avalancha que se generó en las vertientes del rio Páez, se presentaron daños en la ciudad de Cali.

El año 1995 se inició con gran actividad sísmica, el 19 de Enero ocurrió un sismo en Tauramena, Casanare, el cual se sintió en todo el centro del país, produciendo víctimas y daños en Boyacá, Casanare e inclusive en la ciudad de Santa Fe de Bogotá. El 8 de Febrero se presentó otro sismo en los límites de los departamentos de Valle del Cauca y Chocó. Este sismo produjo víctimas y daños graves especialmente en la ciudad de Pereira. Hubo colapso de edificios y gran cantidad de daños, estructurales y no estructurales. Posteriormente se presentaron sismos en San Andrés Isla y en Pasto, causando daños, en algunos

casos víctimas y preocupación en la población. Y el sismo más reciente de gran magnitud que ocurrió en el eje cafetero el 25 de enero de 1999[12].

Según la red sismológica nacional del Instituto colombiano de geología y minas (Ingeominas), entre los meses de abril y mayo del año 2006 se presentaron sismos con magnitudes entre los 3 y 5 en la escala de Richter.

3.1.3.1 Emplazamiento sismo tectónico de Colombia:

Colombia está localizada dentro de una de las zonas sísmicamente más activas de la Tierra, la cual se denomina *Cinturón de Fuego del Pacífico*, y corresponde a los bordes del Océano pacifico. El emplazamiento (localización) tectónico de Colombia es complejo pues en su territorio convergen la placa Nazca, la placa Suramericana y la placa Caribe. El límite entre las placas Caribe y Nazca esta aun indefinido. La geología estructural del país ha sido estudiada con diferentes grados de detalle. En general los principales sistemas de fallamiento han sido identificados gracias a estudios mineros y de explotación petrolera. El fallamiento predominante en el país tiene dirección norte – sur coincidiendo con la dirección de las cordilleras.[13]

Para el caso de la investigación, Sincelejo se encuentra ubicada en una zona comprendida por fallas de importancia, como es el caso de la falla Sinú, Bolívar y Romeral, siendo esta ultima la más cercana a la ciudad y una de las más activas del país, la cual ha participado en los sismos ocurridos en Popayán y el eje cafetero.

---

[12] Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98. Ley 400 de 1997. Santafé de Bogotá: GOBIERNO **NACIONAL**, 1998. Texto tomado del prefacio. *Historia sísmica de Colombia.*

[13] Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98. Ley 400 de 1997. Santafé de Bogotá: GOBIERNO **NACIONAL**, 1998. Texto tomado del prefacio. *Emplazamiento Sismo tectónico de Colombia.*

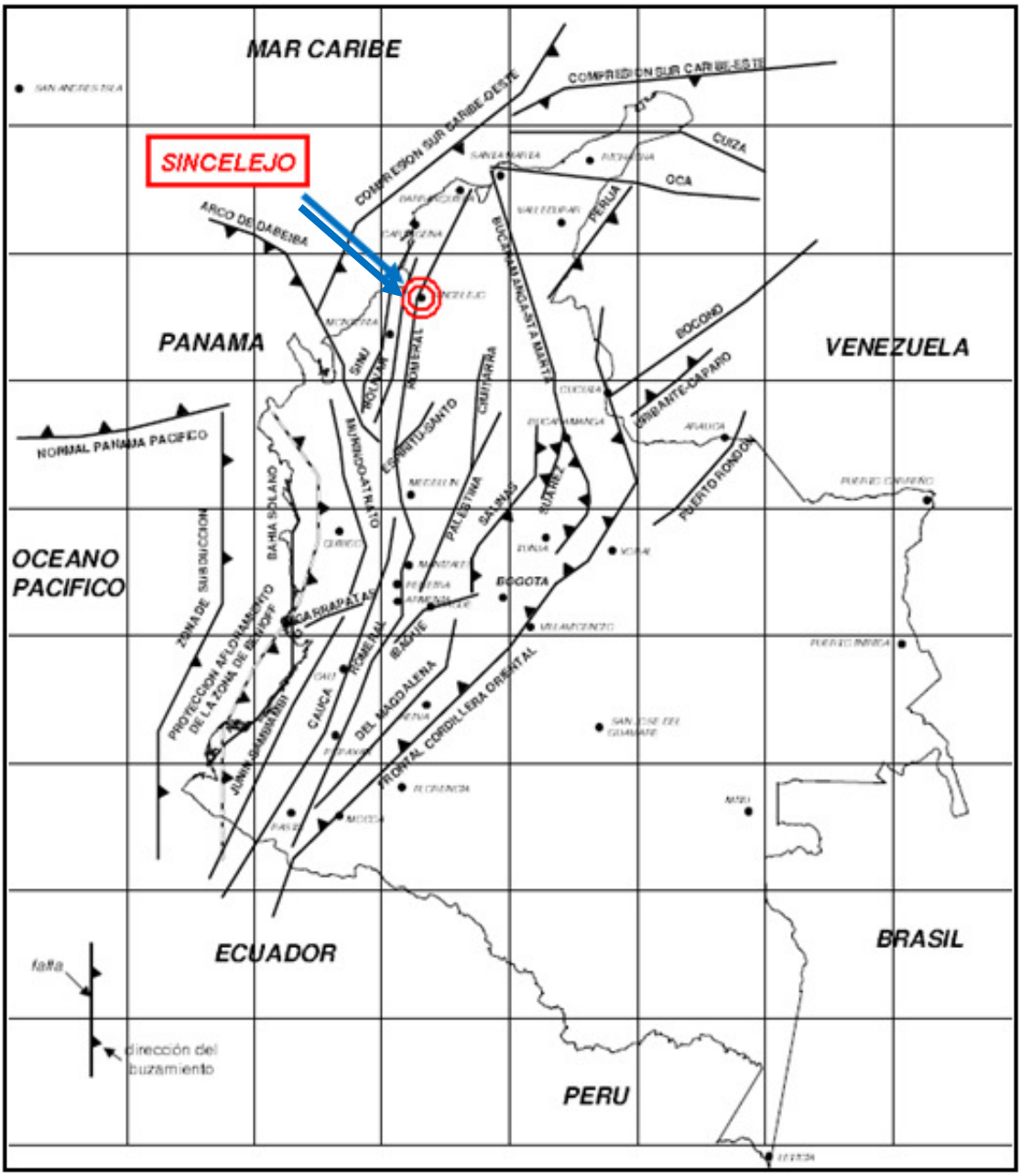

Figura 8. Principales sistemas de fallamiento en Colombia

3.1.4 Peligrosidad o amenaza sísmica en Sincelejo:

Para la nueva versión de la norma sismorresistente colombiana, se elaboró en el año 1995, un estudio de amenaza sísmica del país, en el cual se obtuvieron para cada una de las distintas capitales gráficas de recurrencia de aceleración horizontal[14].

En la Figura 9 se presenta esta gráfica para Sincelejo.

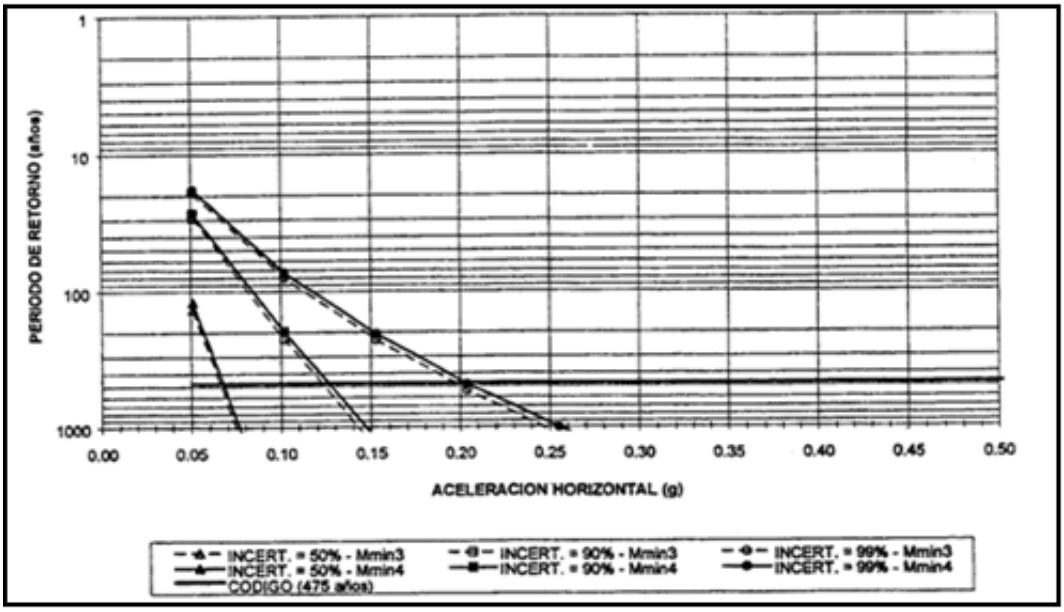

Figura 9: Curvas de peligrosidad o curvas de recurrencia de aceleración máxima horizontal para la ciudad de Sincelejo. Fuente: AIS, 1998

[14] VERGARA GARAY, Carlos. Tesis de maestría Vulnerabilidad sísmica de la zona nororiental de la ciudad de Sincelejo. Cap. III

3.1.5 Vulnerabilidad sísmica:

La vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como la susceptibilidad a sufrir daños durante la acción de un movimiento sísmico determinado, la cual depende de aspectos como su geometría, diseños estructurales y aspectos constructivos. En este sentido, habrá edificaciones que sean más vulnerables o menos vulnerables ante la eventualidad de un sismo; esta característica, sí se puede llamar así, es única para cada estructura, lo cual la hace independiente de la zona en donde se encuentre construida, dicho mejor, una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo, a menos que se encuentre en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica.

La aplicación de los estudios de vulnerabilidad en entornos urbanos, debe considerar tanto los aspectos estructurales como los funcionales, operativos y urbanos, para que puedan proporcionar información útil para la prevención de desastres, la planificación y la ordenación del territorio.[15]

3.1.5.1 Tipos de vulnerabilidad sísmica:

La definición de vulnerabilidad sísmica lleva implícito términos genéricos como son la afectación y el daño, los cuales conviene sean acotados con el fin de garantizar una clara interpretación. *La afectación*, se refiere al nivel de perturbación funcional que puede sufrir una instalación y está directamente relacionada con la llamada vulnerabilidad funcional. *El daño*, se refiere al deterioro físico que pueden sufrir los diversos elementos de una edificación. Al nivel de deterioro que pueden sufrir estos elementos se conocen como grado de daño y generalmente se expresa en una escala que va desde O (sin daño), hasta 1 (pérdida total). Desde el punto de vista cualitativo, el daño sísmico puede ser de dos tipos; el daño estructural y el

[15] **BONETT, R.** Tesis Doctoral: Vulnerabilidad y riesgo Sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. ETS de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. **2003.**

daño no estructural, dependiendo si el elemento en cuestión forma parte o no del sistema resistente de la edificación. Estos daños están respectivamente relacionados con la llamada vulnerabilidad estructural y vulnerabilidad no estructural. En este orden de ideas, dependiendo de las características de uso de una edificación, cada uno de los tipos de vulnerabilidad mencionados tendrá una importancia relativa. Así por ejemplo, para edificaciones convencionales donde la filosofía de diseño sísmico tiene como objetivo fundamental, prevenir la pérdida de vidas humanas asociada al colapso de las edificaciones, la evaluación de la vulnerabilidad estructural se considera determinante y gobierna la toma de decisiones. En este caso, la evaluación de la vulnerabilidad no estructural es menos relevante y es prácticamente intrascendente la evaluación de la vulnerabilidad funcional.

Para edificaciones esenciales el planteamiento es totalmente diferente, ya que el carácter relevante de estas instalaciones, cuyo funcionamiento en condiciones de crisis sísmica es vital para afrontar la situación de emergencia, hace que tanto la vulnerabilidad funcional, como la no estructural y la estructural sean determinantes para la evaluación del riesgo sísmico[16].

Como se mencionó en el capítulo I, inciso **1.2.4**, en esta investigación se hará énfasis en la vulnerabilidad que presentan las estructuras de las edificaciones objeto del estudio, y por lo tanto las metodologías descritas están encaminadas a determinar este tipo de vulnerabilidad.

---

[16] VERGARA GARAY, Carlos. Tesis de maestría Vulnerabilidad sísmica de la zona nororiental de la ciudad de Sincelejo. Cap. III

3.1.5.2 Desarrollo de metodologías:

A raíz de los resultados devastadores ocasionados por acciones sísmicas ocurridas durante el siglo pasado, se le empieza a prestar mayor atención al comportamiento que presentan las estructuras ante el abatimiento de un sismo. De esta manera es como se les da comienzo a muchas investigaciones encaminadas a mejorar dicha característica, entre las cuales se encuentran los estudios de vulnerabilidad sísmica de estructuras, en donde países altamente afectados como Estados Unidos y Japón, apuntan al desarrollo de metodologías que no sólo permitan diseñar y construir estructuras más seguras, sino que también permitan conocer el estado de vulnerabilidad de las ya existentes, inclusive adelantar trabajos de reparación y reforzamiento para disminuir su vulnerabilidad ante cargas sísmicas.

Uno de los aportes más valiosos esta dado por el cambio de metodología de diseño, es decir cambiar del diseño por resistencia al diseño por desempeño.

Se hace importante mencionar los criterios de las filosofías de diseño que rigen actualmente, para que posteriormente se detallen los nuevos procedimientos y metodologías de diseño, es decir, los diseños por desempeño, y poder comprender mejor el comportamiento que arrojan cada una de ellas.

- **Diseño por resistencia y servicio:**

Para que una estructura cumpla sus propósitos debe ser segura contra el colapso y funcional para condiciones de servicios. La funcionalidad requiere que las deflexiones sean pequeñas, que las fisuras, si existen se mantengan dentro de ciertos límites tolerables y que las vibraciones se minimicen. La seguridad requiere que la resistencia de las estructuras sea adecuada para todas las cargas que puedan presentarse durante la vida útil.

Sí la resistencia de la estructura ya construida pudiera estimarse con exactitud, y sí las cargas y sus efectos internos (momentos, cortantes, fuerzas axiales) pudieran medirse con buen grado de aproximación, la seguridad podría garantizarse proporcionando una capacidad portante ligeramente superior a la que se requiere para las cargas conocidas. No obstante, existen diversas fuentes de incertidumbre en el análisis, diseño y construcción de las estructuras de concreto reforzado, entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- Las cargas reales pueden diferir de las supuestas.
- Las cargas reales pueden estar distribuidas de manera distinta a las supuestas.
- Los modelos de análisis emplean aproximaciones y simplificaciones que conducen a resultados diferentes a los reales.
- Las dimensiones reales de los elementos generalmente difieren de las especificaciones en los planos.
- El refuerzo puede que no esté ubicado en la posición correcta que especifiquen los diseños.
- La resistencia real de los materiales pueden variar con relación a las especificaciones o de las obtenidas en los ensayos de laboratorio.

Otro aspecto muy relevante que se debe tener en cuenta al momento de evaluar el margen de seguridad es el tipo de falla que pueda presentarse. Sí es frágil, es decir, repentina, sin previo aviso, o si por el contrario, se presenta una fluencia gradual. Además tiene mucho que ver la importancia relativa del elemento estructural, que en su orden seria más catastrófica una falla de un cimiento que la de una columna, que la de una viga, que la de un nervio o vigueta.

- **métodos de diseño por resistencia y servicio**

Según la NSR-98, el diseño de los elementos de una estructura debe hacerse para que satisfaga las condiciones de resistencia y servicio. Para el primer caso se emplea el método de *Diseño por resistencia ultima* o *Método de rotura;* para el segundo caso el método *Diseño por esfuerzos admisibles.*

- **Diseño por resistencia ultima:**

La característica más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente grande para *resistir*, con cierto margen de seguridad, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre él sin que éste falle. Por tanto es lógico diseñar los miembros de manera que su resistencia sea adecuada para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados estimados o supuestos de sobrecargas utilizando cargas mucho mayores que las que se espera se produzcan durante el periodo útil de la estructura.

Por lo anterior, en este método las cargas usuales de diseño se amplifican por ciertos factores de seguridad y para las fuerzas resultantes del análisis estructural se calculan las dimensiones de la sección transversal y el refuerzo tal que los materiales constitutivos (concreto, acero o ambos) alcancen sus resistencias máximas, que para el caso del acero seria la resistencia en el punto de fluencia a tensión y para el concreto la resistencia cilíndrica de diseño a compresión; *para tal estado de esfuerzos se habrá alcanzado el rango no lineal o de deformaciones plásticas*.

- **Diseño por esfuerzos admisibles:**

En este método, las secciones de los elementos se diseñan de tal manera que las cargas normales de servicio generen esfuerzos internos en el acero y el concreto muy por debajo de los esfuerzos de fluencia en el acero y de la

resistencia máxima a compresión en el concreto; tales esfuerzos estarán en el rango elástico de la *curva esfuerzo – deformación* para cada material. Para el acero se toma normalmente un esfuerzo admisible del 50% de la fluencia ($f_s = 0.5f_y$), y para el concreto un 45% de f'_c, para el cual se considera que la relación esfuerzo – deformación en la curva es lineal. Dentro de este sentido, la actual normativa que reglamenta el diseño sísmico de las construcciones en Colombia (NSR - 98) tiende a utilizar el método por resistencia para el diseño de los elementos estructurales, puesto que permite evaluar la ductilidad en el rango inelástico, al considerar cargas elevadas, lo cual es importante cuando se considera una redistribución posible de los momentos de flexión, mientras que emplea el método de esfuerzos admisibles para revisar las condiciones de servicio de la estructura, como lo son las flechas o deflexiones, vibraciones.[17]

Sin embargo, los anteriores criterios en la práctica actual de diseño sismorresistente se realizan con un criterio primario de desempeño, pues aunque se plantea un comportamiento no lineal (rango inelástico) de las edificaciones y se admite un daño que se busca controlar, se simplifica el problema desconociendo el comportamiento de las estructuras para cualquier otro movimiento que se presente, generalizando de esta forma un escenario único de diseño para estructuras convencionales el cual requiere que la estructura proteja la vida de sus ocupantes. Sin embargo en el capítulo de estructuras vitales de la NSR-98 se plantea un diseño y verificación para dos estados de comportamiento.

Como se mencionó, ésto se evidencia por los grandes daños sufridos en las estructuras sometidas a sismos pasados, aún cuando cumplieron con su objetivo de preservar vidas, quedaron desde el punto de vista funcional, inservibles, ya que los daños y costos de reparación han sido dramáticos.

---

[17] MULET RODRIGUEZ, Emel. Conceptos de hormigón Armado. Curso Hormigón I

La mayoría de los códigos sísmicos actuales y el diseño sismorresistente están basados en el análisis elástico de las estructuras, los cuales son utilizados en los métodos de fuerza horizontal equivalente. Para tener en cuenta la incursión de la estructura en el rango no lineal, los códigos sísmicos incluyen un factor de reducción o de comportamiento para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura.[18]

En un análisis lineal o elástico, los desplazamientos, esfuerzos son proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas, además, las propiedades estructurales como la rigidez, el amortiguamiento no varían con el tiempo. Mientras que en un análisis no lineal (plástico), estas características varían con el tiempo, se presenta una degradación de la rigidez y la proporcionalidad de esfuerzos y deformaciones no se cumple, puesto que para ciclos de carga y descarga, el material no recupera completamente su forma original.

Por esta razón, en los existentes reglamentos de construcciones sismorresistentes, el hecho de tratar el problema de la demanda sísmica por medio de espectros de diseño de forma probabilista, constituye una falla, ya que al no haber suficiente información registrada sobre sismicidad específicamente dentro de la zona estudio, se optan valores de investigaciones realizadas en otros lugares que no reflejan la sismo-tectónica propia del lugar, para este caso Colombia, y por otro lado, está la estimación de la respuesta estructural, el control de daño y las posibles pérdidas, las cuales los aborda determinísticamente, ya que normalmente se verifican las condiciones de servicio mediante el chequeo de las derivas; debido a esta incompatibilidad en muchas ocasiones los daños resultan ser diferentes a los esperados[19].

---

[18] MORENO GONZALES, R. Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. 2006.

[19] GALLEGO, Mauricio. Articulo Diseño por desempeño en Colombia. 2006

Retomando las primeras nociones del diseño por desempeño, es partir del 1992 cuando se crea por parte de la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) el Comité Visión 2000, el cual tiene como objetivo producir sistemas estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, que sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la acción sísmica introduce a la estructura. Esto significa controlar el daño e interrupción del servicio de la estructura durante un sismo mediante la consideración explícita de las deformaciones. (Park y Paulay 1978, Paulay 1996).

Con relación a lo anterior, es preciso mencionar que en el diseño sísmico actual, las fuerzas sísmicas se reducen de manera artificial mediante el factor de reducción R, el cual es definido por la NSR-98 para distintos sistemas estructurales y que involucra la capacidad disipadora de energía del sistema y además coeficientes de irregularidades en planta y altura, con el fin de mantener el diseño dentro del rango elástico. Por el contrario, cuando la estructura se encuentra en un rango inelástico la generalización de la capacidad de la estructura como una fuerza hace difícil la caracterización del nivel de daño para distintas partes de la edificación, pues el daño viene a tener un carácter progresivo, causando la plastificación de algunos elementos y generando así, una redistribución de esfuerzos, haciendo más sensible el daño al desplazamiento que a la fuerza, razón que conlleva a analizar a la estructura desde el enfoque de una herramienta sencilla de análisis no lineal.

Ejemplos de aplicación de estas metodologías se encuentran en los Estados Unidos, por parte del Concejo de Tecnología Aplicada (ATC), como lo son los criterios del ATC-40 (1996) y FEMA-356. Estos documentos se basan en el empleo de diagramas de demandas y capacidad, donde el primer tipo de diagramas se obtiene mediante la evaluación de los desplazamientos máximos de

un edificio empleando diversos métodos para la evaluación de desplazamientos máximos de un sistema de referencia de un grado de libertad (1GDL)[20].

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no debieran superar ciertos estados limite (Bertero, 1997).

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño de un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento.

Actualmente, la tendencia mundial dentro del campo de la ingeniería sísmica es emplear nuevos criterios que permitan conocer con mayor precisión el comportamiento sísmico de las estructuras ante un evento determinado. Por esta razón, el diseño por desempeño o comportamiento, se ha constituido dentro de éste contexto como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las cada vez más complejas necesidades de las sociedades modernas. Los avances logrados hasta el momento han permitido plantear requerimientos de diseño sísmico basados en esta filosofía y sugieren que la siguiente generación de códigos estará basada en ella[21].

---

[20] **VIERA,L. T**esis de Maestría: Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado.Ambato.2004

[21] **VIERA,L. T**esis de Maestría: Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado.Ambato.2004

3.1.5.3 Metodología para determinar la vulnerabilidad sísmica:

Independientemente de la metodología que se utilice para estimar la vulnerabilidad sísmica, todas tienen un objetivo general, predecir el daño debido a un sismo con la menor incertidumbre posible.

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa – efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño. La definición de la naturaleza y alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica debe estar condicionado por el tipo de daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza existente. El daño depende de la acción sísmica y de la capacidad sismorresistente de la estructura, de manera que la evaluación de la vulnerabilidad sísmica esta necesariamente vinculada a la manera como se definen la acción y el daño sísmico.

En este sentido, muchos investigadores han agrupado las distintas metodologías teniendo en cuenta aspectos parecidos dentro de ellas, es así como una de las más reconocida y completa se debe a Corsanero y Petrini (1990), quienes las agrupan en función del tipo de resultado que producen como: *Técnicas Directas* que permiten predecir directamente y en una sola etapa, el daño causado para un sismo, las *Técnicas Indirectas*, las cuales determinan un índice de vulnerabilidad como primer paso, para luego relacionar el daño con la intensidad sísmica.

Otras clasificaciones más simplificadas se basan en *técnicas cuantitativas* que establecen las probabilidades de daño o relaciones determinísticos equivalentes en términos numéricos, y *técnicas cualitativas*, las cuales recurren a descripciones cualitativas a través de términos como vulnerabilidad baja, media, alta o similares. Existen otros tipos de metodologías que se concentran en aspectos experimentales, empíricos, teóricos y analíticos.

La aplicación exhaustiva de cada una de estas metodologías sobre una misma edificación puede dar origen a importantes discrepancias en los resultados, difíciles de interpretar y que en algunos casos puede dar origen a conclusiones erradas. En este sentido, para el análisis de la vulnerabilidad sísmica se recomienda combinar los métodos analíticos y empíricos, con algún método o técnica experimental que permita incrementar la confiabilidad del análisis de Vulnerabilidad.[22]

Sin embargo, para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones individuales, es necesario un estudio detallado que permita conocer la susceptibilidad de la edificación de sufrir un determinado nivel de daño para un movimiento especificado. Estos estudios, generalmente se basan en la comparación de la capacidad resistente de la edificación con la demanda. La demanda es la representación de la acción sísmica y la capacidad es una representación de la posibilidad que tiene la estructura de resistir la demanda sísmica, manteniendo un desempeño compatible con el nivel de respuesta esperado, es decir, una medida de daños esperados.

De acuerdo con el objetivo central de esta tesis, la metodología a implementar será la del espectro de capacidad (análisis *PUSH OVER)*, la cual está relacionada directamente con la vulnerabilidad desde el punto de vista estructural, por lo que se hace necesario exponer los conceptos más representativos de la misma.

---

[22] **SAFINA,S.** Tesis Doctoral :Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico.Barcelona.2002

3.1.5.4 Método del espectro de capacidad (Análisis Push-Over):

Esta metodología constituye una herramienta nueva que se puede utilizar para el análisis de daños estructurales y no estructurales debido a una acción sísmica, tanto para la generación de escenarios de daños como para la rehabilitación de edificios[23].

En la actualidad se encuentran varios métodos para el análisis de estructuras, como lo es por ejemplo el *método de la fuerza horizontal equivalente,* él cual reduce artificialmente las fuerzas sísmicas para que la estructura se mantenga dentro del rango elástico, sin embargo, para la evaluación de respuesta sísmica de una edificación, en lo que a daños se refiere, es necesario un procedimiento que permita el análisis de ésta fuera del rango elástico, debido a que la estructura en un rango plástico (*post-elástico)*, es más vulnerable al desplazamiento que a la fuerza. En el momento en que una edificación se enfrenta a las grandes solicitaciones laterales que impone un sismo, en algunos de sus elementos estructurales pueden generarse articulaciones o *rótulas plásticas*, en los extremos o cerca de ellos, que se desarrollan debido a que en esa zona se generan grandes esfuerzos en el rango inelástico, en las cuales se espera que el acero de los elementos fluya como consecuencia de los desplazamientos sísmicos, razón por la cual las normativas no permiten empalmes en dichas zonas.

En relación a lo anterior, el ATC – 40 define el comportamiento de una rotula plástica como lo representa la figura 10, donde el punto *A* muestra el inicio de la aplicación de la fuerza, el B señala el punto de cedencia del elemento, la línea *BC* representa el endurecimiento por deformación, el punto *C* corresponde al máximo valor de la fuerza, y la zona *DE* determina el fallo por capacidad de dicho elemento.

---

[23] **L. CHIROIU, A BARBAT, A ROCA**. Método del espectro de capacidad aplicado a la evaluación de daños sísmicos 2003.

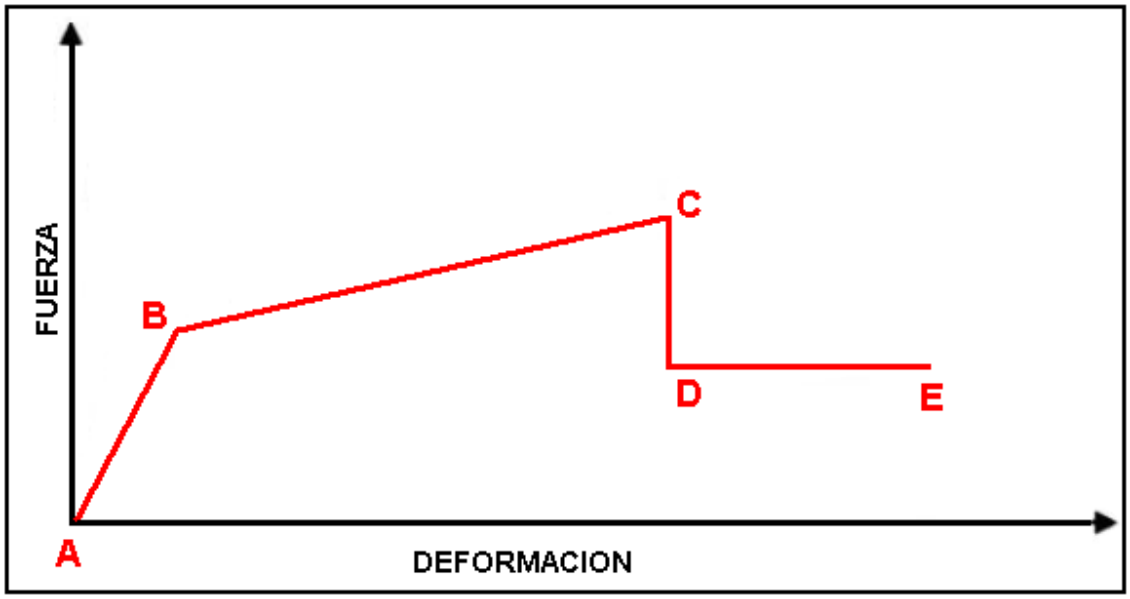

Figura 10. Comportamiento de una rotula plástica según el ATC - 40

En la evaluación no lineal de las estructuras, las rótulas plásticas se definen en los elementos resistentes, y se localizan cerca a sus extremos con el fin de conocer el estado de éstos cuando son sometidos a grandes esfuerzos y desplazamientos y así verificar el comportamiento de la estructura.

En este punto es clara la importancia del comportamiento inelástico de las estructuras. Aunque los métodos elásticos entregan buenos indicios acerca de la *capacidad elástica* de la estructura e indican donde ocurren las primeras fluencias, no pueden predecir mecanismos de falla ni tienen en cuenta la redistribución de fuerzas durante las fluencias sucesivas. Los métodos inelásticos ayudan a mostrar cómo funcionan realmente las estructuras identificando los modos de falla y el colapso potencial progresivo.

El método del espectro de capacidad es un procedimiento estático no lineal que provee una representación gráfica de la curva de capacidad (fuerza-desplazamiento, *Push-Over*) y lo compara con los espectros de respuesta que

representan la demanda sísmica. Estas representaciones gráficas proveen una imagen clara de la respuesta de las edificaciones a las fuerzas sísmicas y permiten comparar la eficacia de la estrategia de rehabilitación.

Bajo este enfoque, es importante mencionar que la capacidad que tiene una edificación y la demanda impuesta por un sismo de cierta forma están ligadas, debido a que cuando la demanda crece la rigidez de la estructura disminuye haciendo que los periodos de vibración se alarguen, así mismo la capacidad disipadora de energía aumenta ya que la resistencia y rigidez se degradan.

Para verificar el desempeño de una estructura que ha sido ya diseñada, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA 356 (2000) y ATC-40 (1996), presentan dos métodos de análisis, el primero de ellos se denomina "Método del Coeficiente del Desplazamiento" y el segundo Método del Espectro de Capacidad".

En este capítulo se hace uso del segundo de ellos. Para lo cual estas normativas vigentes introducen criterios que deben ser definidos. Estos criterios son los siguientes:

3.1.5.5 Niveles de desempeño propuestos por el ATC- 40:

De acuerdo con el ATC – 40, en el análisis *Push-Over,* el cual es de tipo no lineal, las cargas se aplican de forma incremental siguiendo un esquema de carga predefinido, capaz de reproducir la secuencia de plastificaciones en los elementos, hasta alcanzar mecanismos de colapso de la estructura.

La escogencia de un nivel de desempeño deseado para la estructura, permite limitar los daños físicos que ha de sufrir ésta, cuando se vea afectada por un movimiento sísmico específico. El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto.

Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

1. Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
2. La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
3. La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

Los niveles de desempeño propuestos por el ATC-40, están dados tanto para elementos estructurales como para los no estructurales, realmente el desempeño de la estructura resulta de una interacción de estos dos tipos de niveles. Estos niveles son:

- **Operacional:** Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
- **Ocupación inmediata (IO):** Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
- **Seguridad de vidas (LS):** La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no

estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

- **Estabilidad estructural (CP):** El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es alta, aunque el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes

Como los sismos presentan características individuales, no sólo por el origen, sino también por las características particulares del emplazamiento de las estructuras, se requiere dentro de esta filosofía de diseño, establecer sismos de diferente severidad para poder evaluar el comportamiento deseado particular de la estructura. El ATC - 40 propone tres niveles de movimientos sísmicos, a saber:

- **Sismo de servicio:** Corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Éste se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas.

- **Sismo de diseño:** Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales.

- **Sismo severo:** Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5 % de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.

En general, el procedimiento del análisis no lineal estático se resume de la siguiente manera:

- ✓ **Demanda sísmica de la estructura:**

Se encuentra representada por el espectro de diseño del sitio donde está localizada la edificación. Para una estructura y un sismo especifico, la demanda se estima de los desplazamientos máximos esperados como respuesta a los movimientos del suelo.

- ✓ **Capacidad de la estructura:**

La capacidad general de la estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus elementos individuales. Para determinar la capacidad de los elementos más allá de la capacidad elástica, se requieren análisis no lineales como el procedimiento del espectro de capacidad (*Push-Over*). La curva generada por este procedimiento representa los desplazamientos laterales como una función de la fuerza aplicada a la estructura.

- ✓ **Comportamiento:**

Para la evaluación del desplazamiento hasta el cual llegará la estructura con el sismo de diseño, se emplean dos métodos, el de coeficientes de desplazamientos y el del espectro de capacidad. Este último, reduce el espectro elástico debido al daño proporcionado por la estructura y lo intercepta

con la curva de capacidad en el sistema coordenado espectral para encontrar el punto de comportamiento o desempeño, tal punto representa la respuesta estructural en donde la capacidad y la demanda se igualan. (Figura 11)

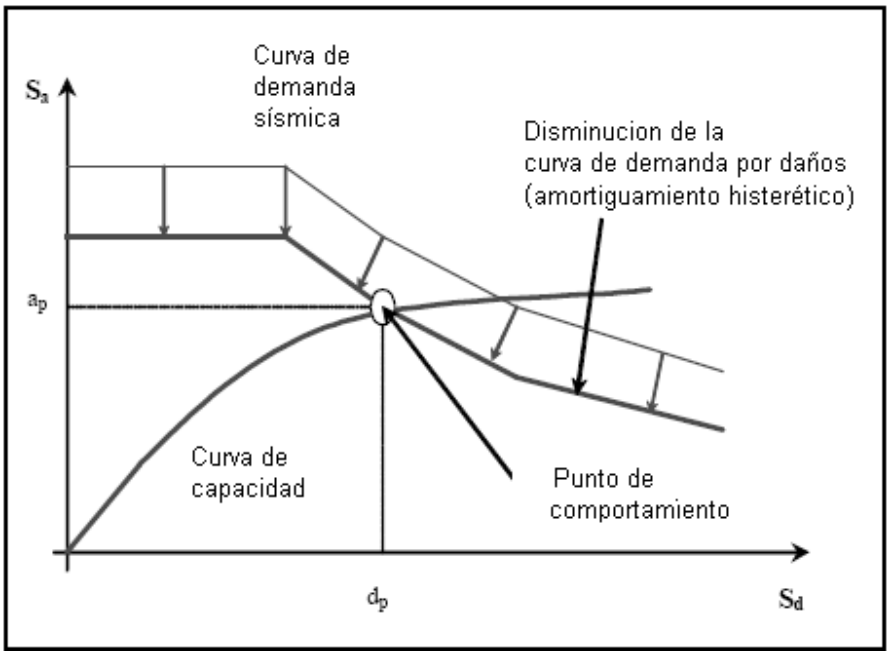

Figura 11. Método del Espectro de Capacidad

En esta grafica *Sa y Sd,* corresponden a la aceleración y desplazamiento espectral respectivamente, a_p y d_p, son la aceleración y desplazamiento en el punto de comportamiento.

CAPITULO IV

DEFINICIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO

El problema de diseño sísmico puede plantearse a través de un enfoque de demanda-capacidad. En primera instancia, el análisis estructural estima las demandas sísmicas en la estructura, las cuales deben satisfacerse en un segundo paso con una capacidad sismorresistente adecuada. En el caso particular de sistemas estructurales tradicionales, el balance demanda-capacidad debe contemplar la resistencia lateral, rigidez lateral, y capacidad de deformación última de la estructura sismorresistente. Mientras que la resistencia y rigidez lateral tienen la función de controlar la demanda máxima y acumulada de deformación lateral, la capacidad de deformación última depende, entre otras cosas, del detallado que se provee a los elementos estructurales[24].

En base a varias investigaciones, ha sido posible establecer que para un periodo dado, la resistencia lateral de una estructura sismorresistente y sus demandas de deformación plástica, y por tanto su nivel de daño estructural, muestran una relación de tipo inversa, esto quiere decir, que mientras mayor sea la resistencia lateral de la edificación, menores serán los niveles de daños, y sí esta resistencia es menor los daños experimentados serán mayores. Debido a esto, una de las decisiones fundamentales cuando se establece un código de diseño sísmico es la definición de los *espectros de diseño de resistencia*. La especificación de una resistencia insuficiente puede resultar en daños estructurales excesivos, y por tanto, en un desempeño estructural deficiente.

De alguna manera, un espectro de diseño sísmico trata de capturar la intensidad esperada del movimiento sísmico en un sitio dado, la interacción dinámica entre las características de la excitación sísmica y de la estructura, y la capacidad que

[24] TERAN GILMORE, ESPINOSA JONHSON. Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del distrito federal: la resistencia lateral de diseño

tiene ésta última para acomodar demandas máxima y acumulada de deformación plástica. Dado que en muchos casos existe una gran incertidumbre en la cuantificación de las características de la excitación y de la estructura, es necesario recurrir a juicios ingenieriles para establecer los espectros de diseño.

El concepto de los espectros comenzó a producirse gracias a la idea de Kyoji Suyehiro, director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokyo, quien en 1920 ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, con el objeto de registrar la respuesta de los mismos ante la ocurrencia de un terremoto. Años después, Hugo Benioff publicó un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulo con los cuales se podría determinar el valor máximo de respuesta y construir una curva cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del sismo. Finalmente, fue Maurice Biot en el Instituto Tecnológico de California, quien propuso formalmente la idea de espectros de respuesta elástica.

Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta se considera una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración, T, y con igual factor de amortiguamiento, (ξ), figura 12. Sí se someten todos estos osciladores a la acción de un mismo sismo, cada uno de ellos presentará una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de todos los desplazamientos conforme pasa el tiempo. Una vez que se halla calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo (en valor absoluto, dado que el signo no tiene importancia) de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta. Esto quiere decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con periodo T representa un punto del espectro.

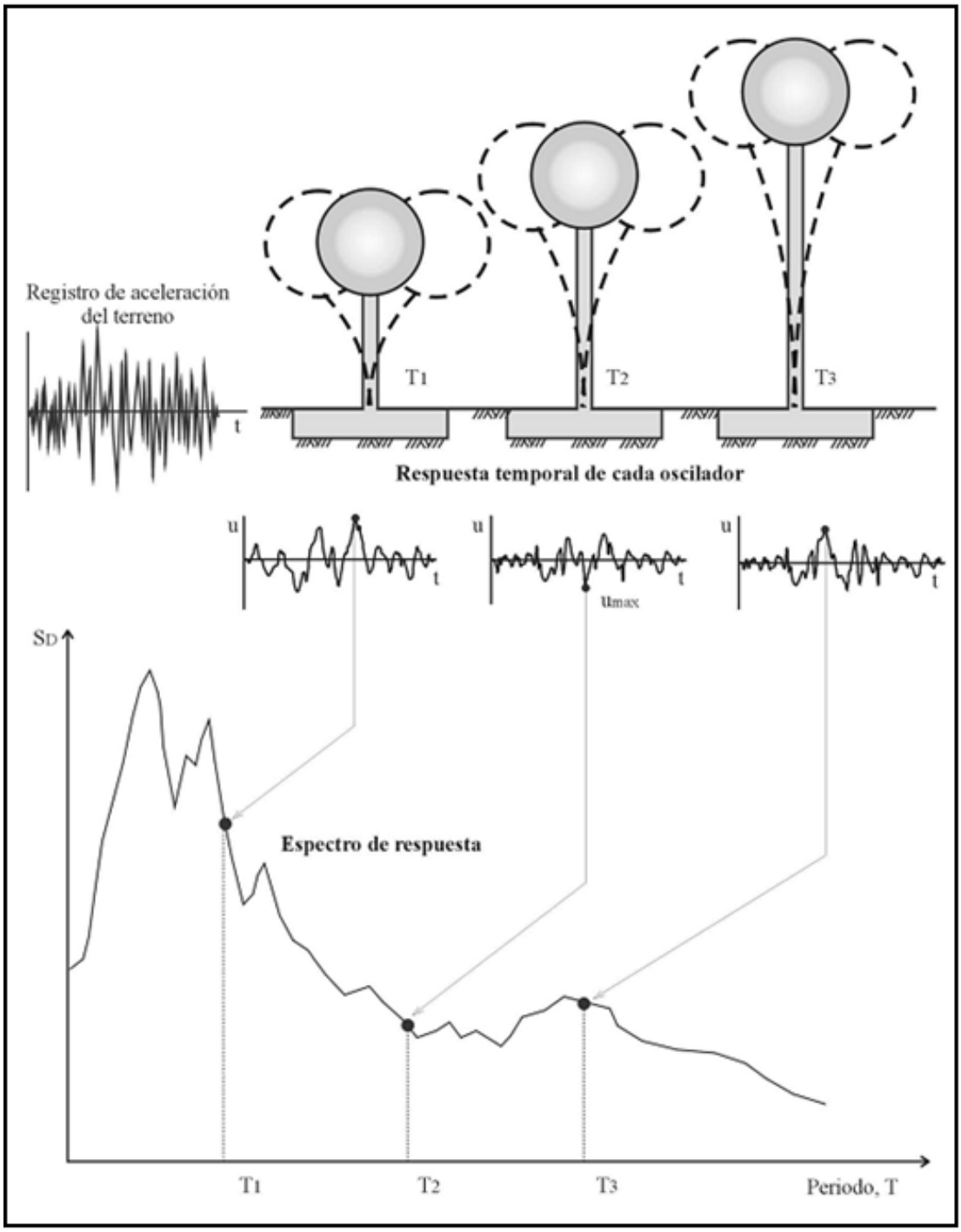

Figura 12. Gráfico indicativo del método de determinación del espectro de respuesta

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave, los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos para el cálculo de estructuras. Sin embargo, los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no sólo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos[25].

4.1 Tipos de espectros

Como se mencionó anteriormente, el concepto de espectro ha ganado gran importancia en el diseño sismorresistente de estructuras. Es por ello que se han desarrollado varios tipos de espectros, los cuales presentan características diferentes y se utilizan con distintos objetivos. Entre estos se encuentran:

4.1.1 Espectros de respuesta elástica:

Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del sismo (Figura 13).

Para calcular un espectro de respuesta elástica es necesario determinar la respuesta de numerosos osciladores simples, con distintos periodos de vibración, considerando la aceleración del terreno, originada por un movimiento sísmico determinado.

---

[25] VILLAFALE, Elbio, CRISAFULLE, Francisco. Espectro de respuesta y diseño. Guía de estudio Universidad Nacional de Cuyo. 2002

Usualmente los espectros se grafican considerando un rango de periodos de vibración que varía entre 0 y 5.0 segundos, que comprende la mayoría de las construcciones comunes. Las curvas se construyen para valores constantes del factor de amortiguamiento, por ejemplo, 0, 2 y 5%. Es preciso mencionar el concepto de estos elementos fundamentales en el desarrollo de estas teorías, es decir, el periodo y el amortiguamiento. Una vibración se produce cuando el sistema en cuestión es desplazado desde una posición de equilibrio estable, el sistema tiende a retornar a dicha posición, bajo la acción de fuerzas de restitución elástica o gravitacional, moviéndose de un lado a otro hasta alcanzar su posición de equilibrio. El intervalo de tiempo necesario para que el sistema efectúe un ciclo completo de movimiento se llama *periodo de vibración*, el número de ciclos por unidad de tiempo define la *frecuencia* y el desplazamiento máximo del sistema desde su posición de equilibrio se denomina *amplitud de vibración*.
Al hablar de amortiguamiento se está refiriendo a la rigidez de las estructuras. Este depende de sus características geométricas y de los materiales que la componen. Se define entonces como la disminución progresiva, en el tiempo, de la amplitud de las vibraciones de un sistema mecánico. Existen diversos tipos de amortiguamientos, los cuales son experimentados por las estructuras dependiendo del grado de deformación a la cual están sometida; como el caso del amortiguamiento viscoso que se origina cuando la edificación está sometido a deformaciones dentro del rango elástico, en este momento la disipación de la energía se le atribuye a este tipo de deformaciones. En cuanto al amortiguamiento critico la masa no tiene oportunidad de oscilar, y cualquiera que sean las condiciones iníciales, la tendencia del movimiento es la de llevar a la masa hacia la posición de equilibrio. Es decir, corresponde a la tendencia más rápida hacia la situación de equilibrio.

Las construcciones civiles comunes exhiben factores de amortiguamiento menores del 10%, con valores típicos comprendidos entre el 2 y 7 %, dependiendo del

material, tipología estructural, uniones y nivel de solicitación. Este factor tiene un efecto favorecedor sobre la respuesta estructural dado que reduce los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración máxima. Esto se debe a que por acción del amortiguamiento se disipa energía, disminuyendo así la vibración de la estructura.

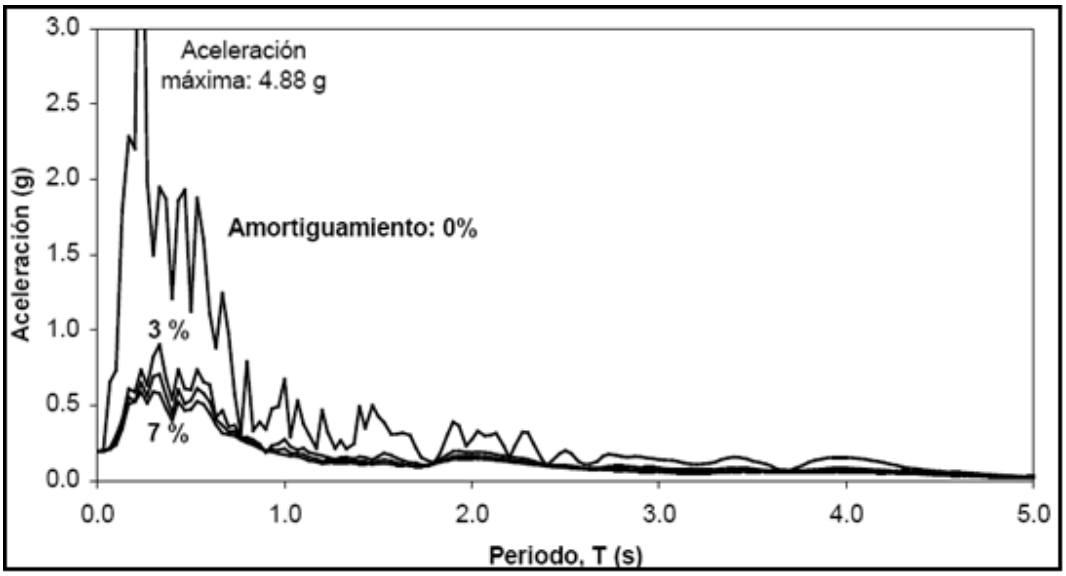

Figura 13.Espectro de respuesta elástica para distintos valores de factor de amortiguamiento

4.1.2 Espectros de respuesta inelástica:

Son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico.

4.1.3 Espectros de diseño:

Las edificaciones no pueden diseñarse para resistir un sismo en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, anteriormente descritos, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente, ya que éstos son característicos de una sola excitación sísmica. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas), los cuales deben representar los movimientos del suelo registrados en el sitio durante sismos pasados, es decir, éstos representan una envolvente de los espectros de respuesta de los movimientos sísmicos típicos de una zona.

El espectro de diseño se basa en un análisis estadístico del espectro de respuesta para un conjunto de movimientos del suelo. Las metodologías para la determinación de espectros sísmicos de diseño están establecidas y han sido difundidas desde hace varias décadas. El proceso es relativamente fácil, sin embargo, la labor se complica ante la ausencia de datos.

En términos generales, existen dos grandes metodologías para la determinación de la amenaza sísmica en un sitio, que son la probabilista y la determinista; en la primera, los datos a usar corresponden a los sismos registrados en la región, mientras que en la determinista es necesario conocer a profundidad las fuentes sismo-génicas de la zona de interés. En el caso de los sismos, la información de los eventos de magnitud mayor a 5.0 está contenida en los catálogos mundiales. No ocurre lo mismo con la información específica de fallas geológicas, la determinación del nivel de actividad de las fallas implica labores de campo y recursos importantes en tiempo y dinero para saber con certeza la magnitud de los terremotos que han generado la falla en estudio. Sí bien existen análisis estadísticos que relacionan parámetros de las fallas con las magnitudes esperadas, estos valores sólo pueden tomarse como valores de referencia.

En este sentido, el procedimiento más usual es considerar el valor promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta de varios terremotos representativos. Sí los valores de los espectros de respuesta son similares, la desviación estándar es baja y la curva espectral se asemeja al promedio. Por el contrario, si los valores presentan diferencias significativas, la desviación estándar es alta y la curva espectral se acerca al valor máximo, o incluso puede superarlo. De modo que este procedimiento tiene en cuenta la mayor o menor dispersión de los datos y conduce a resultados confiables. En la Figura 14 se presenta un ejemplo de un espectro promedio y promedio más la desviación estándar. Se observa claramente que la definición del espectro de diseño a partir de valores promedio conduce a resultados poco seguros en la mayoría de los casos para los datos considerados.

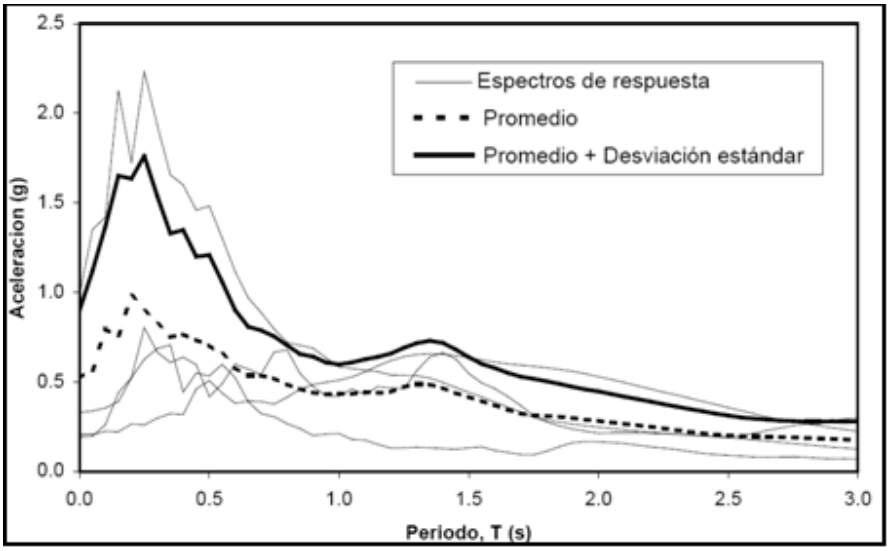

Figura 14. Determinación del espectro de diseño a partir de cuatro espectros de respuestas.

A los efectos del diseño resulta conveniente que las curvas espectrales se suavicen con líneas envolventes para evitar los valles o variaciones bruscas que surgen de las formas complejas que presentan los espectros de respuesta. Es por ello que los espectros de diseño que definen los códigos están formados por una

serie de líneas o curvas, las cuales pueden expresarse mediante ecuaciones simples. Los espectros de diseño de aceleración suelen presentar 3 partes, la zona de periodos bajos, definida a través de una recta que parte de la aceleración máxima esperada en la superficie del suelo y que termina en la aceleración espectral máxima, luego una zona de aceleración constante, con un valor 2 a 3 veces superior a la aceleración máxima del terreno y finalmente una o más curvas decrecientes. Como ejemplo de esto, se muestra el espectro de diseño de la Norma Sismorresistente colombiana (NSR-98). (Figura 15).

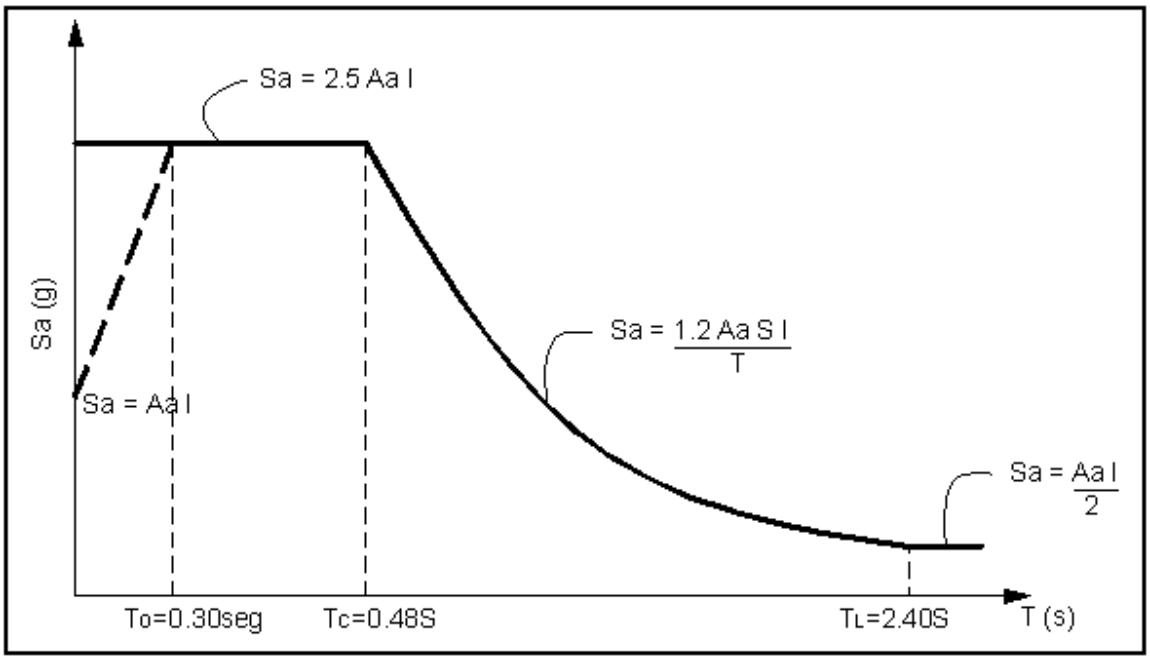

Figura 15. Espectro elástico de diseño

Fuente: Norma Sismorresistente Colombiana (NSR -98)

CAPITULO V

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO

Con los estudios de vulnerabilidad sísmica se busca predecir el nivel de daño que se genera en una estructura debido a la acción de un sismo. Es por esto, que es importante conocer cómo se comportan las estructuras de concreto armado ante los movimientos impuestos por estos fenómenos.

Este comportamiento ha sido analizado y estudiado más que cualquier otro material, razón que lo evidencia su uso extendido en todo el mundo por sus características versátiles y económicas, y además por la dificultad de dotarle de cierto grado de ductilidad, que permita que su comportamiento sea el adecuado durante el tiempo que demore azotado por un sismo mayor al de diseño o severo.

En todo el mundo se tiene la falsa creencia que los edificios de hormigón armado son totalmente seguros contra los terremotos. Sí bien los edificios de hormigón presentan un mejor comportamiento que el resto de estructuras de otros materiales, por esta confianza precisamente es que se han cometido errores tanto en los procesos metodológicos de análisis estructural, como los de diseño y lo peor aun los de construcción[26]. (Figura 16).

Estos malos ejemplos de edificios aporticados en hormigón armado, abusan de ciertas bondades de este material, sumado a esto, el gran grado de incertidumbre acerca de sus características mecánicas, por lo que, cuando se cometen estos abusos el riesgo sísmico se incrementa de una manera alarmante.

---

[26] VERGARA GARAY, Carlos. Tesis de maestría Vulnerabilidad sísmica de la zona nororiental de la ciudad de Sincelejo. Cap. IV

Figura 16.Modelos estructurales no permitidos por las normas sismorresistentes

Fuente: Vergara Garay, Carlos (2006).

En este capítulo, se describirán las principales propiedades de los componentes del concreto reforzado, es decir, el concreto y el acero, que revisten gran importancia en el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. Además, se detallará cómo se comportan los edificios de concreto armado ante la acción de un sismo y los factores que inciden en dicho comportamiento.

5.1 Resistencia a compresión del concreto no confinado:

Por lo general, la resistencia a la compresión del hormigón, fc' se obtiene a partir del ensayo de cilindros estándar al termino de 28 días de su preparación, no obstante, existen muchos agentes que afectan dicha resistencia, especialmente la relación agua/cemento, puesto que a valores altos se produce una disminución de su resistencia a la compresión, a tensión y al desgaste, mientras que para valores bajos se afecta la trabajabilidad o fluidez de la mezcla de concreto para que pueda ser utilizado en obra. Otro factor importante que incide en esta característica del

concreto son condiciones de curado. El máximo valor de fc' se obtiene en la curva esfuerzo – deformación para una deformación unitaria promedio de 0.002. La deformación última en el momento de la falla alcanza valores entre 0.003 y 0.008, siendo el 0.003 adoptado como valor útil de deformación unitaria máxima. A continuación se muestran curvas esfuerzo – deformación para concretos de distintas resistencias, obtenidas de ensayos de compresión bajo carga monotónica. (Figura 17)

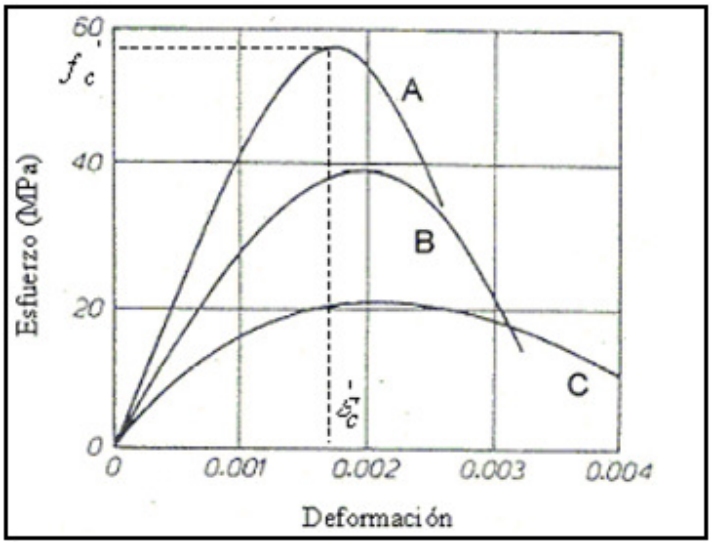

Figura 17. Curvas esfuerzo – deformación, obtenidas para cilindros de concreto cargados a comprensión uniaxial.

En esta grafica se observa que a mayores resistencias del concreto la deformación máxima disminuye y el módulo de elasticidad inicial E aumenta. Este modulo es una medida de la rigidez, o de la resistencia del material a sufrir deformaciones. El hormigón es un material elasto plástico y las tensiones no son proporcionales a las deformaciones. El modulo de elasticidad depende de la resistencia del hormigón, de su edad, de las propiedades de los agregados y de las del cemento, de la velocidad de carga y de la forma y tamaño de los cilindros.

El módulo E puede evaluarse mediante la siguiente expresión:

$$E_c = 0.043 w^{1.5} \sqrt{f'_C} \ (Mpa)$$

Donde w es el peso específico del hormigón, que para valores normales (1400-2500 kg/m3), transforma esta ecuación en:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_C} \ (Mpa)$$

Finalmente, los módulos de elasticidad obtenidos bajo una tasa de carga características de la acción sísmica, son más altos que los valores obtenidos mediante ensayos con una tasa de carga baja. Por lo tanto, los valores del módulo de elasticidad obtenidos a partir de las ecuaciones anterior pueden ser entre un 30 y un 40 % más bajos que los valores reales. A pesar de que estas diferencias son conservadoras y, por supuesto, deseables para el cálculo de las deflexiones estáticas, es diferente para el diseño sísmico. El cálculo de los períodos de los edificios basado en valores bajos de E, excederá los valores correctos. Generalmente, esto conduciría a valores de los coeficientes de cortante basal menores que los correspondientes a los valores de E correctos. Por lo tanto, se subestiman las fuerzas utilizadas para el diseño de la estructura. [27]

Las cargas repetidas a compresión de elevada intensidad (en proceso de ciclos de carga y descarga), producen un efecto pronunciado de histéresis[28] en la curva de

---

[27] BONETT, R. Tesis Doctoral: Vulnerabilidad y riesgo Sísmico de edificios. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. 2003.

[28] Los modelos histeréticos indican la relación entre la fuerza restitutiva Fs y el desplazamiento *u*. En una estructura lineal y elástica se verifica que Fs = k*u, siendo k la rigidez, mientras que en sistemas no-lineales que incursionan en rango plástico, la fuerza Fs es una función no-lineal de *u* y de la historia de desplazamientos experimentados previamente (fenómeno de histéresis).

esfuerzo deformación. En estos ensayos con cargas cíclicas compresivas de alta intensidad, se puede concluir que la curva envolvente de la histéresis de carga es muy similar a la obtenida mediante ensayo a carga monotónica (Figura 18). Resultado importante para la modelación del comportamiento dinámico del hormigón.

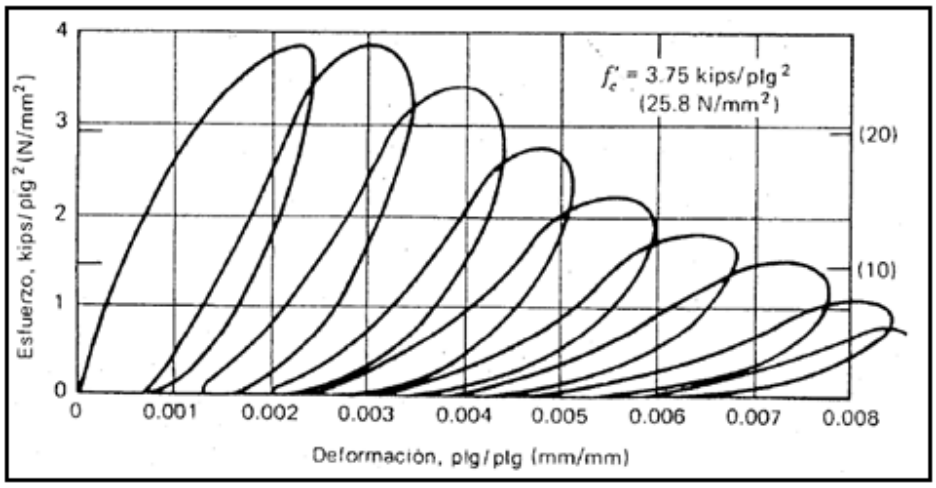

Figura 18. Curva de esfuerzo - deformación para cilindros de hormigón con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad.

En esta grafica se evidencia como la resistencia a compresión del concreto disminuye a medida que se incrementan los ciclos de carga.

En cuanto a la resistencia a tracción del concreto (f_t), se han obtenido valores cercanos al 20% de f'c a partir de ensayos atracción directa o indirecta, siendo la expresión general más usada para su determinación

$$f_t = K\sqrt{f'_C}$$

Donde K adopta valores de 7 y 13.

5.2 Resistencia a compresión del concreto confinado:

El confinamiento del hormigón se logra mediante el uso de acero de refuerzo transversal que, por lo general, tiene forma de hélices o aros de acero, espaciados una cierta distancia. Para bajos niveles de esfuerzos de compresión en el concreto el refuerzo transversal trabaja muy poco, pero a medida que estos esfuerzos alcanzan valores cercanos a 0.85 f'c la deformación transversal aumenta en proporción a la relación de Poisson[29] y el refuerzo transversal puede alcanzar esfuerzos importantes como la fluencia y es entonces cuando la reacción de confinamiento del concreto actúa, debido a esto el hormigón se vuelve un material dúctil.

El confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal incrementa la resistencia del concreto y le brinda gran ductilidad. Ensayos han demostrado ampliamente que el refuerzo helicoidal es más eficiente que los estribos puesto que éstos, debido a su forma, están en tensión radial proporcionando una presión continua de confinamiento, mientras que los estribos solo pueden dar confinamiento en las esquinas debido a que la presión del concreto sobre los lados de los estribos tiende a flexionarlos hacia fuera y, por lo tanto, una porción considerable de la sección puede no quedar confinada.

5.3 Relación esfuerzo-deformación del Acero:

El acero es un material cuya propiedad fundamental es muy significativa para el concreto, pues es quien le potencializa sus propiedades y le proporciona otras con el fin de obtener un material con mejores características. La ductilidad del acero, que no es otra cosa que la gran capacidad que este material tiene para resistir ciclos repetitivos de cargas, sin una disminución significativa de su resistencia, aún

[29] La relación de Poisson es el cociente obtenido de dividir la deformación unitaria transversal por la deformación unitaria longitudinal, obtenidas estas de un ensayo a compresión simple sobre una probeta estándar, en el rango elástico del material.

cuando se encuentra en niveles muy altos de deformación es precisamente la principal fuente de ductilidad de las estructuras de hormigón armado.

Las curvas esfuerzos-deformación que se muestran en la Figura 19, se obtuvieron de ensayos a tracción con carga monotónica para aceros de diferente esfuerzo de fluencia (fy). Este comportamiento es muy similar en los ensayos a compresión. Las curvas muestran un perfil lineal elástico inicial, cuyo módulo de elasticidad E, toma valores de alrededor de 200 GPa, hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia el cual se mantiene (plataforma de cedencia) hasta una cierta deformación (usualmente un 3%), a partir de la cual el acero aumenta su resistencia debido al endurecimiento del material, llegándose a valores máximos de esfuerzo *fs* equivalentes a 1.4 o 1.5 veces el esfuerzo de fluencia. El perfil final de la curva es decreciente hasta llegar a la rotura del material.

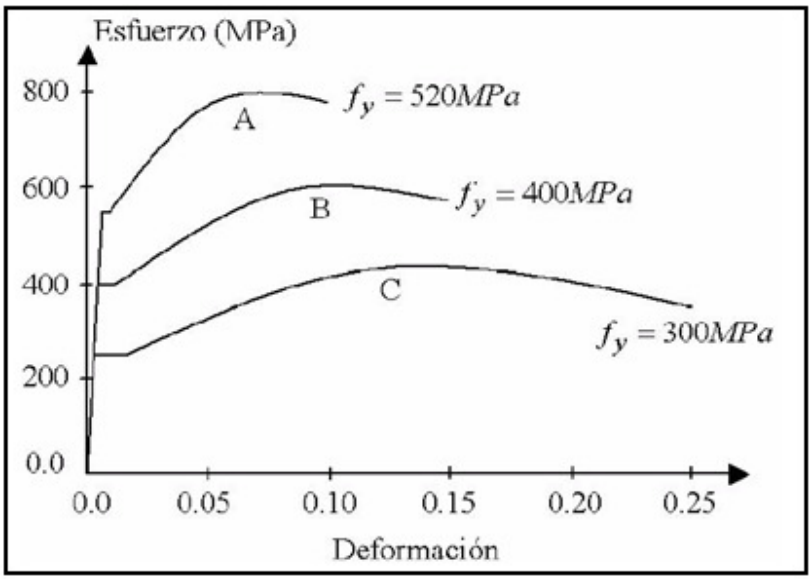

Figura 19. Curvas de esfuerzo - deformación para aceros de distintas resistencias

Puede observarse que la figura muestra una zona elástica perfectamente definida. En esta zona las tensiones son proporcionales a las deformaciones. El punto donde se termina esta proporcionalidad se denomina punto de fluencia. A partir de

este punto se encuentra una zona plástica, en la cual el material se deforma sin ningún aumento en la tensión. Al final de esta zona y debido al reacomodamiento de las partículas del material, éste sufre un endurecimiento y la curva muestra un aumento hasta lograr su valor máximo.

De igual manera, se puede apreciar que en la medida que la resistencia del acero *(fy)* aumenta, el tamaño de la plataforma de cedencia y el valor de la deformación al inicio del endurecimiento por deformación disminuyen. Esta es la razón por la que los aceros de alta resistencia son menos dúctiles que los aceros de resistencia más baja.

Las características óptimas del acero de refuerzo, desde el punto de vista de los requerimientos del diseño por capacidad, son: una plataforma de cedencia larga, seguida por un endurecimiento por deformación gradual y una variabilidad baja de la resistencia de cedencia actual, a partir del valor nominal especificado. [30]

Bajo cargas cíclicas, cuando el acero de refuerzo se encuentra dentro del rango inelástico, la plataforma de cedencia desaparece y la curva esfuerzo - deformación presenta el *efecto Bauschinger* (Figura 20), el cual se utiliza para determinar la distribución de tensiones después de la deformación. La respuesta de un material a una acción mecánica no sólo depende del estado actual de tensión que soporta, sino también de la historia de deformaciones plásticas que ha sufrido. El fenómeno fue descubierto por Bauschinger en 1881 al observar que, en determinados metales sometidos a cargas de compresión precedidas de una deformación plástica aplicada mediante una carga de tracción superior al límite elástico del material, el régimen plástico se iniciaba a tensiones inferiores a las obtenidas durante la aplicación de la tracción, la pre - deformación plástica producía una

---

[30] **BONETT, R.** Tesis Doctoral: Vulnerabilidad y riesgo Sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. ETS de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. **2003.**

reducción del límite elástico en compresión. Desde entonces a dicho fenómeno se le denomina *efecto Bauschinger*.[31]

Para estos tipos de comportamiento, se ha observado que la curva bajo cargas monotónicas resulta una envolvente de las curvas bajo cargas cíclicas.

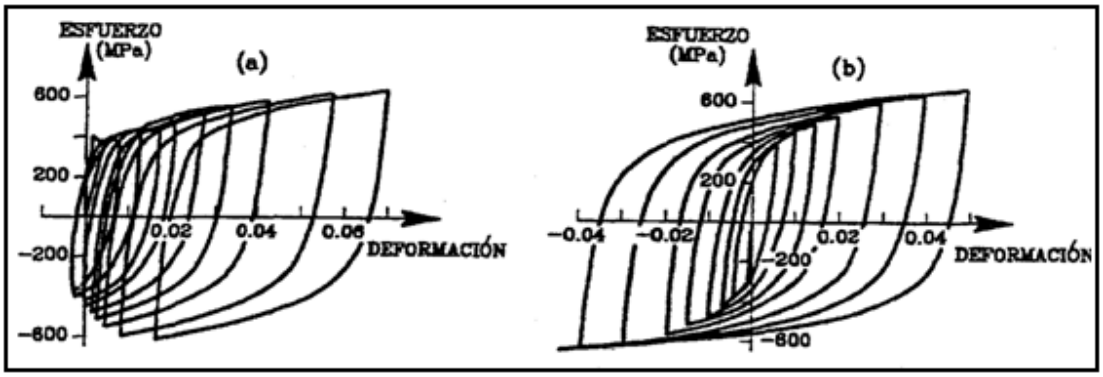

Figura 20. Relaciones cíclicas esfuerzo – deformación del acero.

Fuente: Vergara Garay, Carlos (2006). Yépez (1996).

En el diseño es necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo-deformación del acero cuando es sometido a cargas monotónicas. Por lo general, la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas; a este modelo se denomina elasto-plástico perfecto, en este caso, se ignora por completo la resistencia superior a la cedencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación, (Figura 21a).No obstante, para el caso del diseño sísmico, los requerimientos de ductilidad, pueden implicar evaluar el esfuerzo del acero a deformaciones mayores que la de cedencia ε_y.

En las Figuras 21b y 21c, se muestra un modelo trilineal y la curva esfuerzo-deformación completa, respectivamente.

[31] GONZALES, B, LORENZO, M. análisis del efecto Bauschinger en aceros de alta resistencia. universidad de salamanca. 2009

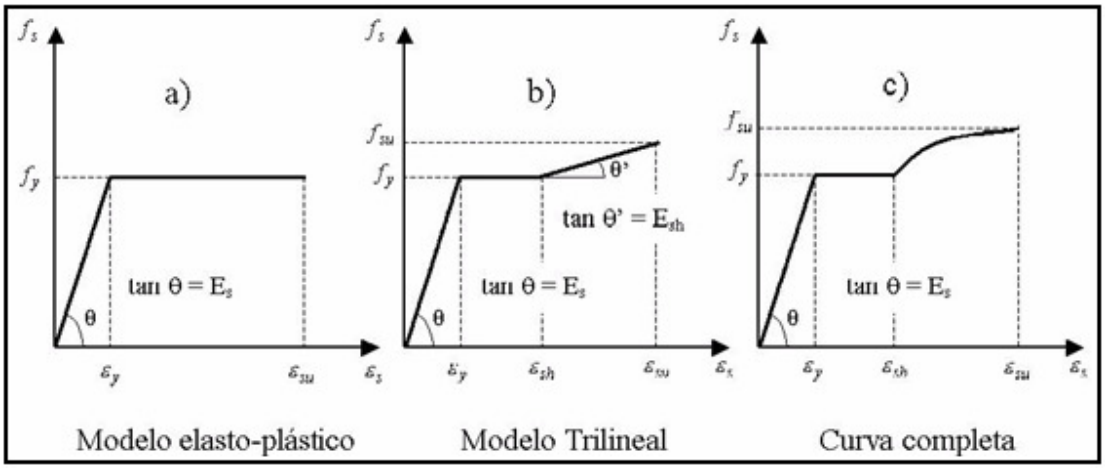

Figura 21. Idealizaciones de la curva esfuerzo – deformación del acero.

5.4 Desempeño sísmico de edificios aporticados de concreto armado:

Los edificios aporticados de concreto armado que presentan un buen comportamiento sísmico, se caracterizan por tener la capacidad de evitar el desarrollo inesperado de un mecanismo de colapso durante un movimiento sísmico severo y al mismo tiempo absorber la energía sísmica a través de las deformaciones plásticas. Es decir, cuando una edificación se enfrenta a las grandes solicitaciones laterales impuestas por un sismo, en algunos de sus elementos estructurales pueden generarse rótulas plásticas, que se desarrollan cuando la estructura incursiona en el rango plástico, las cuales son las zonas donde se espera que el acero de los elementos fluya a consecuencia de los desplazamientos sísmicos. Este hecho puede ser nocivo para la edificación pues se crea un efecto en cadena originando nuevas rótulas y eventualmente el colapso parcial o total de la misma. Debido a lo anterior, el buen desempeño que presente la estructura dependerá fundamentalmente de su *ductilidad*, dicho mejor, la distribución del refuerzo longitudinal y transversal, así como la interacción entre acero y hormigón por medio de su adherencia, debe ser la adecuada para soportar

las grandes demandas sísmicas y sus efectos, con el fin que los daños que sufran sean mínimos.

Los pórticos de concreto son sistemas monolíticos fundidos de vigas horizontales y columnas verticales que le dan resistencia lateral a través de las deflexiones de los elementos verticales y horizontales de los pórticos. En este sentido, las características de desempeño que presenten sus componentes mostrarán cómo se comporta la edificación cuando es sacudida por un terremoto. A continuación se definirán algunos de los factores más relevantes que intervienen en este comportamiento:

5.4.1 Uniones viga – columna:

El comportamiento de las uniones entre las vigas y las columnas, tiene incidencia directa sobre la respuesta total y la estabilidad de las edificaciones con este tipo de sistema estructural, debido a que éstas durante una excitación sísmica, experimentarán grandes esfuerzos generados por los incrementos de los momentos cuando la estructura pasa el rango elástico. Sin embargo la respuesta de las uniones ante ciclos de cargas es pobre debido a que son controladas por mecanismos de corte y adherencia, y por lo tanto no es posible considerarla como una fuente importante de disipación de energía. Por esta razón, la unión debe percibir bajos niveles de agrietamiento y plastificación. Por lo anterior, una perdida sustancial de rigidez y resistencia en estas conexiones, puede generar un mecanismo de colapso local o incluso global.

De acuerdo con Park y Paulay (1992), los principios básicos requeridos para el diseño de estas uniones deben ser los siguientes: prevenir un fallo frágil en éstas; mantener su integridad, de tal forma que las columnas y las vigas conectadas, puedan desarrollar su capacidad de transmitir cargas axiales; y reducir la degradación de su rigidez minimizando el agrietamiento y evitando la perdida de

adherencia entre el concreto y el refuerzo longitudinal de las vigas y las columnas. Sin embargo, hoy en día en muchas edificaciones construidas antes de las normas sismorresistentes vigentes, es común encontrar diseños que presentan deficiencias en estas zonas de altos esfuerzos. (Figura 22).

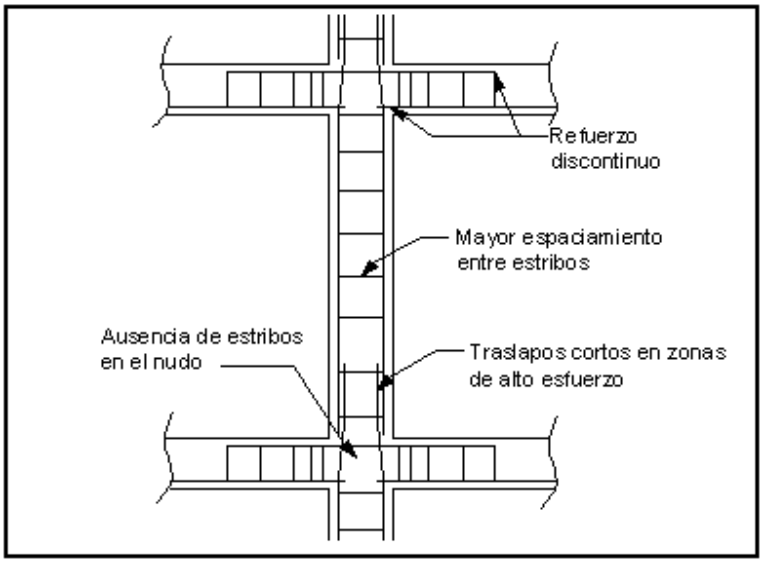

Figura 22. Detalle inadecuado de las uniones viga – columna en edificaciones construidas con costumbres de diseño obsoletas

Como consecuencia de los momentos cíclicos reversibles que actúan cerca a las uniones de vigas y columnas, éstas experimentan fuerzas cortantes horizontales y verticales, cuya magnitud, usualmente, es mucho mayor que las que se producen en las vigas o en las columnas. Además estos momentos también producen estados sucesivos de compresión y tensión en el acero de refuerzo de las vigas que inducen grandes esfuerzos. Por lo tanto si la conexión (nudo) no está diseñada para resistir estos incrementos de fuerza y esfuerzos, se producirá un fallo por cortante, para el primer caso, y un fallo por adherencia por

deslizamientos del refuerzo, que generaran una disminución en la capacidad a flexión y un aumento de las distorsiones, para el segundo caso[32].(Figura 23).

Figura 23. Daños producidos por mal comportamiento de las uniones vigas – columnas

Fuente: Bonett (2003). Sezen (2003)

En la anterior figura, se muestra el gran daño que produjo el sismo (Turquía 1999) en las uniones de vigas y columnas, debido al mal anclaje y la ausencia de refuerzo transversal en la unión (Sezen 2003).

[32] **BONETT, R.** Tesis Doctoral: Vulnerabilidad y riesgo Sísmico de edificios. Capitulo V. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. **2003.**

5.4.2 Continuidad en la ruta de carga:

En todas las edificaciones, las fuerzas inerciales sísmicas se originan en los componentes de la estructura y son transferidas a los sistemas de diafragma horizontal. Los sistemas de diafragma horizontal distribuyen estas fuerzas inerciales a los elementos del sistema de resistencia de fuerzas laterales y verticales quienes en cambio transfieren esas fuerzas a la fundación y eventualmente al terreno. No obstante muchas edificaciones actuales presentan grandes discontinuidades lo que genera una mala transmisión de esfuerzos. Las principales causas de fallas registradas en las últimas décadas por acciones sísmicas, se deben a las discontinuidades en los elementos resistentes verticales.

Un ejemplo de este tipo de discontinuidad ocurre cuando los muros de cortante que se encuentran en los niveles superiores de un edificio, desaparecen en los niveles inferiores, originando de esta manera un "*piso débil*", en el cual generalmente se concentra el daño. Se puede encontrar otro caso cuando existe un refuerzo longitudinal deficiente o mal detallado de éste, lo cual puede producir que la columna alcance su momento de cedencia primero que las vigas que llegan a ella. Sí varias o todas las columnas de un piso o varios pisos presentan un mal diseño, se producirá una plastificación del piso o pisos, por lo que toda la plasticidad del pórtico se concentrará en este piso y las exigencias de ductilidad serian tan altas que las columnas no podrían satisfacerlas, lo que provocaría deformaciones laterales excesivas e incluso el colapso del piso y de la estructura[33]. (Figura 24).

---

[33] **YEPEZ, F.** Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado. Monografías de Ingeniería Sísmica CIMNE IS-19. España. **1996.**

Figura 24. Mecanismo de fallo de piso de débil.

Fuente: Bonett (2003). Sezen (2003)

5.4.3 Regularidad:

La distribución de las cargas laterales y las deformaciones pueden verse afectadas cuando factores como la rigidez, resistencia o la masa tanto de elevación como en altura se someten a cambios que son contrarios a los concebidos en los diseños.

Las irregularidades verticales ocurren típicamente en un piso el cual es significativamente más débil, más flexible o pesado (debido a grandes masas) que otros pisos por debajo o por arriba de este. Estas irregularidades son normalmente debidas a cambios significativos en la configuración del edificio tales como elementos verticales discontinuos, o cambios en la altura de los pisos.

Las irregularidades horizontales de los edificios de pórticos de concreto son típicamente debidas a formas desiguales en planta, esquinas entrantes, o aberturas de los diafragmas y discontinuidades. Estas deficiencias causan a menudo diferencias significativas entre el centro de masa y el centro de rigidez del edificio (en uno o más pisos), lo que resulta en la respuesta torsional del edificio a movimientos sísmicos del suelo. Por lo tanto para evitar el fallo de los elementos

por problemas de torsión, se deben utilizar distribuciones regulares tanto en planta como en elevación.

5.4.4 Rigidez:

La rigidez de una estructura está estrechamente vinculada a la magnitud de las derivas de entre piso, las cuales disminuyen conforme aumenta su rigidez. Excesos de derivas pueden ocasionar daños en elementos estructurales y no estructurales debido a que conducen a distorsiones excesivas

Figura 25. Daños producidos por derivas excesivas. Pereira 1995

En este orden de ideas, el control sobre la deriva es importante desde el punto de vista de la estabilidad de la estructura, ya que sí ésta es excesivamente flexible y si presenta mucha masa, el colapso puede originarse por el efecto P- delta. Con relación a este fenómeno existen limitados estudios acerca de la influencia de éste en el comportamiento no lineal de estructuras. Este fenómeno parte de la no linealidad geométrica que puede experimentar una estructura y, responde a un efecto de segundo orden originado por las deformaciones laterales, las cuales, a

su vez, generan momentos adicionales debido a la excentricidad de las cargas verticales. El efecto P – delta resulta más importante cuando las deformaciones son de mayor magnitud[34].

5.4.5 Proximidad a edificaciones adyacentes:

La interacción entre las estructuras de edificaciones vecinas, que tienen una separación inadecuada, es decir, que se encuentran una muy cerca una de la otra, o en el peor de los casos comparten muros divisorios, puede originar un mecanismo de colapso a causa de los grandes daños debido al impacto (golpeteo) producido por el choque de éstos. En la figura 26, se muestra un claro ejemplo de los daños producidos por este hecho en edificaciones adyacentes.

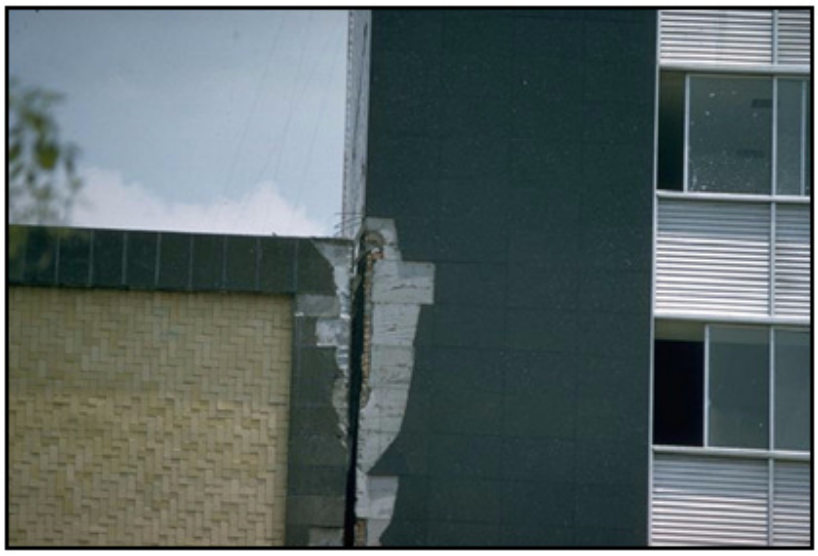

Figura 26. Daños causados por el impacto entre edificios contiguos. Fuente: Bonett (2003).

[34] **BONETT, R.** Tesis Doctoral: Vulnerabilidad y riesgo Sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. ETS de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. **2003.**

5.4.6 Columna débil - Viga fuerte:

Las estructuras deben ser diseñadas, para que la cedencia se presente en las zonas con capacidad de soportar deformaciones plásticas, sin que se origine el colapso parcial o total. Un desempeño sísmico óptimo se obtiene cuando los miembros del pórtico tienen resistencias a cortante mayores que resistencias a momento y cuando las resistencias a momento de las columnas son mayores que las de las vigas. Las columnas al ser sometidas a altas cargas axiales, el garantizar su ductilidad se dificulta, y por lo tanto la cedencia en una columna puede producir el inicio del mecanismo de colapso de un piso de de toda la estructura. Por esta razón esta filosofía provee un criterio muy aceptado en el diseño sismorresistente de estructuras de hormigón armado, el cual consiste en inducir la posible formación de *rótulas plásticas* en vigas antes que en columnas, por lo que en este tipo de diseño se debe suministrar mayor resistencia a las columnas que a las vigas. Pero no sólo se deben formar rótulas en las vigas, si no, que es necesario que se formen rótulas plásticas en las columnas del primer piso y el resto de columnas permanezcan dentro del rango elástico.

En edificios viejos de concreto, donde las vigas son a menudo más fuertes que las columnas, se crean grandes efectos P- delta y rotaciones inelásticas en las columnas. La rotación de las columnas es indeseable porque esto puede llevar a pérdidas de la habilidad de la columna a soportar cargas gravitacionales después de unos pocos ciclos de movimiento sísmico.

Por todo lo expuesto, la omisión y el desconocimiento de estos criterios, aumentan considerablemente la vulnerabilidad de los edificios y favorece el mal desempeño de este tipo de estructuras frente a la acción sísmica.

5.5 Edificios con sistema losa – columna (reticular celulado) de concreto armado:

Antes de detallar lo relacionado al sistema reticular celulado (*waffle slabs)*, es preciso mencionar que en la Norma sismorresistente Colombiana NSR -98, en la tabla A.3-3[35], se habla de éste como un sistema estructural de pórtico, por lo que se puede mencionar dentro del presente numeral.

El uso que se les ha dado a los modelos de losas bidireccionales como estructura principal de las edificaciones, a nivel mundial ha tenido un carácter masivo. Dentro de este sistema existen diferentes categorías, las cuales se clasifican de la siguiente manera:

- Losas en dos direcciones con vigas
- Placa plana
- Losa plana
- Reticular celulado

5.5.1 Reticular celulado:

La tendencia hacia la construcción con *reticular celulado*, inició en la década de los 50 y los 60 usado masivamente en muchas partes del mundo, incluida Colombia, el cual sólo era para resistir cargas verticales, sin embargo, a finales de los setenta se amplió para que presentará un comportamiento similar ante las carga horizontales.

Este sistema está provisto de placas nervadas armadas en dos direcciones ortogonales. En este tipo de forjados, alrededor de las columnas, se elimina el aligeramiento y esta zona se convierte en maciza, lográndose con esto la creación de un elemento que prevenga en gran medida la falla por punzonamiento entre la

[35] NSR-98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá 1998, Capitulo A3. Requisitos generales de diseño sismo resistente.

columna y la losa (Capitel) Figura 27, que es muy frecuente en este tipo de modelo estructural, debido a su alta flexibilidad lateral, propiciando mayores deformaciones, lo que se traduciría en desplazamientos sísmicos de la estructura.

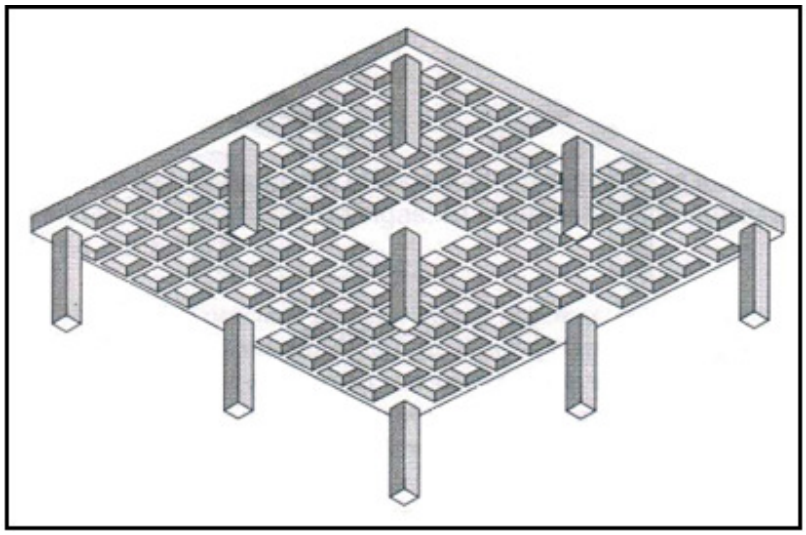

Figura 27. Modelo estructural reticular celulado

Los modelos estructurales con forjados reticulares admiten que sus flexiones puedan ser descompuestas y analizadas siguiendo las dos direcciones de armado. Con las columnas forman una estructura espacial capaz de resistir, adecuadamente, las cargas verticales, en cambio la capacidad de resistencia a cargas horizontales es menor. En los forjados reticulares las cargas verticales se transfieren a las columnas por medio de los nervios, siguiendo trayectorias rectilíneas ortogonales quebradas[36].

En este sentido, en Colombia, mediante el código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes de 1984 CCCSR-84 se limitó la utilización de reticulares celulados para zonas cuya amenaza sísmica fuera baja o intermedia, razón que se

[36] REGALADO, F. Los forjados reticulares. CYPE Ingenieros. España. 2003.

revalidó en la actual norma de diseño sismorresistente NSR – 98[37], en la cual no se permite su uso para zonas de amenaza sísmica alta, mientras que en zonas de amenaza sísmica intermedia se limita para una capacidad moderada de disipación de energía (DMO) a una altura máxima de 15 m, caso de Sincelejo.

El sistema reticular celulado se ha utilizado por muchos años para resistir cargas verticales, ante éstas ha sido un sistema eficiente, en la mayoría de los casos, pero ante las cargas horizontales el sistema presenta deficiencias de rigidez y de ductilidad en sus elementos, lo cual se ha visto reflejado luego de la ocurrencia de sismos de gran magnitud. Como es el caso del ocurrido en la Ciudad de México en 1985, en el cual un número considerable de edificios sufrió diferentes fallas estructurales. (Figura 28).

Figura 28. Daños a causa del sismo ocurrido en la ciudad de México en septiembre del 1985, en edificaciones con reticular celulado.

En la figura se muestra el colapso de las planta superiores del edificio, producido por problemas de punzonamiento, donde las columnas atraviesan la losa reticulada originando su desplome y posteriormente el colapso de las losas inferiores.

[37] NSR-98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá 1998, Capitulo A3. Requisitos generales de diseño sismo resistente. Tabla A.3 -3.

CAPITULO VI

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA GOBERNACION DE SUCRE Y LA DE UN EDIFICIO DE APARTAMENTOS

Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estas edificaciones, como se mencionó anteriormente, se hará uso de las nuevas filosofías de diseño, es decir, la del diseño por desempeño.

Para su aplicación se llevará a cabo una serie de pasos que permitan generar una evaluación sísmica de las estructuras de concreto reforzado objeto de esta investigación, la cual dará inicio con la búsqueda y recolección de la información preliminar y finalizando con la determinación de la relación entre la demanda y la capacidad, para así hallar su vulnerabilidad sísmica. Estas valoraciones comprobaran el desempeño sísmico de aquellas estructuras de concreto reforzado cuyos diseños y procesos constructivos se basaron en códigos obsoletos y métodos de análisis desactualizados (anteriores a la norma vigente, NSR-98).

Lo anterior comprende las siguientes etapas o fases:

- **Evaluación preliminar:**

Consiste en la adquisición de datos de la estructura, como lo son la configuración estructural del sistema, las propiedades de los materiales y las condiciones de los elementos estructurales; esto se podrá obtener con suficientes datos de los documentos (planos, memorias de cálculo, estudios de suelo), ya que simplificarán el trabajo de campo y darán un completo entendimiento sobre la estructura, además con visitas técnicas de inspección y sí es posible, en relación a la disponibilidad presupuestal por parte de las entidades correspondientes, con ensayos de laboratorio, los cuales son de mucha importancia ya que es la manera

de tener certeza de que lo que se encuentra en los planos y documentos recolectados es cierto, se podrán tomar decisiones que permitan la evaluación y caracterización, o en su defecto, la realización de investigaciones más detalladas.

- **Evaluación de la estructura actual:**

Con la información recolectada sobre la estructura, y luego de ser estudiada y calificada, se comenzará la etapa del análisis estructural de las edificaciones en cuestión, realizando una modelación a través del software de estructuras *RCB building*, por medio de la cual se pretende dar a conocer el comportamiento de la misma frente a las fuerzas sísmicas de diseño que actualmente tienen vigencia en la normativa sismorresistente colombiana, verificando sí para las condiciones actuales de las edificaciones las secciones de sus elementos estructurales satisfacen los requerimientos exigidos por ésta para el cumplimiento de las derivas y las cuantías de refuerzo solicitado para las demandas de diseño.

- **Modelación de la estructura a través de un análisis estático no lineal, el método del espectro de capacidad (Análisis *Push–Over*):**

Al ser sometida una estructura de concreto armado a movimientos sísmicos severos, ésta generalmente responde no linealmente. Esto es atribuible a que el concreto armado es un material no homogéneo y su comportamiento es altamente no lineal.

Como se había dicho, según el objetivo central de esta investigación, la metodología a implementar será la del espectro de capacidad (análisis *PUSH OVER)*, la cual está relacionada directamente con la vulnerabilidad desde el punto de vista estructural. Para conocer el verdadero comportamiento de la estructura, ésta se evaluará con tres niveles de amenaza, es decir, sismo de servicio, sismo de diseño y sismo severo.

El método del espectro de capacidad es un procedimiento estático no lineal que provee una representación gráfica de la curva de capacidad y lo compara con los espectros de respuesta que representan la demanda sísmica. Estas representaciones gráficas proveen una imagen clara de la respuesta de las edificaciones a las fuerzas sísmicas.

- **Analizar los resultados obtenidos para dar las conclusiones y recomendaciones pertinentes:**

En esta etapa se llevará a cabo un análisis de los resultados de la evaluación sísmica de las estructuras en estudio y se planteará un diagnostico de su situación actual. Así mismo, se dará a conocer la importancia que tiene este tipo de estudios y se plantearán las recomendaciones dadas para cada caso.

6.1 Aplicación de la metodología:

- ***EDIFICIO VERÓNICA:***

6.1.1 Evaluación preliminar:

Descripción de la edificación:

El edificio Verónica, se encuentra localizado en la Cra. 25 No. 11D – 17 del barrio La palma de la ciudad de Sincelejo. Es una edificación de uso residencial que de acuerdo a la calificación dada por la NSR - 98 pertenece al grupo de "Estructura de ocupación normal"[38]; por lo anterior se le asigna un coeficiente de importancia I = 1.0.

La estructura fue diseñada en el año 1.989, y consta de cinco (5) niveles incluida la azotea con alturas de entrepiso libre de 2.4m alcanzando una altura total de 10.8 m. El sistema estructural está constituido por pórticos resistentes a momento, con sistemas de losa aligerada con bovedilla en cada nivel, armada en una dirección. Esta losa se encuentra conformada por viguetas de 30 cm de altura y 10 cm de ancho distancias centro a centro 50 cm. Las cargas verticales se transmiten a través de estos elementos hacia las vigas de carga cuyas dimensiones varían entre los 900 y 1200 cm^2 que a su vez se encuentran unidas a las columnas, con secciones comprendidas entre los 600 y 1350 cm^2, donde éstas posteriormente las transmiten hasta la cimentación. Es preciso destacar que el sistema de resistencia de cargas laterales está conformado por pórticos de concreto carentes de vigas sísmicas debido a las costumbres de diseño y construcción que se utilizaban en la época. (Figura 29).

La no existencia de este componente fundamental representa una deficiencia estructural importante, ya que éste desempeña un rol preponderante dentro del

[38] NSR-98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá 1998, artículo A.2.5.1.4

comportamiento de la estructura, es decir, la ausencia de estos elementos tiene mucho que ver con la rigidez del sistema, ya que en este sentido la edificación es altamente vulnerable a la acción de un sismo por no poseer un buen mecanismo de disipación de energía.

Arquitectónicamente, la edificación está dotada de tres apartamentos por piso, distribuidos en un área de 298 m^2. Las dimensiones de la placa tipo en planta son de 19m por 19.5 metros.

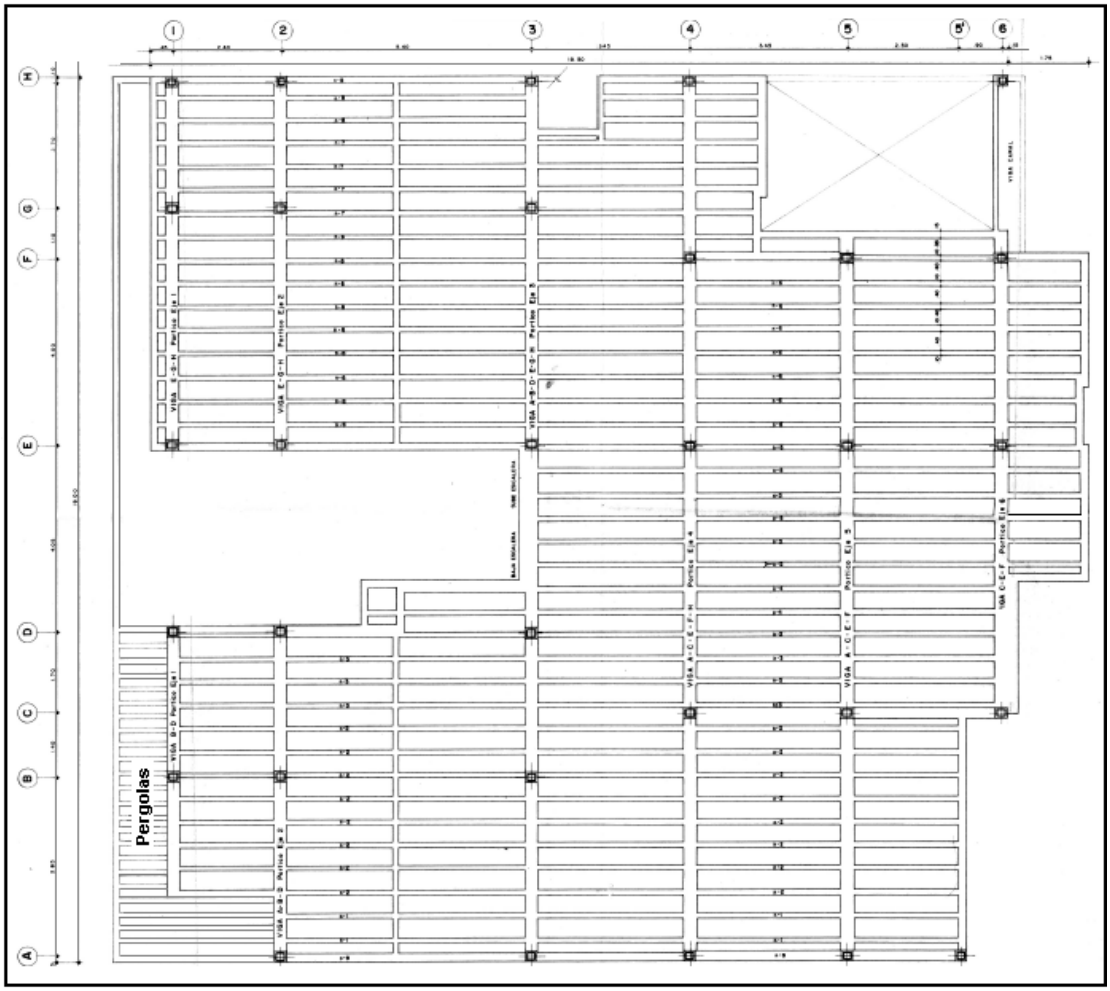

Figura 29. Planta Estructural tipo edificio Verónica

En cuanto a la cimentación del edificio, está constituida por zapatas aisladas y combinadas, sin presencia de vigas de enlace según lo muestran los planos. (Figura 30). Además, para la clasificación del suelo se contó con la información brindada de dos estudios geotécnicos realizados para edificaciones vecinas, puesto que para el edificio Verónica no se encontró documentación alguna relacionada con este parámetro. De acuerdo a estos estudios, el perfil de suelo esta conformado por arcillas limosas de consistencia blanda de 1 a 2 metros, profundidad de importancia debido a que la cimentación de la edificación se encuentra a 1.5m desde la superficie del terreno. Por lo anterior la zona indicada presenta un coeficiente de sitio de 1.5 para una clasificación del suelo S3.

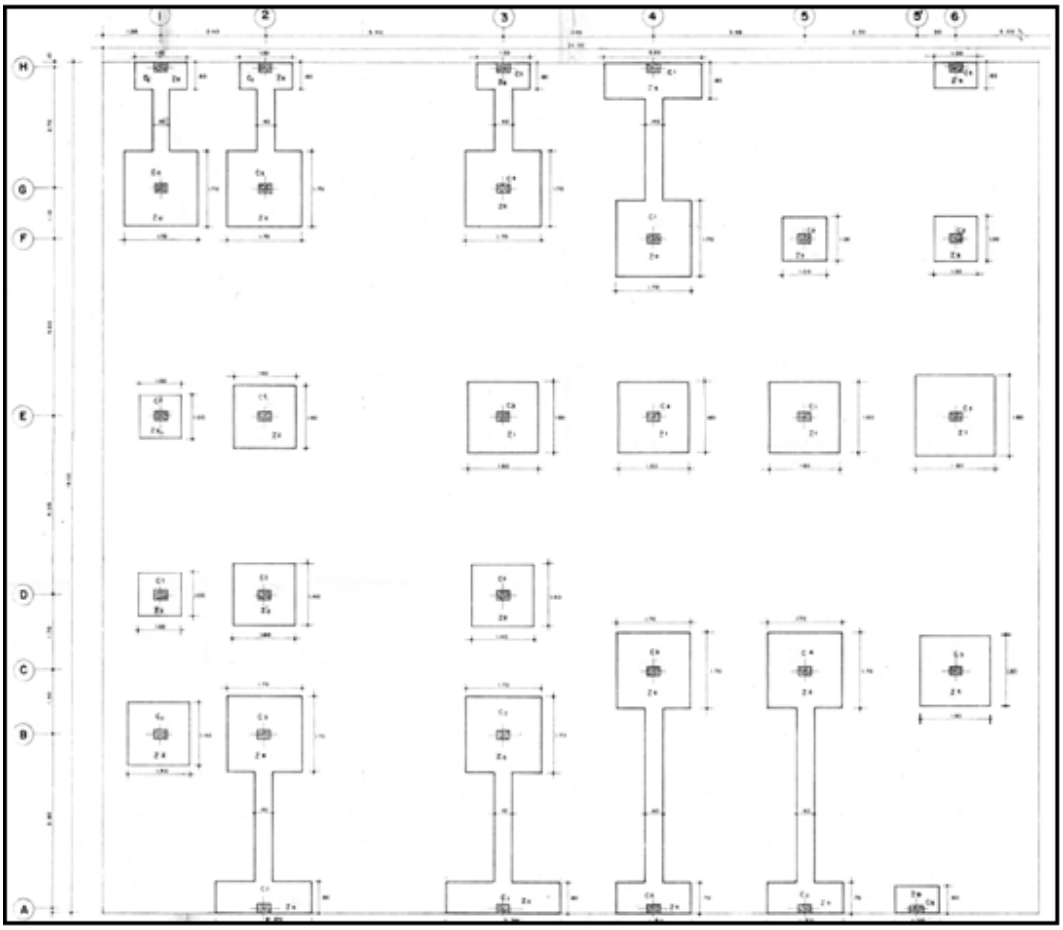

Figura 30. Planta de cimientos Edificio Verónica

El valor de la capacidad portante del suelo se obtuvo en base a lo suministrado por los dos estudios de suelos encontrados, es decir, para el primero fue de 115 KN/m^2 y 207 KN/m^2 para el segundo, para una profundidad de 1 a 2 m, por lo que se optó por un valor comprendido entre estos, el cual fue de 150 KN/m^2. Lo anterior se confirmó con la investigación **ZONIFICACIÓN PRELIMINAR DE LOS SUELOS DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE SINCELEJO**, llevada a cabo por los ingenieros Rodrigo Hernández Ávila y Humberto Flórez Ramos. En ésta se muestra como a esa profundidad la zona en donde se encuentra cimentado el edificio Verónica, se presentan características similares (Figura 31)

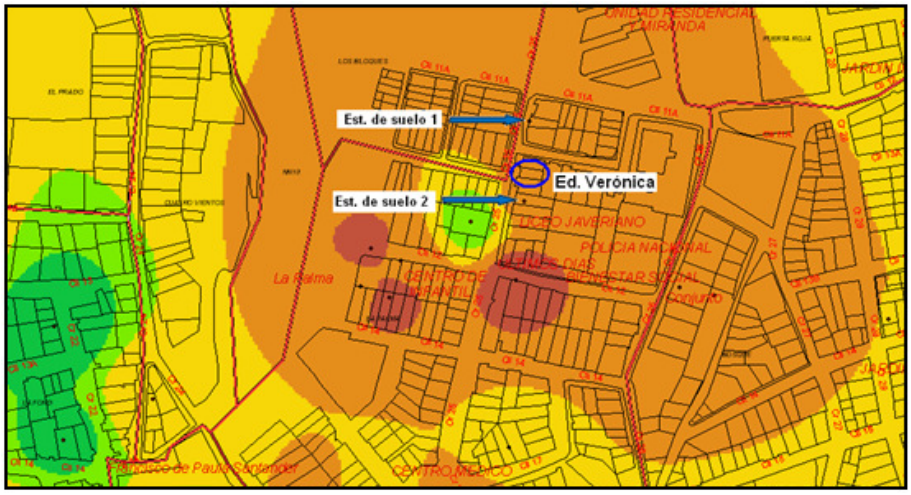

Figura 31.Características suelos de la zona de estudio

Fuente: Zonificación preliminar de los suelos del casco urbano del municipio de Sincelejo

Etapa de inspección visual:

Seguido a la recopilación de la información preliminar, se dio paso a la etapa de inspección, la cual se apoyó con registros fotográficos para conocer el estado actual de la estructura así como el de sus elementos no estructurales. De acuerdo a la inspección de campo realizada, en términos generales la edificación no

presenta patologías que comprometan su estabilidad, a nivel estructural y no estructural. Se evidenció de igual forma la ausencia asentamientos diferenciales o agrietamientos en placas de contrapiso.

Foto 1. Elementos no estructurales en buen estado

Foto 2. Elementos no estructurales y estructurales en buen estado

Foto 3 .Parte inferior de columna del parqueadero sin presencia de asentamientos diferenciales o agrietamientos en la placa de contrapiso

Al termino de esto, se verificaron las secciones de las columnas notándose que para una columna del parqueadero, específicamente la C.1-B, presentaba un sobredimensionamiento en relación a mostrado en los planos, es decir, ésta cuenta con una sección de 0.4 x 0.65 m, donde debería ser de 0.4 x 0.35 m, incluyendo el pañete según los respectivos planos estructurales.

Otro aspecto interesante que se percibió fue la disposición de las columnas, la cual varía con relación a lo expuesto por los planos, ya que en éstos el eje fuerte de las columnas apunta a una dirección diferente a la cual fueron construidas, es decir, realmente se disponen en el sentido de las vigas de carga, mientras que en los planos señalan hacia una dirección ortogonal a ésta.

Exploración de la estructura:

En esta parte se llevó a cabo un proceso de exploración, en el cual se verificaron las secciones reales de las columnas y su refuerzo, longitudinal y transversal; además se evaluó la resistencia del concreto mediante ensayos de esclerometría. Las propiedades del acero fueron tomadas de la información encontrada en los planos.

Esta exploración se le aplicó a dos columnas del parqueadero localizadas en la parte final de éste, es decir, las C.2-A y C.1-B (foto 4), y una localizada en el tanque elevado; escogida una de ellas (C.2-A) con el fin de ser menos traumáticos para los inquilinos de la edificación, ya que por ser ésta de carácter residencial la entrada y salida de estos es casi constante, por otra parte, la C.1-B se exploró para observar realmente cual era su sección, notándose que su aumento se debía a bloques de relleno pegados a su sección neta, la cual era como la mostraban los planos respectivos. A continuación se muestra el registro fotográfico tomado para las respectivas columnas:

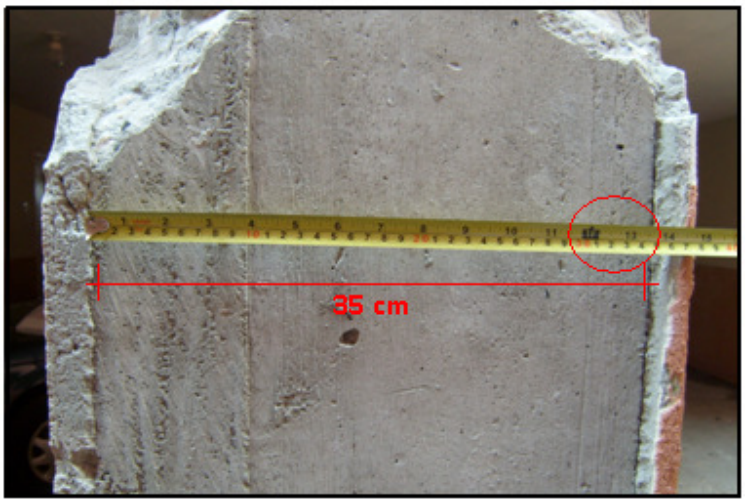

Foto 4. Detalle de sección Columna 1.B del parqueadero

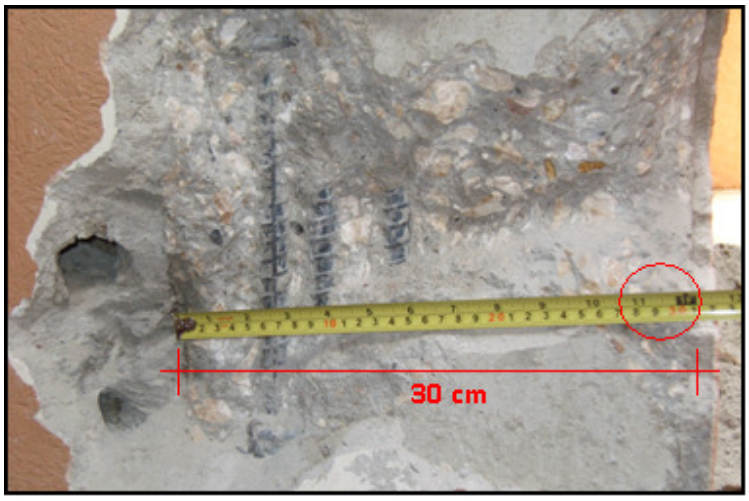

Foto 5. Detalle de sección Columna 1.B del parqueadero

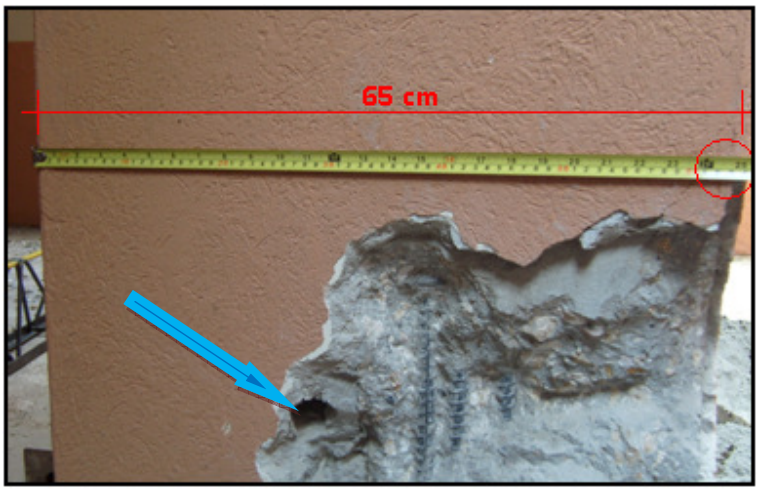

Foto 6. Detalle del aumento de sección Columna 1.B por la utilización de bloques

En esta imagen además de observar los bloques pegados a la columna quienes aumentan su área, se nota el mal espaciamiento del acero longitudinal que posee, razón que dificulta una buena adherencia entre el concreto y el acero originándose por este medio una zona de debilidad ante la presencia de grandes esfuerzos.

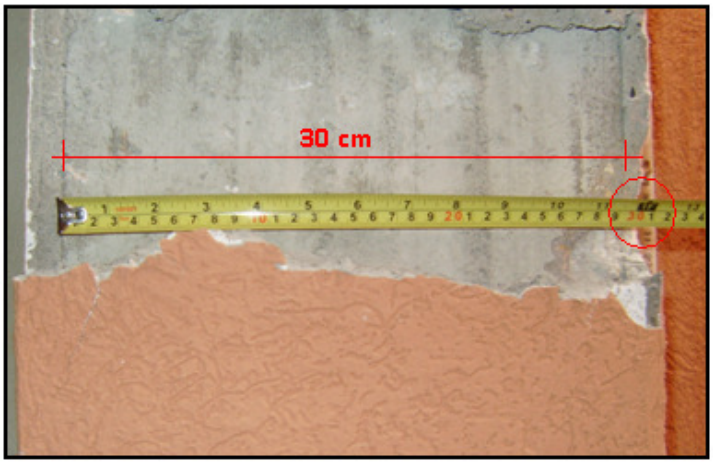

Foto 7. Detalle sección Columna 2.A del parqueadero

En relación al acero de refuerzo longitudinal se observó que era corrugado y se encontraba en excelentes condiciones, donde no se encontraban señales de corrosión, razón que se le atribuye en gran medida al buen estado del concreto y a la gran capa de mortero que lo cubría. Los diámetros de las barras encontradas corresponden con los estipulados en los planos, no obstante, los estribos que eran lisos, estaban distanciados cada 20 cm a lo largo de la columna, distancia distinta a la esperada, las cuales eran a cada 10 cm al inicio y al final de ésta y a cada 20 cm en el resto del elemento.

Foto 8. Buen estado del acero longitudinal columna 2.A del parqueadero

Foto 9. Gran capa de pañete y recubrimiento del acero de refuerzo

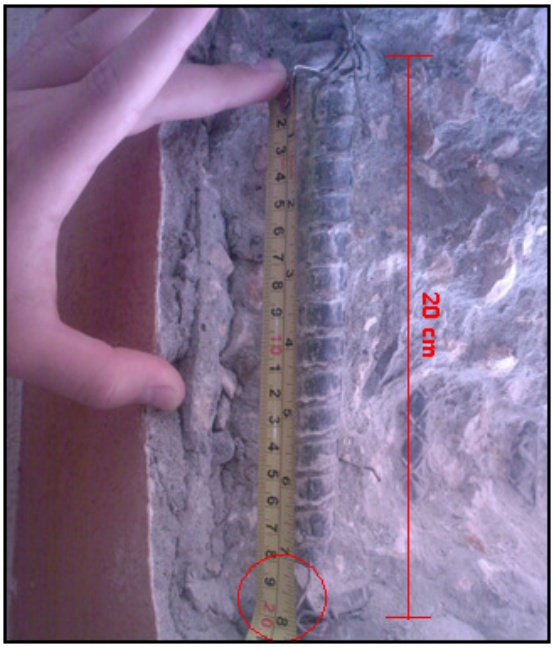

Foto 10. Espaciamiento del acero de confinamiento en las columnas

Para el ensayo de resistencia del concreto se escogió el de esclerometría, en donde los resultados realizados arrojaban resistencias a compresión del concreto bajas, del orden de los 2200 Psi, aunque es preciso mencionar que este ensayo no es determinante a la hora de hallar la resistencia del concreto debido a que está sujeto a diversos errores como lo son la perpendicularidad del esclerómetro

con la superficie a ensayar, y la lectura tomada, puede ser tomado como valor de referencia cuando no se cuente con la disponibilidad para otros ensayos más exactos como lo es el de extracción de núcleo.

Foto 11. Ensayo de esclerometría realizado a las columnas estudiadas

Foto 12. Vista fachada principal edificio Veronica

6.1.2 Evaluación de la estructura actual:

Culminada la etapa de análisis y evaluación preliminar de la estructura, en donde se incluyeron fases de reconocimiento general de la edificación y exploración de la misma, se da inicio a la modelación de la estructura en el software estructural *RCB Building.* Como se mencionó, en esta fase se quiere revisar su desempeño frente a las exigencias propuestas por la NSR-98, es decir, verificar cual sería su comportamiento frente a las nuevas demandas por cargas verticales y sísmicas propuestas por el actual reglamento.

Una vez elaborado el modelo estructural de la edificación y definidos e ingresados todos los parámetros sísmicos y la información requerida para su valoración en el software estructural, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Análisis sísmico de las estructuras.
- Verificación de las derivas.
- Cuantía del refuerzo solicitado para el cumplimiento de los requisitos del reglamento sismorresistente colombiano.

6.1.2.1 Evaluación Edifico Verónica:

6.1.2.1.1 Análisis sísmico de las estructuras:

Tal y como lo señala la NSR – 98, los parámetros para la evaluación sísmica son:

- **Coeficiente de aceleración Aa:** Como la edificación se encuentra ubicada en una zona de amenaza sísmica definida como intermedia, el coeficiente de aceleración será de Aa = 0.15

- **Coeficiente del sitio (S):** Hace referencia al tipo de perfil de suelo sobre el cual está cimentada la estructura. Para este caso se tomará como perfil de suelo el tipo 3, es decir, $S_3 = 1.5$.

- **Coeficiente de Importancia (I):** Hace referencia al tipo y uso de la edificación. Por ser ésta de uso residencial se encuentra dentro del grupo de las "*edificaciones de ocupación normal"* por lo tanto su coeficiente de importancia es I = 1.0

- **Coeficiente de capacidad de disipación de energía (R_0)**: Se entiende por capacidad de disipación de energía a la que tiene un sistema estructural, de trabajar dentro del rango inelástico sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de disipación de energía R. Por tratarse de una estructura con capacidad de disipación de energía moderada el valor asignado de $R_0 = 5$.

- **Grado de irregularidad en planta y en altura:**

  Coeficiente en planta: $\Phi_p = 0.9$

  Coeficiente en altura: $\Phi_a = 0.9$

6.1.2.1.2 Verificación de las derivas:

Antes de mostrar los resultados arrojados de las derivas por la simulación realizada a la estructura, es preciso señalar la importancia que posee el análisis y estudio de éstas dentro de la verificación del comportamiento de la edificación.

En este sentido, de acuerdo con lo señalado en el capítulo A – 6 de la norma sismorresistente del 98 "*Requisitos de la deriva",* se entiende por deriva al desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles de la edificación.[39] (Figura 32).

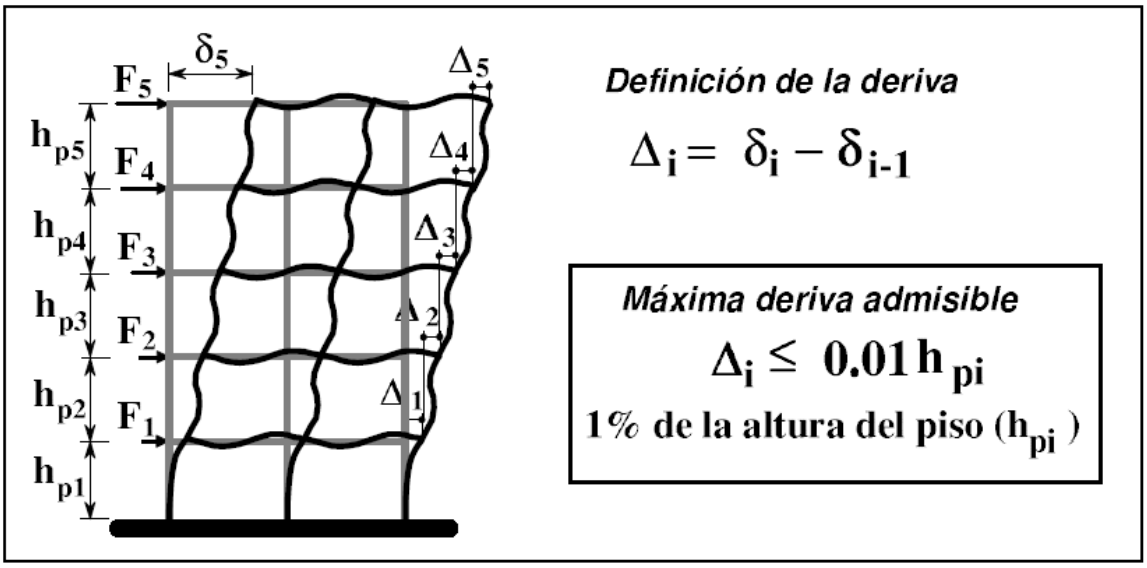

Figura 32. Definición de la deriva (NSR – 98)

En los actuales códigos de diseño sismorresistente, incluido la NSR – 98, este parámetro desempeña papel fundamental dentro de la estimación de la respuesta estructural de la edificación y en el control del daño y las posibles pérdidas,

---

[39] NSR-98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá 1998, Capitulo A-6 Requisitos de la deriva, Ítem A.6.1.2.

debido a que se relaciona a factores durante la ocurrencia de un sismo, como lo son por ejemplo:

- Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
- Estabilidad global de la estructura.
- Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, acabados.
- Alarma y pánico entre las personas que ocupan la edificación.

Motivo por el cual se requiere que su cumplimiento sea estricto conforme a los requisitos exigidos por el reglamento.

En este orden de ideas, se expone el resumen de los resultados referente a las derivas del edifico analizado de manera grafica, incluyéndolas tanto para la dirección X como para la dirección Y de la estructura.

En las figuras que se presentan a continuación, las cuales son brindadas por el software *RCB Building,* se muestran estos resultados de manera clara y además, se observa a simple vista cual fue el comportamiento que tuvo la deriva para cada una de las columnas de la edificación ante las demandas símicas a la cual fue sometida.

En la figura 33 se observa la información arrojada sobre las derivas resultantes del edifico Verónica, la cual está representada por una escala de colores que señala los valores de éstas en porcentaje. Dicha escala cuenta con 6 colores donde cada uno de ellos comprende un rango, discriminado de la siguiente manera:

: Entre el 0% y 0.33%

: Entre 0.33% y 0.67%

: Entre 0.67% y 1.0%

: Entre 1.0% y 1.33%

: Entre 1.33% y 1.67%

: Mayor al 1.67%

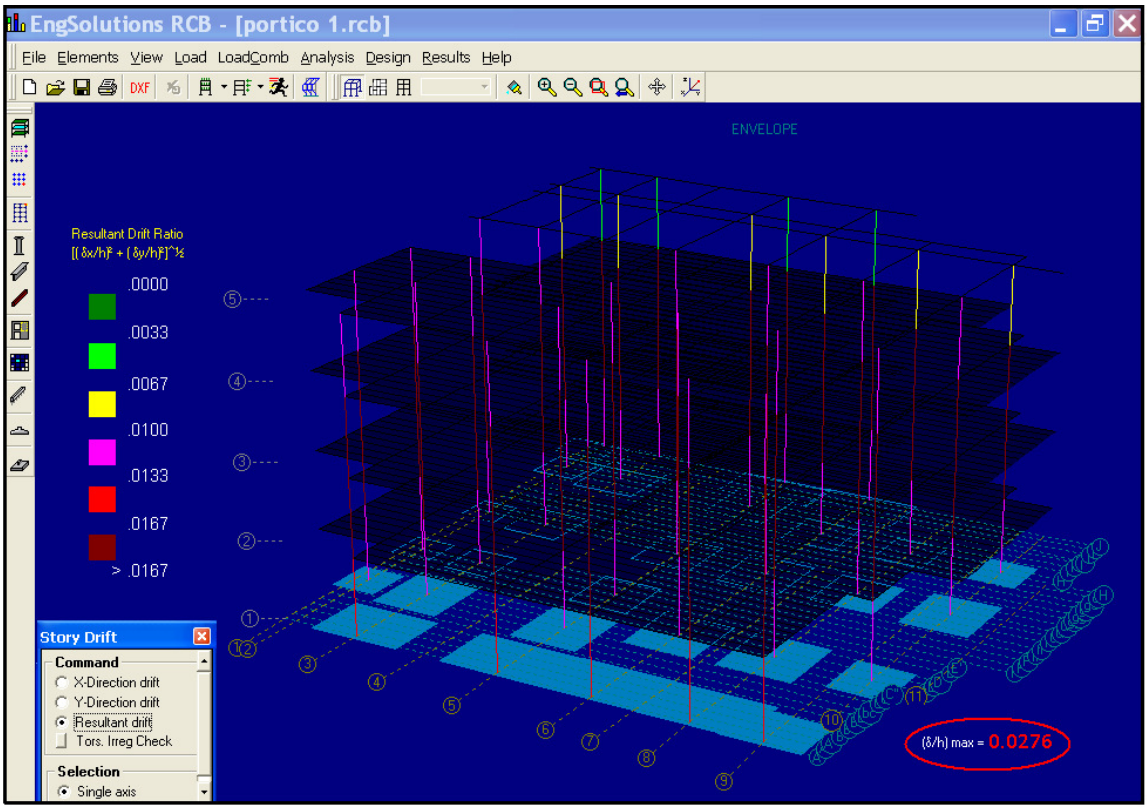

Figura 33. Derivas resultantes Edificio Verónica

Por lo anterior, el mayor número de columnas de la edificación presentan derivas entre el 1% y mayores al 1.67%, alcanzando su máximo valor en 2.76%, mientras que sólo una pequeña parte de éstas cumplen con el criterio permitido por la norma, es decir, están comprendidas entre el 0.33% y el 1%.

En la siguiente gráfica se detalla claramente esta situación, donde el 50% de las columnas sobrepasan el 1.67% de la deriva, el 5% se encuentran entre el 1.33% y el 1.67%, un 38% están comprendidas entre el 1% y el 1.33%, y sólo una pequeña parte correspondiente al 7% cumple el criterio de la máxima deriva admisible.

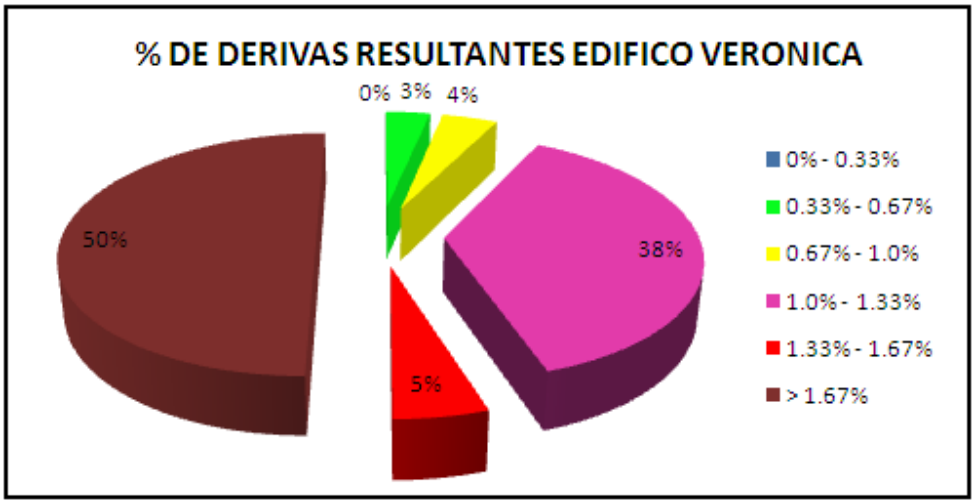

Figura 34. Porcentajes de derivas resultantes para el edificio Verónica

Bajo este escenario, es preciso anotar que para muchas columnas de la edificación sus secciones resultan insuficientes, pues las derivas presentadas superan por mucho a la admisible, razón que lleva a pensar ya en alternativas de solución al problema presentado, es decir, maneras de rigidizar a la estructura, como lo es la colocación de las vigas sísmicas, las cuales actualmente no existen, el encamisado de columnas, e inclusive la construcción de muros de carga. Sin embargo como esto no hace parte del objetivo central de esta investigación, se continuarán mostrando y analizando los demás resultados obtenidos por la modelación, incluyendo las cuantías de diseño de vigas y columnas.

De la misma manera en que se mostraron las derivas resultantes, se detallarán los resultados de las derivas para las dos direcciones principales del modelo.

Como se resaltó en el inciso 6.1.1 correspondiente a la descripción preliminar de la edificación, el sistema resistente de fuerzas laterales no cuenta con vigas sísmicas, generando así una alta deficiencia de tipo estructural, pues en ese sentido la estructura presenta menor rigidez, propiciando de esta manera mayores desplazamientos.

- **Derivas en dirección Y:**

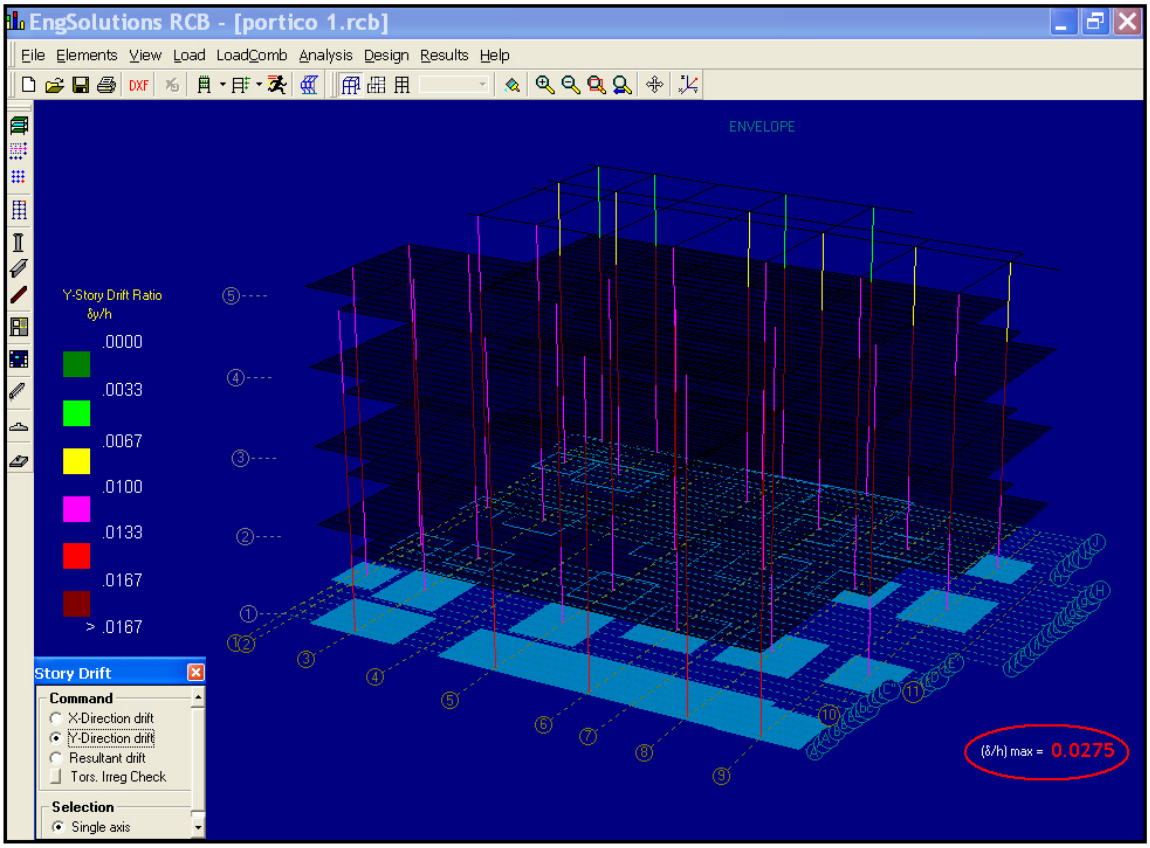

Figura 35. Derivas Edificio Verónica dirección Y

En la anterior figura, se observa el resultado obtenido de las derivas en la dirección Y de la edificación. Se puede notar que las derivas en su gran mayoría sobrepasan el valor permitido por la NSR – 98, exceptuando algunas ubicadas en el último piso, las cuales no superan el 0.83%, mientras que para las restantes, la deriva se encuentra en valores superiores 1.33%, e inclusive algunas registran valores del 2.75%.

Tal y como lo señala la siguiente figura, el 50% de las columnas están en valores superiores al 1.67%, y tan sólo un 8% está dentro del rango permitido de la deriva, razón que confirma el hecho que el sistema resistente presenta una gran deficiencia al no presentar vigas sísmicas, lo que lo hace altamente vulnerable a la acción de un sismo en dicho sentido.

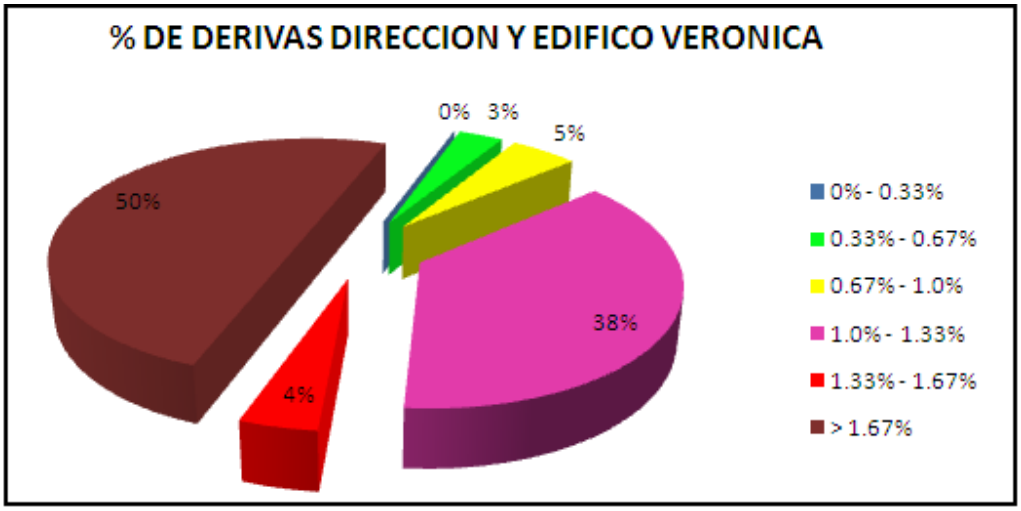

Figura 36. Porcentajes de derivas en el sentido Y del edificio Verónica

- **Derivas en dirección X:**

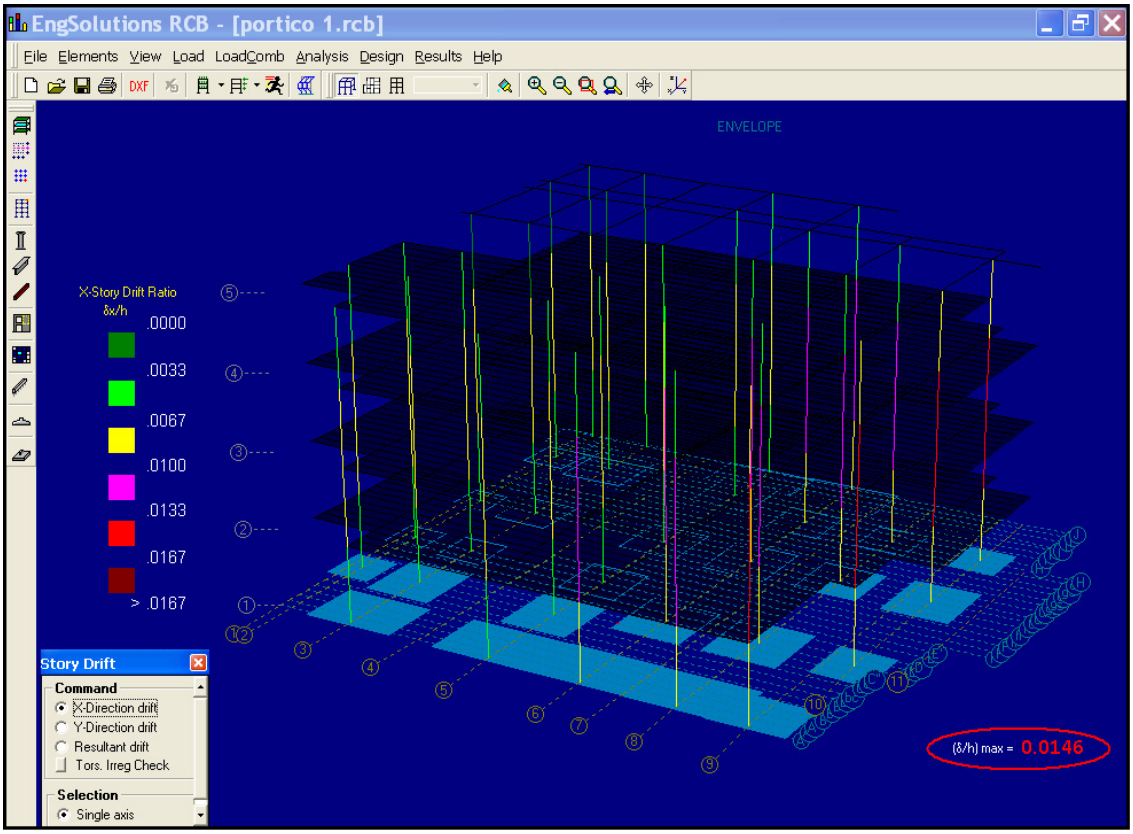

Figura 37. Derivas Edificio Verónica dirección X

En esta gráfica se presentan las derivas en el sentido X, resultado de la evaluación sísmica de la estructura, evidenciándose que en pocas columnas ubicadas entre los pisos 2 y 3 se presentaron valores superiores al 1%, mientras que la mayoría de éstas mostraron valores por debajo del límite permitido.

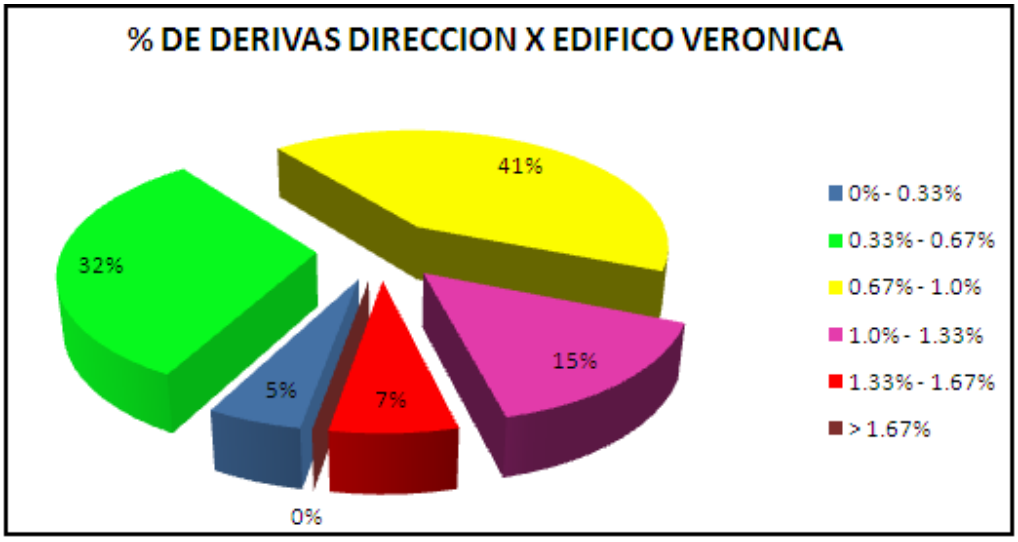

Figura 38. Porcentajes de derivas en el sentido X del edificio Verónica

Lo anterior, es debido a que en el sentido X de la estructura la edificación cuenta con vigas de carga y además, el eje fuerte de las columnas está dispuesto en esta misma dirección, logrando así dar gran rigidez a dicho sentido.

6.1.2.1.3 Cuantía del refuerzo solicitado para el cumplimiento de los requisitos del reglamento sismorresistente colombiano:

- ✓ **Resultados para las columnas:**

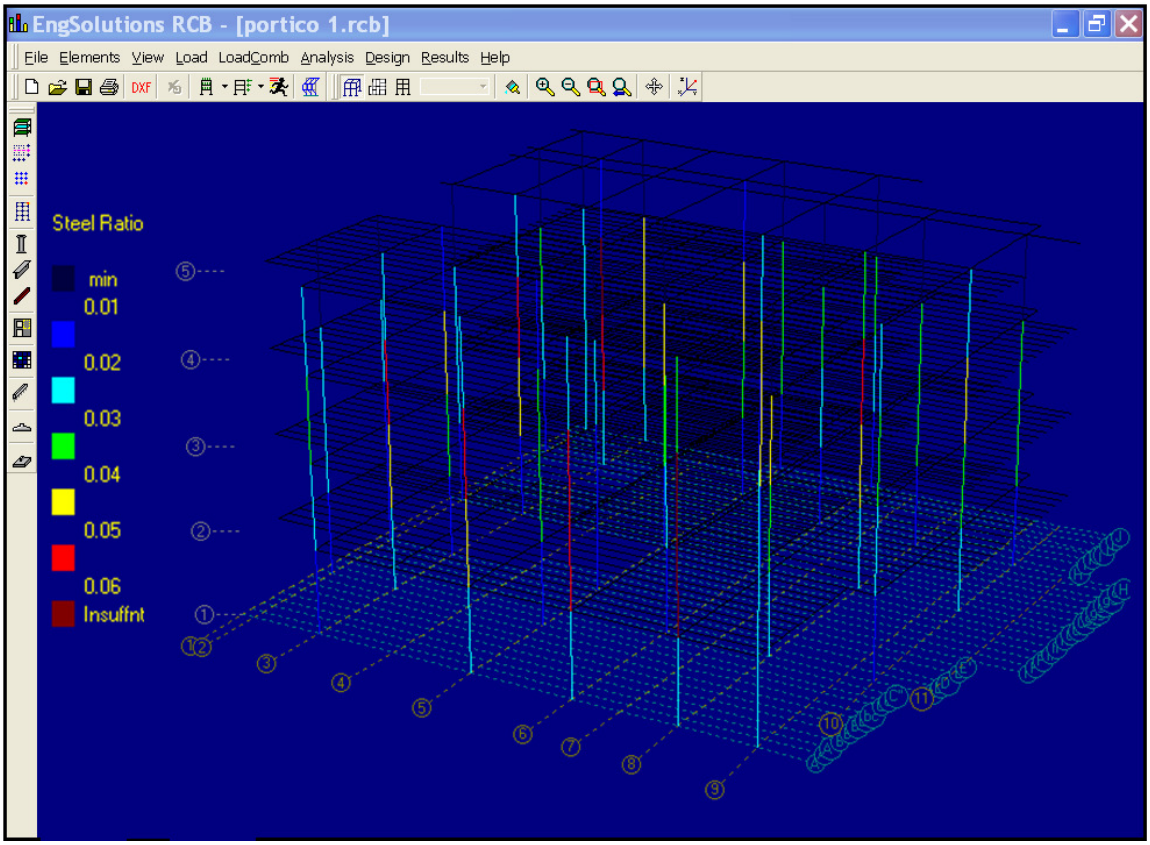

Figura 39.Cuantía de refuerzo para columnas Edifico Verónica

En la anterior figura se aprecian los resultados brindados por la modelación realizada a la estructura del edifico Verónica correspondientes a las cuantías de diseño solicitado para el cumplimiento de los requisitos propuestos por la NSR – 98. Del mismo modo, en que se mostraron los resultados para las derivas, la información arrojada relacionada a las cuantías de diseño está constituida por una escala de colores que señala los valores de éstas en porcentajes.

Tal escala cuenta con 7 colores donde cada uno de ellos comprende un rango, clasificado de la siguiente manera:

- Minima
- Entre el 1% y 2%
- Entre el 2% y 3%
- Entre el 3% y 4%
- Entre el 4% y 5%
- Entre el 5% y 6%
- > 6%

Por lo anterior y observando la figura 40, la cual indica cual es la cuantía requerida para las columnas de la edificación, se puede decir, que únicamente el 1% de éstas sólo solicitan cuantía mínima, el 63% se encuentran entre el 1% y el 3% de la cuantía requerida con respecto a sus secciones reales, el 28% están comprendidas entre el 3% y 5%, el otro 6% están entre 5% y 6%, es decir, se encuentran en los valores límites admisibles para sus dimensiones, y el 2% restante presentan cuantías que superan a la máxima permitida haciendo que sus secciones reales sean insuficientes.

Figura 40. Cuantía requerida para el cumplimiento de la NSR – 98

Ahora bien, haciendo uso de la información encontrada en los planos estructurales de la edificación y soportada con un proceso de exploración realizado a algunas de sus columnas, los resultados encontrados se observan en la figura 41.

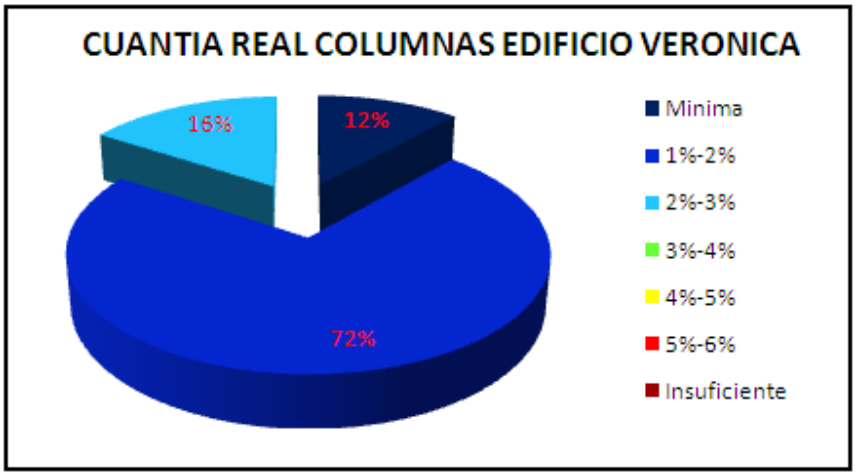

Figura 41. Cuantía real para las columnas del Edificio Verónica

En este sentido, realizando una comparación entre los resultados mostrados del refuerzo requerido por la simulación de la estructura y los encontrados realmente, se puede decir, que para el actual código sismorresistente, las solicitaciones exigidas por éste, requieren para algunas de sus columnas cuantías superiores al 3%, observando claramente una deficiencia presentada en la estructura, debido a que, como lo revela la figura 41, la cuantía que poseen realmente sus columnas no superan dicho porcentaje, ademas, la mayor parte de éstas, es decir, el 72% presentan cuantías entre el 1% y el 2%, el 16% comprenden valores entre el 2% y el 3%, y el 12% requiren cuantía minima.

Para mostrar los resultados especificamente por áreas de acero, a continuación se analizará una columna en particular, confrontando el acero de refuerzo requerido con el real.

La columna A-6 del modelo, correspondiente a una columna tipo 2 de acuerdo con la información dada por los planos, tanto en el primer piso como en el segundo

cuenta con un área real de acero de 11.88 cm^2 , para el tercer y cuarto piso su refuerzo es de 7.62 cm2; sin embargo, el refuerzo requerido para dicha columna en el primer piso es de 17.46 cm^2, para el segundo piso es de 45.5 cm^2, para el tercero es de 36 cm^2 y para el cuarto piso es de 16.31 cm^2. Por lo anterior, se evidencia que el acero de refuerzo que realmente poseen las columnas se encuentra por debajo del solicitado, los cuales corresponden a un 67.6%, 26.1%, 21.16% y 46.72% de éste respectivamente.

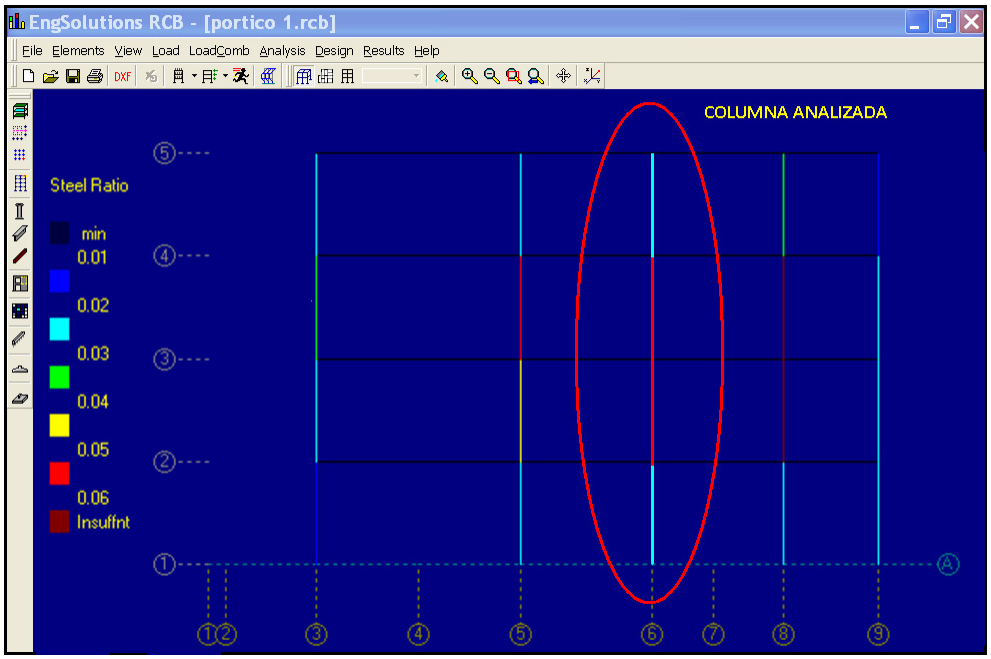

Figura 42. Cuantía de refuerzo requerido para columnas Edifico Verónica – Pórtico A – Col. A - 6

✓ **Resultados diseño vigas y viguetas:**

La figura 43 representa los resultados de las cuantías de diseño requeridas de manera grafica para las vigas (dirección Y) y viguetas (dirección X) del tercer piso del edificio Verónica. Para este caso la escala de colores brindada por el software para señalar el valor de las cuantías está dividida de la siguiente forma:

- : < Minima
- : Entre el 0.033% y 0.065%
- : Entre el 0.065% y 0.097%
- : Entre el 0.097% y 1.29%
- : Entre el 1.29% y 75% pb
- : C.Reinf
- : Insuficiente

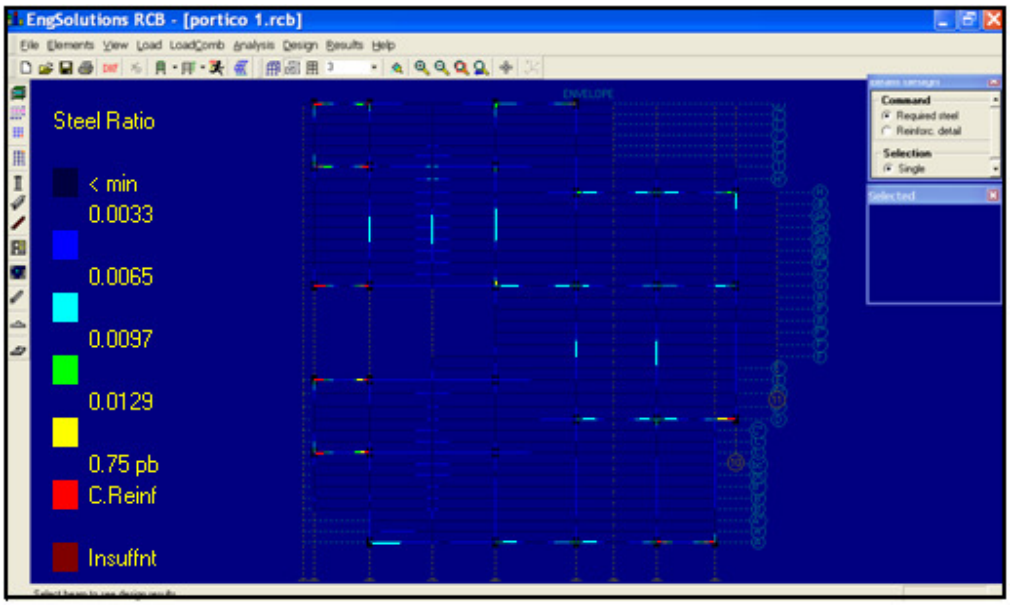

Figura 43.Cuantía de refuerzo para vigas Edifico Verónica. Planta 3

Los resultados anteriores muestran que la mayor parte de las viguetas requieren cuantía mínima, exceptuando las localizadas en los ejes de columnas, las cuales en su mayoría solicitan cerca a sus extremos cuantías entre el 0.065% y el 0.097%, además, algunas de éstas, específicamente en sus apoyos, demandan una mayor al 75% de la balanceada, superando con esto la máxima permitida.

Con respecto a las vigas, se puede decir que sus cuantías oscilan entre la mínima y el 0.097%. En relación a este escenario las secciones reales de las vigas satisfacen los requerimientos que la norma exige para la adecuada colocación y distribución del acero, ya que se está garantizando el suficiente espacio para garantizar el anclaje y la adherencia del acero requerido con el concreto.

En tal sentido, se realizará una comparación entre el refuerzo requerido con el existente, en la que se mostrarán los resultados para el pórtico 6 ubicado en la dirección Y del modelo, donde se detallarán las cuantías requeridas específicamente para las vigas del segundo piso, y se compararán con las cuantías que realmente tiene este elemento.

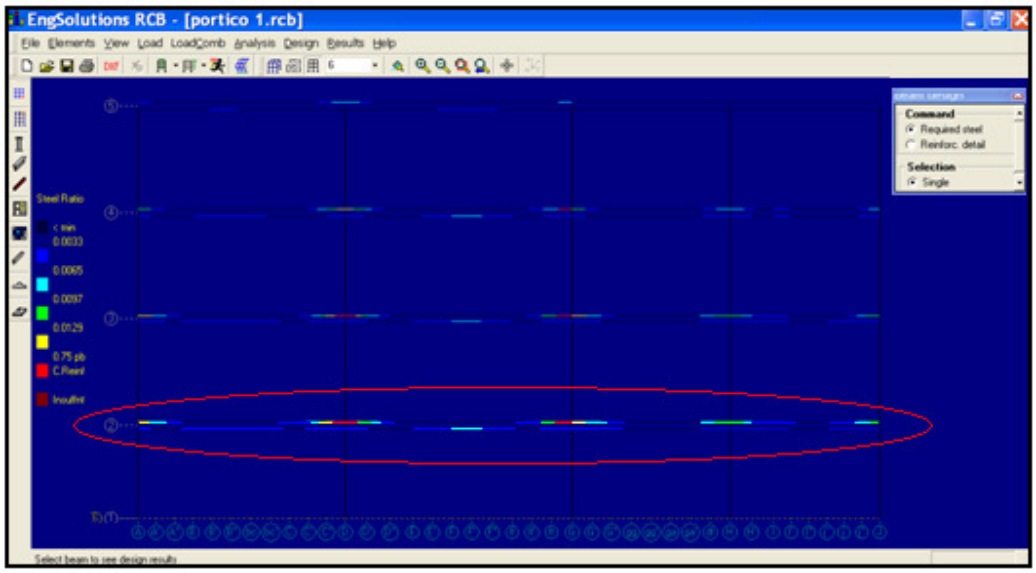

Figura 44.Cuantía de refuerzo para vigas. Edifico Verónica

En la tabla 4 se indican los resultados de las áreas de acero (negativo y positivo) en cm^2 para la viga señalada en el círculo rojo, indicándolos para los apoyos y el centro de cada tramo de ésta.

VIGA A C E F H				
Distancia		**INICIO**	**MITAD**	**FINAL**
Tramo viga		**A - C**		
As (-)	Requerido	13.76	3.48	17.96
	Real	13.94	2.54	22.18
As (+)	Requerido	5.15	5.29	6.73
	Real	9.9	9.9	9.9
Tramo viga		**C - E**		
As (-)	Requerido	18.39	3.48	18.87
	Real	19.64	2.54	19.64
As (+)	Requerido	6.41	6.96	6.57
	Real	2.54	2.54	2.54
Tramo viga		**E - F**		
As (-)	Requerido	14.06	3.48	13.15
	Real	17.1	2.54	11.4
As (+)	Requerido	5.33	3.48	5.16
	Real	2.54	2.54	2.54
Tramo viga		**F - H**		
As (-)	Requerido	12.44	3.48	12.58
	Real	21.3	9.9	9.9
As (+)	Requerido	5.08	3.48	5.7
	Real	3.96	3.96	3.96

Tabla 4. Comparación del acero de refuerzo requerido con el real para la viga ACEFH. Edificio Verónica

6.1.3 Modelación de la estructura a través de un análisis estático no lineal, el método del espectro de capacidad (Análisis *Push-Over)*:

En base a toda la información obtenida y encontrada sobre la edificación, relacionada con aspectos estructurales, se dio paso a la creación del modelo estructural del edifico Verónica en el software estructural SAP 2000 en su versión 14, donde se definieron todos los parámetros requeridos para su evaluación.

Las fases comprendidas para tal evaluación son las siguientes:

6.1.3.1 *Evaluación de fuerzas sísmicas:*

6.1.3.1.1 Avalúo de cargas:

- **Cargas verticales:**

$Loseta$: $= 1.2\ KN/m^2$

$Nervios$: $= 1.44 KN/m^2$

$Mortero\ de\ nivelacion\ \ y\ acabados$: $= 1.4 KN/m^2$

$Cielo\ raso$: $= 0.4 KN/m^2$

$Muros$: $= 2.1\ KN/m^2$

$Aligerante$: $= 2\ KN/m^2$

$CARGA\ MUERTA\ TOTAL$: $= 8.54 KN/m^2$

$CARGA\ VIVA$ $= 1.8\ KN/m^2$

- ✓ **Avalúo placa 1 (piso 2):**

COLUMNAS	*8.03m^3*2.4 Ton. /m^3*	*19.272 Ton.*
VIGAS	*9.8m^3*2.4 Ton. /m^3*	*23.52 Ton.*
ESCALERA		*5.0 Ton.*
PLACA	*0.854 Ton. /m^2*298 m^2*	*254.49 Ton.*
	Masa	***302.28 Ton***

- ✓ **Avalúo placa 2 (Piso 3):**

COLUMNAS	*5.96m^3*2.4 Ton. /m^3*	*14.304 Ton.*
VIGAS	*9.8m^3*2.4 Ton. /m^3*	*23.52 Ton.*
ESCALERA		*5.0 Ton.*
PLACA	*0.854 Ton. /m^2*298 m^2*	*254.49 Ton.*
	Masa	***297.31 Ton***

- ✓ **Avalúo placa 3 (Piso 4):**

COLUMNAS	*4.5m^3*2.4 Ton. /m^3*	*10.8 Ton.*
VIGAS	*9.7m^3*2.4 Ton. /m^3*	*23.28 Ton.*
ESCALERA		*5.0 Ton.*
PLACA	*0.854 Ton. /m^2*298 m^2*	*254.49 Ton.*
	Masa	***293.57 Ton***

- ✓ **Avalúo placa 4 (Cubierta):**

COLUMNAS	*4.5m^3*2.4 Ton. /m^3*	*10.8 Ton.*
VIGAS	*9.7m^3*2.4 Ton. /m^3*	*23.28 Ton.*
ESCALERA		*5.0 Ton.*
TANQUE		*20.9 Ton.*
PLACA	*0.854 Ton. /m^2*162 m^2*	*138.35 Ton.*
	Masa	***198.33 Ton***

De aquí:

Masa total del edificio = 1090.6 Toneladas

6.1.3.1.2 Definición de los espectros de demanda:

Como se indicó en la tercera etapa de la metodología, el comportamiento real de la estructura va ser evaluado bajo tres niveles de amenaza sísmica, en otras palabras, la estructura se someterá a un sismo de servicio, un sismo de diseño y a un sismo severo, con aceleraciones horizontales del 6.5%, 12.5% y 15% de la aceleración de la gravedad, respectivamente, las cuales se obtuvieron de la curva de peligrosidad sísmica para la ciudad de Sincelejo (Figura 9).

En relación a la información anterior, cabe destacar que para la elaboración de la actual norma sismorresistente colombiana, la NSR – 98, se obtuvieron por primera vez muchos registros de movimientos sísmicos, a través de *La Red Nacional de Acelerógrafos*, que utiliza el Ingeominas. No obstante, estos valores de aceleración horizontal fueron en términos generales bajos, en comparación con los requeridos por la norma colombiana, ya que en casos como el presentado en la ciudad de Villavicencio, el máximo valor de ésta, registrado a 120 Km. del epicentro del sismo de Tauramena, en Enero del 1995, fue de 0.027g, correspondiente a un 2.7% de la aceleración de la gravedad, valor que es diez veces inferior en comparación con el que exige actualmente la NSR – 98, el cual es de 0.30g. Caso similar se presentó en la ciudad de Pereira con el sismo de Calima-Darién el 8 de Febrero de 1995, para el cual se registró a 40 Km. del epicentro una aceleración de 0.048g, 4.8% de la aceleración de la gravedad, siendo ésta cinco veces menor que la exigida por la Norma, el cual corresponde a 0.25g[40].

En este sentido, los valores obtenidos en las curvas de peligrosidad sísmica no concuerdan con los que la norma NSR-98 recomienda para el diseño estructural, debido a que en algunos casos, sismos con aceleraciones inferiores a las

[40] VERGARA GARAY, Carlos, CABALLERO GUERRERO, Álvaro, MOLINARES AMAYA, Nelson. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO APORTICADO DE HORMIGÓN ARMADO UTILIZANDO LA METODOLOGÍA DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.

registradas en la zona de estudio, causaron daños inclusive en construcciones relativamente nuevas, motivo por el cual para el caso de Sincelejo la aceleración recomendada para el diseño es de 0.15g, mientras que haciendo uso de la curva de peligrosidad sísmica para esta ciudad el valor es de 0.125g.

Sin embargo, las características para los diferentes niveles de amenaza sísmica fueron definidas por medio de esta grafica, así:

Coeficiente de aceleración horizontal	SISMO
0.065	Servicio
0.125	Diseño
0.15	Severo

Tabla 5. Coeficientes de aceleración horizontal para los niveles de intensidad sísmica tomados

En este orden de ideas, los demás parámetros sísmicos siguen los lineamientos de la NSR-98:

- ***Sismo severo:***

  - Localización de la estructura: Sincelejo
  - Zona de riesgo sísmico: intermedia[41]
  - Coeficiente de aceleración (Aa): 0.15[42]
  - Coeficiente de sitio (s): $S_3 = 1.5$[43]
  - Coeficiente De importancia (I): I = 1[44]
  - Ct = 0.08, para pórticos de concreto reforzado[45]

[41] Grupo de lugares en donde A_a es mayor que 0.1 y no excede 0.2
[42] Aceleración pico efectiva, NSR – 98 Capítulo A.2.2 (Apéndice A – 3)
[43] NSR – 98 Capítulo A 2.4.1.3
[44] Grupo I estructuras de ocupación normal NSR – 98, Capítulo A.2.5.1.4
[45] Valor de C_t para pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado. NSR – 98, Capítulo A.4.2.2

- Capacidad disipadora de energía (Ro): DMO, por lo tanto Ro = 5[46]
- Grado de irregularidad:[47]
  - ✓ Coeficiente en planta: $\Phi_p = 0.9$
  - ✓ Coeficiente en altura: $\Phi_a = 0.9$
- Calculo del espectro de diseño:
  - ✓ Periodo fundamental aproximado de la edificación o modo de vibración 1[48]: $\mathbf{T_a = C_t h_n^{3/4}}$ = 0.476 Seg
  - ✓ Periodo de vibración mínimo: Tc = 0.48 S = 0.72 Seg
  - ✓ Periodo de vibración máximo: T_L = 2.40 S = 3.6 Seg
  - ✓ Como $\mathbf{T_a < T_C < T_L}$ [49], se tiene que el espectro de diseño (Sa) viene dado por: $\mathbf{S_a = 2.5\ A_a\ I}$ = (2.5)(0.15)(1)= 0.375, **Sa = 0.375**
  - ✓ Calculo del cortante sísmico Vs:

$$Vs = Sa * M * g = 0.375 * 1090.6\ Ton = 408.98\ Ton$$

$$\Rightarrow Vs = 4089.8\ KN$$

  - ✓ Coeficiente de disipación de energía (R)[50]:

$$R = \phi_P * \phi_a * Ro = 0.9 * 0.9 * 5 = 4.05 \qquad \Rightarrow R = 4.05$$

El cortante sísmico obtenido tanto para el sismo de diseño como para el de servicio se muestra en la siguiente tabla:

Cortante sísmico Edificio Verónica		
Sismo	Servicio	Diseño
Aa	0.065	0.125
Vs	177.23 Ton.	340.81 Ton.

Tabla 6. Cortante sísmico para los niveles de amenaza sísmica estudiados

[46] Capacidad Moderada de Disipación NSR – 98, Tabla A.3.3
[47] NSR – 98 Capítulo tabla A.3.6
[48] NSR – 98 Capítulo A.4.2
[49] NSR – 98 Capítulo A.2.6.4 Figura A.2.4 (espectro elástico de diseño)
[50] NSR – 98 Capítulo A.4.3.1

6.1.3.2 *Creación del modelo estructural en SAP 2000:*

Una vez definidos todos los datos de entrada al software, como lo son las propiedades de los materiales, las secciones reales de los elementos estructurales, el acero de refuerzo, la configuración estructural, entre otros, se obtuvo el siguiente modelo estructural:

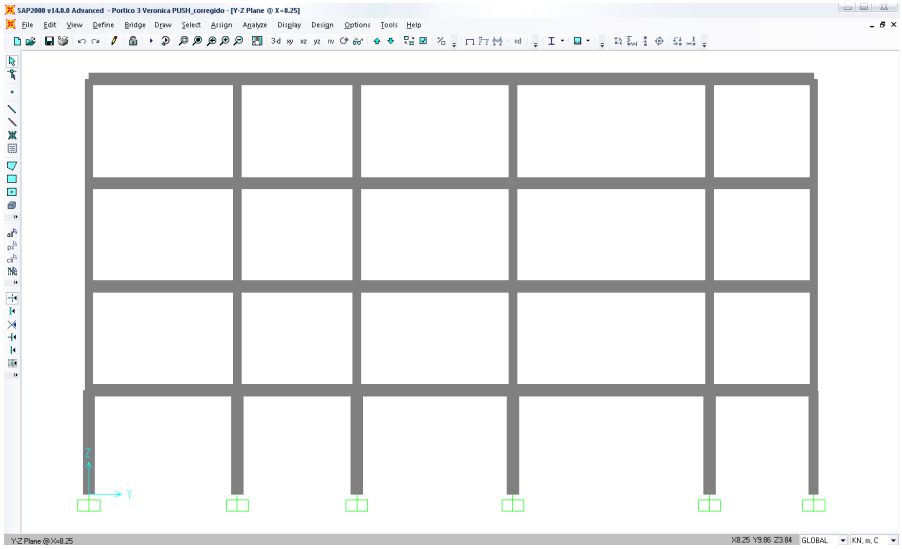

Figura 45. Vista del pórtico 3 de la estructura en SAP 2000

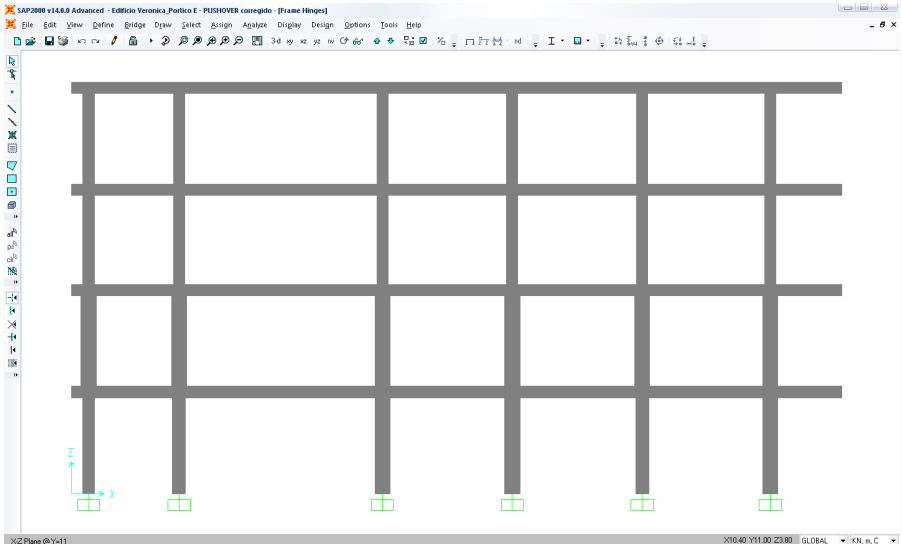

Figura 46. Vista del pórtico E de la estructura en SAP 2000

6.1.3.2.1 Definición y asignación de las rótulas plásticas:

Como se mencionó en el inciso 3.1.5.5, la evaluación del comportamiento no lineal de la estructura se realiza en puntos previamente definidos en el modelo estructural, los cuales son denominados rótulas plásticas.

En concordancia con lo estipulado por el ATC – 40, se ha considerado la posibilidad de formación de rótulas plásticas a flexión en los extremos de las vigas y a flexocompresión en los extremos de las columnas.

En este sentido, la definición de rótulas se muestra en la siguiente figura:

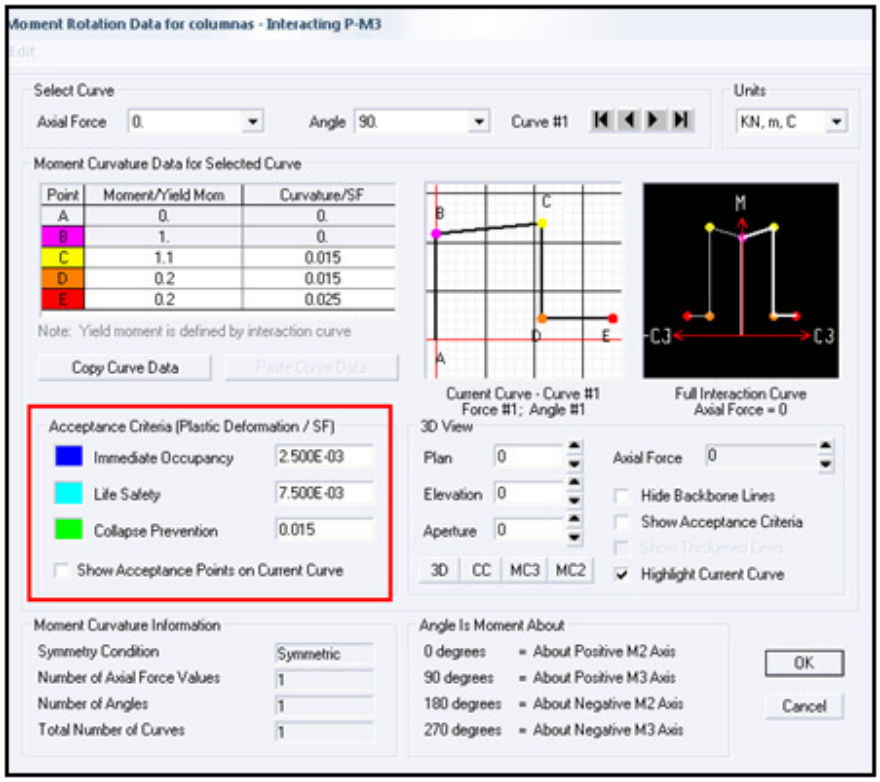

Figura 47.Definición de rótulas plásticas para las columnas

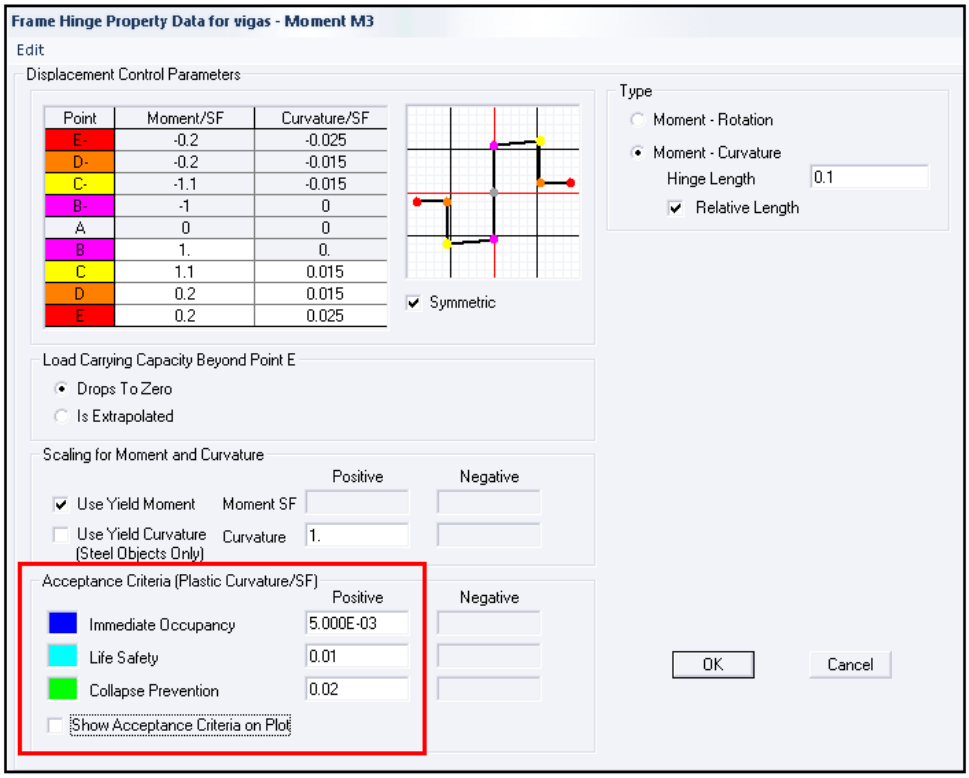

Figura 48.Definición de rótulas plásticas para las vigas

En el recuadro de las anteriores figuras se definen los niveles de deformación plástica adoptados en las columnas y vigas para los distintos niveles de desempeño de la estructura de acuerdo con lo propuesto por el ATC – 40, cabe recordar que el desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño presentado en una edificación cuando es afectada por un movimiento sísmico y el impacto que tienen éstos en las actividades posteriores al evento. Es decir:

Elemento	**Niveles de desempeño ATC – 40**		
	Ocupación inmediata (IO)	Seguridad de vida (LS)	Estabilidad estructural (CP)
Columnas	0.0025	0.0075	0.015
Vigas	0.005	0.010	0.020

Tabla 7. Niveles de deformación plástica adoptados según el ATC - 40

6.1.3.2.2 Definición de los esquemas de carga:

El principio del análisis *Push-Over* es aumentar las cargas laterales hasta que la estructura alcance mecanismos de colapso, dichas cargas son las encontradas a través del análisis de la fuerza horizontal equivalente, desarrollado anteriormente, las cuales representan las acciones impuestas por un sismo, ligado a esto, se planteará un escenario de desplazamientos controlados, para lo cual se opta el 2% de la altura del edificio. Lo anterior junto con las características no lineales del método se definen de la siguiente manera:

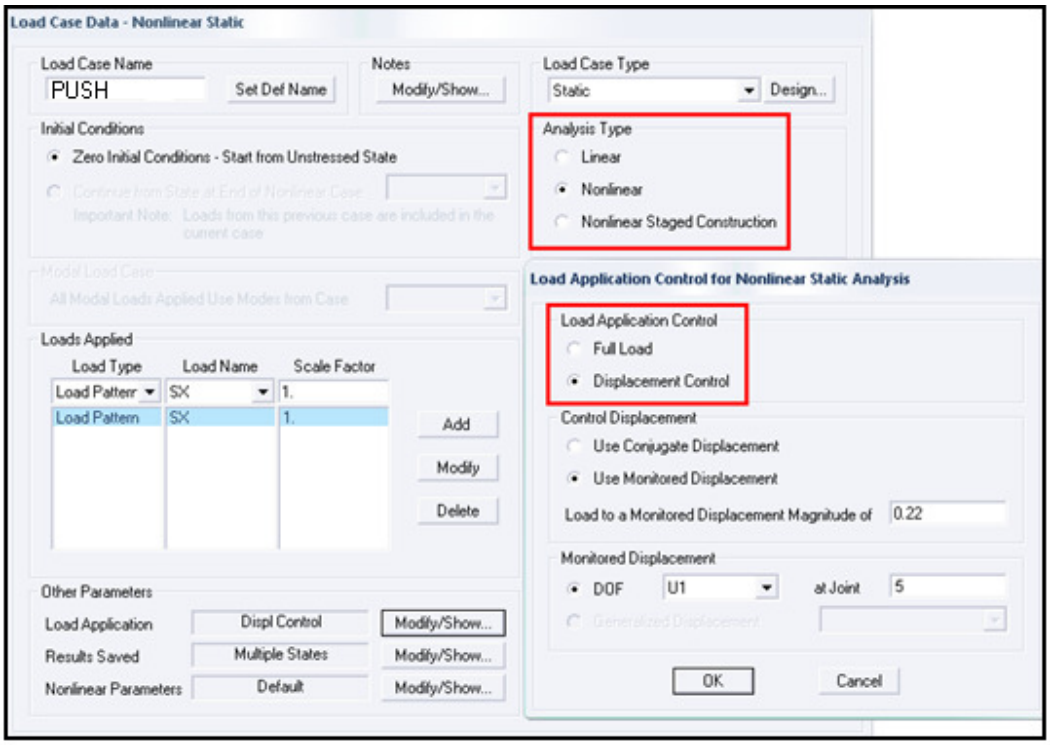

Figura 49. Definición de las características No lineales del método y control del desplazamiento.

Para el estudio de la edificación se tomaron pórticos representativos de las direcciones principales del modelo, es decir, un pórtico ubicado en la dirección X, y otro ubicado en dirección Y.

6.1.3.2.3 Resultados del análisis Push-Over:

A continuación se presentan los resultados obtenidos de la modelación hecha a la estructura, donde se muestra la curva de capacidad de los pórticos analizados y el comportamiento de los puntos de plastificación o rótulas definidos anteriormente. En la tabla 8 se condensa toda la información asociada a la curva de capacidad y a la evolución de los puntos de plastificación del pórtico E.

Table Display

Pushover Curve - PUSH

Step	Displacemer	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	cm	KN									
0	0.000000	0.000	92	0	0	0	0	0	0	0	92
1	0.383429	21.472	91	1	0	0	0	0	0	0	92
2	0.748187	37.448	72	20	0	0	0	0	0	0	92
3	1.359183	49.625	56	36	0	0	0	0	0	0	92
4	4.117824	71.158	52	40	0	0	0	0	0	0	92
5	6.317824	86.877	52	40	0	0	0	0	0	0	92
6	9.759983	110.151	51	11	30	0	0	0	0	0	92
7	13.156998	127.418	48	4	40	0	0	0	0	0	92
8	15.207214	135.585	47	5	20	20	0	0	0	0	92
9	15.426127	136.137	46	6	20	20	0	0	0	0	92
10	17.278817	136.605	46	5	11	25	0	5	0	0	92
11	17.278817	136.605	46	5	11	25	0	4	1	0	92

Tabla 8.Secuencia de plastificaciones del pórtico E

La figura 50 muestra la curva de capacidad asociada a este pórtico.

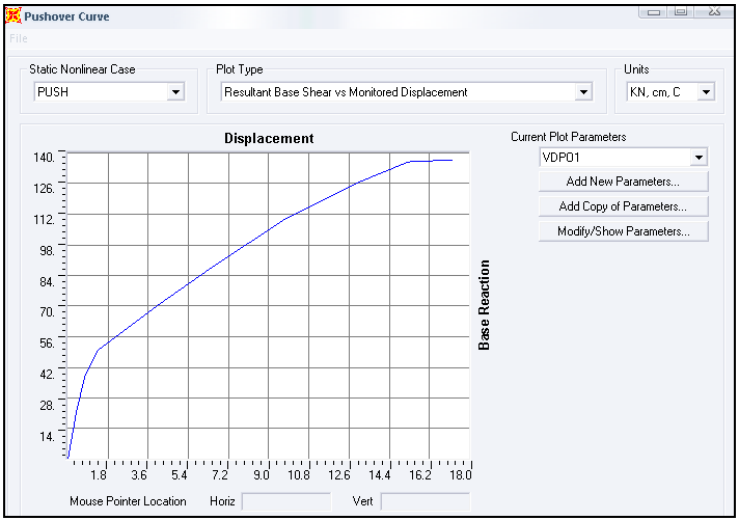

Figura 50. Curva de capacidad del pórtico E

Dicha curva mantiene su linealidad hasta que se registra un desplazamiento de 0.38 cm en el nodo más alto. A partir de este punto, se da inicio a una secuencia de plastificaciones en los distintos elementos estructurales, donde se evidencia que sobre un total de 92 puntos de plastificación, para el paso 7, el 52.17% se mantiene dentro del rango elástico, definido en el intervalo (A to B), 4.34% supera el punto de cedencia manteniéndose por debajo del límite de desempeño asociado a ocupación inmediata (B to IO), 43.47% están comprendidos entre los limites de ocupación inmediata y seguridad de vida (IO to LS).

Para el último paso ejecutado por el software, en el cual se llego a un desplazamiento de 17.3 cm, el 50% de los puntos de plastificación se encuentran en el rango elástico, los cuales corresponden en su mayoría a las columnas de dicho pórtico, un 17.39% supera el punto de cedencia, alcanzando el nivel de desempeño asociado a ocupación inmediata, otro 27.17% se localizan en seguridad de vidas, y el 5.43% restante superan los niveles de estabilidad estructural.

Los resultados de las rótulas plásticas son mostrados por medio de una escala de colores que indica los niveles de desempeño en los cuales se encuentran los elementos estructurales de la edificación, compuesta de la siguiente manera:

	B : Operacional
	IO: Ocupacion inmediata
	LS : Seguridad de vida
	CP : Prevencion de colapso
	C : Proximo al colapso
	D : Colapso
	E

De acuerdo a lo anterior, se presenta de manera grafica en las figuras 51 y 52 los niveles de desempeño encontrados para la fase 4 y 15 del análisis.

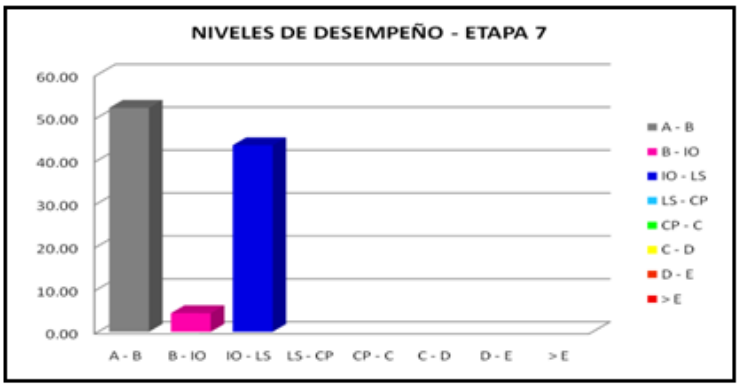

Figura 51. Niveles de desempeño – etapa 7. Portico E

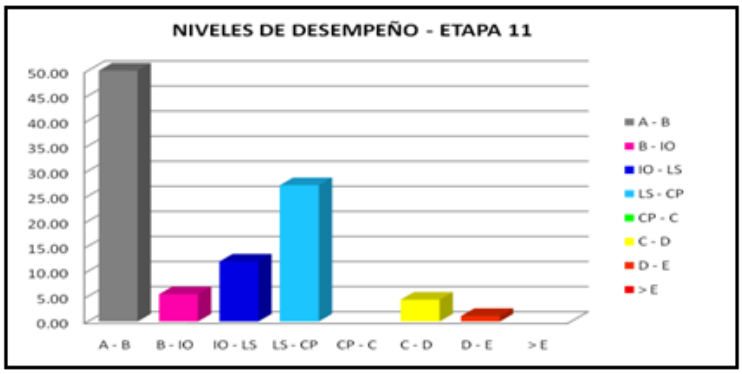

Figura 52. Niveles de desempeño – etapa 11. Portico E

6.1.3.2.4 Evaluación de la respuesta sísmica de la edificación:

Tal y como se mencionó, para estimar la respuesta de la edificación ante la acción sísmica y evaluar su comportamiento, es necesario comparar su capacidad con los distintos niveles de amenaza sísmica a los cuales puede estar sometida.

Conforme se incrementa el valor de la carga aplicada, se puede observar la evolución de los puntos de plastificación. La figura 53 muestra el inicio en que la estructura entra al rango inelástico, donde ocurre la primera plastificación con la cedencia a flexión de uno de los extremos de una vigueta del primer piso. Para el

sismo de servicio (0.065g), la rotulación se presenta en las viguetas de los pisos 2, 3 y 4, además una ubicada en el ultimo nivel, bajo este panorama la edificación aun se ubica por debajo del nivel de desempeño asociado a ocupación inmediata. (Figura 54). En este mismo sentido, para el sismo de diseño (0.125g), el avance de las rótulas se muestra en la figura 55, donde la mayoría de las vigas del pórtico y las columnas del primer piso se rotularon, alcanzando en algunas el nivel de desempeño asociado a seguridad de vida, ya para el sismo severo (0.15g), se aprecia un nivel avanzado de daño para unas viguetas de los niveles superiores de la edificación, las cuales superaron el nivel de estabilidad estructural, quedando en peligro de colapso. (Figura 56).

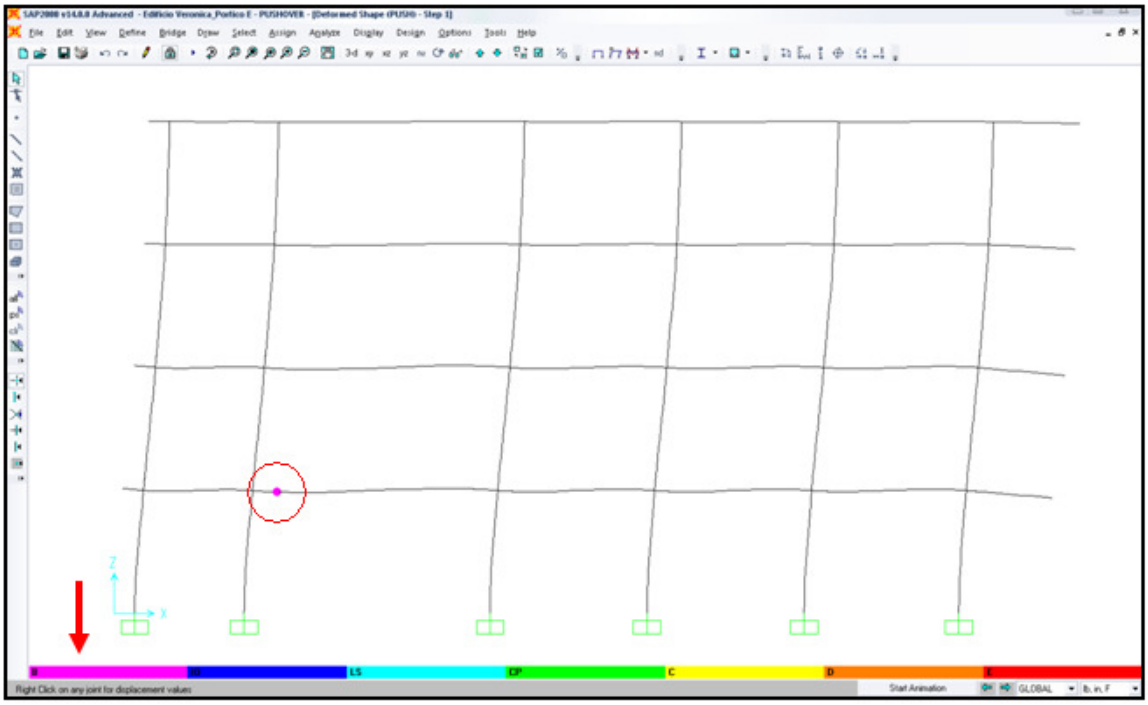

Figura 53. Inicio de la plastificación de la estructura. Pórtico E

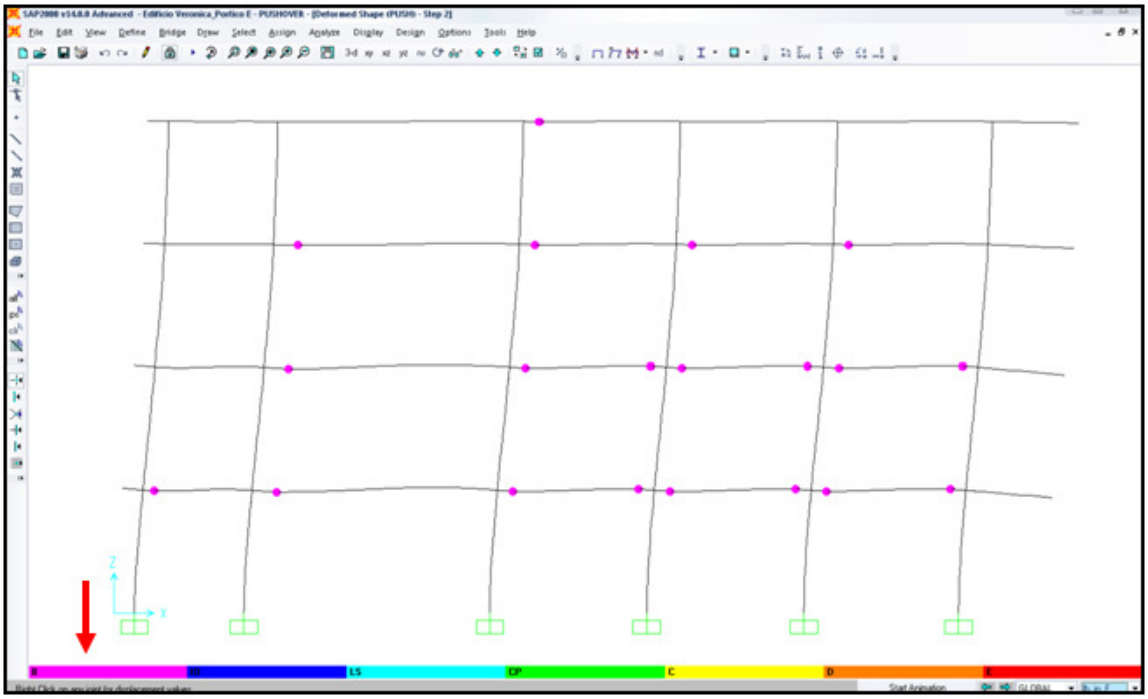

Figura 54. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico E (Sismo de servicio)

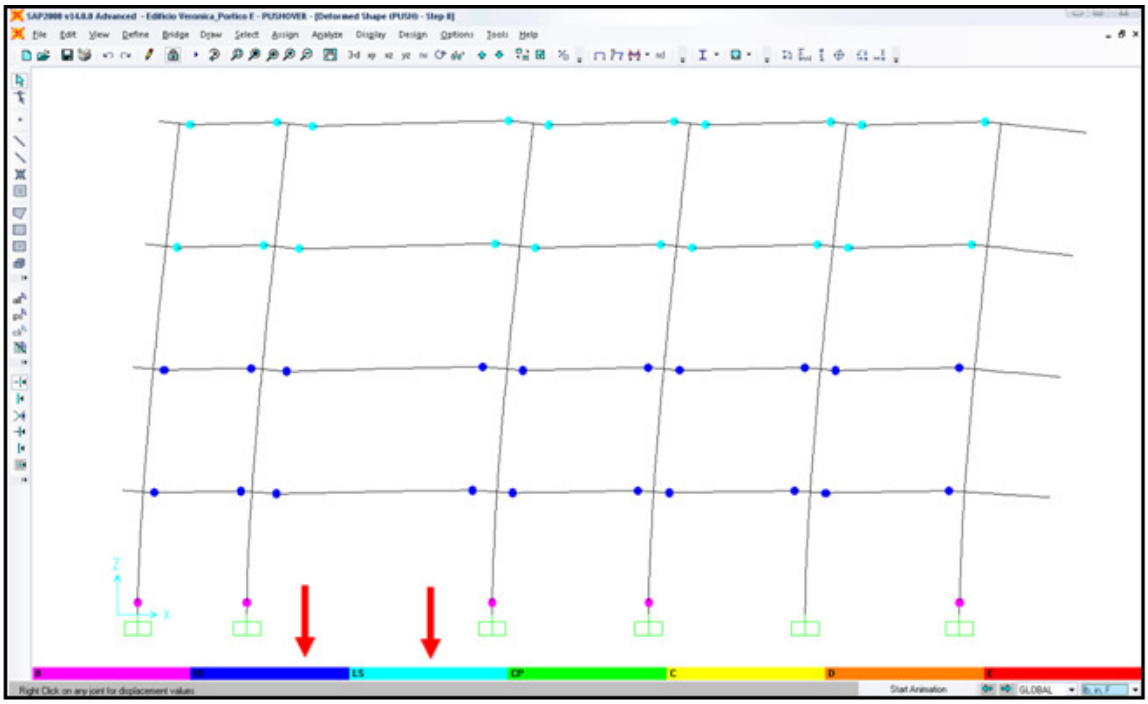

Figura 55. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico E (Sismo de diseño)

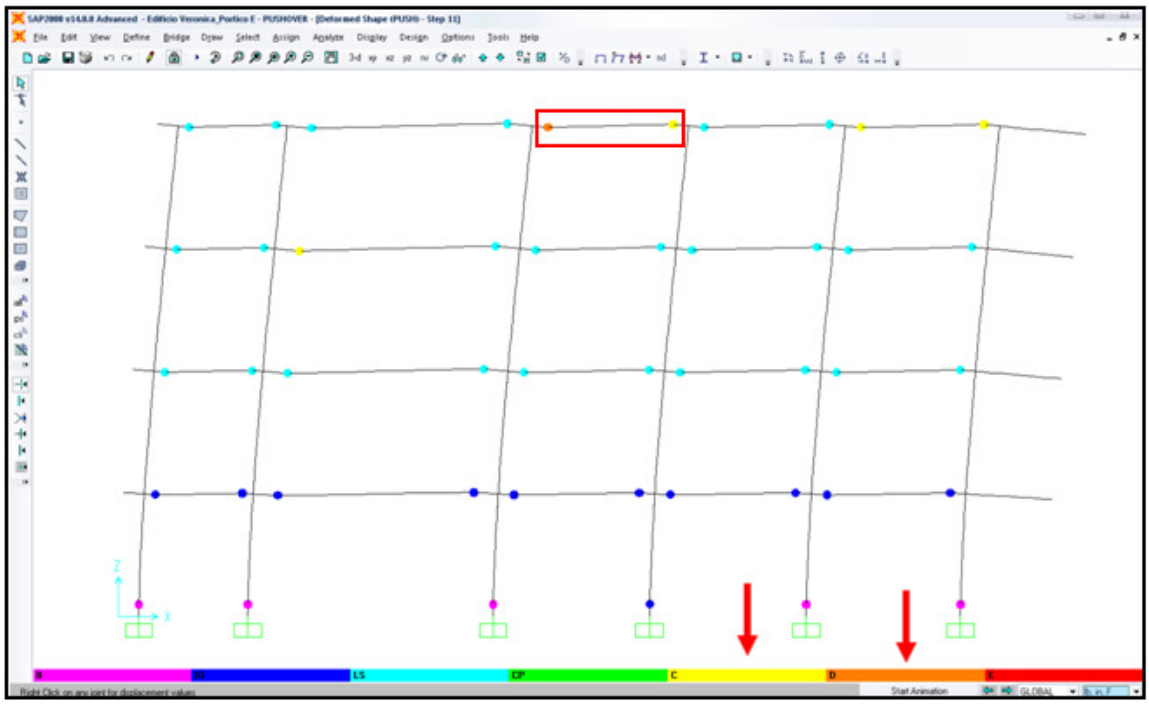

Figura 56. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico E (Sismo severo)

En este orden de ideas, para el pórtico 3 la evolución de las plastificaciones ocurridas en los distintos elementos estructurales es resumida en la tabla 9.

Table Display

Pushover Curve - PUSH

Step	Displacemer	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	cm	KN									
0	0.000000	0.000	88	0	0	0	0	0	0	0	88
1	1.140098	74.207	87	1	0	0	0	0	0	0	88
2	3.564857	206.570	80	8	0	0	0	0	0	0	88
3	6.376852	340.243	77	11	0	0	0	0	0	0	88
4	8.570523	417.248	69	14	5	0	0	0	0	0	88
5	11.203567	471.464	66	9	13	0	0	0	0	0	88
6	13.643616	512.872	65	5	13	5	0	0	0	0	88
7	13.884243	516.834	65	5	12	5	0	1	0	0	88
8	14.248391	517.709	65	4	11	7	0	0	1	0	88
9	16.248391	550.543	65	3	5	14	0	0	1	0	88
10	17.062190	563.902	65	3	4	14	0	1	1	0	88
11	17.062190	552.691	65	3	4	11	0	3	2	0	88
12	17.106039	553.422	65	3	4	11	0	3	2	0	88
13	17.263113	552.544	65	3	4	11	0	2	3	0	88
14	17.857691	559.890	65	3	3	10	0	2	5	0	88

Tabla 9.Secuencia de plastificaciones del pórtico 3

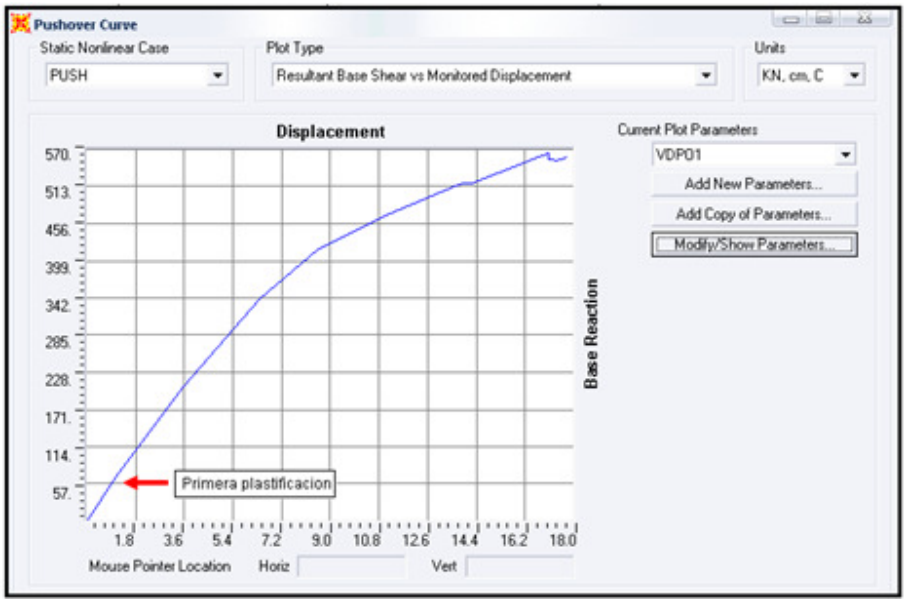

Figura 57. Curva de capacidad del pórtico 3

La figura 57 muestra la curva de capacidad asociada a este pórtico, donde se registra la primera plastificación para un desplazamiento de 1.14 cm. A partir de este momento, distintos elementos estructurales empiezan a plastificarse, información que se muestra para dos etapas del análisis en las figuras 58 y 59.

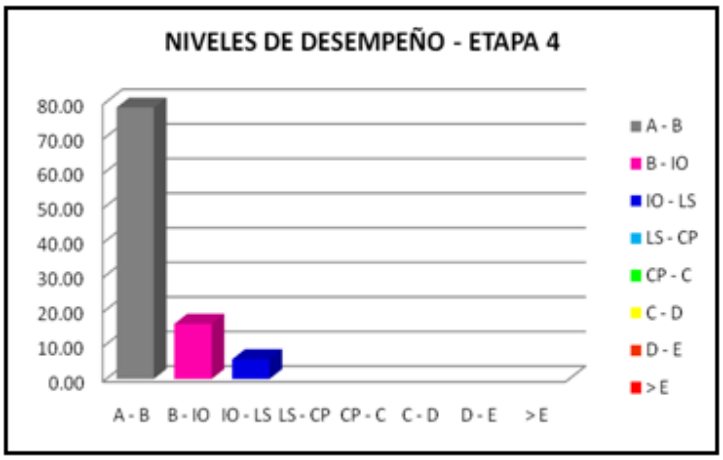

Figura 58. Niveles de desempeño – etapa 4. Portico 3

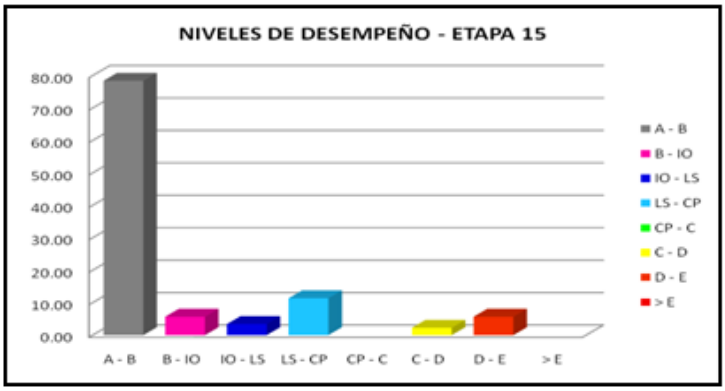

Figura 59. Niveles de desempeño – etapa 15. Portico 3

Por lo anterior se observa que en el paso 4, para un total de 88 puntos de plastificación, el 78.4% se encuentra aun en el rango elástico, 15.9% están en el nivel de desempeño de ocupación inmediata, y el 5.7% corresponden a los limites del desempeño de seguridad de vida. En el paso 15 en donde se evidencia que para un desplazamiento de 17.75 cm, el 73.86% se mantiene dentro del rango elástico, 3.40% supera el punto de cedencia manteniéndose por debajo del límite de desempeño asociado a ocupación inmediata, otro 14.77% se encuentran entre los limites de ocupación inmediata y prevención de colapso y el 7.95% restante superaron el límite de prevención de colapso y estabilidad estructural (>CP).

6.1.3.2.5 Evaluación de la respuesta sísmica de la edificación:

A continuación se presenta cual fue el comportamiento y evolución de las rótulas que se crean conforme avanza el análisis. La figura 60 muestra la incursión de la estructura en el rango inelástico, donde ocurre la primera plastificación en una de las vigas del primer piso ubicada en el extremo derecho del pórtico, a medida que se aumenta el valor de las cargas aplicadas, éstas se transfieren a los demás elementos, permitiendo así la iniciación de nuevas cedencias, por esto, para el sismo de servicio se registran nuevas plastificaciones (Figura 61) en otras vigas del primer, segundo y tercer piso, manteniéndose aun por debajo del nivel de

desempeño asociado a ocupación inmediata. Para el sismo de diseño, el avance de las rótulas se muestra en la figura 62, donde todas las vigas del primer y segundo nivel se rotularon, registrándose para algunas el nivel de desempeño relacionado a ocupación inmediata, así mismo se aprecia la rotulación de dos vigas del tercer piso. Para las etapas siguientes sólo se crea una nueva plastificación, registrándose la evolución de éstas hasta alcanzar el sismo severo, para el cual se evidencia un nivel avanzado de daño en algunas vigas ubicadas en los dos primeros pisos, en donde la mayor parte de estas sobrepasaron el nivel de desempeño de prevención de colapso. (Figura 63)

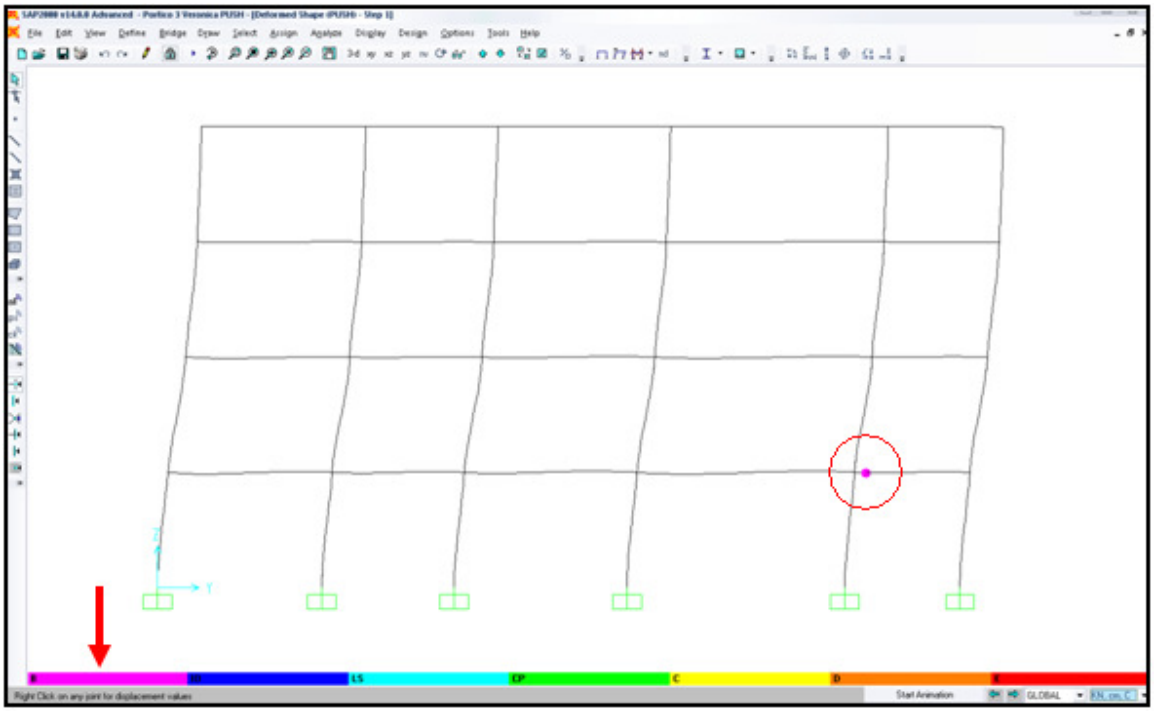

Figura 60. Inicio de la plastificación de la estructura. Pórtico 3

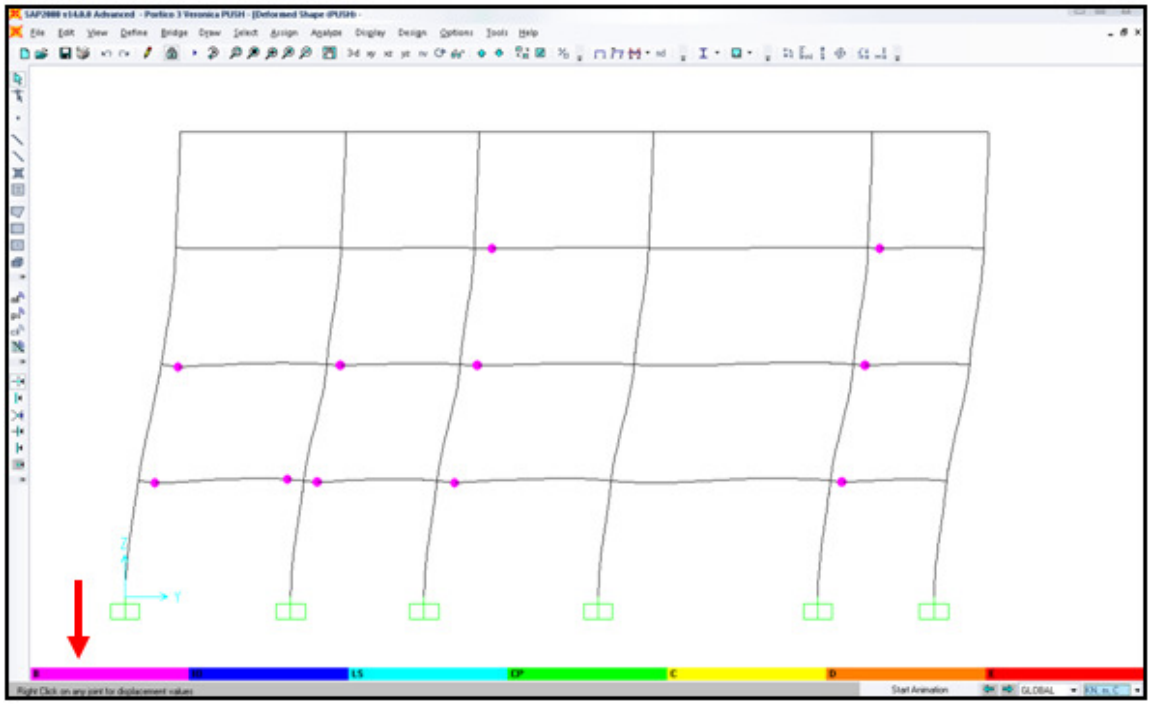

Figura 61. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 3 (Sismo de servicio)

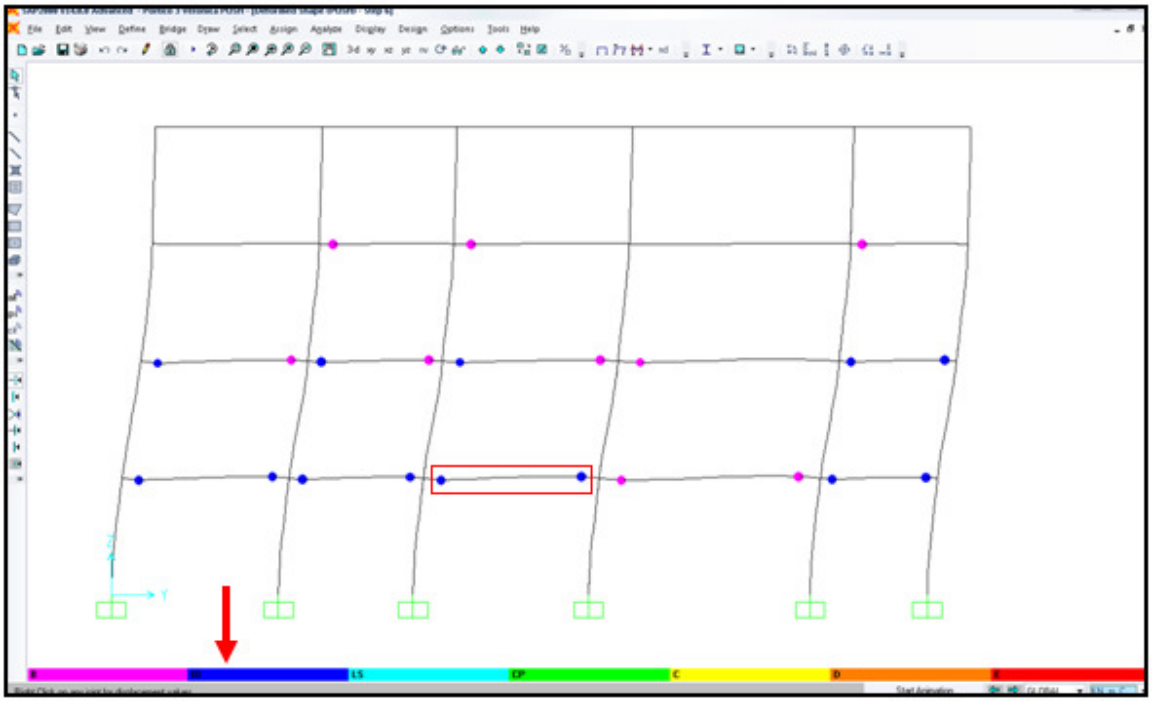

Figura 62. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 3 (Sismo de diseño)

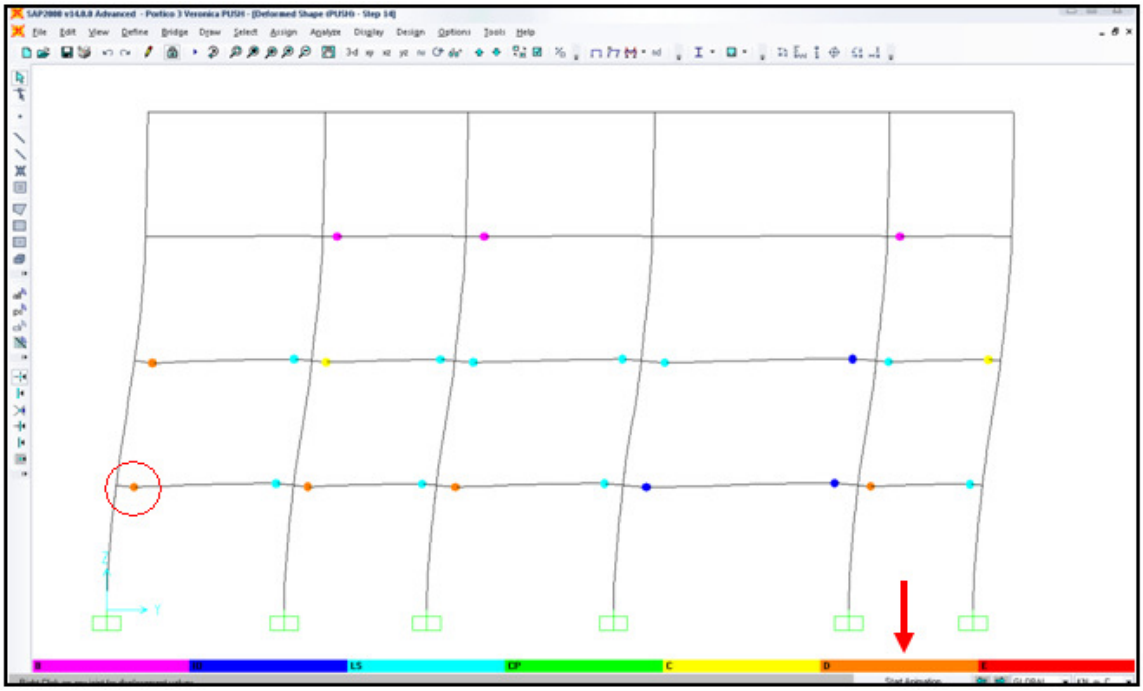

Figura 63. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 3 (Sismo severo)

En relación a los resultados anteriormente mostrados para los pórticos analizados de esta edificación, se puede decir que la estructura del edificio Verónica ante las solicitaciones impuestas por el sismo de servicio, se mantiene prácticamente dentro del rango elástico, a pesar de que algunos de sus elementos alcanzan el estado de cedencia, los daños estructurales son limitados y no se impide su funcionabilidad, por lo que presenta un comportamiento totalmente operacional.

Para el sismo de diseño, el comportamiento para cada una de las direcciones del modelo es diferente, ya que en el sentido Y, la edificación se sigue manteniendo utilizable y disponible para su inmediata ocupación, mientras que para el sentido X, se alcanza en algunos de sus elementos el nivel asociado a seguridad de vidas.

En relación al comportamiento presentado para el sismo severo, se aprecia gran daño en algunas vigas y viguetas, pues alcanzan niveles críticos de desempeño,

lo que hace a la edificación altamente vulnerable en algunos de sus espacios a este tipo de solicitaciones, presentando de esta manera un alto riesgo de atentar contra la vida de sus ocupantes.

6.2 Aplicación de la metodología:

- ***EDIFICIO GOBERNACIÓN DE SUCRE:***

6.2.1 Evaluación preliminar:

Descripción de la edificación:

El edificio de la Gobernación de Sucre, se encuentra localizado en la Cl 29 No. 25 - 35 Av. Las Peñitas de la ciudad de Sincelejo. Es una edificación gubernamental que de acuerdo a la calificación dada por la NSR - 98 pertenece al grupo de "Estructura de ocupación especial"[51]; por lo anterior se le asigna un coeficiente de importancia I = 1.1.

La estructura fue diseñada en el año 1.989, y consta de 2 edificaciones independientes estructuralmente. Para el caso de esta investigación el análisis se centró sobre el edificio más alto, él cual cuenta con seis (6) niveles incluida la cubierta, con alturas de entrepiso libre de 3.2 m alcanzando una altura total de 22 m. (Figura 64). El modelo estructural está constituido por un sistema losa-columna, reticulado celulado aligerada con casetones de guadua que fueron removidos. Esta losa está conformada por viguetas en las dos direcciones de 45 cm de altura y ancho 14 cm para las cercanas a los ejes de las columnas y de 45 cm de alto por 10 cm de ancho para el resto de ellas. Las cargas verticales se transmiten a través de estos elementos hacia las columnas donde estas posteriormente las transmiten hasta la cimentación. Se destaca la presencia de capiteles en la unión columna - placa para disminuir en gran medida la falla ocasionada por el punzonamiento. (Foto 13)

[51] NSR-98 Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Bogotá 1998, artículo A.2.5.1.3

Figura 64. Edificio objeto de estudio de la Gobernación de Sucre. Avenida las Peñitas

Fuente: Google Earth

Foto 13. Sistema reticulado celulado con capitel en la unión columna-losa

Esta edificación presenta una configuración muy irregularidad tanto en planta como en altura lo que afecta de manera significativa su capacidad de disipación de energía. En este sentido, esta configuración tiene un efecto significativo en el comportamiento del edificio bajo un sismo.

Como lo muestra la figura 65, la planta estudiada del edificio de la Gobernación de Sucre presenta forma de “L”, para la mayoría de las losas, variando el área de estas entre 536 y 1449 m^2.

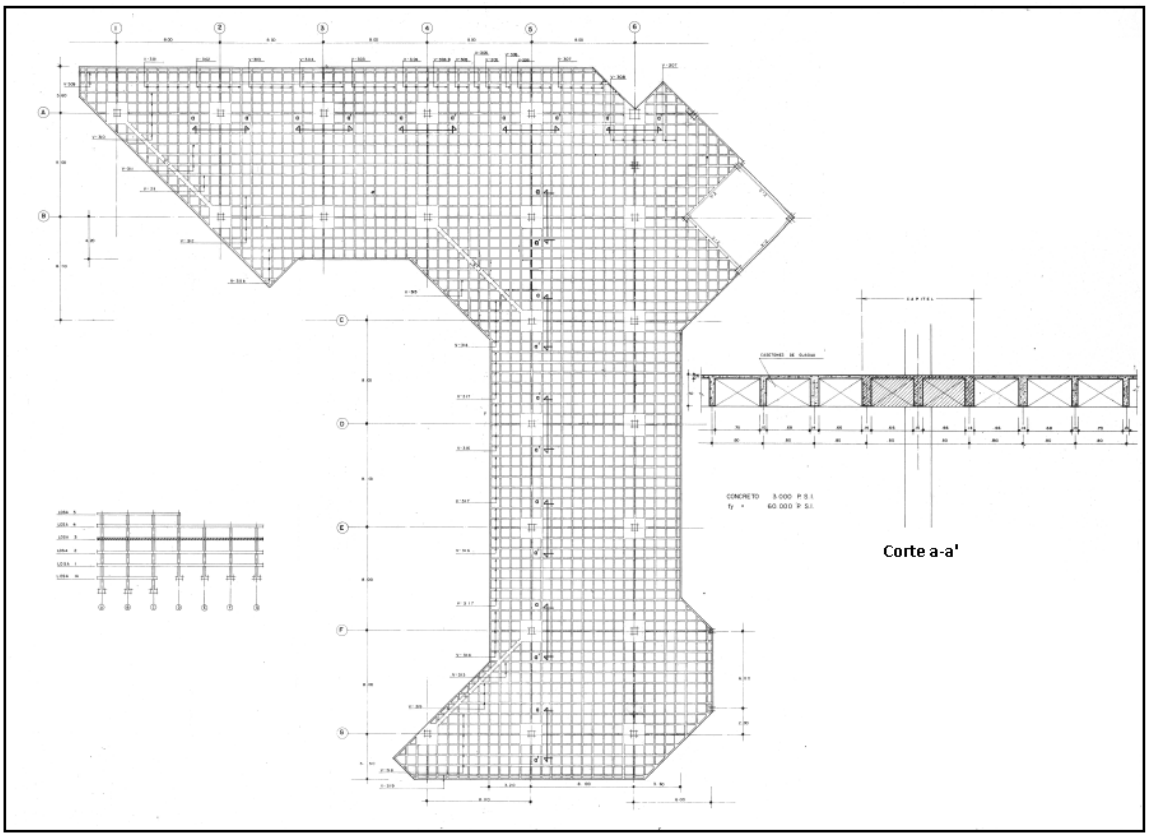

Figura 65. Vista en planta losa 3. Edificio Gobernación de Sucre

En casos como éste, los diseños arquitectónicos no van de la mano con el diseño estructural, razón que se manifiesta al tomar decisiones sin tener presente la importancia que desempeña esta configuración en la respuesta sísmica de la edificación. Este hecho ocurre claramente por la falta de comunicación entre el

ingeniero y el arquitecto, debido a que no se le da la suficiente importancia que este trabajo en equipo posee[52].

Dentro de esta configuración se pueden encontrar varios tipos de inconvenientes, entre los que se destacan los grandes efectos torsionales por la no coincidencia geométrica de los centros de masas y de rigidez, lo que provoca una rotación y distorsión de la planta. Además, se pueden presentar cambios de rigideces, lo cual provoca movimientos diferenciales entre las diversas partes del edificio. (Figura 66).

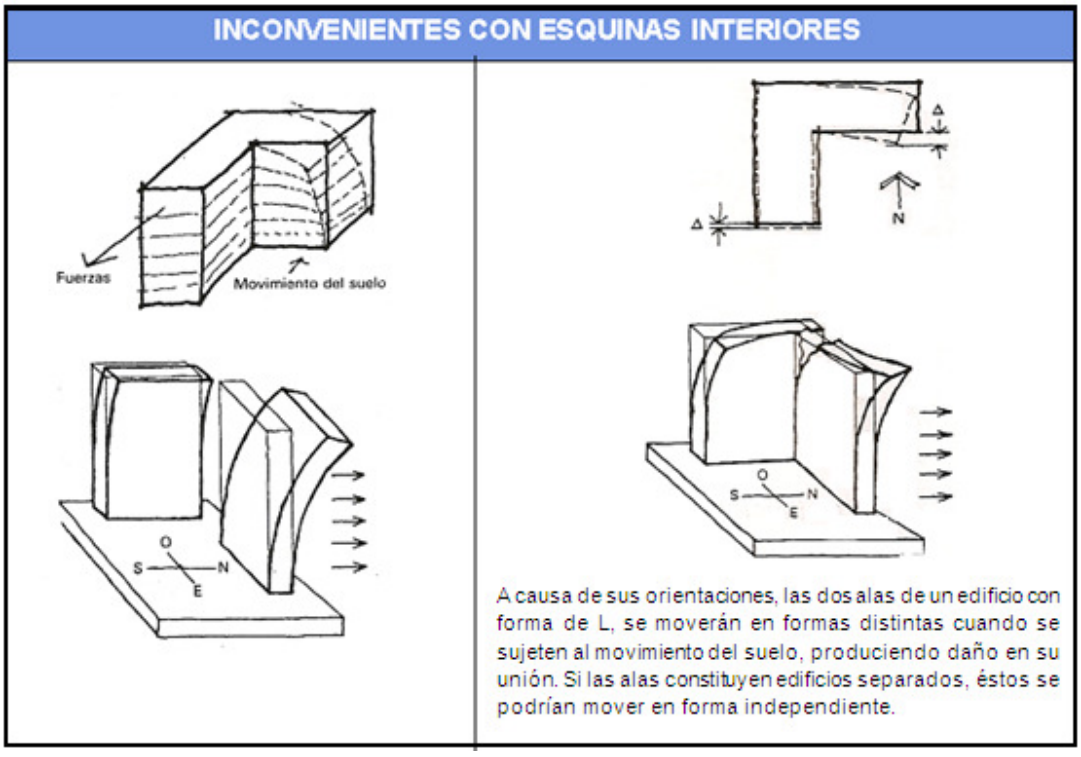

Figura 66. Inconvenientes con esquinas interiores.

Fuente: Tesis de maestría Álvaro Caballero Guerrero. 2007

[52] CABALLERO GUERRERO, Álvaro. Tesis de maestría, Determinación de la vulnerabilidad sísmica por medio del método del índice de vulnerabilidad en las estructuras ubicadas en el centro histórico de la ciudad de Sincelejo, utilizando la tecnología del sistema de información geográfica. Cap. III

En cuanto a la cimentación del edificio, está constituida por zapatas aisladas, unidas con vigas de enlace según lo muestran los planos. (Figura 67). Además, para la clasificación del suelo se contó con la información dada por la investigación de los ingenieros Hernández y Flórez[53], debido a que no se encontró ningún estudio de suelo de esta edificación. El valor de la capacidad portante de esta zona para una profundidad de 1 a 2 m es de alrededor 400 KN/m^2.

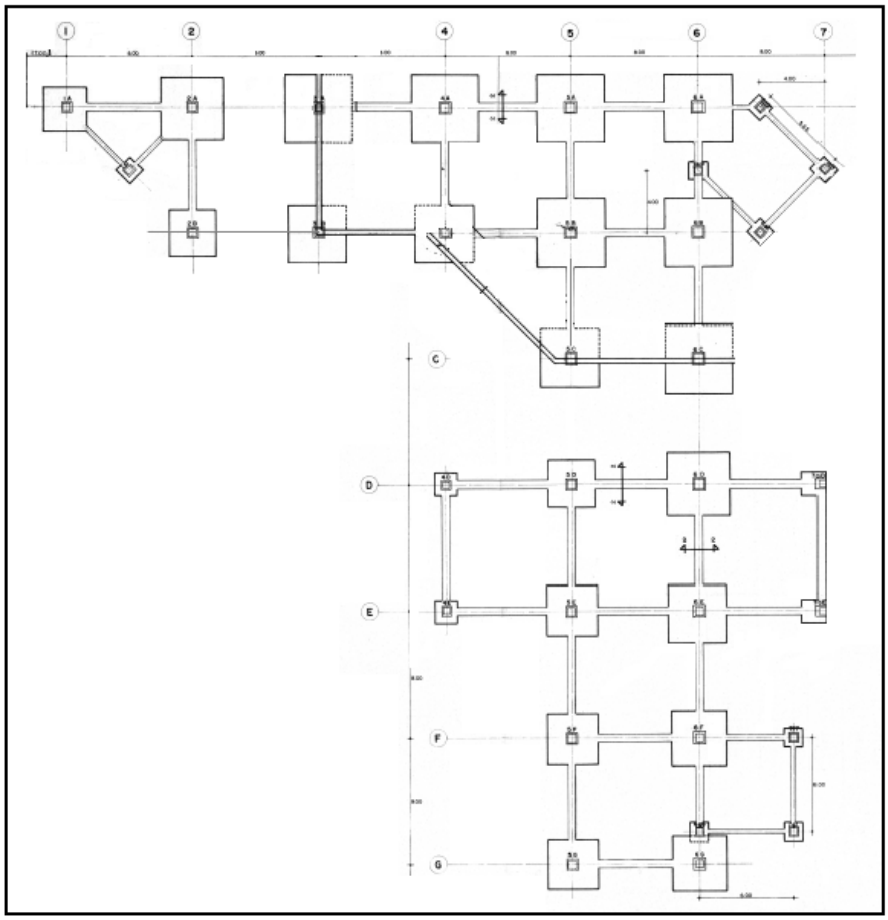

Figura 67. Planta de Cimientos Edifico Gobernación de Sucre

[53] HERNADEZ AVILA, Rodrigo. FLOREZ RAMOS, Humberto. Zonificación preliminar de los suelos del casco urbano del municipio de Sincelejo. Universidad de Sucre 2008.

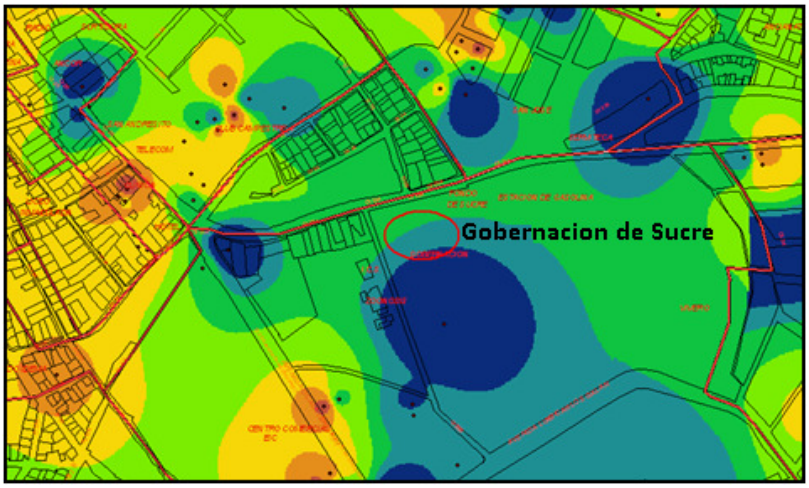

Figura 68.Caracteristicas de los suelos de la zona de estudio

Fuente: Zonificación preliminar de los suelos del casco urbano del municipio de Sincelejo

Etapa de inspección visual:

Al término de la recolección de toda la información preliminar, se llevo a cabo un proceso de inspección apoyado con registros fotográficos para conocer el estado actual de la estructura así como el de sus elementos no estructurales. Según la inspección de campo realizada, la edificación en términos generales no presenta deterioros que de una u otra forma comprometan la estabilidad de la estructura, a nivel estructural y no estructural. Exceptuando una fisura a lo largo de la unión entre las dos placas de los edificios existentes.

Todas las columnas existentes por piso presentan una sección cuadrada, cuyas dimensiones varían desde 40 x 40 cm hasta 70 x 70 cm. Hay que destacar que por razones de orden arquitectónico algunas columnas cambiaron su sección con relación a las dadas por el diseño estructural, como es el caso de las 4 columnas de la entrada principal, las cuales estructuralmente tienen una sección de 50 x 50 cm y de 60 x 60 cm, quedando todas de 65 x 65 cm. (Foto 13)

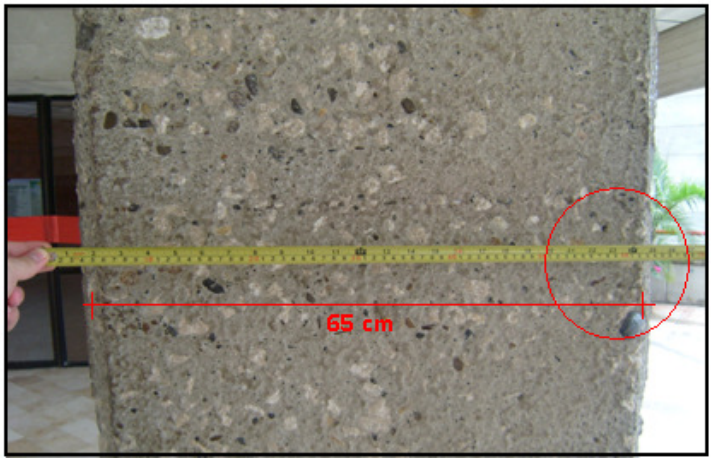

Foto 14. Aumento de sección de columna por orden arquitectónico. Piso acceso

En relación a las divisiones, estás son de dos tipos, en ladrillo tolete y en muros livianos, aunque los muros de la fachada están dotados de bloques, presentan ladrillos para el interior del edifico y *escamas* para su exterior, aportando de esta manera gran masa a la estructura.

Foto 15. Fachada principal edificio Gobernación de Sucre

De los planos conseguidos se obtuvieron todos los datos requeridos para realizar el análisis de la estructura, ya que por razones presupuestales, por la calidad de la información obtenida y por la imposibilidad de intervenir físicamente la estructura no se pudo llevar a cabo ningún tipo de intervención para comprobar la información encontrada. De igual forma, las propiedades de los materiales utilizadas para la evaluación de la edificación, se tomaron de lo consignado en los documentos adquiridos.

En cuanto al reforzamiento longitudinal de las columnas, los planos sólo presentan la sección transversal por nivel, lo que hace pensar, que el armado de las columnas puede presentar características poco deseables en cuanto a su configuración vertical, como lo son inadecuados traslapos en los nudos. (Figura 69)

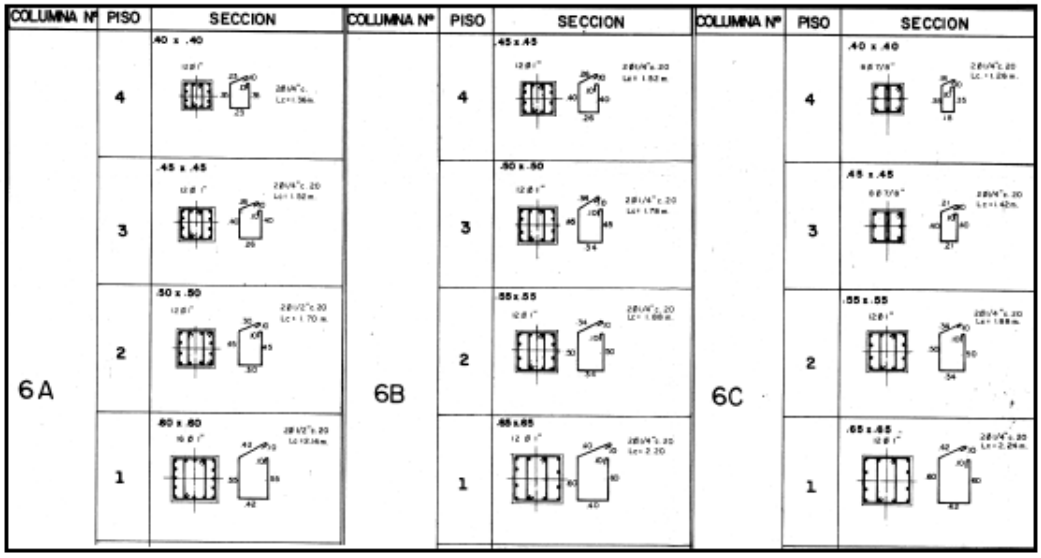

Figura 69. Secciones de columnas de acuerdo a los planos estructurales

6.2.2 Evaluación de la estructura actual:

Del mismo modo en que se creó el modelo del edifico Verónica, se elaboró el del edifico de la Gobernación de Sucre y tras su evaluación se obtuvieron los siguientes resultados:

- Análisis sísmico de las estructuras.
- Verificación de las derivas.
- Cuantía del refuerzo requerido para el cumplimiento de los requisitos del reglamento sismorresistente colombiano

6.2.2.1 Evaluación Edifico Gobernación de Sucre:

6.2.2.1.1 Análisis sísmico de las estructuras:

Los parámetros para la evaluación sísmica fueron los siguientes:

- **Coeficiente de aceleración Aa:** Aa = 0.15
- **Coeficiente del sitio (S):** S_3 = 1.5.
- **Coeficiente de Importancia (I):** Para esta edificación por ser de uso gubernamental se encuentra dentro del grupo de las "*edificaciones de ocupación especial"* por lo tanto su coeficiente de importancia es I = 1.1
- **Coeficiente de capacidad de disipación de energía:** Por tratarse de una estructura con capacidad disipadora de energía moderada el valor asignado de R_0 = 2.5
- **Grado de irregularidad en planta y en altura:**

  Coeficiente en planta: $\Phi_p = 0.8$

  Coeficiente en altura: $\Phi_a = 0.8$

6.2.2.1.2 Verificación de las derivas:

En las siguientes gráficas arrojadas por el software *RCB Building* se muestran los resultados obtenidos del análisis correspondiente a las derivas de la edificación.

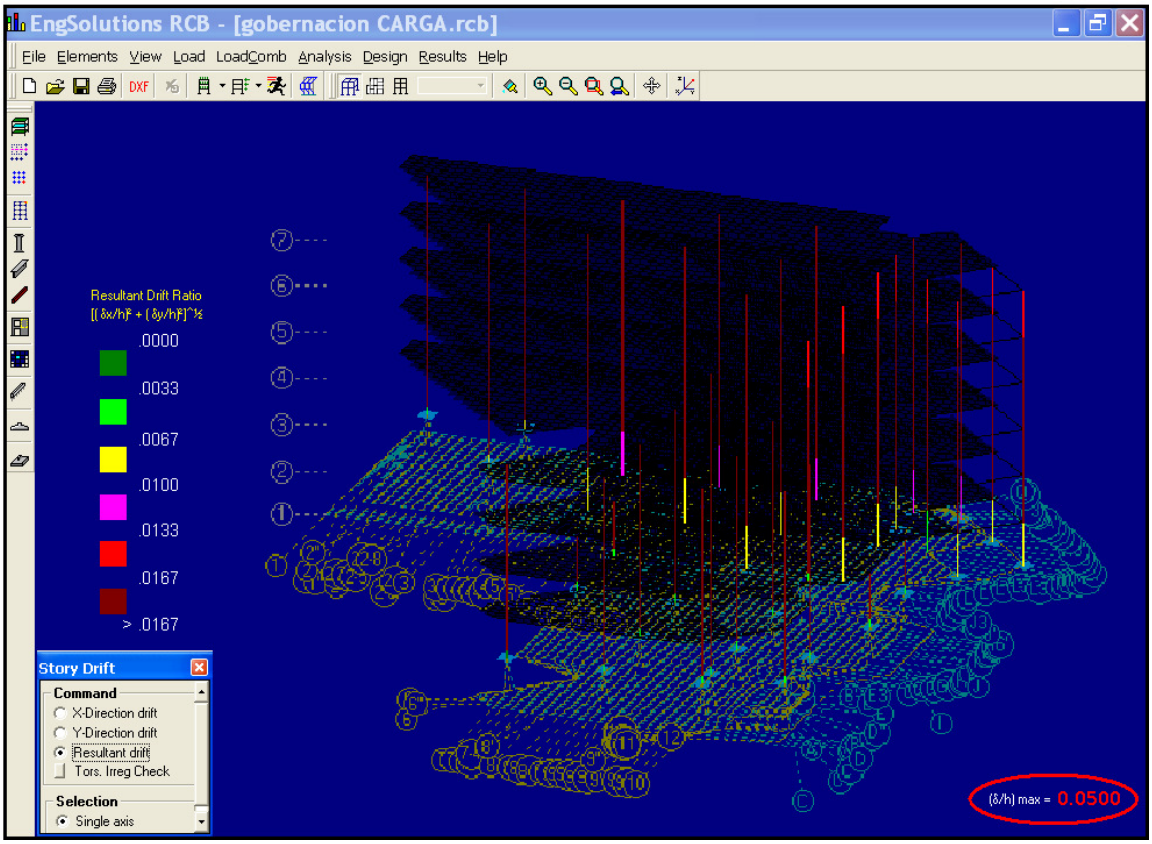

Figura 70. Derivas Edificio Gobernación de Sucre

En la figura 70 se observan los resultados arrojados por el software correspondientes a las derivas resultantes del edifico de la Gobernación de Sucre. Por lo anterior y en relación con la figura 71, casi la totalidad de las columnas de la edificación superan el 1.67% de la deriva, alcanzando un valor máximo del 5%, además, únicamente un 6% presentan derivas por debajo del 1%, mientras que el 8% sobrante llegan a derivas de hasta el 1.67%.

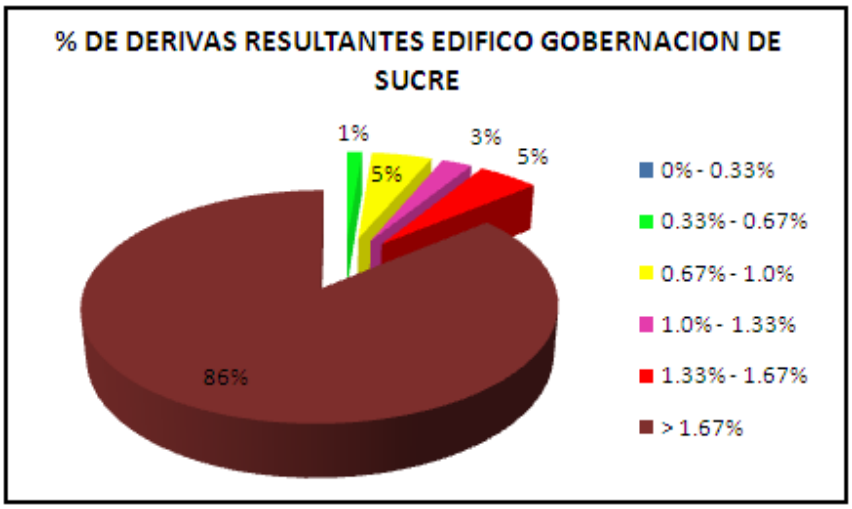

Figura 71. Porcentajes de derivas resultantes para el edificio de la Gobernación de Sucre

Como se mencionó en el inciso 5.5, en los sistemas reticulares las columnas forman una estructura capaz de resistir adecuadamente las cargas verticales, mientras que la capacidad de resistencia a cargas horizontales es menor. Este modelo estructural ha sido utilizado por muchos años para resistir cargas verticales, ante éstas ha sido un sistema eficiente, en la mayoría de los casos, sin embargo cuando se trata de cargas laterales presenta deficiencias de rigidez y de ductilidad en sus elementos. Lo anterior claramente se ve reflejado en las grandes derivas presentadas en la edificación al ser sometida a la acción sísmica propuesta por la NSR – 98, debido a que su sistema resistente posee una deficiente rigidez ante este tipo de solicitaciones.

Es preciso mencionar una vez más que bajo este contexto, ya se debe pensar en alternativas de solución al problema de rigidez presentado, no obstante tal acción se escapa del alcance de esta investigación, por lo que se continuarán mostrando y analizando los demás resultados obtenidos por la modelación, incluyendo las cuantías de diseño de sus elementos.

6.2.2.1.3 Cuantía del refuerzo solicitado para el cumplimiento de los requisitos del reglamento sismorresistente colombiano.

- ✓ **Resultado diseño columnas:**

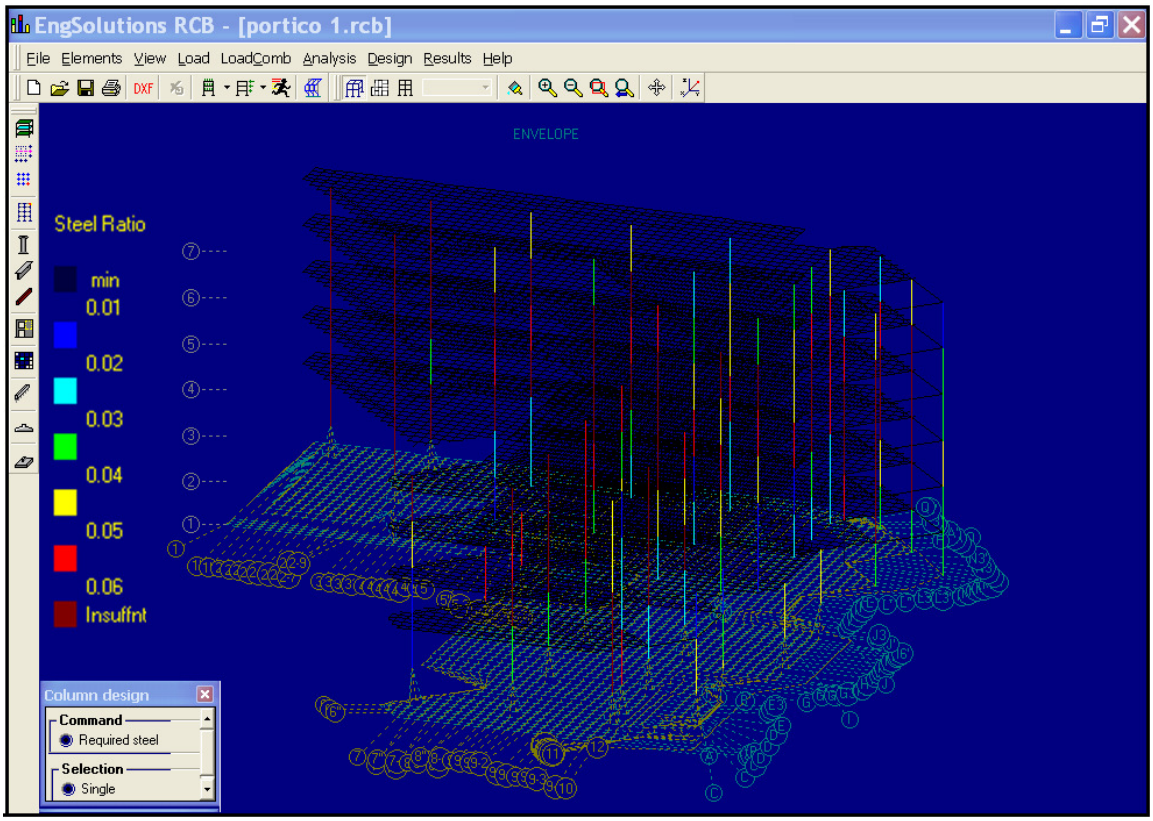

Figura 72.Cuantía de refuerzo para columnas Edificio Gobernación de Sucre

En la anterior figura se aprecian los resultados brindados por la modelación realizada a la estructura del edifico de la Gobernación de Sucre correspondientes a las cuantías de diseño solicitado para el cumplimiento de los requisitos propuestos por la NSR – 98. Del mismo modo, estos resultados se muestran empleando la escala de colores descrita anteriormente para las cuantías de diseño.

Por lo anterior y observando la figura 73, la cual indica cual es la cuantía requerida para las columnas de la edificación, se puede decir, que el 31% de éstas solicitan cuantía entre el 1% y el 4%, el 36% se encuentran entre el 4% y el 6% de la cuantía requerida con respecto a sus secciones reales, y el 33% restante presentan cuantías que superan a la máxima permitida haciendo que sus secciones reales sean insuficientes.

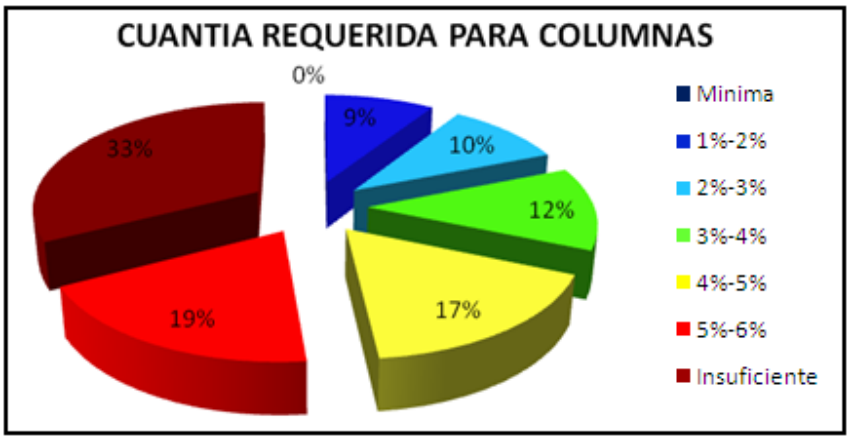

Figura 73. Cuantía requerida para las columnas del edificio de la Gobernación de Sucre

Ahora bien, de la información encontrada en los planos estructurales de la edificación, las cuantías reales para sus columnas se encuentran plasmadas en la figura 74.

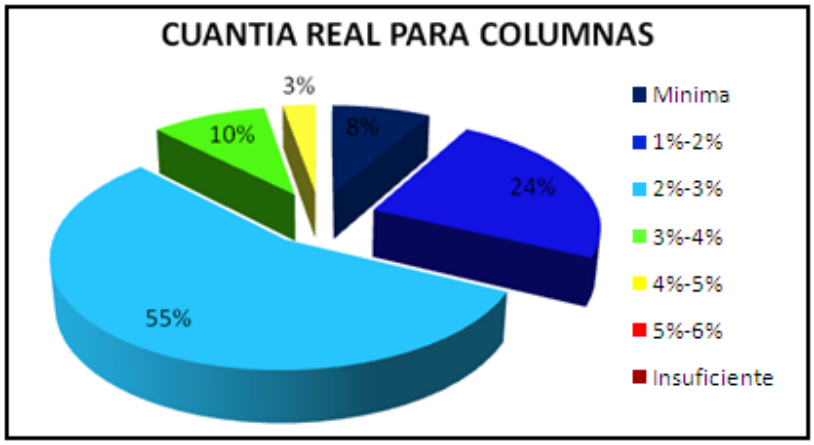

Figura 74. Cuantía real para las columnas del edificio de la Gobernación de Sucre

En este sentido, comparando los resultados mostrados del refuerzo requerido por la simulacion de la estructura y los encontrados realmente, se puede señalar, que la cuantía máxima encontrada para la estructura está entre el 4% y 5%, destacando que sólo un 3% de las columnas la presentan, que en relación con las cuantías requeridas para el cumplimiento de la actual Norma, el 52% de éstas solicitan una mayor cuantía, incluso algunas de ellas requieren una superior a la máxima permitida, haciendo que sus dimensiones sean insuficientes. Además, el 8% de las columnas cuentan con una cuantía mínima, hecho que no se presenta en los resultados de la cuantía requerida, ya que el mínimo valor de ésta corresponde a un intervalo entre el 1% y 2%, donde sólo un 9% hacen parte de este intervalo.

Para mostrar los resultados especificamente por áreas de acero, a continuación se analizará una columna en particular, confrontando el acero de refuerzo requerido con el real. La columna N-9 del modelo, según lo muestran los planos, en el primer, segundo y tercer piso cuenta con un área real de acero de 81.12 cm^2 , mientras que para el cuarto, quinto y sexto piso su refuerzo es de 60.84 cm^2; sin embargo, el refuerzo requerido por piso para dicha columna es de 110.25 cm^2, 75.26 cm^2, 167.32 cm^2 , 108.98 cm^2, 87.50 cm^2, 60.16 cm^2, respectivamente.

Por lo anterior, se evidencia que la columna analizada tanto para el segundo y sexto piso se encuentra con un refuerzo adecuado, ya que éste es ligeramente superior al requerido. Caso contrario ocurre con los demas pisos pues el acero de refuerzo real está por debajo del solicitado.

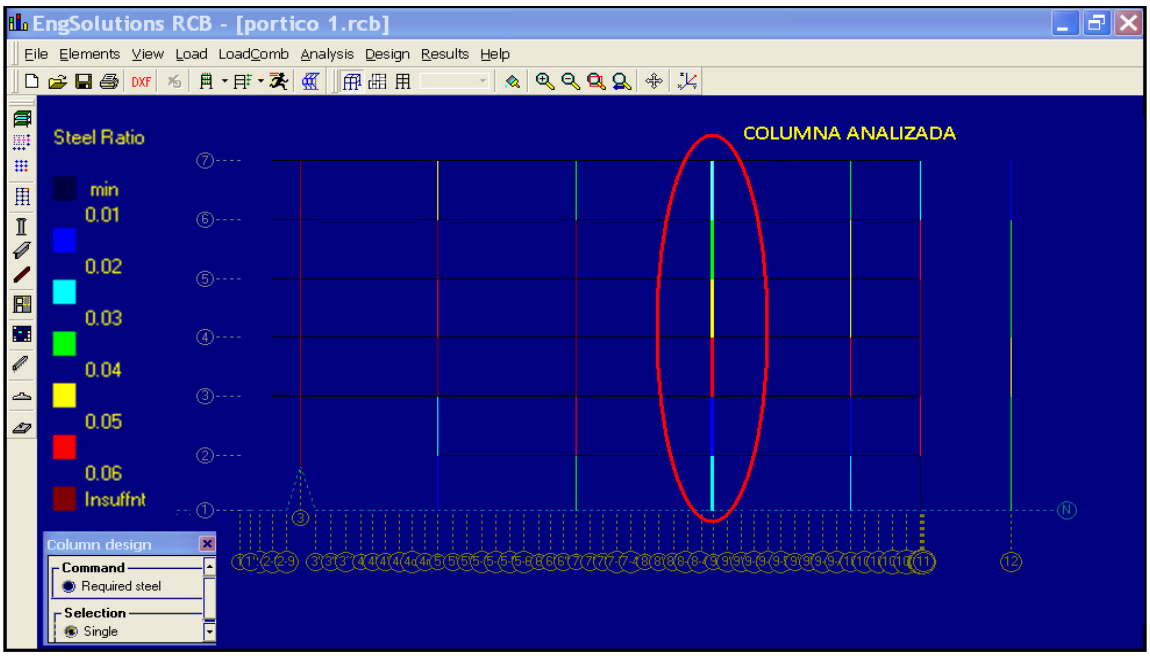

Figura 75. Cuantía de refuerzo requerido para columnas – Pórtico N. Columna N - 9

✓ **Resultados diseño viguetas:**

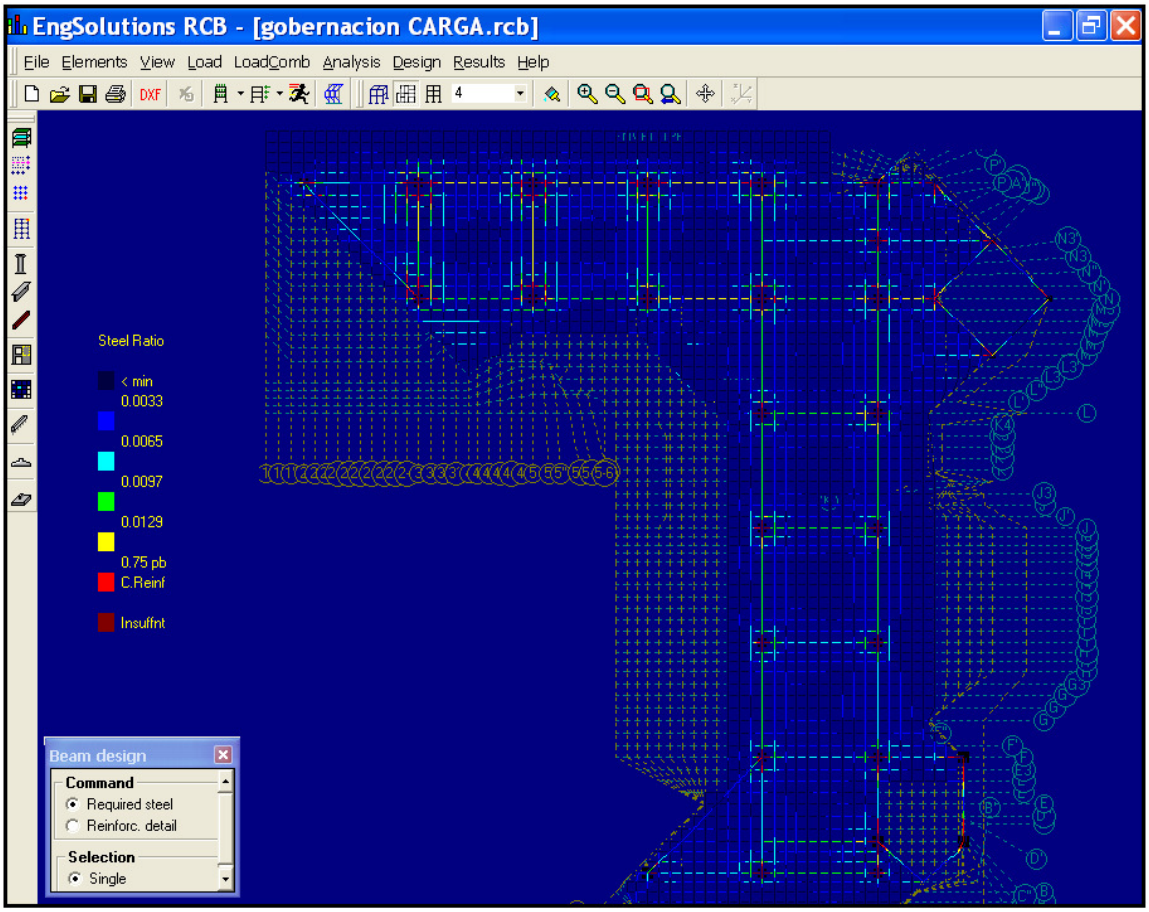

Figura 76.Cuantía de refuerzo para viguetas Edifico Gobernación de Sucre Losa 2

En la anterior figura se muestran los resultados de las cuantías de diseño requeridas de manera gráfica para las viguetas del piso de acceso del edificio de la Gobernación, donde puede notarse que la mayor parte de éstas requieren cuantías entre la mínima y el 0.065%, con excepción de las ubicadas en los ejes de columnas, las cuales en su mayoría solicitan cuantías entre el 0.065% y el 1.29%, además, específicamente algunas en sus apoyos y cerca de éstos demandan una mayor al 75% de la balanceada, superando con esto la máxima permitida.

6.2.3 Modelación de la estructura a través de un análisis estático no lineal, el método del espectro de capacidad (Análisis *Push-Over)*:

Con base a toda la información obtenida y encontrada sobre la edificación, relacionada con aspectos estructurales, se dio paso a la creación del modelo estructural del edifico de la Gobernación de Sucre en el software estructural SAP 2000 en su versión 14, donde se definieron todos los parámetros requeridos para su evaluación.

Las fases comprendidas para tal evaluación son las siguientes:

6.2.3.1 *Evaluación de fuerzas sísmicas:*

6.2.3.1.1 Avalúo de cargas:

Loseta :	$= 1.2\ KN/m^2$
Nervios :	$= 3.6 KN/m^2$
Mortero de nivelacion :	$= 0.44 KN/m^2$
Acabados :	$= 1.5 KN/m^2$
Cielo raso Liviano : *Icopor*	$= 0.1 KN/m^2$
Muros divisorios :	$= 3\ KN/m^2$
CARGA MUERTA TOTAL :	$= 9.84\ KN/m^2$
CARGA VIVA	$= 2 KN/m^2$

- ✓ **Avalúo placa 1a:**

COLUMNAS	*18.75m^3*2.4 Ton. /m^3*	*45 Ton.*
ESCALERA		*13.0 Ton.*
PLACA	*0.984Ton. /m^2*536 m^2*	*527.42 Ton.*
	Masa	***585.42 Ton***

- ✓ **Avalúo placa 1:**

COLUMNAS	*34.5m^3*2.4 Ton. /m^3*	*82.8 Ton.*
ESCALERA		*13 Ton.*
PLACA	*0.984 Ton. /m^2*1449 m^2*	*1425.82 Ton.*
	Masa	***1521.62 Ton***

- ✓ **Avalúo placa 2:**

COLUMNAS	*25.47m^3*2.4 Ton. /m^3*	*61.13 Ton.*
ESCALERA		*13 Ton.*
PLACA	*0.984 Ton. /m^2*1315 m^2*	*1293.96 Ton.*
	Masa	***1368.09 Ton***

- ✓ **Avalúo placa 3 :**

COLUMNAS	*20.34m^3*2.4 Ton. /m^3*	*48.82 Ton.*
ESCALERA		*13 Ton.*
PLACA	*0.984 Ton. /m^2*1348 m^2*	*1326.4 Ton.*
	Masa	***1388.2 Ton***

- ✓ **Avalúo placa 4 :**

COLUMNAS	*18.17m^3*2.4 Ton. /m^3*	*43.61 Ton.*
ESCALERA		*13 Ton.*
PLACA	*0.984 Ton. /m^2*1384 m^2*	*1361.86 Ton.*
	Masa	***1418.47 Ton***

- ✓ **Avalúo placa 5 :**

COLUMNAS	*9.78m^3*2.4 Ton. /m^3*	*23.47 Ton.*
ESCALERA		*13 Ton.*
PLACA	*0.984 Ton. /m^2*788 m^2*	*775.4 Ton.*
	Masa	***811.87 Ton***

De aquí: Masa total = 7093.7 Toneladas

6.2.3.1.2 Definición de los espectro de demanda:

Al igual que el edifico Verónica el comportamiento real de la estructura va ser evaluado bajo tres niveles de amenaza sísmica, cuyas características se muestran en la siguiente tabla:

Coeficiente de aceleración horizontal	SISMO
0.065	Servicio
0.125	Diseño
0.15	Severo

Tabla 10. Coeficientes de aceleración horizontal para los niveles de intensidad sísmica tomados

En este sentido, los demás parámetros sísmicos siguen los lineamientos de la NSR-98:

- ***Sismo severo:***
  - Localización de la estructura: Sincelejo
  - Zona de riesgo sísmico: intermedia
  - Coeficiente de aceleración (Aa): 0.15
  - Coeficiente de sitio (s): $S_3 = 1.5$
  - Coeficiente De importancia (I): I = 1.1
  - Ct = 0.08, para pórticos de concreto reforzado
  - Capacidad disipadora de energía (Ro): DMO, por lo tanto Ro = 2.5
  - Grado de irregularidad:
    - ✓ Coeficiente en planta: $\Phi_p = 0.8$
    - ✓ Coeficiente en altura: $\Phi_a = 0.8$

- Calculo del espectro de diseño:
  - ✓ Periodo fundamental aproximado de la edificación o modo de vibración 1: $\mathbf{T_a = C_t h_n^{3/4} = 0.08*21.95^{3/4} = 0.81Seg}$
  - ✓ Periodo de vibración mínimo: Tc = 0.48 S = 0.72 Seg
  - ✓ Periodo de vibración máximo: T_L = 2.40 S = 3.6 Seg
  - ✓ Como $\mathbf{T_C < T_a < T_L}$, se tiene que el espectro de diseño (Sa) viene dado por:

$$S_a = \frac{1,2*Aa*S*I}{T} = \frac{1.2*0.15*1.5*1.1}{0.81} = 0.367$$

  - ✓ Calculo del cortante sísmico Vs:

$$Vs = Sa*M*g = 0.367*70937\,Ton = 26034\,Ton$$

$$\Rightarrow Vs = 26034KN$$

  - ✓ Coeficiente de disipación de energía (R):

$$R = \phi_P * \phi_a * Ro = 0.9*0.9*2.5 = 4.05 \qquad \Rightarrow R = 2.025$$

El cortante sísmico obtenido tanto para el sismo de diseño como para el de servicio se muestra en la siguiente tabla:

Cortante sísmico Edificio Gobernación de Sucre		
Sismo	Servicio	Diseño
Aa	0.065	0.125
Vs	1127.11Ton.	2167.52 Ton.

Tabla 11. Cortante sísmico para los niveles de amenaza sísmica estudiados

6.2.3.2 *Creación del modelo estructural en SAP 2000:*

Una vez definidos todos los datos de entrada al software, como las características de los materiales, las secciones reales de los elementos estructurales, el acero de refuerzo, la configuración estructural, entre otros, se obtuvo el siguiente modelo estructural:

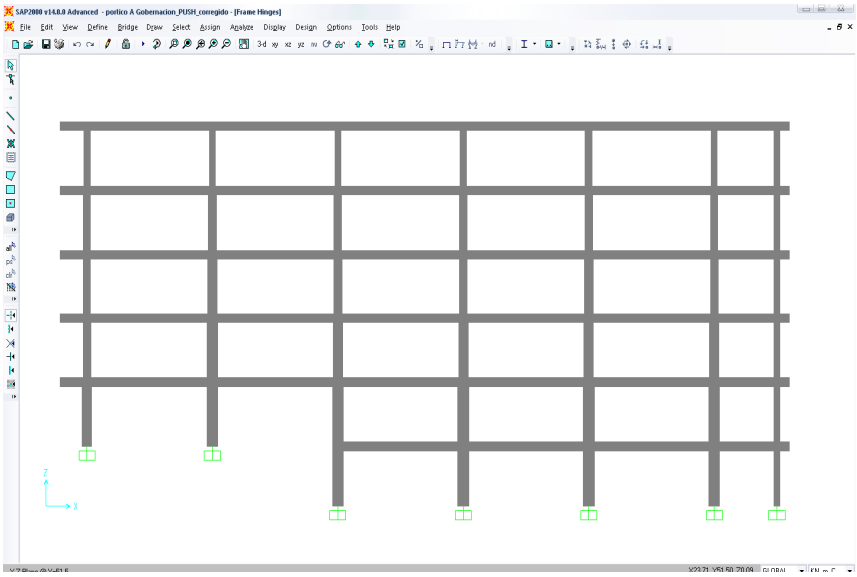

Figura 77. Vista del pórtico A de la estructura en SAP 2000

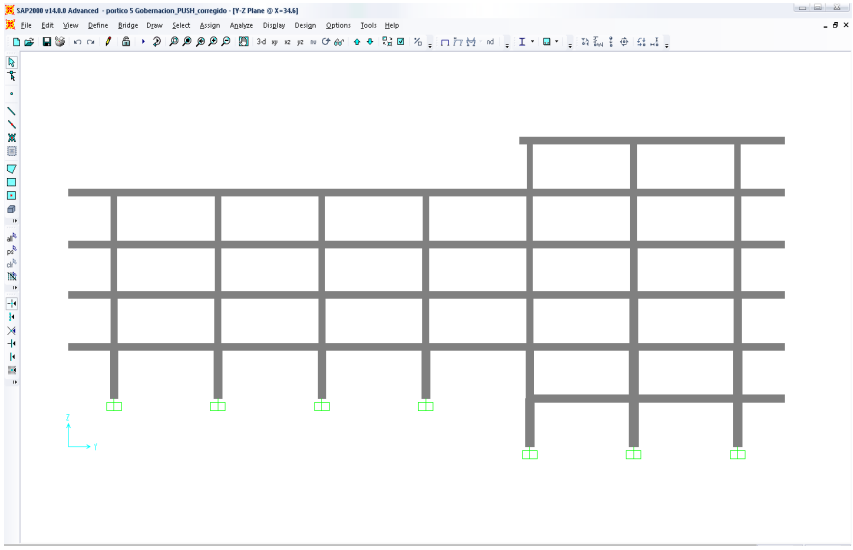

Figura 78. Vista del pórtico 5 de la estructura en SAP 2000

6.2.3.2.1 Definición y asignación de las rótulas plásticas:

La evaluación del comportamiento no lineal de la estructura se realiza en puntos denominados rótulas plásticas. Se ha considerado la posibilidad de formación de estos puntos cerca a la unión capitel – vigueta y en los extremos de las columnas.

6.2.3.2.2 Definición de los esquemas de carga:

Del mismo modo en que se analizó el edificio Verónica, el escenario planteado para este caso será el de desplazamientos controlados, para lo cual se opta el 2% de la altura del edificio. La estructura se analizará teniendo en cuenta la configuración de los dos pórticos más largos localizados en las direcciones principales del modelo.

6.2.3.2.3 Resultados del análisis Push-Over:

La figura 79 muestra la curva de capacidad del pórtico A ubicado en la dirección X, donde la información alusiva a ésta, se encuentra plasmada en la tabla 12.

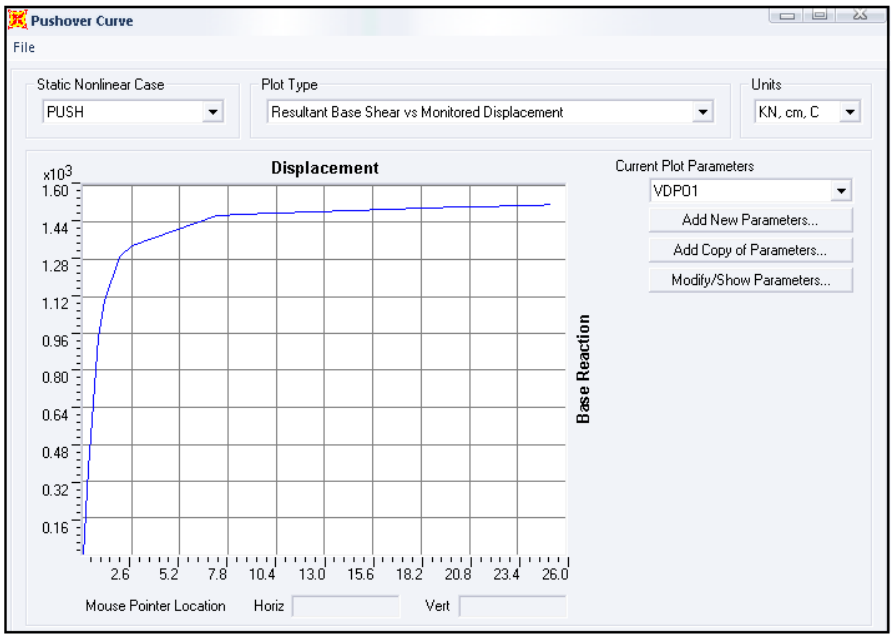

Figura 79. Curva de capacidad del pórtico A

Table Display

Pushover Curve - PUSH

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	cm	KN									
0	0.000000	0.000	153	0	0	0	0	0	0	0	153
1	0.272187	374.772	152	1	0	0	0	0	0	0	153
2	0.791032	944.034	132	21	0	0	0	0	0	0	153
3	1.146409	1102.048	109	44	0	0	0	0	0	0	153
4	1.966103	1293.356	90	63	0	0	0	0	0	0	153
5	1.997221	1297.596	89	64	0	0	0	0	0	0	153
6	2.651503	1341.656	78	75	0	0	0	0	0	0	153
7	7.213616	1470.028	69	83	1	0	0	0	0	0	153
8	7.379841	1472.436	68	84	1	0	0	0	0	0	153
9	8.423421	1477.865	67	84	2	0	0	0	0	0	153
10	12.423421	1487.662	66	84	3	0	0	0	0	0	153
11	16.423421	1496.585	66	55	32	0	0	0	0	0	153
12	20.423421	1505.516	66	28	57	2	0	0	0	0	153
13	24.423421	1514.456	66	12	72	3	0	0	0	0	153
14	25.180927	1516.150	66	12	72	1	0	2	0	0	153

Tabla 12.Secuencia de plastificaciones del pórtico A

En el instante en que el punto más alto del pórtico se desplaza 0.27 cm se origina una serie de plastificaciones, donde puede verse que para un total de 153 puntos de plastificación, el 86.27% de éstos permanecen en el rango elástico, correspondiente al intervalo (A to B), un 13.73% se mantienen en los límites del nivel de desempeño asociado a ocupación inmediata (B to IO).

Seguido a esto, para la etapa 9, el 43.79% aun se encuentran en el rango elástico, 54.90% mantienen un comportamiento operacional, y el 1.30% faltante están en ocupación inmediata. Para el último paso ejecutado, el 43.13% de los puntos de plastificación se encuentran en el rango elástico, 7.84% están comprendidos entre los límites del nivel de desempeño de ocupación inmediata, otro 54.07% se encuentran en los límites de seguridad de vidas, y el 1.30% restante sobrepasan el nivel de estabilidad estructural entrando en proximidades de colapso.

De acuerdo a lo anterior, se presenta de manera grafica en las figuras 80, 81 y 82 los niveles de desempeño encontrados para las etapas 2, 9 y 14 del análisis.

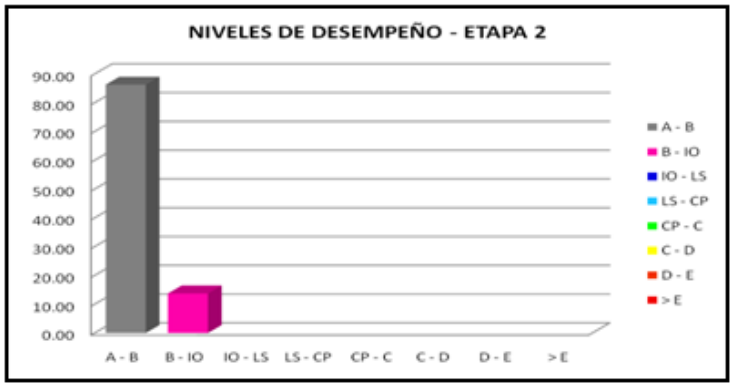

Figura 80. Niveles de desempeño – etapa 2. Portico A

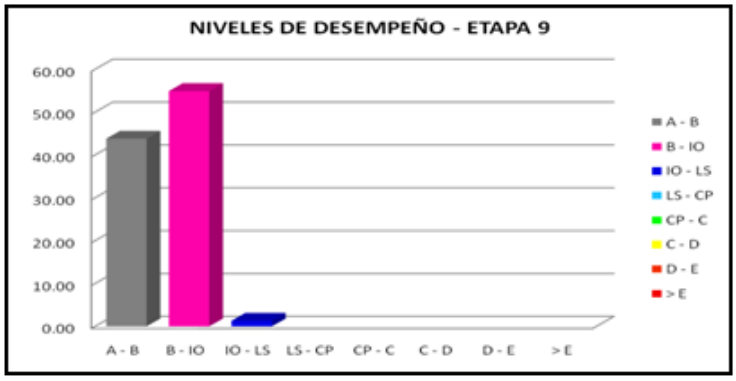

Figura 81. Niveles de desempeño – etapa 11. Portico A

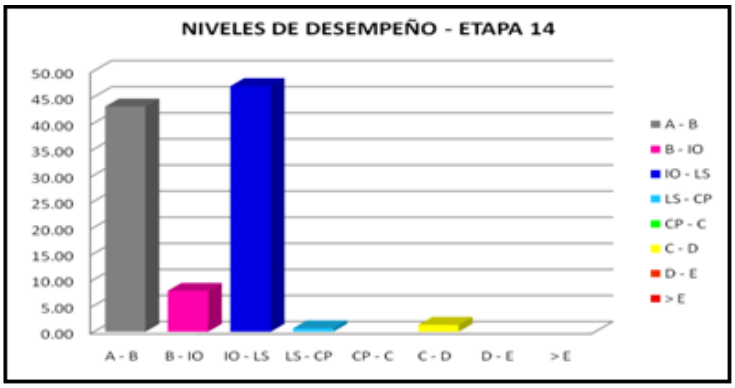

Figura 82. Niveles de desempeño – etapa 26. Portico A

6.2.3.2.4 Evaluación de la respuesta sísmica de la edificación:

Seguidamente se presenta el comportamiento y progreso de las rótulas plásticas. La figura 83 muestra el momento en que la estructura incursiona al rango inelástico, donde sucede la primera plastificación en una columna del segundo nivel ubicada en la parte izquierda del pórtico, a medida que se aumenta el valor de las fuerzas aplicadas, éstas se transfieren a los demás elementos, permitiendo así la iniciación de nuevas cedencia, por este motivo, para el sismo de servicio (Figura 84) se registran nuevas plastificaciones, en algunas vigas del los pisos 2, 3, 4, 5 y 6 además, tres columnas, una ubicada en el primer piso y las restantes en el segundo. Para el sismo de diseño (figura 85), casi la totalidad de las viguetas se rotularon, presentando un comportamiento operacional.

Ya para el sismo severo (Figura 86) la mayoría de las viguetas entraron al nivel de ocupación inmediata, mientras que otras alcanzaron el nivel de desempeño de seguridad de vidas. Sin embargo, dos columnas presentaron un comportamiento deficiente, pues superaron la estabilidad estructural, generando un escenario peligroso.

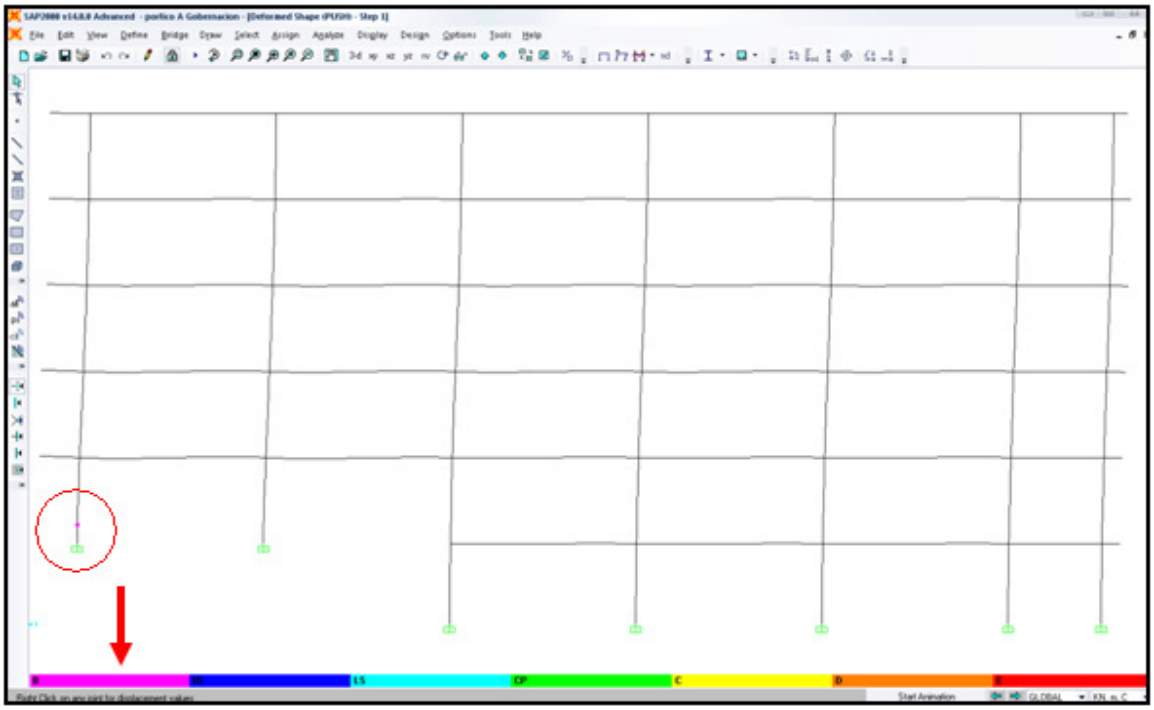

Figura 83. Inicio de la plastificación de la estructura. Pórtico A

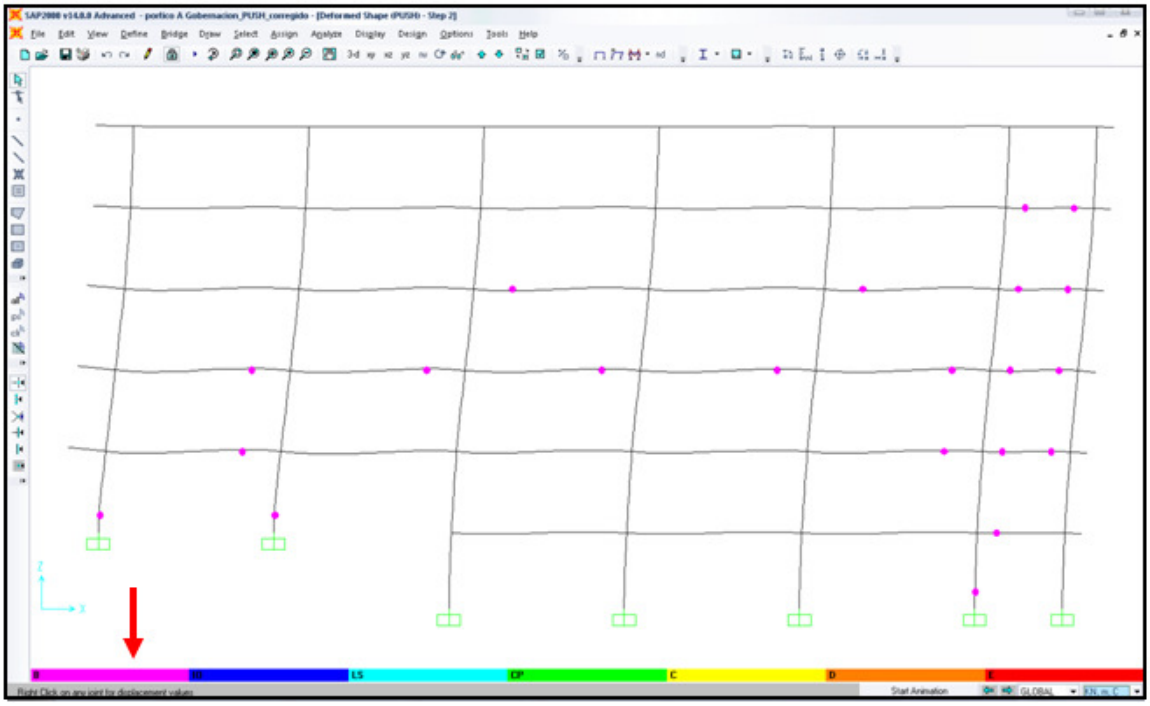

Figura 84. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico A (Sismo de servicio)

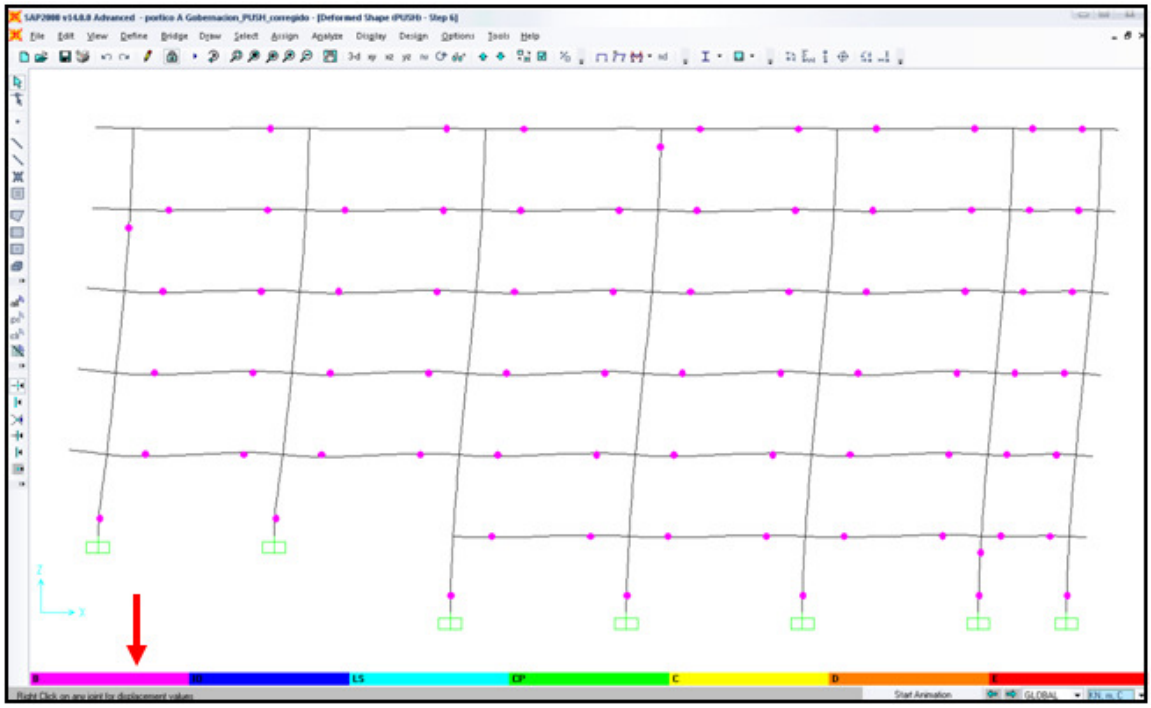

Figura 85. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico A (Sismo de diseño)

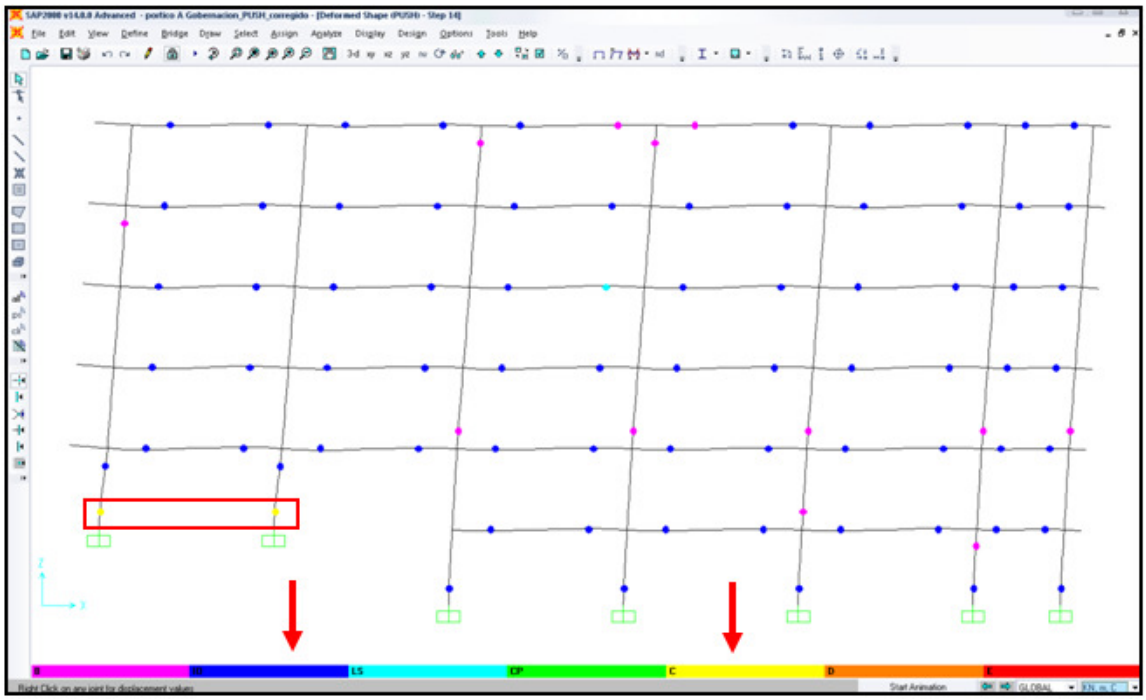

Figura 86. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico A (Sismo severo)

A continuación se presentan los resultados obtenidos para el pórtico 5 ubicado en la dirección Y del modelo, en donde se muestra el avance de las plastificaciones (tabla 13). La curva de capacidad asociada a este pórtico, corresponde a la figura 87.

Table Display

Pushover Curve - PUSH

Step	Displacemer	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	cm	KN									
0	0.000000	0.000	135	0	0	0	0	0	0	0	135
1	0.506724	671.718	134	1	0	0	0	0	0	0	135
2	1.304037	1617.832	110	25	0	0	0	0	0	0	135
3	2.362143	2224.610	89	46	0	0	0	0	0	0	135
4	9.507642	3729.996	79	55	1	0	0	0	0	0	135
5	13.507642	4538.014	79	31	25	0	0	0	0	0	135
6	17.507642	5346.031	79	16	39	1	0	0	0	0	135
7	21.507642	6154.048	79	16	28	12	0	0	0	0	135
8	26.152454	7086.272	79	12	16	24	0	4	0	0	135
9	30.152338	7812.371	79	8	16	11	0	21	0	0	135
10	34.650517	8539.444	79	6	12	10	0	28	0	0	135
11	39.661977	9337.709	79	4	12	7	0	33	0	0	135
12	40.000000	9390.878	79	4	12	5	0	34	1	0	135

Tabla 13.Secuencia de plastificaciones del pórtico 5

En relación a la etapa 2 de la evaluación, para 135 puntos de plastificación, el 81.48% se mantiene dentro del rango elástico, 18.52% se ubica por debajo del límite de desempeño asociado a ocupación inmediata. En la fase 7, 58.51% están aun en el rango elástico, 11.85% presentan un comportamiento operacional, 20.74% se sitúan en ocupación inmediata, y el 8.88% restante están en seguridad de vidas.

Para el último paso ejecutado, 58.51% están aun en el rango elástico, 11.85% se localizan en los límites de ocupación inmediata, 3.70% se ubican en seguridad de vidas, y 25.92% superaron la estabilidad estructural y están en peligro de colapso.

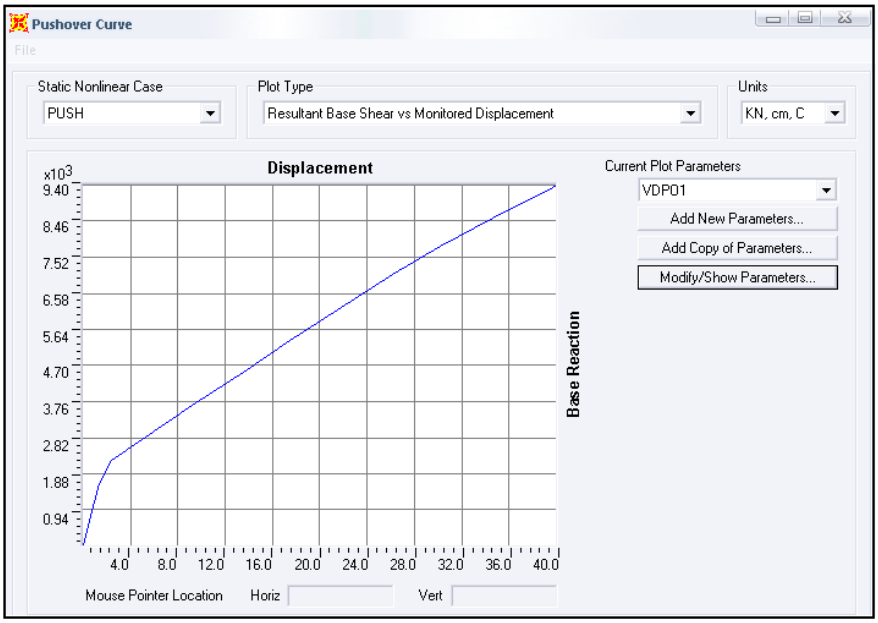

Figura 87. Curva de capacidad del pórtico 5

En este sentido, se muestra gráficamente en las figuras 88, 89 y 90 los niveles de desempeño encontrados para las etapas analizadas.

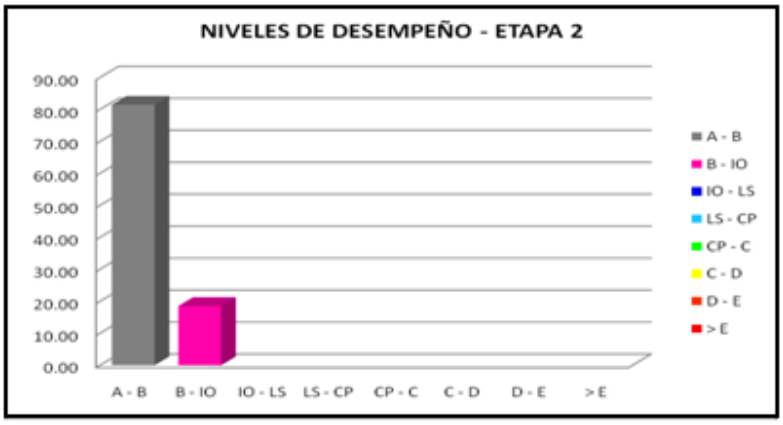

Figura 88. Niveles de desempeño – etapa 2. Portico 5

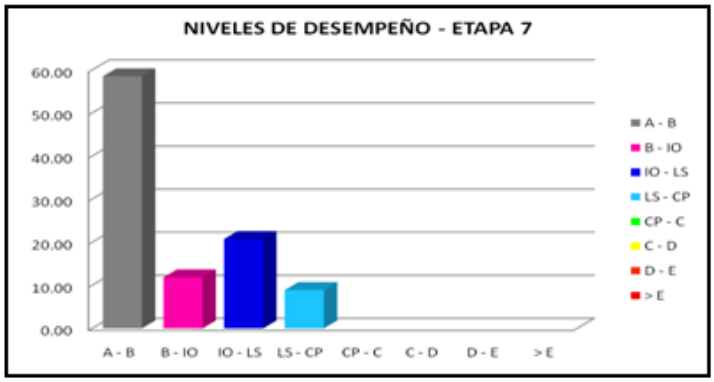

Figura 89. Niveles de desempeño – etapa 7. Portico 5

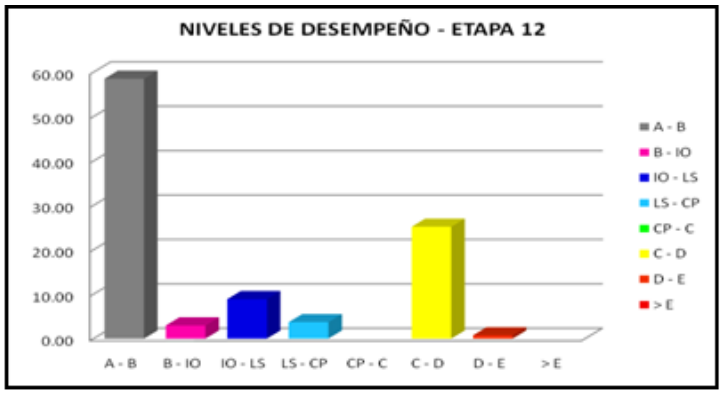

Figura 90. Niveles de desempeño – etapa 12. Portico 5

Es preciso señalar que los puntos de plastificación de los pórticos, que se mantuvieron en el rango elástico después del análisis de las etapas estudiadas, en su mayoría corresponden a las columnas de cada uno de los pórticos.

6.2.3.2.5 Evaluación de la respuesta sísmica de la edificación:

Se presenta enseguida el comportamiento y avance de las rótulas plásticas presentadas en el pórtico analizado. La figura 91 muestra el instante en que la estructura comienza a plastificarse en una de las viguetas del cuarto piso. Para el sismo de servicio (Figura 92), las viguetas de todos los pisos, exceptuando el primero, se plastifican llegando por debajo al nivel de desempeño de ocupación inmediata. Cuando es sometida al sismo de diseño (Figura 93), todas las viguetas se rotulan, llegando algunas incluso a los límites de seguridad de vida. En este orden, ya para el sismo severo (Figura 94), se registran rotulaciones en los últimos tres pisos que indican gran daño en sus viguetas.

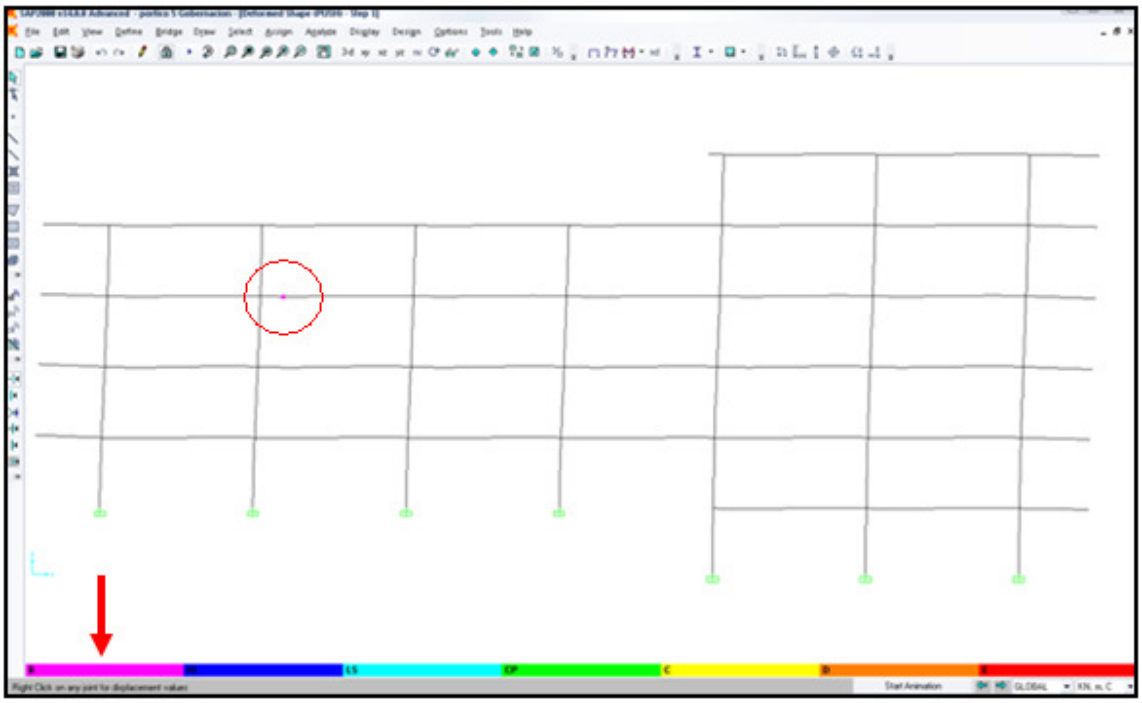

Figura 91. Inicio de la plastificación de la estructura. Pórtico 5

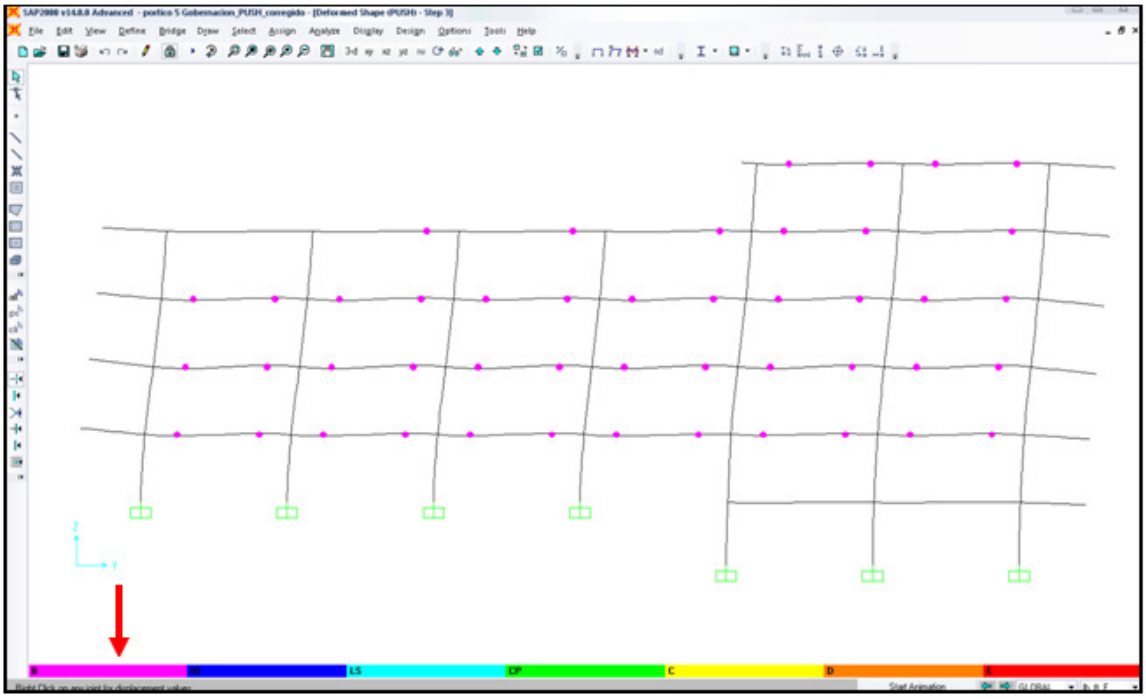

Figura 92. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 5 (Sismo de servicio)

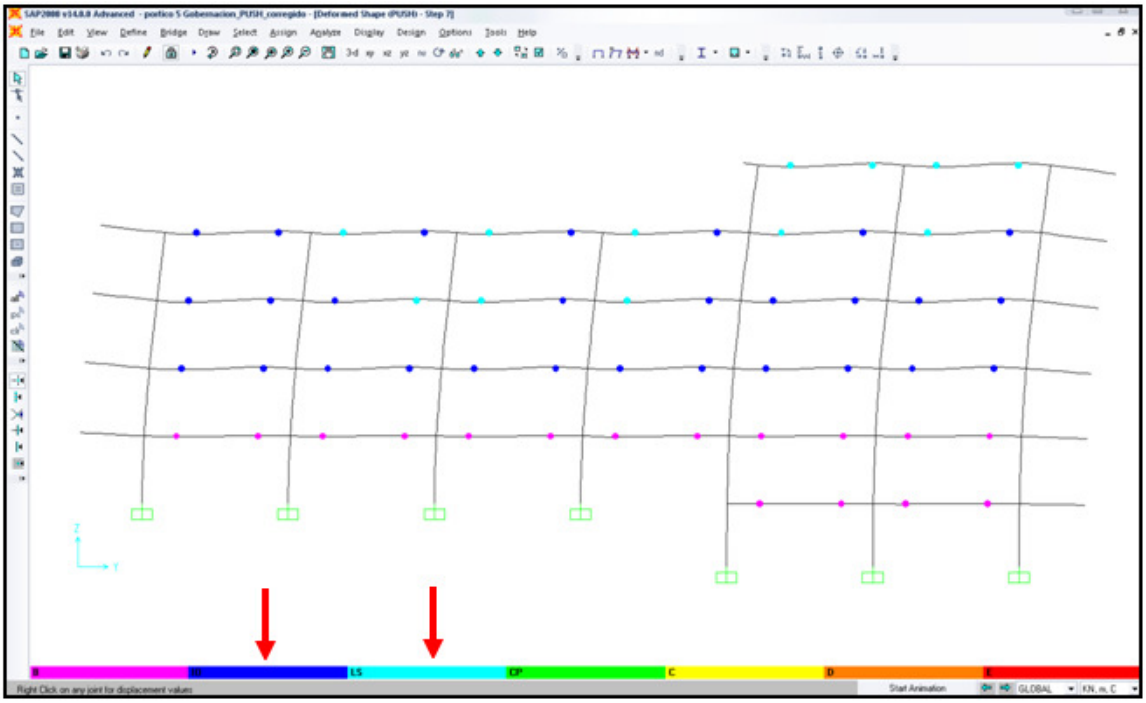

Figura 93. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 5 (Sismo de diseño)

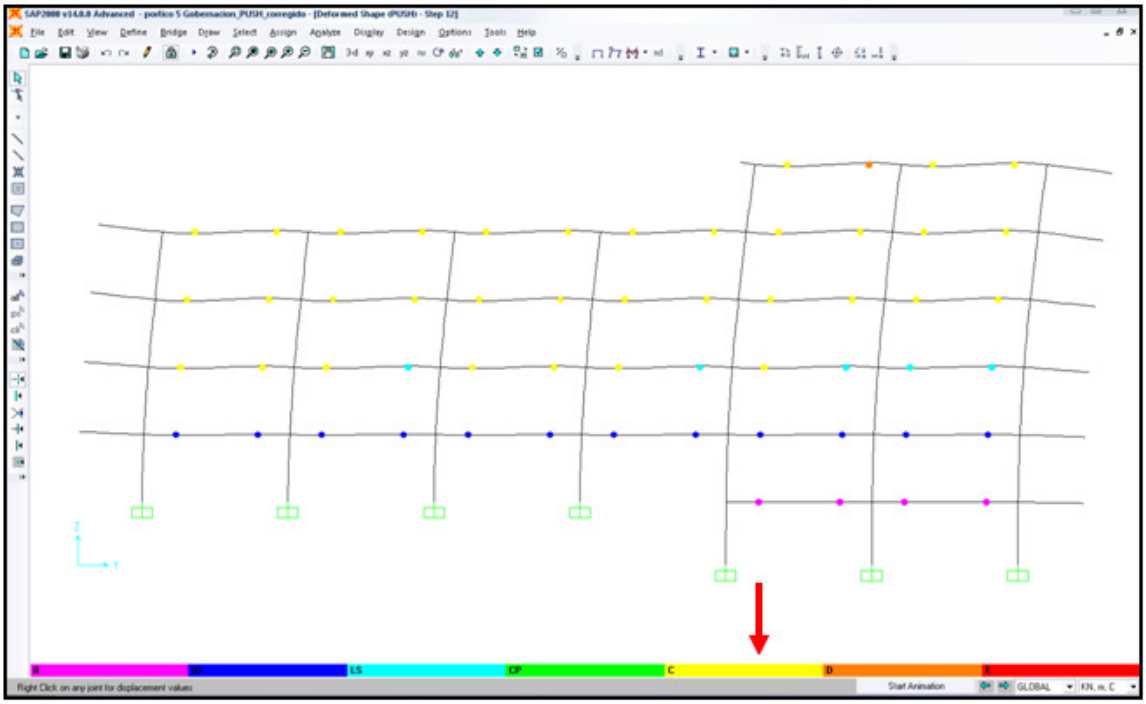

Figura 94. Evolución de la plastificación de la estructura. Pórtico 5 (Sismo severo)

Con respecto a los resultados anteriormente presentados para los pórticos analizados de la estructura del edificio de la Gobernación de Sucre ante las cargas impuestas por el sismo de servicio, se alcanza un comportamiento totalmente operacional, ya que a pesar de que algunos de sus elementos pueden presentar pequeños daños, pues alcanzan el estado de cedencia, no se evita que la edificación siga funcionando.

Para el sismo de diseño, el comportamiento presentado para las direcciones analizadas del modelo es distinto, puesto que en el sentido Y, la edificación se sigue manteniendo utilizable y disponible para su inmediata ocupación, sin embargo se alcanzan para unas viguetas el nivel asociado a seguridad de vidas, mientras que para el sentido X, aun se encuentra en términos generales operacional.

En lo referente al comportamiento presentado para el sismo severo, se evidencia una marcada vulnerabilidad, sobre todo en el sentido Y, puesto que muchos de sus elementos entran en una fase de peligro de colapso, centrando el mayor daño en las viguetas de los niveles superiores, creando de esta forma un escenario peligroso para la seguridad de sus ocupantes sobre todo por la cantidad de personas que permanecen en la edificación.

Para la otra dirección, a pesar que sus viguetas presentan un desempeño asociado a ocupación inmediata en términos generales, el daño se centra en dos columnas ubicadas a la izquierda del pórtico, ya que muestran un nivel crítico de comportamiento, es decir, superan a la estabilidad estructural.

CAPITULO VII:
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES:

Esta investigación tiene como objetivo central el conocer el comportamiento del edificio de la Gobernación de Sucre y la de un edificio de apartamentos, cuando son sometidos a las acciones impuestas por un sismo, es decir, determinar que tan vulnerable son ante este tipo de cargas, implementando el análisis del espectro de capacidad o análisis Push-Over. Una vez logrado dicho objetivo se puede concluir lo siguiente:

El primer capítulo se dedica a la parte introductoria sobre la problemática que viven hoy en día muchas ciudades como el caso de Sincelejo debido al alto riesgo que existe gracias al estado actual de las estructuras y al peligro latente de ser sometidas a acciones sísmicas, además, se presenta la justificación junto con los objetivos y alcance de la investigación. Dentro de este contexto se puede concluir lo siguiente:

- ✓ Al estar conformada en su gran mayoría por edificaciones antiguas, que no siguieron lineamientos sismorresistentes ni ningún criterio de tipo profesional y junto con las probabilidades de ocurrencia de movimientos sísmicos, la ciudad de Sincelejo se coloca en una posición alarmante ya que sus edificios y demás construcciones no cuentan con la eficiencia necesaria para enfrentarse a la acción de un fenómeno natural de esta envergadura.
- ✓ Los resultados devastadores que han originado los sismos conforme han ocurrido, dejan claro la necesidad impostergable de mejorar el

comportamiento sísmico tanto de las edificaciones nuevas como de las viejas, siendo éstas últimas las más vulnerables puesto que su capacidad de resistir este tipo de cargas es muy pobre.

- ✓ Tras los grandes avances dentro del campo de la ingeniería estructural y sísmica, se crean nuevas filosofías de diseño sismorresistente las cuales pretenden reducir en gran medida el grado de daño que un sismo le imprime a una estructura, en otras palabras lo que se busca es, disminuir su vulnerabilidad sísmica.

El segundo capítulo muestra los antecedentes relacionados a los estudios de vulnerabilidad sísmica realizados en el mundo, Colombia y en Sincelejo, además, se hace una revisión del estado del arte en lo referente a sismología, origen, componentes, magnitud e intensidad de los sismos. Las principales conclusiones de este capítulo son:

- ✓ Los estudios de vulnerabilidad sísmica representan el primer paso en la elaboración de los códigos sismorresistentes que normalizan el diseño y construcción de las estructuras con el fin de disminuir en gran parte el riesgo a fallar ante la eventualidad de un sismo, ya que se plantearon con contundencia cuando la humanidad comprendió a través de la experiencia, que los terremotos, así como las fuerzas de la naturaleza, no pueden ser controlados por el hombre.

- ✓ La sismología es una rama de la geofísica que se encarga del estudio de los terremotos y la propagación de las ondas sísmicas que se generan en el interior y la superficie de Tierra.

- ✓ Los sismos son sacudidas del terreno que se producen debido al choque de las placas tectónicas y a la liberación de energía en el curso de una reorganización brusca de materiales de la corteza terrestre al superar el estado de equilibrio mecánico.

- ✓ El origen de los sismos se encuentra en la acumulación de energía que se produce cuando los materiales del interior de la Tierra se desplazan, buscando el equilibrio, desde situaciones inestables que son consecuencia de las actividades volcánicas y tectónicas, que se producen principalmente en los bordes de la placa.

- ✓ El movimiento tectónico origina ondas teóricamente esféricas denominadas ondas sísmicas, que se propagan en todas las direcciones a partir del punto de máximo movimiento. El punto donde se origina la vibración se denomina foco o hipocentro, donde su ubicación se logra a partir del análisis de los sismogramas, registros que dejan en los sismógrafos las ondas de esfuerzo al desplazarse por la tierra.

- ✓ La intensidad de un sismo se define como la evaluación de la severidad del movimiento terrestre en una localidad determinada, o poder de destrucción. En otras palabras, es una medida relativa, que varía de una localidad a otra, y que dependerá de factores como lo es el total de energía liberada, la distancia al epicentro, las condiciones geológicas de la zona, y la calidad de la construcción.

En el capítulo 3 se tratan los aspectos relacionados al tema de vulnerabilidad y riesgo sísmico. Se presentan de igual forma la temática sobre amenaza sísmica y sismicidad, en el mundo y en Colombia, además, se habla sobre los tipos de vulnerabilidad sísmica y el desarrollo de las metodologías para su evaluación. Por

último se explica el método del espectro de capacidad o análisis *Push-Over*, siguiendo los lineamientos propuestos por el ATC – 40. Las principales conclusiones para este aparte son:

- ✓ En las últimas 8 décadas se han registrado sismos de gran envergadura que han permitido generar un esquema global de sismicidad mundial, en donde la mayor parte de la energía sísmica liberada se presenta en las costas del océano Pacífico, región que se conoce como el cinturón de fuego que es un conjunto de fronteras de placas tectónicas que lo recorren desde las costas de Asía hasta las costas de América. Lo que deja ubicada a Colombia en una de las zonas sísmicamente más activas del mundo.

- ✓ Observando la actividad sísmica mundial se puede estimar el número de temblores que ocurren anualmente. Se ha visto que por lo menos ocurren dos grandes terremotos cada año y están ocurriendo cientos de temblores de magnitud inferior a 3 que pasan desapercibidos, siendo los mayores índices de sismicidad en las zonas de Chile, Japón,Perú y Nueva Zelanda. Por esto se puede decir que, no es que el número de sismos haya aumentado, lo que ocurre es que debido al crecimiento de la población, se han poblado nuevas zonas del planeta sísmicamente activas, las cuales antiguamente estaban deshabitadas, lo cual contribuye al aumento del riesgo sísmico.

- ✓ El riesgo sísmico involucra dos aspectos que contienen gran importancia a la hora de definirlo en una zona o estructura en particular, es decir, la peligrosidad o amenaza sísmica, y la vulnerabilidad sísmica. El primer aspecto representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un lapso de tiempo específico y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno con una intensidad determinada, mientras que el segundo, se define como el grado de daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico.

- ✓ De los dos factores que conforman al riesgo sísmico, el único que se puede controlar hasta el momento es la vulnerabilidad, ya que es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo, lo cual la hace independiente de la zona en donde se encuentre construida, por lo que la gestión del riesgo sísmico está encaminada a la identificación de amenazas potenciales que permitirán plantear estrategias para reducir la vulnerabilidad de las edificaciones, como lo son trabajos de reparación y reforzamiento ante cargas sísmicas.

- ✓ En este sentido uno de los procedimientos que ha revolucionado el campo de la ingeniería estructural, para mejorar el comportamiento de las estructuras y disminuir de esta forma su vulnerabilidad ante eventos sísmicos, es el de diseño basado en desempeño, el cual consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales, de tal manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no superen ciertos estados limite, dicho mejor, plantea que las estructuras al ser sometidas a la acción de un sismo, además de no colapsar sigan siendo funcionales.

- ✓ El diseño basado en desempeño, tiene como objetivo generar sistemas estructurales que puedan ser capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, que sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce a la estructura.

- ✓ Para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras existe una gran variedad de metodologías, como lo son las técnicas directas e indirectas, cualitativas y cuantitativas, entre otras, las cuales independiente de sus procedimientos buscan conocer el grado de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones ante eventos sísmicos, apoyándose en las nuevas filosofías de diseño por desempeño.

- ✓ La metodología del espectro de capacidad o análisis *Push-over* constituye una herramienta nueva que se puede utilizar para el análisis de daños estructurales y no estructurales debido a una acción sísmica, tanto para la generación de escenarios de daños como para la rehabilitación de edificios, el cual se fundamenta en las nuevas técnicas y procedimientos del diseño basado en desempeño.

- ✓ El método del espectro de capacidad es un procedimiento estático no lineal que provee una representación gráfica de la curva de capacidad y lo compara con los espectros de respuesta que representan la demanda sísmica. Estas representaciones gráficas proveen una imagen clara de la respuesta de las edificaciones a las fuerzas sísmicas y permiten comparar la eficacia de la estrategia de rehabilitación.

- ✓ Comparando la metodología predominante en la actualidad, es decir, las basadas en los análisis lineales con las nuevas filosofías de diseño, las cuales se basan en análisis no lineales, se puede decir, que estos últimos tiene una gran ventaja debido a que tienen en cuenta directamente los efectos de la respuesta no lineal de los distintos materiales, como lo es la degradación de su rigidez, la no proporcionalidad de los esfuerzos con las deformaciones, entre otros, mientras que el análisis lineal lo señala sólo de forma aproximada, mediante el factor de reducción del espectro.

El capítulo IV Señala los aspectos más importantes en la definición del espectro de diseño, indicando formas de cómo construirlo y mostrando los diferentes tipos de espectros, es decir, los de repuesta elástica, inelástica y los de diseño. Las principales conclusiones de este capítulo son:

- ✓ El concepto de espectro, en sus distintas modalidades, es una herramienta de gran utilidad en la ingeniería sísmica, ya sea para comprender y evaluar el efecto de los terremotos sobre las construcciones como así también para estimar la demanda sísmica en el diseño de estructuras. Es por ello que resulta sumamente importante para el ingeniero estructural comprender la teoría que lo fundamenta, la metodología para su obtención, el campo de validez y la forma práctica de empleo.

- ✓ Existen diversos tipos de espectros, entre los cuales están los de respuesta elástica, los cuales representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado, y es utilizado para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras, los espectros de respuesta inelástica y los de diseño, siendo éste ultimo el utilizado para el diseño sismorresistente ya que las edificaciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características distintas.

- ✓ El espectro de diseño se basa en un análisis estadístico del espectro de respuesta para un conjunto de movimientos del suelo. El procedimiento para su obtención considera el valor promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta de varios terremotos representativos.

En el Capitulo V la temática tratada corresponde al comportamiento sísmico de los edificios de concreto armado, describiendo las principales propiedades de sus componentes que influyen dentro de este comportamiento, además se aborda la temática del sistema reticulado celulado. Las principales conclusiones para este capítulo son:

- ✓ El concreto armado es quizás el material de construcción más utilizado en el mundo gracias a sus características económicas y versátiles, sobre el cual se han realizado un gran número de investigaciones debido a sus características complejas, con el fin de entender cuál sería su comportamiento ante cargas sísmicas.

- ✓ Para que las estructuras de concreto armado presenten un buen comportamiento ante acciones sísmicas es necesario que posean cierta ductilidad. En este sentido, al no ser el concreto por si sólo un material dúctil, se hace necesario brindarle dicha característica, la cual se logra mediante el confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal, que incrementa la resistencia del concreto y le brinda gran ductilidad.

- ✓ El desempeño de las edificaciones en concreto armado frente a cargas sísmicas, depende de diversos factores, entre los cuales se destacan las propiedades mecánicas de los materiales, el tipo, disposición y detallado del acero de refuerzo longitudinal y transversal, la calidad de las conexiones viga – columna.

- ✓ En el momento en que la estructura se enfrenta a la demanda sísmica, pierde rigidez conforme ingresa al rango plástico, ya que experimenta cierto grado de daño, y por lo tanto las propiedades iníciales de sus componentes cambian.

- ✓ Entre los factores que contribuyen al fallo de los edificios se encuentran las discontinuidades de los elementos estructurales, irregularidades en planta y elevación, el mal comportamiento de las uniones viga – columna, la interacción entre las estructuras de edificaciones vecinas.

- ✓ En cuanto al sistema reticulado celulado, el uso masivo que se le dio en años atrás permitió afirmar que ante cargas verticales, en la mayoría de los casos tuvo un comportamiento eficiente, sin embargo, ante las cargas laterales, como lo son las sísmicas, el sistema presenta deficiencias de rigidez y de ductilidad en sus elementos, lo cual se ha visto reflejado luego de la ocurrencia de sismos de gran magnitud.

En el Capítulo VI se describe la metodología empleada para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras y se analizan los resultados obtenidos por la modelación realizada en los dos software estructurales empleados, es decir, el *SAP 2000 y el RCB Building.* Las principales conclusiones para este capítulo hacen referencia a la metodología empleada y a los resultados obtenidos:

- Conclusiones con relación a la metodología empleada:

  - ✓ Para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones individuales, es necesario un estudio detallado que permita conocer la susceptibilidad de la edificación de sufrir un determinado nivel de daño para un movimiento especificado, como es el caso del método del espectro de capacidad.

  - ✓ La importancia de la metodología utilizada radica en el hecho de que al ser actualizados los códigos de diseño sismorresistente existe una pronta necesidad de revisar el comportamiento de aquellas estructuras diseñadas según códigos pasados, ya que las nuevas demandas sísmicas resultan ser distintas, por lo tanto se desconoce que tan vulnerable podrían llegar a ser.

- ✓ El análisis Push-Over es un procedimiento adecuado para una evaluación de tipo cuantitativo, ya que a pesar de ser un método simplificado arroja buenos resultados que permiten estimar la respuesta máxima de la estructura y calificar el desempeño sísmico de la misma, además, está relacionado a un estado limite de daños físicos sobre la edificación, a la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes a causa de los daños y a la funcionabilidad de ésta después de un movimiento sísmico.

- ✓ Con esta metodología se puede conocer el comportamiento global de la estructura más allá de su capacidad elástica, con el fin de identificar la manera como progresa la degradación de los elementos hasta alcanzar mecanismos de colapso, y generar estrategias de solución según el panorama encontrado.

- Conclusiones con relación a los resultados obtenidos:

  - ✓ De acuerdo a lo mostrado por la modelación realizada en el software *RCB Building*, para el edificio Verónica puede decirse que al ser analizadas según los lineamientos y criterios de la actual norma sismo resistente colombiana, la NSR – 98, presenta un comportamiento deficiente, debido a que no se cumple con los requerimientos de las derivas, pues se supera por mucho la admisible, lo que revela la poca rigidez que su sistema estructural posee, más aun en la dirección que carece de vigas sísmicas, ya que al ser menos rígida propicia mayores desplazamientos, lo que la hace altamente vulnerable a la acción de un sismo en dicho sentido.

    Sin embargo, para el otro sentido, además de contar con vigas de carga, el eje fuerte de las columnas se dispone en esta misma dirección, logrando de esta forma dar una rigidez relativa a la edificación, según los resultados encontrados.

- ✓ Para los resultados obtenidos de las cuantías de diseño, se puede concluir que en algunas ocasiones superan a las reales, haciendo que en muchos casos las secciones de sus elementos estructurales resulten insuficientes, sobre todo en sus columnas. Como caso especifico, para la columna A-6 del modelo, el acero de refuerzo real por piso corresponde a un 67.6%, 26.1%, 21.16% y 46.72% del acero requerido.

- ✓ De la modelación llevada a cabo al edificio de la Gobernación de Sucre, para verificar su comportamiento frente a las fuerzas sísmicas de diseño que actualmente tienen vigencia, se puede decir, que las derivas obtenidas sobrepasan por mucho a la admisible, presentando una máxima del 5%, valor considerado altamente peligroso, pues evidencia el deficiente desempeño que su sistema estructural posee ante las cargas laterales.

- ✓ En relación a los resultados obtenidos para las cuantías de diseño, se puede decir que la máxima encontrada para la estructura corresponde al 5%, destacando que sólo un 3% de las columnas la presentan, que en relación con las cuantías requeridas para el cumplimiento de la actual Norma, el 52% de éstas solicitan una mayor cuantía, incluso algunas de ellas requieren una superior a la máxima permitida.

- ✓ En relación al análisis Push-Over, es preciso destacar que las estructuras cuando son sometidas a las acciones impuestas por los sismos, están sujetas a posibilidades de incursionar en el rango plástico. Ante este tipo de solicitaciones, la estructura se deforma disipando la energía del movimiento sísmico, es decir, parte de ésta es absorbida por la estructura a través de los mecanismos de disipación elásticos, como el amortiguamiento viscoso, pero otra parte es absorbida por los mecanismos de disipación de energía plástica, que es la responsable de los daños estructurales.

- ✓ En este sentido, según los resultados obtenidos en el análisis Push-Over, para los pórticos analizados del edificio Verónica, se puede decir que la estructura ante las cargas impuestas por el sismo de servicio, los daños estructurales son limitados y no se impide su funcionabilidad, por lo que presenta un comportamiento operacional.
- ✓ Para el sismo de diseño, la edificación en el sentido Y presenta un nivel de desempeño asociado a ocupación inmediata, por lo que los diferentes espacios de la estructura pueden seguir siendo utilizados después del sismo. No obstante, para el sentido X, la edificación presenta en algunos de sus elementos el nivel asociado a seguridad de vidas.
- ✓ En relación al comportamiento presentado para el sismo severo, se aprecia un deficiente comportamiento de la edificación, el cual se ve reflejado en el gran daño que se presenta en algunas vigas y viguetas, es decir, éstas superan la estabilidad de la estructura.
- ✓ El escenario encontrado para el edificio de la Gobernación de Sucre, para el sismo de servicio, indica un comportamiento operacional, pues los daños presentados no impiden su normal funcionabilidad.
- ✓ En cuanto a las cargas impuestas por el sismo de diseño, el comportamiento presentado en el sentido Y de la edificación, los daños son limitados, por lo que puede ser ocupado inmediatamente, sin embargo se alcanzan para unas viguetas el nivel asociado a seguridad de vidas, mientras que para el sentido X, aun se encuentra en términos generales operacional.
- ✓ Para el sismo severo, se evidencia una alta vulnerabilidad sísmica puesto que muchos de sus elementos entran en una fase de peligro de colapso.

7.2 RECOMENDACIONES:

Las recomendaciones relacionadas con esta investigación apuntan hacia la concientización no sólo de los entes encargados de la prevención y atención de desastres, sino también de los que de una u otra forma están relacionados con el adelanto de proyectos a fines, como es el caso de la Universidad de Sucre, además, va dirigido hacia el desarrollo de nuevos estudios cuyo punto de partida sea el escenario presentado, con el fin de analizar posibles estrategias de reforzamiento de estas edificaciones.

En este sentido se recomienda lo siguiente:

- ✓ Que las entidades gubernamentales, en especial la Gobernación de Sucre, le brinden la importancia y el apoyo que se merece este tipo de temática, ya que cuando se habla de vulnerabilidad sísmica de las estructuras se avanza hacia la reducción del riesgo al cual está propensa la ciudad de Sincelejo.

- ✓ Que la Universidad de Sucre, específicamente el departamento de Ingeniería Civil, brinde la máxima colaboración posible para la ejecución de proyectos de investigación que vayan de la mano con el desarrollo de aspectos fundamentales dentro de la ciudad como lo es el tema de riesgo sísmico.

- ✓ Que se adelanten nuevas investigaciones enfocadas hacia el planteamiento de estrategias o alternativas de solución a la problemática encontrada, en lo que tiene que ver con los procesos de rehabilitación y reforzamiento a fin de cumplir los requerimientos propuestos por la norma sismorresistente colombiana.

REFERENCIAS

- **VERGARA GARAY, C.** Tesis de maestría Vulnerabilidad sísmica de la zona nororiental de la ciudad de Sincelejo. Universidad del Norte. Barranquilla 2007.
- **CABALLERO GUERRERO, A.** Tesis de maestría, Determinación de la vulnerabilidad sísmica por medio del método del índice de vulnerabilidad en las estructuras ubicadas en el centro histórico de la ciudad de Sincelejo, utilizando la tecnología del sistema de información geográfica.
- **BONETT, R.** Tesis Doctoral Vulnerabilidad y riesgo Sísmico de edificios. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. 2003.
- **MULET RODRIGUEZ, E.** Conceptos de hormigón Armado. Curso Hormigón I. Universidad de Sucre. 2008
- **MORENO GONZALES, R.** Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal. Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. 2006.
- **GALLEGO, M.** Articulo Diseño por desempeño en Colombia. Universidad de los Andes. 2006
- **VIERA,L.** Tesis de Maestría: Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado.Ambato.2004
- **SAFINA, S.** Tesis Doctoral: Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Universidad Politécnica de Cataluña Barcelona.2002.

- **TERAN G, ESPINOSA J.** Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del distrito federal: la resistencia lateral de diseño
- **VILLAFALE, E; CRISAFULLE, F.** Espectro de respuesta y diseño. Guía de estudio Universidad Nacional de Cuyo. 2002
- **GONZALES, B; LORENZO, M.** Análisis del efecto Bauschinger en aceros de alta resistencia. universidad de salamanca. 2009
- **YEPEZ, F**. Modelos de evaluación del comportamiento sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado. Monografías de Ingeniería Sísmica CIMNE IS-19. España. 1996.
- **REGALADO, F.** Los forjados reticulares. CYPE Ingenieros. España. 2003.
- **VERGARA GARAY, C; CABALLERO GUERRERO, A; MOLINARES AMAYA, N.** Vulnerabilidad sísmica de un edificio aporticado de hormigón armado utilizando la metodología del espectro de capacidad. 2007
- **HERNADEZ AVILA, R; FLOREZ RAMOS, H.** Zonificación preliminar de los suelos del casco urbano del municipio de Sincelejo. Universidad de Sucre 2008.
- **SARRIA MOLINA, A.** Ingeniería Sísmica. Universidad de los Andes. Bogotá 1990.
- **AIJ**. Architectural Institute of Japan. 1998; **SARRIA MOLINA, A**. Ingeniería Sísmica. Universidad de los Andes. Bogotá 1990.
- **JARAMILLO MONTES, P; TRUJILLO BADILLO, R.** Propuesta Metodológica para evaluar la vulnerabilidad sísmica de viviendas de uno y dos pisos construidas en mampostería confinada según los requisitos de la NSR-98, Capítulo E. Santiago de Cali, 1999.

- **AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica).** Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84. Ley 11 de 1983. Santafé de Bogotá: GOBIERNO NACIONAL, 1984.
- **Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98.** Ley 400 de 1997. Santafé de Bogotá: GOBIERNO NACIONAL, 1998.
- **CARRILLO, J.** influencia de mampostería no reforzada en el comportamiento inelásticos de pórticos de concreto. 2006
- **PARK y PAULAY.** Diseño de estructuras de hormigón armado. Limusa. 1983.