



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Título del proyecto:

“MÉTODO APROXIMADO UNIFICADO DE EVALUACIÓN
ESTRUCTURAL PARA EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO
REFORZADO DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA, PROVINCIA DE
CHIMBORAZO”

Autor:

VALLEJO CAMPOS ROBERTO DAVID

Director:

M.Sc. Ing. DIEGO BARAHONA

Riobamba – Ecuador

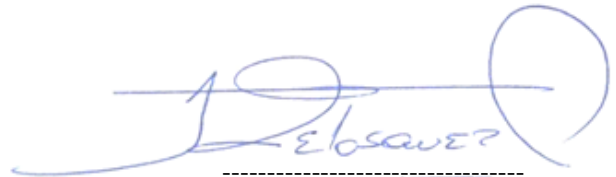
2016

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: “MÉTODO APROXIMADO UNIFICADO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PARA EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA, PROVINCIA DE CHIMBORAZO” presentado por: Roberto David Vallejo Campos y dirigida por: M.Sc. Ing. Diego Barahona.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

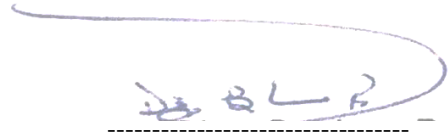
Para constancia de lo expuesto firman:

Ing. Víctor Velázquez
Presidente del Tribunal



Firma

M.Sc. Ing. Diego Barahona
Director del Proyecto



Firma

Ing. Alexis Martínez
Miembro del Tribunal



Firma

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, corresponde exclusivamente a: Roberto David Vallejo Campos y M.Sc. Ing. Diego Barahona; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo”.

Roberto David Vallejo Campos.



Firma

C.I. 060379159-1

AGRADECIMIENTO

Agradezco al M.Sc. Ing. Diego Barahona en calidad de Director del Instituto de Ciencia, Innovación, Tecnología y Saberes (ICITS), de la Universidad Nacional de Chimborazo (UNACH), por la apertura y asesoramiento brindado para la consecución del presente proyecto.

DEDICATORIA

Agradezco primeramente a Dios por permitirme llegar a culminar este gran paso en mi vida y a mis padres Roberto y Rosita por siempre respaldarme y ser mi apoyo incondicional, al igual que mi hermana Geovanna y sobrina Geovita por siempre estar a mi lado y alentarme a ser mejor persona y un buen profesional. Gracias los amo infinitamente.

Roberto David Vallejo Campos

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	i
ÍNDICE DE GRÁFICOS	v
ÍNDICE DE TABLAS	vii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	2
1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	2
1.1 Vulnerabilidad Estructural	2
1.2 Vulnerabilidad Física de Edificaciones	2
1.3 Evaluación del Riesgo Sísmico a nivel Nacional, Regional y Urbano	3
1.3.1 Evaluación de la estabilidad y desempeño sísmico de Edificio	4
1.3.1.1. Niveles y rangos de desempeño estructurales	4
1.3.1.2. Niveles de desempeño no estructurales	5
1.3.1.3. Niveles de desempeño de edificios	7
1.4. Riesgo sísmico	9
1.4.1. Sismicidad histórica de la ciudad de Riobamba	9
1.4.2. Sismicidad actual de la ciudad de Riobamba	12
1.5. Inspección y evaluación visual Rápida de Estructuras	12
1.6. Métodos de Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica	12
1.6.1. Método para la Determinación de la Vulnerabilidad Estructural de Edificaciones (Método Japonés, HIROSAWA)	13
1.6.1.1. Resistencia Provista por el edificio (I_s)	14
1.6.1.1.1. Índice Sísmico Básico de Comportamiento estructural (E_o)	14
1.6.1.1.2. Índice de Configuración Estructural (S_D)	17
1.6.1.1.2.1. Regularidad	18
La regularidad en planta podemos definirla en tres categorías:	18
1.6.1.1.2.2. Relación Largo – Ancho	19
Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta	19
En las plantas tipo L, T, U u otras se considera el lado mayor como 2*1, para l indicado en la figura	19
1.6.1.1.2.3. Contracción en Planta	19
1.6.1.1.2.4. Subterráneo	20
1.6.1.1.2.5. Junta de Dilatación	20
1.6.1.1.2.6. Uniformidad de Altura / Piso	20

1.6.1.1.3.	Índice de deterioro de la edificación (T).	20
1.6.1.2.	Resistencia demandada en la Zona (I_{SO})	22
1.6.1.2.1.	Factor de Zona Sísmica (Z)	22
1.6.1.2.2.	Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas (G)	24
1.6.1.2.3.	Factor de Importancia del Edificio (I)	24
CAPÍTULO II		25
2.	METODOLOGÍA	25
2.1.	Tipo de estudio	25
2.2.	Población y muestra	25
2.2.1.	Cálculo total de viviendas a analizar	26
2.3.	Operacionalización de variables	27
2.4.	Procedimientos	28
2.4.1.	Recolección y procesamiento de información de las viviendas a analizar	28
2.4.2.	Modelación de las edificaciones mediante un análisis estático no lineal para evaluar el comportamiento estructural de la muestra en análisis	28
2.4.3.	Desarrollo de un método unificado de evaluación estructural para la obtención de una calificación de vulnerabilidad sísmica	29
2.5.	Procesamiento y análisis	29
2.5.1.	Recolección y procesamiento de información de las viviendas a analizar	30
2.5.2.	Modelación de las edificaciones mediante un análisis estático no lineal para evaluar el comportamiento estructural de la muestra en análisis	30
2.5.2.1.	Evaluación de una vivienda de hormigón armado de 3 Pisos en la Ciudad de Riobamba parte de la muestra en análisis	30
2.5.2.2.	Consideraciones geométricas	31
2.5.2.3.	Elementos estructurales de los pórticos a analizar	31
2.5.2.4.	Determinación de cargas aplicadas en el pórtico	33
2.5.2.5.	Definición del modelo matemático de la edificación	34
2.5.2.5.1.	Definición del material a utilizar	35
2.5.2.5.2.	Masa por unidad de volumen	35
2.5.2.6.	Definición de los elementos estructurales	37
2.5.2.6.1.1.	Definición de columnas	37
2.5.2.6.1.2.	Definición de vigas	38
2.5.2.6.2.	Creación de casos de cargas a aplicarse	39
2.5.2.7.	Combinación de los casos de cargas	42

2.5.2.8.	Distribución de la carga lateral (Cortante Basal) . ¡Error! Marcador no definido.	
2.5.2.9.	Definición de los casos de carga según FEMA 356	43
2.5.2.9.1.	Creación del caso de carga gravitacional no lineal	43
2.5.2.9.2.	Creación del caso Pushover	46
2.5.2.10.	Asignación de Rótulas Plásticas.	48
2.5.2.11.	Asignación automática de rótulas plásticas en vigas.	49
2.5.2.12.	Asignación automática de rótulas plásticas en columnas.	50
2.5.2.13.	Resultados del análisis	52
2.5.2.13.1.	Aparición de las rótulas plásticas paso a paso.	52
2.5.2.14.	Curva de capacidad.....	54
2.5.2.14.1.	Cálculo de la ductilidad característica.....	55
2.5.2.15.	Clasificación por ductilidad	55
2.5.3.	Desarrollo del método unificado de evaluación estructural para la obtención de una calificación de vulnerabilidad sísmica.	56
2.5.3.1.	Determinación de la resistencia provista por el edificio.	56
2.5.3.1.1.	Cálculo del índice sísmico básico de comportamiento estructural. 56	
2.5.3.1.2.	Cálculo del índice de configuración estructural.....	59
2.5.3.1.3.	Cálculo del índice de deterioro de la edificación.	60
2.5.3.2.	Determinación de la resistencia demandada en la zona (Iso).	62
CAPÍTULO III		63
3. RESULTADOS.....		63
3.1. Resultados modelación de las edificaciones mediante un análisis estático no lineal para evaluar el comportamiento estructural de la muestra en análisis		63
3.2. Resultados de vulnerabilidad de las edificaciones mediante el método unificado de evaluación estructural, método italiano y método de la SGNR....		74
3.2.1. Índices de vulnerabilidad obtenidos con las distintas metodologías aplicadas:		75
CAPÍTULO IV		78
4. DISCUSIÓN		78
CAPÍTULO V		79
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		79
5.1. Conclusiones		79
5.2. Recomendaciones		80
CAPÍTULO VI		81
6. PROPUESTA.....		81

6.1.	Título de la propuesta.....	81
6.2.	Introducción.....	81
6.3.	Objetivos	82
6.3.1.	Objetivo General	82
6.3.2.	Objetivos Específicos	82
6.4.	Descripción de la propuesta.	82
6.4.1.	Flujograma de la Metodología.	83
6.4.2.	Arquitectura de la Programación.	84
6.4.2.1.	Arquitectura por capas.	84
6.4.2.1.1.	Capa de Presentación.	85
6.4.2.1.2.	Capa de reglas de negocio.	85
6.4.2.1.3.	Capa de Datos.	86
6.4.3.	Lenguaje de Programación Java Script	86
6.4.3.1.	Netbeans 8.1 (Java EE).....	87
6.4.3.2.	Java SE Development Kit 8u74.....	87
6.4.3.3.	PostgreSQL.....	87
6.4.4.	Ambiente de trabajo.	88
6.4.5.	Pantalla de inicio e información del programa.	89
6.4.6.	Menús y submenús del programa.....	89
6.4.7.	Catálogos de datos y tablas.....	90
6.4.8.	Ingreso de Datos informativos de la edificación.....	90
6.4.9.	Ingreso de Datos estructurales de la edificación.....	91
6.4.10.	Procesamiento de la información y resultados.	95
6.5.	Diseño Organizacional.	95
6.6.	Monitoreo y evaluación de la propuesta.	96
7.	BIBLIOGRAFÍA	97
8.	APÉNDICES Y ANEXOS	99

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 1. Mapa de Terremotos con intensidades VI y VII 1641-1890	11
Figura 2. Mapa de Terremotos con intensidades superiores a VIII 1541-1998	11
Figura 3. Condiciones de Regularidad	19
Figura 4. Relación Largo – Ancho	19
Figura 5. Contracción en planta.....	20
Figura 6. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	23
Figura 7. Pórtico considerado para el análisis.	31
Figura 8. Vigas y Columnas asignadas al Pórtico para el análisis en el plano.....	32
Figura 9. Determinación de cargas.	33
Figura 10. Área Cooperante considerada para el modelo en el plano.	33
Figura 11. Ingreso de las distancias de ejes y alturas de entrepiso.....	34
Figura 12. Cálculo del Peso y Masa específico para la viga.	36
Figura 13. Ingreso de las propiedades del Material.	36
Figura 14. Definición de las secciones geométrica de columna.....	37
Figura 15. Ingreso del acero longitudinal y confinamiento en la columna.....	37
Figura 16. Definición de las secciones de la viga.....	38
Figura 17. Ingreso del acero superior e inferior en la viga.	38
Figura 18. Ingreso de la carga viva.....	39
Figura 19. Pórtico con la carga viva asignada.	40
Figura 20. Casos de cargas ingresados.....	40
Figura 21. Ingreso del coeficiente del cortante basal.....	42
Figura 22. Combinación de cargas según INEN CPE 5:2001 y creación de la envolvente.	42
Figura 24. Creación de la carga gravitacional no lineal (CGNL).....	43
Figura 25. Ingreso de la junta a monitorearse.	44
Figura 26. Guardar únicamente el estado final.....	45
Figura 27. Parámetros no lineales (tolerancias, iteraciones, etc.).....	45
Figura 28. Creación del caso de carga Pushover (PUSH).....	46
Figura 29. Ingreso del desplazamiento a monitorear en la junta del último piso. .	47
Figura 30. Selección de múltiples estados del análisis pushover.	47
Figura 31. Parámetros por defecto.....	48
Figura 32. Casos de cargas definidos para el análisis lineal y no lineal.	48
Figura 33. Distancia relativa en porcentajes donde se formaran las rótulas plásticas.	48
Figura 34. Selección de las vigas para asignar las rótulas plásticas.	49
Figura 35. Para ingresar las rótulas: menú Assig/Frame/Hinges.....	49
Figura 36. Asignación de las rótulas plásticas a 10 y 90% de la longitud de la viga.	50
Figura 37. Selección de las columnas para asignar las rótulas plásticas.....	50
Figura 38. Asignación de las rótulas plásticas a 10 y 90% de la longitud de la columna.	51
Figura 39. Rótulas Plásticas asignadas a vigas y columnas.	51
Figura 40. Herramienta para ejecutar el modelo.	51
Figura 41. Casos de cargas a ejecutarse.....	52

Figura 42. Rótulas plásticas en el paso 2. (Las vigas están en el nivel de Cedencia: Color Lila)	52
Figura 43. Rótulas plásticas en el paso 7. (Algunas vigas pasan al Nivel de Ocupación inmediata: Color azul, mientras que las columnas en su base están en cedencia).....	53
Figura 44. Rótulas plásticas en el paso 11. (Las vigas del vano más desfavorable empiezan a desarrollar su Capacidad Última: Color Amarillo, mientras que los otros vanos están en el nivel de seguridad de vida: color Celeste).....	53
Figura 45. Rótulas plásticas en el paso 21. (Al alcanzar el desplazamiento indicado en el nudo de referencia, todas las vigas y columnas desarrollan su Capacidad Última: Color Amarillo.)	53
Figura 46. Puntos de cedencia y última en la curva de capacidad.....	54
Figura 47. Cálculo índice sísmico básico de comportamiento estructural.....	56
Figura 48. Ingreso de Datos para el Cálculo de índice sísmico básico de comportamiento estructural.	58
Figura 49. Cálculo de índice sísmico básico de comportamiento estructural.	58
Figura 50. Cálculo índice de resistencia de columnas.	59
Figura 51. Cálculo índice de configuración estructural.	60
Figura 52. Índice de deterioro para el tipo de daño estructural.	60
Figura 52. Cálculo índice de deterioro.....	61
Figura 53. Cálculo índice de deterioro.....	62
Figura 54. Despliegue de resultados de la edificación.....	62
Figura 55. Porcentaje de pórticos 1 con ductilidad baja, media, alta.	64
Figura 56. Porcentaje de pórticos 2 con ductilidad baja, media, alta.	65
Figura 57. Porcentaje de pórticos 3 con ductilidad baja, media, alta.	66
Figura 58. Porcentaje de pórticos 4 con ductilidad baja, media, alta.	67
Figura 59. Porcentaje de pórticos 5 con ductilidad baja, media, alta.	68
Figura 60. Porcentaje de pórticos 6 con ductilidad baja, media, alta.	69
Figura 61. Porcentaje de pórticos 7 con ductilidad baja, media, alta.	70
Figura 62. Porcentajes de vulnerabilidad conseguidos con el método Italiano.....	76
Figura 63. Porcentajes de vulnerabilidad conseguidos con el método de la SGNR.	76
Figura 64. Porcentajes de vulnerabilidad conseguidos con el método Unificado.	77
Figura 65. Índice de ductilidad obtenido mediante la modelación PUSHOVER..	77
Figura 67. Arquitectura del Software.....	84
Figura 68. Ambiente de Trabajo software NetBens.	88
Figura 69. Pantalla de Inicio del Programa e Información general	89
Figura 70. Menús del Programa.	89
Figura 71. Opción de Catálogos del programa.	90
Figura 72. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos informativos del propietario	91
Figura 73. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos de la edificación.	92
Figura 74. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos de configuración en planta.	92
Figura 75. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos de Índice de Deterioro.....	93

Figura 76. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos de Resistencia Demandada.	94
Figura 77. Resultados Finales del programa después de su ejecución.	95
Figura 78. Resultados Finales del programa después de su ejecución.	95

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Efectos causados por los terremotos con intensidad VIII o superior.	10
Tabla 2. Valores del Coeficiente α_i	15
Tabla 3. Items y valores de q_i	18
Tabla 4. Valores de deterioro T1 por deformación permanente.....	21
Tabla 5. Valores de deterioro T2 en muros o columnas	21
Tabla 6. Valores de deterioro T3 por incendios	21
Tabla 7. Valores de deterioro T4 por uso de la edificación	21
Tabla 8. Valores de deterioro T5 por daño estructural	22
Tabla 9. Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	23
Tabla 10. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	24
Tabla 11. Elementos Columna y Viga del caso de estudio	32
Tabla 12. Factores considerados para el cálculo del cortante basal de diseño.	41
Tabla 13. Características de pórtico y cálculo de la ductilidad.	55
Tabla 14. Clasificación de ductilidad.....	55
Tabla 15. Ductilidades de los pórticos del modelo 1.....	64
Tabla 16. Ductilidades de los pórticos del modelo 2.....	65
Tabla 17. Ductilidades de los pórticos del modelo 3.....	66
Tabla 18. Ductilidades de los pórticos del modelo 4.....	67
Tabla 19. Ductilidades de los pórticos del modelo 5.....	68
Tabla 20. Ductilidades de los pórticos del modelo 6.....	69
Tabla 21. Ductilidades de los pórticos del modelo 7.....	70
Tabla 22. Ductilidades de los pórticos del modelo 8.....	71
Tabla 23. Ductilidades de los pórticos del modelo 9.....	71
Tabla 24. Ductilidades de los pórticos del modelo 10.....	72
Tabla 25. Ductilidades de los pórticos del modelo 11.....	72
Tabla 26. Ductilidades de los pórticos del modelo 12.....	73
Tabla 27. Datos de vulnerabilidad de las 90 viviendas analizadas por los diferentes métodos de evaluación.	75

RESUMEN

El presente trabajo está enfocado en la determinación de la vulnerabilidad estructural de viviendas de hormigón armado mediante la aplicación del Método aproximado unificado de evaluación estructural y de un Análisis Estático No Lineal “Pushover” que nos presenta el ATC-40 y FEMA-356 para validar dicha metodología, utilizado conjuntamente con la demanda sísmica establecida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), para así obtener y evaluar el nivel de daño producido en la edificación y obtener un índice de vulnerabilidad que tendría la edificación frente a un evento sísmico.

Otro objetivo es el de presentar una metodología factible que utilice al Análisis Estático No Lineal “Pushover”, en conjunto con el método unificado de evaluación estructural, como una herramienta que permita conocer las zonas “*débiles*” de una estructura, lo que conllevará a que se tomen las medidas correctivas del caso para que la vivienda no llegue a fallar o colapsar ante un evento sísmico.

Para alcanzar este propósito se evalúa una muestra de 90 edificaciones de hormigón armado de la ciudad de Riobamba, las mismas que mediante un demo del programa estructural SAP 2000 v14 son modeladas con el fin de conocer la capacidad de ductilidad y evaluadas con la aplicación del software MUESS para obtener el índice de vulnerabilidad y conocer si su comportamiento será seguro o incierto frente a un evento sísmico.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CENTRO DE IDIOMAS



Lic. Geovanny Armas

10 de Marzo del 2016

SUMMARY

This work is focused on determining the structural vulnerability of reinforced concrete buildings from Riobamba city, by applying the approximate method unified of structural evaluation and a Static Nonlinear Analysis "Pushover" that presents the ATC-40 and FEMA-356 to validate this methodology, used in conjunction with the seismic demand, established by the Ecuadorian Construction Code (NEC-11), to get and assess the level of damage of the building and get a vulnerability index that the building may have in front of an seismic event.

Another objective is to present a feasible methodology using the Nonlinear Static Analysis "Pushover", in conjunction with the approximate method unified of structural evaluation, as a tool that allows us to identify the "weak" areas of a structure, which will lead us to take the appropriate corrective action before a seismic event cause serious damage in the building.

To achieve this purpose a sample of 90 buildings of reinforced concrete of the city of Riobamba were evaluated, using a structural program like SAP 2000 v14 to modeling the buildings to determine the capacity of ductility and finally evaluate with the software application MUESS to get the index of vulnerability and see if their behavior will be safe or uncertain against a seismic event.

CENTRO DE IDIOMAS



COORDINACION

INTRODUCCIÓN

El Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica, en los últimos 460 años han provocado la destrucción de ciudades enteras como Riobamba en 1797 o Ibarra en 1868 y la muerte de más de 60.000 personas por causa de terremotos, nuestra ciudad específicamente se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico zona IV, según el mapa de zonificación sísmica del NEC-11. Es por esto que a través de la historia los ingenieros han tratado de entender el comportamiento de las estructuras ante los efectos sísmicos (Garzón 2012).

La necesidad de realizar el presente estudio se debe a que en la ciudad de Riobamba y en especial los barrios urbano marginales se han edificado construcciones sin control de calidad, sin estudios y diseños, etc., los cuales son exigidos por el GAD Municipal de Riobamba; el que es encargado de regular, aprobar, y supervisar tanto las normativas como documentos técnicos que permitan el normal desenvolvimiento y la seguridad de las diversas edificaciones existentes que se llevan a cabo en la ciudad de Riobamba.

Actualmente existe poco o nulo control municipal al momento de la construcción de la edificaciones en la ciudad, en especial en varios periféricos, por lo que se desconoce la realidad de las estructuras y como están edificadas, debido a eso siempre hay una duda que tan confiables pueden ser ante la presencia de un evento sísmico, sabiendo que la zona en estudio y en general toda la ciudad de Riobamba y el país, se encuentra en un sitio de alto riesgo sísmico, por lo que por medio de la presente investigación se espera obtener un método de evaluación estructural unificado que nos permita estimar la vulnerabilidad de las edificaciones y de acuerdo a esto plantear una solución factible e intervenir si es necesario las estructuras que resulten vulnerables.

CAPÍTULO I

1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

1.1 Vulnerabilidad Estructural

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

Puede decirse de manera general que el alejamiento de formas y esquemas estructurales simples es castigado fuertemente por los sismos. De cualquier forma, dada la naturaleza errática de los sismos, así como la posibilidad de que se exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso.

No obstante, es importante destacar que el solo hecho de diseñar de acuerdo con un código no siempre salvaguarda contra el daño producido por terremotos severos. Los códigos sísmicos establecen requisitos mínimos para proteger la vida de los ocupantes, requisitos que muchas veces no son suficientes para garantizar el funcionamiento de la estructura después del sismo.

1.2 Vulnerabilidad Física de Edificaciones

Debido a la incidencia de sismos en Ecuador y de manera especial en la zona centro, surge la necesidad de conocer la vulnerabilidad estructural de los elementos expuestos en las áreas Urbano marginales de la ciudad de Riobamba, con el propósito de obtener una caracterización y diagnóstico del material de construcción, número de pisos, tipo de edificación, así como el grado de afectación de las estructuras de las viviendas, ante la posibilidad de un sismo local.

Se puede definir como el grado de susceptibilidad de una o un grupo de edificaciones: a sufrir daños parciales o totales, representados en bienes materiales y en vidas humanas, que pueden ocasionar la pérdida de funcionalidad, por la ocurrencia de movimientos sísmicos de una intensidad y magnitud dada, en un periodo de tiempo y en un sitio determinado.

La vulnerabilidad sísmica estructural, es una característica exclusiva de las construcciones, que no solo depende del sistema estructural, sino también de los elementos no estructurales y de otros factores: edad, material, calidad de construcción, especificación de cálculo y diseño (sismo-resistentes), la proximidad de otras construcciones, etc.

1.3 Evaluación del Riesgo Sísmico a nivel Nacional, Regional y Urbano

Según la norma ecuatoriana de construcción el análisis de vulnerabilidad se realiza a través de funciones de vulnerabilidad o fragilidad, que relacionan probabilísticamente una medida de intensidad sísmica con una medida de daño en la edificación. En muchos casos las funciones de vulnerabilidad también incorporan las consecuencias del daño en términos de pérdidas humanas y materiales.

Cuando la vulnerabilidad se estudia a nivel regional o urbano, las funciones de vulnerabilidad o matrices de vulnerabilidad (funciones discretas) se desarrollan para cada tipología estructural en base a:

- Observaciones de daños ocurridos en terremotos pasados,
- Criterio de expertos,
- Simulación de los efectos de terremotos sobre modelos estocásticos representativos de la tipología estructural, o una combinación de las anteriores

1.3.1 Evaluación de la estabilidad y desempeño sísmico de Edificio.

El objetivo de la evaluación de la estabilidad y desempeño sísmico del edificio es determinar el nivel de desempeño sísmico de la estructura, incluyendo la verificación de si el edificio puede permanecer estable durante y luego de ocurrido un sismo. Un grupo de edificios deberá considerarse estable si cada uno de los edificios del grupo se considera estable. El nivel de evaluación de desempeño y estabilidad del edificio deberá ser el mismo que el usado para la evaluación de la vulnerabilidad y pérdidas en el edificio, si es que este análisis es requerido por el usuario.

1.3.1.1. Niveles y rangos de desempeño estructurales.

Los niveles de desempeño son:

1) Nivel de Ocupación Inmediata (I-O)

Luego de haber ocurrido un evento sísmico, el daño en la estructura es mínimo, esta estructura puede ser ocupada inmediatamente con reparaciones mínimas que no son prioritarias.

2) Nivel de Seguridad Vida (L-S)

Significa que la estructura ha sufrido daño significativo, pero no colapsará debido a que los elementos estructurales conservan una parte importante de su capacidad resistente; la estructura puede funcionar luego de unas reparaciones, pero se debe analizar qué tan conveniente es esto económicamente.

3) Nivel de Prevención de Colapso (C-P)

Se ha producido un daño sustancial a la estructura, la estructura ha perdido en gran parte su resistencia y rigidez, se han producido grandes deformaciones permanentes. La estructura ha sufrido mucho daño por lo cual puede sucumbir si es que sucede una réplica de la excitación sísmica, este nivel no es técnicamente reparable, y se recomienda derrocar.

Los Rangos de Desempeño, son los siguientes:

1) Rango de Desempeño para el Control de Daños (S-2)

En este rango se espera un daño menor que para el Nivel de Seguridad de Vida (S-3), pero a la vez mayor que aquel esperado para el Nivel de Ocupación Inmediata (S-1), este se utiliza cuando el Nivel de Ocupación Inmediata es muy costosa.

2) Rango de Desempeño de Seguridad Limitada (S-4)

Es un estado entre el Nivel de Seguridad de Vida (S-3) y Prevención de Colapso (S-5).

3) Desempeño Estructural No Considerado (S-6)

Este ocurre cuando se dirigen los esfuerzos a controlar la vulnerabilidad no estructural como por ejemplo parapetos tonificantes o anclajes de contenedores de materiales arriesgados, sin tomar en cuenta el desempeño de la estructura.

1.3.1.2. Niveles de desempeño no estructurales

En este análisis se encuentran los componentes arquitectónicos como divisiones, revestimientos interiores, exteriores y techos, además de los componentes mecánicos, eléctricos, de agua potable, alcantarillado e incendios.

Los niveles de desempeño no estructurales son los siguientes:

1) Nivel de desempeño operacional (N-A)

Todas las instalaciones adicionales como son la iluminación, sistemas de computación, agua potable y todas las demás están en condiciones aptas para el correcto funcionamiento del edificio, pero para lograr este se debe tener en cuenta el anclaje de los elementos no estructurales para conseguir una daño mínimo y muy poca limpieza para el uso de la estructura.

2) Nivel de Ocupación Inmediato (N-B)

Luego del evento sísmico el edificio es estructuralmente seguro, pero no puede ser usado normalmente ya que se debe realizar una limpieza e inspección de las instalaciones, la estructura es capaz de seguir operando pero las instalaciones pueden presentar problemas como daño en equipo muy sensible.

3) Nivel de Seguridad de Vida (N-C)

El daño post terremoto es extenso y costoso en los componentes no estructurales, puede existir daños contra la vida en el terremoto por la falla de los componentes no estructurales, pero en general la amenaza a la vida es muy baja, la rehabilitación de estos componentes exigirá un gran esfuerzo.

4) Nivel de Riesgo Reducidos (N-D)

Daño considerable ha ocurrido a los componentes no estructurales, pero los muebles o artefactos grandes y pesados que pueden ocasionar riesgo para los habitantes son anclados para evitar que estos lesionen a la gente, pero se espera que las personas sean heridas por la caída de escombros tanto dentro como fuera de la estructura.

5) Desempeño No Estructural No Considerado (N-E)

A veces se puede tomar la decisión de rehabilitar la estructura sin dirigirse a las vulnerabilidades de los componentes no estructurales, esto se puede realizar cuando no se va a interrumpir las operaciones del edificio.

1.3.1.3.Niveles de desempeño de edificios

Los niveles de desempeño de edificios se obtienen combinando los niveles de Desempeño Estructurales y No Estructurales.

1) Nivel Operacional (1-A)

Esta es una combinación entre el Nivel de Ocupación Inmediato y el Nivel Operacional No Estructural, en el cual se espera un daño nulo o un mínimo daño a los componentes tanto estructurales como no estructurales. Es decir el edificio podrá trabajar inmediatamente luego de ocurrido el evento sísmico pero existirá una pequeña posibilidad de que las instalaciones adicionales no trabajen al cien por ciento.

2) Nivel de Ocupación Intermedia (1-B)

Es una combinación de los Niveles de Ocupación Intermedios Estructurales y No Estructurales, en este nivel se espera que el edificio tenga un daño mínimo o ningún daño a los componentes estructurales y un daño mínimo a los componentes no estructurales. Es decir que el edificio se puede ocupar pero las instalaciones eléctricas, agua potable y demás no funcionarán por lo que se deberá realizar algún tipo de reparación para que el edificio funcione en óptimas condiciones.

3) Nivel de Seguridad de Vida (3-C)

Es una combinación de los Niveles de Seguridad de Vida Estructural y No Estructurales, en este nivel de desempeño se espera que la estructura tenga un daño considerable a componentes estructurales y no estructurales, razón por la cual es necesaria una reparación de las instalaciones antes de la ocupación.

4) Nivel de Prevención del Colapso (5-E)

En este nivel no se considera la vulnerabilidad de los componentes no estructurales, con excepción de los parapetos y apéndices pesados, los edificios que están en este nivel la estructura ya ha sufrido grandes daños pero no se derrumba lo cual permite que se puedan salvar muchas vidas, pero la estructura no es posible repararla.

Para iniciar el diseño por desempeño de una estructura, se deben considerar parámetros iniciales que comúnmente no se toman en cuenta para otros procedimientos de diseño, esto garantiza un análisis completo a nivel estructural en base al servicio que brindan las estructuras, y la importancia de las mismas, es por esto que se deben tomar en cuenta los siguientes parámetros:

- ✓ Selección de Objetivos de desempeño.
- ✓ Determinación de la conveniencia del Sitio.
- ✓ Diseño Conceptual. (Arquitectónico).
- ✓ Diseño Preliminar (Estructural).
- ✓ Diseño Final (Consideraciones Estructurales sismoresistentes)
- ✓ Chequeo de Aceptabilidad durante el Diseño.
- ✓ Revisión del Diseño.
- ✓ Control de Calidad durante la construcción.
- ✓ Mantenimiento Durante la Vida de la Estructura.

1.4. Riesgo sísmico

Un sismo es la liberación súbita, abrupta o repentina de energía, producto de la interacción dinámica entre las distintas placas tectónicas que conforman la Tierra o de la energía de deformación que se ha venido acumulando lentamente a lo largo de una falla, una superficie o una zona de fracturación en la corteza terrestre. Esta liberación produce varios efectos sobre el terreno (roca o suelo blando), el cual se deforma de distintas maneras dependiendo básicamente de las características físicas y dinámicas tales como su estratigrafía, la frecuencia natural de vibración, el amortiguamiento y el módulo de rigidez, entre otros. (Farzad N, 2000).

Los daños sufridos por las estructuras como consecuencia de un sismo, son solamente la culminación de un complicado proceso que se inicia en el mismo momento que el movimiento sísmico. Sin embargo, la espectacularidad de los daños y de los efectos inmediatos, como el pánico de la población, concentra la atención en dichos aspectos y relega a un plano secundario la importancia de las diversas etapas del proceso en sí.

Para la realización de estos estudios de riesgos frente a sismos, se debe estimar la peligrosidad sísmica y la vulnerabilidad, y así, obtener el mapa de riesgos del territorio considerado.

El estudio de la vulnerabilidad debe tener en cuenta las construcciones cuya destrucción, con probabilidad razonable, pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio imprescindible para la comunidad o aumentar los daños por efectos catastróficos asociados. (Hernández G, 2007)

1.4.1. Sismicidad histórica de la ciudad de Riobamba

De acuerdo con el Catálogo de Terremotos del Ecuador del Instituto Geofísico de la E.P.N, elaborado por José Egred A., la ciudad de Riobamba ha sido afectada por sismos destructivos a lo largo de su historia (Ver Figuras 1 y 2). Debido a la falta de instrumentación de la época, no se disponen registros de dichos eventos sísmicos, tan solo se cuenta con relatos históricos que de forma subjetiva han permitido evaluar el daño de los mismos en la ciudad, como puede apreciarse en la siguiente tabla:

Tabla 1. Efectos causados por los terremotos con intensidad VIII o superior.

FECHA	EFFECTOS CAUSADOS POR LOS TERREMOTOS CON INTENSIDAD VIII O SUPERIOR
1645-03-15	Muchos temblores al comienzo de este año, sentidos en Quito y Riobamba, hasta febrero en que ocurre un terremoto que causó graves estragos en toda la comarca. El terremoto originó desprendimientos internos en el volcán Tungurahua. Innumerables réplicas. Muchos muertos.
1698-06-20	Los daños materiales se extendieron desde el Nudo de Tiopullo hasta el Nudo del Azuay. Muertos: Ambato más de 3000; Latacunga aproximadamente 2000; en los pueblos de sus jurisdicciones se estimó unos 1500; en Patate alrededor de 200 y en Riobamba 100.
	Según algunos autores el número de víctimas ascendió a 8000. Gran destrucción de casas e iglesias en Ambato, Latacunga, Riobamba y todos los pueblos de la comarca.
	Grandes deslizamientos en montes, laderas y taludes. Represamientos de ríos y quebradas; desbordamiento y avalancha en el río Ambato. Derrumbes en el Carihuairazo. Grietas de 4 a 5 pies de ancho y 1 legua de longitud, en dirección N-S.
	En vista de la gran destrucción y efectos asociados, se intenta mudar de sitio a las ciudades de Ambato, Latacunga y Riobamba, lo cual no fue permitido por las autoridades de la Real Audiencia.
1786-05-10	Terremoto en Riobamba. Graves daños en la ciudad y pueblos vecinos. Destrucción total de muchas casas de adobe, Se efectuó un inventario detallado de los daños en Riobamba, casa por casa, incluyendo el costo aproximado de las reparaciones.
1797-02-04	Destrucción total de la Villa de Riobamba. El terremoto más destructivo en el territorio ecuatoriano y uno de los de mayor magnitud en toda su historia. Destrucción total de la antigua ciudad de Riobamba, razón por la cual no fue reconstruida en el mismo sitio y se mudó al lugar que actualmente ocupa. Daños muy severos en ciudades, pueblos y caseríos de lo que actualmente son las provincias de Chimborazo, Tungurahua y Cotopaxi y parte de Bolívar y Pichincha. Las trepidaciones y ondulaciones del suelo duraron aproximadamente 4 minutos. Inmensos deslizamientos de laderas y montes, uno de los cuales, sepultó por completo tres barrios de Riobamba.

Fuente: Catálogo de Terremotos del Ecuador.- Intensidades- Instituto Geofísico, E.P.N; José Egred A

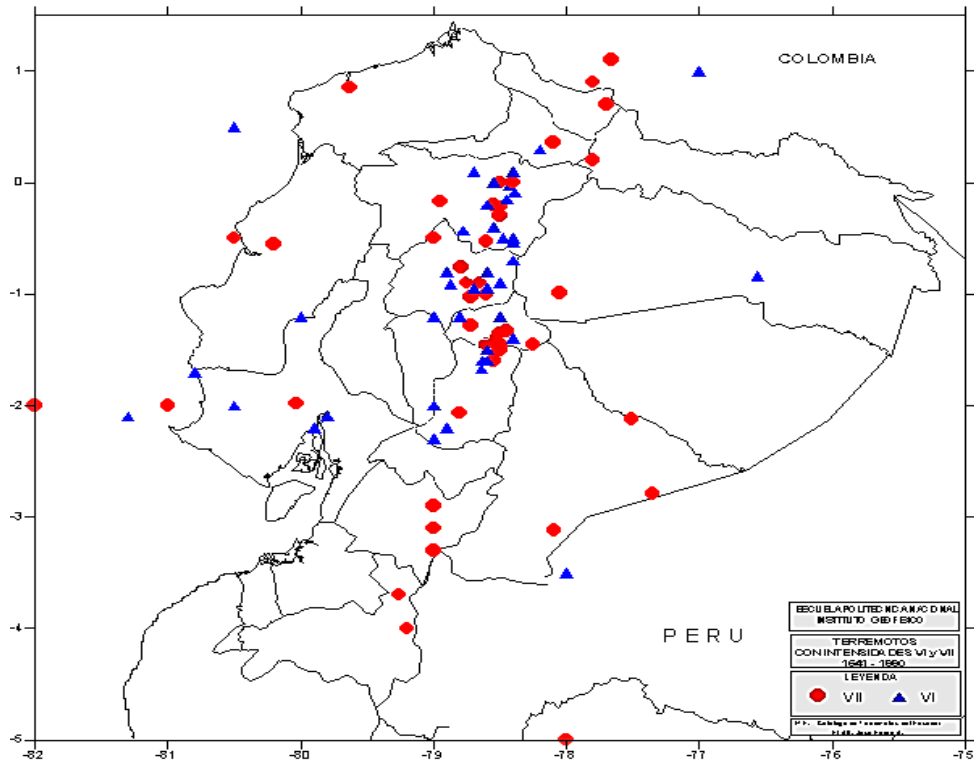


Figura 1. Mapa de Terremotos con intensidades VI y VII 1641-1890
Fuente: Instituto Geofísico EPN

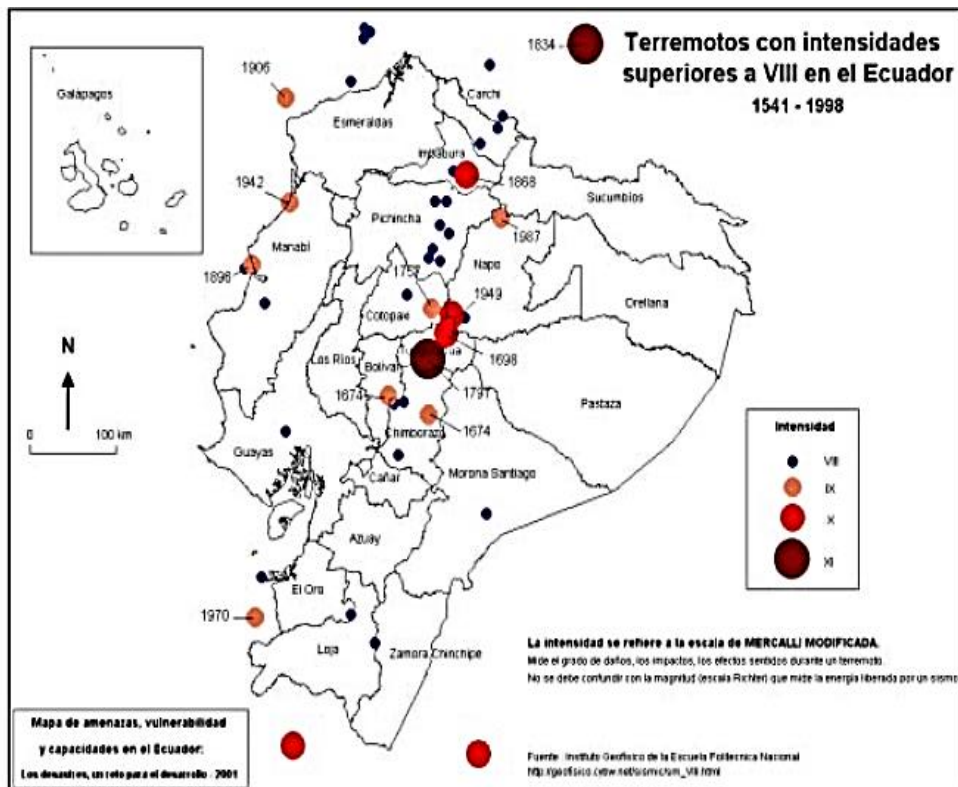


Figura 2. Mapa de Terremotos con intensidades superiores a VIII 1541-1998
Fuente: Instituto Geofísico EPN

1.4.2. Sismicidad actual de la ciudad de Riobamba

En la actualidad, no se han suscitado eventos sísmicos de magnitudes de daño considerable en la ciudad, afortunadamente; pero la peligrosidad y amenaza sísmica ocasionados por factores (como sismos, la cercanía de la ciudad con el Volcán Tungurahua) están latentes (Mora S, 2012).

1.5. Inspección y evaluación visual Rápida de Estructuras

Este procedimiento se deberá aplicar para identificar, inventariar y clasificar las estructuras de acuerdo a indicadores visuales de riesgo sísmico.

Al tratarse de un procedimiento sencillo, podrá ser usado por los diseñadores, constructores, inspectores municipales y estudiantes de ingeniería y arquitectura debidamente entrenados.

El uso de este sistema es particularmente apropiado, en estudios de riesgo sísmico a nivel urbano o regional, para identificar aquellas estructuras que necesitan de una evaluación estructural a detalle mediante:

- Los métodos que se presentan en FEMA 154,
- Las metodologías publicadas por el Grupo Nacional de Defensa para los Terremotos, Italia (GNDT),
- U otros que sean apropiados.

Para esta investigación se pondrá mayor énfasis en las metodologías ITALIANA Y JAPONESA que se detallarán a continuación.

1.6. Métodos de Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica

Existe mucha variedad de métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica que van de lo más simple a lo complejo o detallado en función de las necesidades que intervengan al momento de realizar este tipo de análisis pero es clave mencionar que una de las características más importantes de los estudios de riesgo sísmico a

nivel urbano es que la metodología que se utiliza en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones tiene que ser de alguna manera simplificada para que se pueda aplicar a grandes áreas o a un gran conjunto de estructuras. Evidentemente cualquier metodología se puede aplicar pero con su correspondiente incremento en los costes de aplicación que para el caso de las ciudades grandes como en Riobamba sería completamente inadmisibles. Por esta razón se tiene que encontrar la metodología que mejor se adapte a los objetivos planteados en este estudio para ello se va a analizar dos métodos que nos permitirán elaborar un método unificado para evaluación estructural de edificaciones.

1.6.1. Método para la Determinación de la Vulnerabilidad Estructural de Edificaciones (Método Japonés, HIROSAWA)

El método propuesto por Hirosawa es utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado. El método recomienda tres niveles de evaluación, que van de lo simple a lo detallado, y se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio.

La vulnerabilidad estructural se establece considerando que:

- Si $I_s \geq I_{so}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.
- Si $I_s < I_{so}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico y, por lo tanto, se considera como inseguro.

DONDE:

- I_s : Resistencia provista por el edificio
- I_{so} : Resistencia demandada

1.6.1.1. Resistencia Provista por el edificio (Is).

Este índice se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$I_s = E_o * S_D * T$$

Donde:

E_o: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

S_D: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación

1.6.1.1.1. Índice Sísmico Básico de Comportamiento estructural (E_o).

Se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso. Esta resistencia se calcula para cada dirección de la planta por la suma de los productos del área de la sección transversal de un muro o columna y de su resistencia de corte, reduciendo este producto por un factor (α_i) que considera la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menor que el resto de los elementos sismo resistentes.

Para el cálculo de E_o, todo elemento o subestructura vertical que forma parte de la estructura sismo resistente debe clasificarse en alguna de las categorías siguientes:

- Columnas cortas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación h_o/D , entre la altura libre (h_o) y el ancho de la sección transversal (D), es igual o menor que 2.
- Columnas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación h_o/D es mayor que 2.
- Muros de hormigón armado. Son los elementos de hormigón armado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3.
- Paredes Portantes. Son aquellos muros de mampostería, normalmente con escaso o ningún refuerzo, ubicados en el interior de los vanos de la subestructura resistente (pórticos) sin aislarlos de ella

Los muros considerados corresponden a aquellos muros que se han diseñado y construido en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un

nivel al nivel inferior y a la fundación; no se consideran aquellos muros que sólo resisten las cargas provenientes de su propio peso, como son parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura sismo resistente.

El índice E_o se calcula con la ecuación siguiente:

$$E_p = \frac{(np + 1)}{(np + i)} * \{\alpha_1 * C_{sc} + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c\} * F$$

DONDE:

- α_i : Factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico.
- np: Número de pisos del edificio.
- i: Nivel que se evalúa.
- C_{sc} : Índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de hormigón armado y por paredes portantes existentes en la edificación.
- C_w : Índice de resistencia proporcionada por los muros de hormigón armado.
- C_c : Índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado.
- F: Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales.

F = 1,0 si C_a y C_{sc} son iguales a cero

F = 0,8 si C_a y C_{sc} son distintos de cero

Tabla 2. Valores del Coeficiente α_i

TIPO	α_1	α_2	α_3	MODO DE FALLA
A	1.0	0.7	0.5	Paredes portantes o columnas cortas controlan la falla
B	0.0	1.0	0.7	Muros de Hormigón Armado controlan la falla
C	0.0	0.0	1.0	Columnas de Hormigón Armado controlan la falla

Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retration of building in Japan"

El término $(n + 1)/(n + i)$ considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i, cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio por sobre el nivel considerado.

Los índices de resistencia (C_i) se han determinado considerando las características de refuerzo los cuales se calculan con las siguientes formulas:

$$C_{sc} = \frac{fc}{200} * \frac{15 * \sum A_{sc}}{\sum_{j=1}^{np} W_j}$$

$$C_w = \frac{fc}{200} * \frac{30 * \sum A_{m1} + 20 * \sum A_{m2} + 12 * \sum A_{m3} + 10 * \sum A_{m4}}{\sum_{j=1}^{np} W_j}$$

$$C_c = \frac{fc}{200} * \frac{5 * \sum A_{c1} + 3 * \sum A_{c2}}{\sum_{j=1}^{np} W_j}$$

DONDE:

fc : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón.

$\sum A_{sc}$: Suma del área de las columnas cortas de hormigón armado del piso en evaluación.

$\sum A_{m1}$: Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2% y una esbeltez (HIL) del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está controlada por la resistencia de aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su alta cuantía de refuerzo horizontal.

$\sum A_{m2}$: Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y cuantía de refuerzo horizontal mínima. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal.

$\sum A_{m3}$: Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos, una esbeltez del muro igual o menor que 2 y una cuantía de armadura mínima. En estos muros la resistencia al corte está definida por la carga de agrietamiento diagonal del hormigón debido a su reducida cuantía de armadura de refuerzo.

$\sum A_{m4}$: Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma

$\sum A_{c1}$: Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.

$\sum A_{c2}$: Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.

W_j : Peso del piso j

τ_0 : Resistencia básica de corte de la albañilería.

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en cm², las resistencias y tensiones en kgf/cm² y los pesos en kgf. Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresadas en kgf/cm².

1.6.1.1.2. Índice de Configuración Estructural (S_D).

Este coeficiente cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación.

La información para calcular S_D se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con visitas a terreno. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este coeficiente son: regularidad de la planta, relación largo-ancho de la planta, estrangulaciones de la planta, espesor de las juntas de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de subterráneo, uniformidad de la altura de los pisos, excentricidad de rigidez en planta, irregularidades de la distribución de las masas y de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura, etc. Este método propone la siguiente ecuación:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

DONDE:

$$q_i = \{1 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 1,2,3,4,5,7 \text{ y } 8$$

$$q_i = \{1,2 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 6$$

Tabla3. Items y valores de q_i

DESCRIPCIÓN q_i	G_i			MODO DE FALLA
	1.0	0.9	0.8	
1.REGULARIDAD	REGULAR a1	MEDIANO a2	IRREGULAR a3	1.0
2.RELACIÓN LARGO ANCHO	$B < 5$	$5 < B < 8$	$B > 5$	0.5
3.CONTRACCIÓN EN PLANTA	$0.8 < c$	$0.5 < c < 0.8$	$c < 0.5$	0.5
4.SUBTERRÁNEO	$1.0 < Ras$	$0.5 < Ras < 1.0$	$Ras < 0.5$	1.0
5.JUNTA DE DILATACIÓN	$0.01 < s$	$0.005 < s < 0.01$	$s < 0.005$	0.5
6.UNIFORMIDAD DE ALTURA DE PISO	$0.8 < Rh$	$0.7 < Rh < 0.8$	$Rh < 0.7$	0.5

Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan"

Cada Valor de q_i tiene una particularidad y hay que tener claro lo que cada índice busca en la característica de la estructura que se esté analizando, para ello se detalle la descripción de cada índice.

1.6.1.1.2.1. Regularidad.

La regularidad en planta podemos definirla en tres categorías:

- A1: La planta es simétrica en cada dirección, y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes son consideradas en el caso que $l/b = 0,5$.
- A2: La planta no es regular, y el área de salientes es igual o menor que el 30% del área de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.
- A3: La planta es más irregular que el caso a2 y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta.

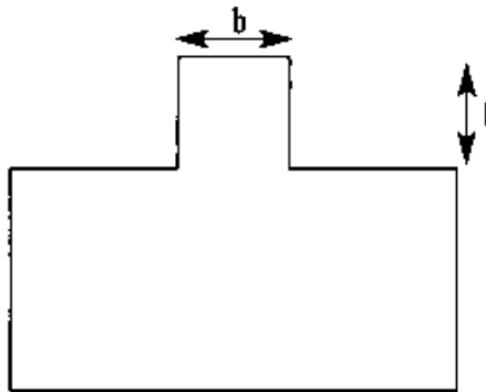


Figura 3. Condiciones de Regularidad
 Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan"

1.6.1.1.2.2. Relación Largo – Ancho.

Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta.

En las plantas tipo L, T, U u otras se considera el lado mayor como 2*l, para l indicado en la figura.

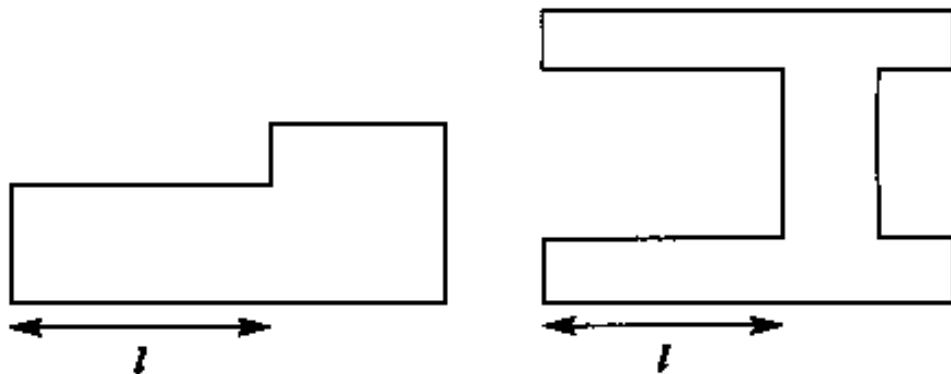


Figura 4. Relación Largo – Ancho
 Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan"

1.6.1.1.2.3. Contracción en Planta.

La contracción se da ante cualquier cambio abrupto en la planta que se analiza y está dado por la siguiente expresión:

$$c = \frac{D_1}{D_0}$$

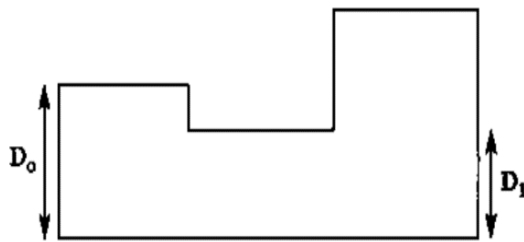


Figura 5. Contracción en planta
Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan"

1.6.1.1.2.4. Subterráneo.

Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio.

1.6.1.1.2.5. Junta de Dilatación.

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación.

Razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

1.6.1.1.2.6. Uniformidad de Altura / Piso

Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

1.6.1.1.3. Índice de deterioro de la edificación (T).

Este índice cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura, debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario. El factor T se determina de las siguientes tablas correspondiendo al menor valor obtenido de los cinco conceptos:

Tabla 4. Valores de deterioro T1 por deformación permanente

DEFORMACIÓN PERMANENTE (T1)	
CARACTERÍSTICAS	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0.7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente.	0.9
Visible deformación de vigas o columnas	0.9
No presenta signos de deformación	1

Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan"

Tabla 5. Valores de deterioro T2 en muros o columnas

GRIETAS EN MUROS O COLUMNAS DEBIDO A CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO (T2)	
CARACTERÍSTICAS	T2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras	0.8
Grietas inclinadas visibles en columnas	0.9
Grietas visibles en muros.	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras	0.9
Nada de lo anterior	1

Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan"

Tabla 6. Valores de deterioro T3 por incendios

INCENDIOS (T3)	
CARACTERÍSTICAS	T3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0.8
No ha experimentado incendio	1.0

Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan"

Tabla 7. Valores de deterioro T4 por uso de la edificación

USO DEL CUERPO O BLOQUE (T4)	
CARACTERÍSTICAS	T4
Almacena sustancias químicas	0.8
No contiene sustancias químicas	1.0

Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan"

Tabla 8. Valores de deterioro T5 por daño estructural

TIPO DE DAÑO ESTRUCTURAL (T5)	
CARACTERÍSTICAS	T5
Daño estructural grave	0.8
Daño estructural fuerte	0.9
Daño estructural ligero o no estructural	1.0

Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan"

1.6.1.2. Resistencia demandada en la Zona (I_{so})

La Resistencia demandada se calcula con la siguiente expresión:

$$I_{so} = Z * G * I$$

Donde:

- Z = Factor de zona sísmica; su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ($0,5 \leq Z \leq 0,1$).
- G = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.
- U = Factor de importancia del edificio por su uso

1.6.1.2.1. Factor de Zona Sísmica (Z)

El factor de zona sísmica es un valor que depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio según la norma ecuatoriana de construcción este valor se establece mediante el siguiente mapa de zonificación de Ecuador:

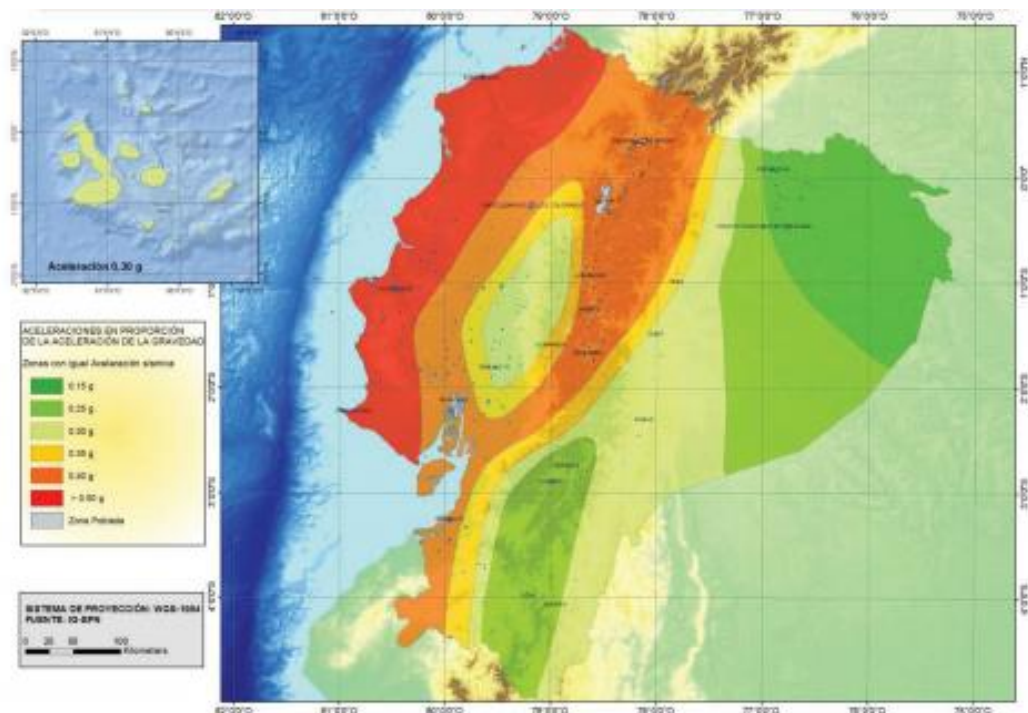


Figura 6. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11)

El mapa de zonificación sísmica para diseño y análisis proviene del resultado del estudio en peligro sísmico para 10% de excedencia en 50 años, que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 9. Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada.
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11)

Para el caso de este estudio la zona sísmica de Riobamba es la zona sísmica V, valor de 0.4, el cual adoptaremos para los cálculos en los que se requiera el factor de zona sísmica Z.

1.6.1.2.2. Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas (G)

El factor G que determina la influencia de las condiciones topográficas donde se emplaza la edificación se considera en función si este presenta desniveles o pendientes principalmente y los valores que se le asigna a este factor son los siguientes:

- igual a 1,0 para condiciones topográficas sin pendiente e
- igual a 1,1 para zona de pendiente.

1.6.1.2.3. Factor de Importancia del Edificio (I)

El factor de importancia I se considera en función del uso que se le da a la edificación, estos valores se encuentran tabulados en la Norma ecuatoriana de la Construcción que son los siguientes:

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 10. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11)

CAPÍTULO II

2. METODOLOGÍA

2.1. Tipo de estudio

La presente investigación tiene la finalidad de proveer información de vulnerabilidad sísmica y estructural de la ciudad de Riobamba, debido a la falta de un método de evaluación estructural en la ciudad que nos permita realizar este análisis, para lo cual se realizará la investigación. De acuerdo a la obtención de datos, la investigación es de carácter documental, bibliográfico ya que se tomaron los parámetros de diseño según lo estipulan los Códigos vigentes de Construcción y las distintas metodologías de evaluación estructural aplicadas en la región.

2.2. Población y muestra

El universo de la investigación está definida por el total de viviendas de la ciudad de Riobamba, que son 125.407 en total según el censo de población y vivienda del 2010. La fórmula para calcular el tamaño de muestra cuando se conoce el tamaño de la población es la siguiente:

$$n = \frac{N * Z\alpha^2 * p * q}{d^2 * (N - 1) + Z\alpha^2 * p * q}$$

En donde:

N = Tamaño de la muestra

Z = Nivel de confianza

P = Probabilidad de éxito, o proporción esperada

Q = Probabilidad de fracaso

D = Precisión (error máximo admisible en términos de proporción)

2.2.1. Cálculo total de viviendas a analizar.

N=	Total de viviendas	125.407
Za=	Nivel de Confianza	90
p=	Probabilidad de éxito	0.60
q=	Probabilidad de fracaso	0.40
d=	Error máximo admisible	0.1

$$n = \frac{125.407 * 1,96^2 * 0,60 * 0,40}{0.1^2 * (125.407 - 1) + 1,96^2 * 0,60 * 0,40}$$
$$n = \frac{115.623,25}{1254.98} = 90.13 \approx \mathbf{90 \text{ viviendas}}$$

Se requiere evaluar a no menos de 90 viviendas en la Ciudad de Riobamba

2.3.Operacionalización de variables

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍNDICE	TÉCNICAS	INSTRUMENTO	
Las estructuras de concreto reforzado de las viviendas del barrio Los Laureles.	Diseño y disposición de los diferentes elementos que compone la estructura para soportar solicitaciones de seguridad y servicio	Estructuras de concreto reforzado	Viviendas construidas de concreto reforzado	Número de viviendas de concreto reforzado	Observación	Fichas de campo	
Índice de Vulnerabilidad Sísmica según el método UNIFICADO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL de las viviendas del barrio Los Laureles	Valora el nivel de diseño que pueden alcanzar las viviendas, calculando en función de las características de la estructura que más influyan en su comportamiento sísmico y lo relacionan con un índice de daño que depende del movimiento sísmico	ÍNDICE DE VULNERABILIDAD MÉTODO UNIFICADO	Eo (Índice sísmico básico de comportamiento estructural)	Resistencia última de corte de cada piso específicamente la resistencia introducida por las columnas de hormigón armado	Observación	Ficha de Observación - Planos Estructurales	
			Sd (Índice de configuración estructural)	Regularidad en Planta	Tres grados de calificación: Regular, Medianamente Regular e Irregular	Observación	Ficha de Observación - Planos Estructurales
				Relación largo - ancho	Se evalúan las dimensiones de la edificación y su relación	Observación	Ficha de Observación - Planos Estructurales
				Contracción en planta	Se evalúan cambios considerables en la configuración de la planta	Observación	Ficha de Observación - Planos Estructurales
				Dimensión y ubicación de Patios Interiores	Razón entre el área del atrio y el área total de la planta	Observación	Ficha de Observación - Planos Estructurales
				Excentricidad	f1-f2: Razón entre la distancia del centro de la planta y el centro del atrio, y la longitud mayor/menor de la planta	Observación	Ficha de Observación - Planos Estructurales
				Subterráneos	Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la edificación	Observación	Ficha de Observación - Planos Estructurales
				Junstas de Dilatación	Razón entre el espesor de la junta y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentran	Observación	Ficha de Observación - Planos Estructurales
				Uniformidad en altura	Razón entre la altura del piso inmediatamente superior del analizado y la altura de este.	Observación	Ficha de Observación - Planos Estructurales
			T (Causas de deterioro de la estructura)	Deformación permanente	Observación	Ficha de Observación	
				Grietas en muros o columnas debido a la corrosión del acero de refuerzo	Observación	Ficha de Observación	
				Incendios	Observación	Ficha de Observación	
				Uso del cuerpo o bloque	Observación	Ficha de Observación	
				Tipo de daño estructural que presente la edificación	Observación	Ficha de Observación	
			Eso (Resistencia básica sísmica requerida)	Z (Factor de zona sísmica)	Su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio (Microzonificación sísmica de Riobamba)	Observación	Ficha de Observación
G (Factor de Influencia de las condiciones del terreno)	Estudio de suelos y topografía del lugar	Observación		Ficha de Observación			
U (Factor de importancia del uso)	Valor se puede obtener del Código Ecuatoriano de la construcción)	Observación		Ficha de Observación			

2.4.Procedimientos

2.4.1. Recolección y procesamiento de información de las viviendas a analizar.

La información previa y necesaria obtenida de los estudios de Vulnerabilidad Sísmica sobre el tipo de estructura, calidad y resistencia de los materiales con las que están construidas las viviendas de los barrios evaluados de la ciudad de Riobamba nos permiten conocer las principales características de las edificaciones a analizar, para lo cual debemos conocer datos fundamentales de la estructura como son: la configuración estructural, la configuración en planta, la resistencia de los elementos estructurales y toda la información histórica de la vivienda. Todos estos datos acompañados de registros y documentos que nos permitan conocer cada detalle de la edificación como: planos arquitectónicos, planos estructurales, datos de ensayos realizados en la edificación, etc.

2.4.2. Modelación de las edificaciones mediante un análisis estático no lineal para evaluar el comportamiento estructural de la muestra en análisis.

Se realizó una revisión de la información bibliográfica recogida a cerca de las variables a estudiar, es decir, de los métodos de análisis no-lineal los cuales permitirían evaluar el comportamiento de las estructuras más allá del límite elástico, optando así por el análisis estático no lineal, para luego realizar este análisis mediante la técnica del PUSHOVER incursionada en programas de modelación estructural, específicamente en el SAP 2000 v16 (Demo), obteniendo resultados que serán tabulados y graficados para que faciliten su interpretación y evaluación, con el fin de satisfacer los objetivos propuestos.

2.4.3. Desarrollo de un método unificado de evaluación estructural para la obtención de una calificación de vulnerabilidad sísmica.

Mediante el estudio de los distintos métodos para determinar la vulnerabilidad de las edificaciones, desarrollaremos un método unificado aplicando la metodología japonesa e italiana considerando las características de la ciudad de Riobamba establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y tomando en cuenta los parámetros más representativos de dichas metodologías, para obtener un método unificado de evaluación estructural de edificaciones que nos permita obtener un valor de vulnerabilidad sísmica tomando en consideración todas las características de la edificación; de esta manera y estadísticamente ponderaremos los resultados para comprobarlos en función de metodologías aplicadas en estudios pasados y probar su fiabilidad y confianza.

La técnica empleada fue la observación directa no participante, estructurada y metodológica, usando como instrumento herramientas computacionales.

2.5. Procesamiento y análisis

Se pretende obtener el índice de vulnerabilidad y la capacidad dúctil a través de unos análisis con el método unificado de evaluación estructural así como mediante un análisis estático no lineal PUSHOVER de 90 pórticos planos de Hormigón Armado conformado por vigas y columnas, cuyas secciones y longitudes están estipulados en los planos estructurales y arquitectónicos

Para cumplir con este objetivo se presenta la siguiente guía metodológica plenamente justificada.

2.5.1. Recolección y procesamiento de información de las viviendas a analizar.

El grupo de investigación de Riesgo sísmico de la Universidad Nacional de Chimborazo a través de sus diferentes proyectos posee información de los estudios de Vulnerabilidad Sísmica sobre el tipo de estructura, calidad y resistencia de los materiales con las que están construidas las viviendas de los barrios evaluados de la ciudad de Riobamba; Información necesaria para el desarrollo de esta investigación de la cual se obtuvo una muestra de 90 viviendas cada una con su respectiva información tanto de configuración estructural, geométrica y de resistencia de materiales; datos necesarios para la elaboración del método unificado de evaluación estructural.

2.5.2. Modelación de las edificaciones mediante un análisis estático no lineal para evaluar el comportamiento estructural de la muestra en análisis.

2.5.2.1. Evaluación de una vivienda de hormigón armado de 3 Pisos en la Ciudad de Riobamba parte de la muestra en análisis.

El pórtico de la vivienda que se tomará como ejemplo para el estudio, es parte de una muestra de 93 viviendas de la Ciudad de Riobamba, el mismo está construido sobre un suelo que corresponde a la Zona IV, según el mapa de zonificación sísmica del NEC-11 y tiene 3 pisos. La altura de entrepiso para todos los niveles es de 2.10 m.

La planta tiene 3 vanos de: 4.50 m, 3.00 m y 4.00 m (total 11.50 m) en la dirección longitudinal X.

La estructura de la edificación está conformado por pórticos de hormigón armado de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, y acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Cada entrepiso cuenta con losas aligeradas de 20 cm de espesor que descansan en vigas de 25cm x 30cm. Las columnas son de la misma sección de 30cm x 30cm.

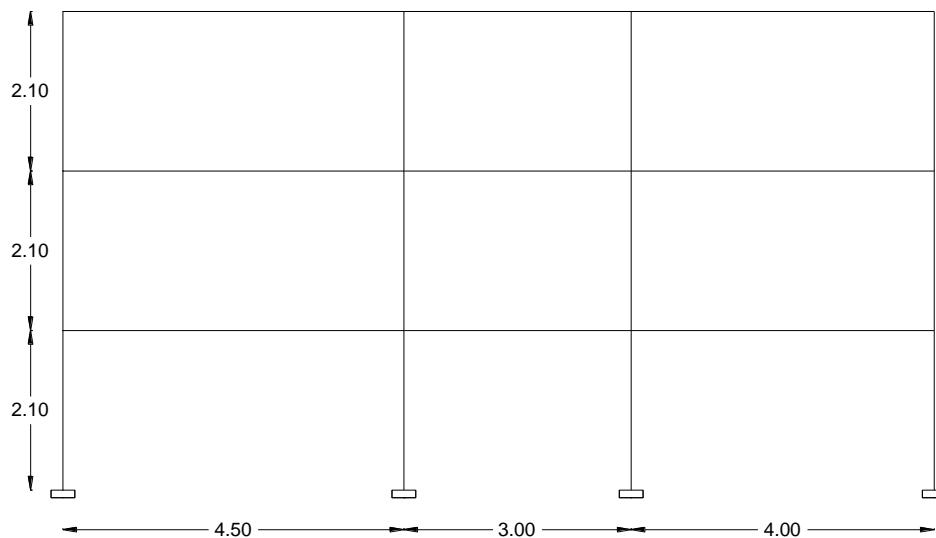


Figura 7. Pórtico considerado para el análisis.

2.5.2.2.Consideraciones geométricas.

Como la presente tesis trata de la Provisión de un método aproximado unificado de evaluación estructural para edificaciones aporticadas de concreto reforzado de la Ciudad de Riobamba, los pórticos que se analizarán están en el plano XZ.

Si bien es cierto se trata de un modelo matemático considerado en el plano, la geometría en planta interviene en el análisis de cargas y disposición de los elementos estructurales, para el análisis en sí, se tomará en cuenta el vano más desfavorable.

2.5.2.3.Elementos estructurales de los pórticos a analizar

Las vigas y columnas para el presente análisis se tomaron considerando las características geométricas y estructurales de cada vivienda de la muestra.

Para el análisis de cargas muertas se consideró una altura de losa de 20 cm que es lo que predomina en las edificaciones de la ciudad de Riobamba y es lo que se presenta en cada vivienda analizada.

Tabla 11. Elementos Columna y Viga del caso de estudio

<i>PISOS</i>	<i>ELEMENTO</i>	<i>ASIGNACIÓN</i>	<i>CARACTERÍSTICAS</i>	
			<i>b (cm.)</i>	<i>h (cm)</i>
1,2,3	VIGA	V25x30	25	30
1,2,3	COLUMNA	C30x30	30	30
1,2,3	LOSA		Altura 20 cm	

De esta forma la disposición de vigas y columnas queda detallada en la Figura 8.

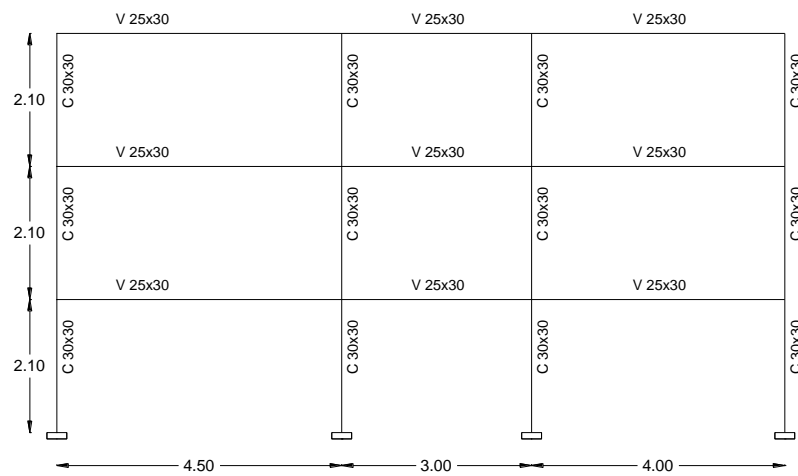


Figura 8. Vigas y Columnas asignadas al Pórtico para el análisis en el plano.
Fuente: Modelo 12_21 correspondiente a la muestra

2.5.2.4. Determinación de cargas aplicadas en el pórtico.

Para la asignación de cargas, se consideró la carga viva aplicada en cada piso de 0.20 T/m², conforme señala la NEC – 11 para edificaciones destinadas a vivienda, para determinar la carga permanente se utilizó el área cooperante de la losa y el peso de las vigas; para optimizar el tiempo se hizo uso de hojas de cálculo electrónicas.

1.- Carga Muerta (D):		
1.1.- Losa: E = 20 cm		
Nervios:		0,130 T/m ²
Carpeta:		0,120 T/m ²
Bloques:		0,096 T/m ²
1.2.- Mampostería:		
Ladrillo:		0,025 T/m ²
1.3.- Enlucido y masillado:		
Enlucido=		0,044 T/m ²
Masillado=		0,044 T/m ²
1.4.- Acabados:		
Cerámica de piso:		0,016 T/m ²
1.5.- Instalaciones:		
		0,01 T/m ²
1.6.- Vigas y Columnas:		
		0,000 T/m ²
2.- Carga Viva (L):		
2.1.- Uso:		
Vivienda		0,200 T/m ²
3.- Cargas Totales		
	D:	0,485 T/m ²
	L:	0,200 T/m ²

Figura 9. Determinación de cargas.

Fuente: Hoja de cálculo análisis de cargas. Ing. Diego Barahona R.

Para la distribución de cargas se empleó el área cooperante del vano más desfavorable.

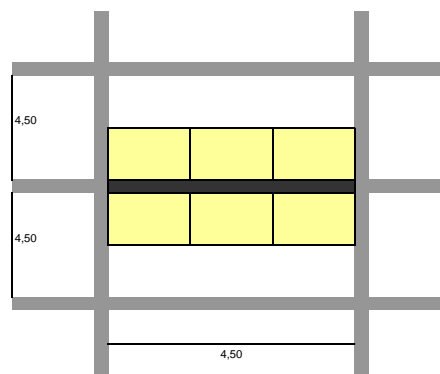


Figura 10. Área Cooperante considerada para el modelo en el plano.

Fuente: Hoja de cálculo análisis de cargas. Ing. Diego Barahona R.

Se tomó en consideración al pórtico más cargado en el sentido localizado en el sentido “X”.

Las cargas a asignarse serán:

Carga Viva.

Carga Muerta.

Carga Sísmica.

Para el análisis de la edificación se empleará el programa de cálculo estructural SAP 2000 v16 (DEMO). A continuación se presenta el procedimiento empleado.

2.5.2.5. Definición del modelo matemático de la edificación

Para el diseño del modelo matemático se especificaron los ejes y las distancia entre ellos. De igual forma en esta misma ventana se puede definir la altura de cada entrepiso. En esta ventana también se definió las unidades a trabajar en la elaboración del modelo matemático.

- ✓ Unidad de fuerza = Toneladas fuerza.
- ✓ Unidad de longitud = metro

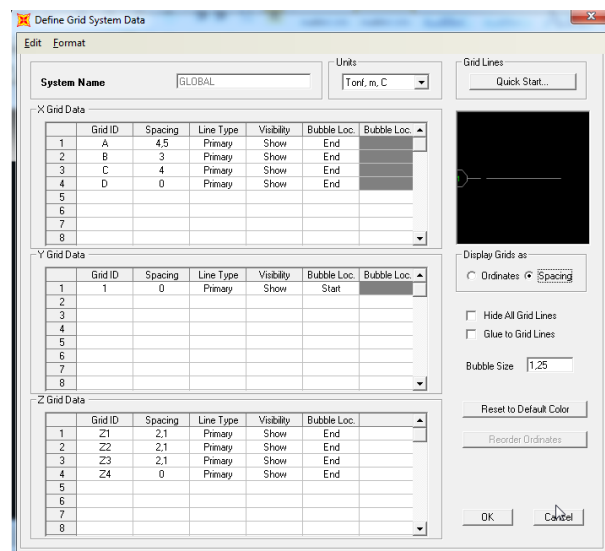


Figura 11. Ingreso de las distancias de ejes y alturas de entrepiso.

2.5.2.5.1. Definición del material a utilizar

Una vez definido las distancias entre ejes y el número de entrepisos de la edificación se procede a definir el material a utilizar en la estructura, para lo cual se realizaron los siguientes cálculos y posteriormente se introdujeron en el programa SAP 2000 v16 (DEMO).

2.5.2.5.2. Masa por unidad de volumen

Se incluyó el peso propio de la viga realizando el cálculo de la siguiente manera.

Carga Permanente = CP

$$CP = D * \left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2} \right) = 0.48 \frac{T}{m^2} * \left(\frac{4.50m}{2} + \frac{4.50m}{2} \right) = 2.18 \frac{T}{m}$$

$$Peso \ equiv = CP * Lviga = 2.18 \frac{T}{m} * 4.50 \ m = 9.8135 \ T$$

$$\frac{Peso \ equiv}{(b * h)viga} = \frac{9.8135 \ T}{0.25 * 0.30 \ m^2} = 130.842 \frac{T}{m^2}$$

$$Peso \ Específico = \frac{130.842 \ \frac{T}{m^2}}{4.50 \ m} + 2.4 \ \frac{T}{m^3} = 31.476 \ \frac{T}{m^3}$$

$$Masa = \frac{Punitario \ Conc}{Gravedad} = \frac{31,476}{9,8} = 3,212$$

Mediante la hoja de cálculo de Microsoft Excel se obtuvieron el peso y la masa específica para posteriormente ingresar como dato en el programa SAP 2000 V16 (Demo)

Para realizar este cálculo es necesario tener la carga muerta, las secciones de la viga y las propiedades del material como es: $f'c$ y fy .

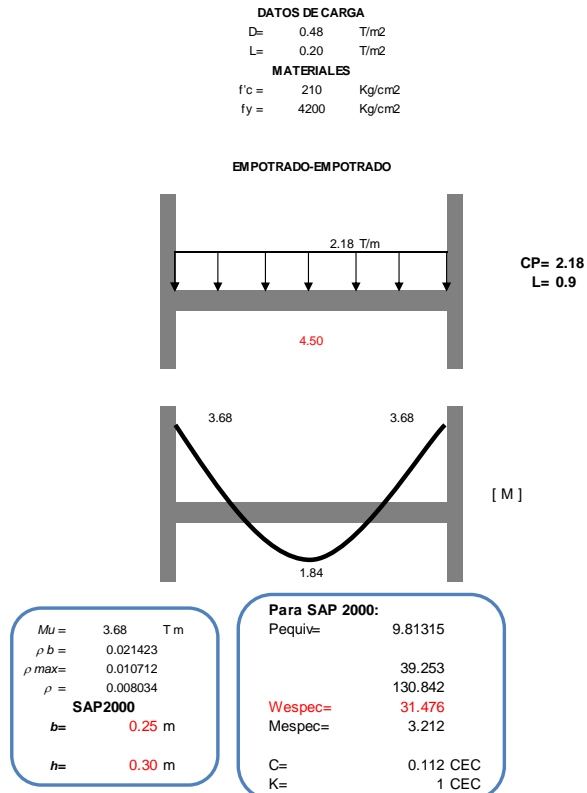


Figura 12. Cálculo del Peso y Masa específico para la viga.

2.5.2.5.3. Módulo de elasticidad

$$E = 15000 * \sqrt{(f'c) \frac{Kgf}{cm^2}} * 10 = \frac{Tnf}{m^2}$$

$$E = 15000 * \sqrt{(210) \frac{Kgf}{cm^2}} * 10 = 2173706,512 \frac{Tnf}{m^2}$$

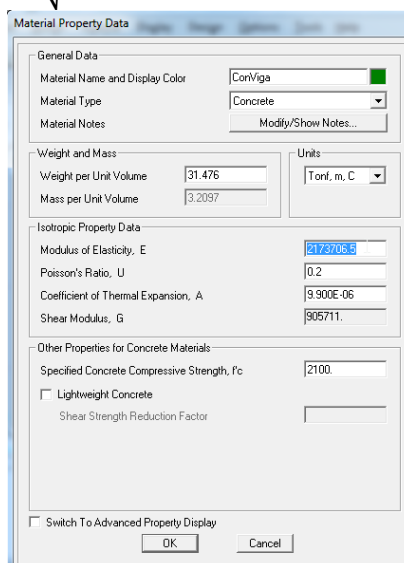


Figura 13. Ingreso de las propiedades del Material.

2.5.2.6. Definición de los elementos estructurales

Al definir las propiedades de los materiales, seguidamente se establecen las secciones con que está construida la edificación, donde las columnas y vigas tienen un recubrimiento de cinco centímetros, cumpliendo con lo establecido en la NEC-11.

2.5.2.6.1.1. Definición de columnas

En el presente trabajo se establecieron columnas de acuerdo a las secciones que presentan las viviendas a analizarse, y considerando la información provista por planos estructurales asigna el armado que dispone el miembro estructural, de no existir esta información definimos según la mínima cuantía estipulada en la normativa vigente.

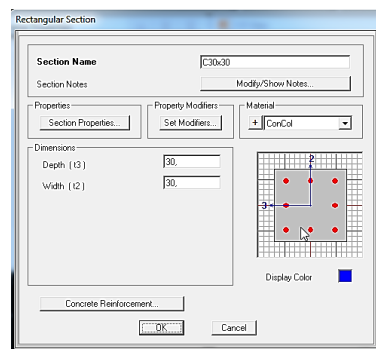


Figura 14. Definición de las secciones geométrica de columna.

$$A_s = 1\% (b * h) = 0.01 * (30 * 30)cm^2 = 9 cm^2 = 8 \varnothing 12mm$$

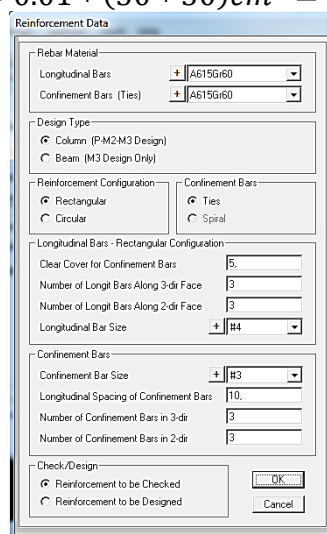


Figura 15. Ingreso del acero longitudinal y confinamiento en la columna.

2.5.2.6.1.2. Definición de vigas

Se crearon las vigas según las secciones de las edificaciones a analizarse, para su armado se toma consideración la información provista en planos estructurales, en caso de no existir esta información definimos según la mínima cuantía estipulada en la NEC-11, a continuación definimos la sección con sus respectivas áreas de acero.

$$\rho_{mín} = \frac{14}{F_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$A_{s_{mín}} = \rho_{mín} * b * d$$

$$A_{s_{mín}} = 0.0033 * 25 * 30 = 2.5 \text{ cm}^2$$

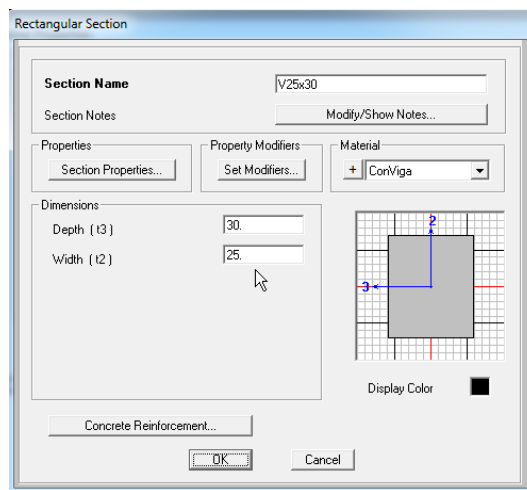


Figura 16. Definición de las secciones de la viga.

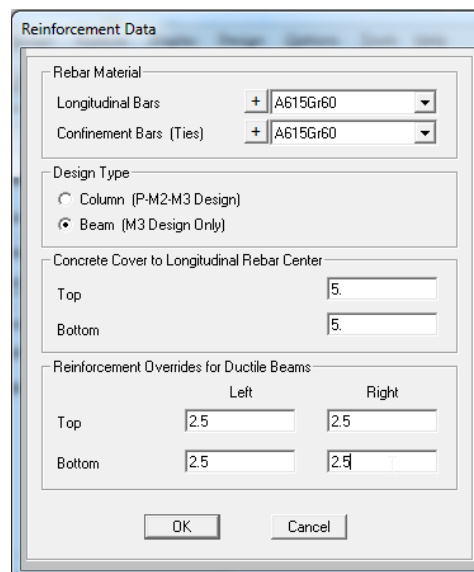


Figura 17. Ingreso del acero superior e inferior en la viga.

2.5.2.6.2. Creación de casos de cargas a aplicarse

Se definieron las cargas que actúan en la edificación según contemplaciones de diseño, en función de lo establecido en NEC-11.

CM: Peso Propio de los miembros estructurales.

VIVA: Carga Variable (según uso destinado de la edificación).

La carga viva que se asignarán a las vigas del pórtico es el que se calculó con la ayuda de la hoja electrónica de Microsoft Excel que se puede ver en la figura 18. (L=0.9) que corresponde a una edificación.

Calculo de la carga viva:

L=Carga viva (vivienda)*área cooperante del pórtico

$$L = 0.20 \frac{T}{m^2} * \left(\frac{4.50}{2} + \frac{4.50}{2} \right) m = 0.90 \frac{T}{m}$$

Para asignar la carga viva primero se debe seleccionar la o las vigas del pórtico para luego dar clic en el menú assign/Frame Loads/Distributed, seleccionar la carga viva e ingresar su respectivo valor.

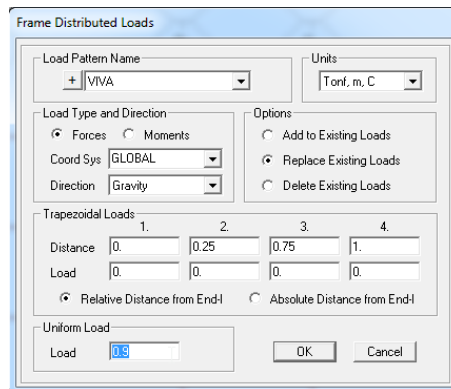


Figura 18. Ingreso de la carga viva

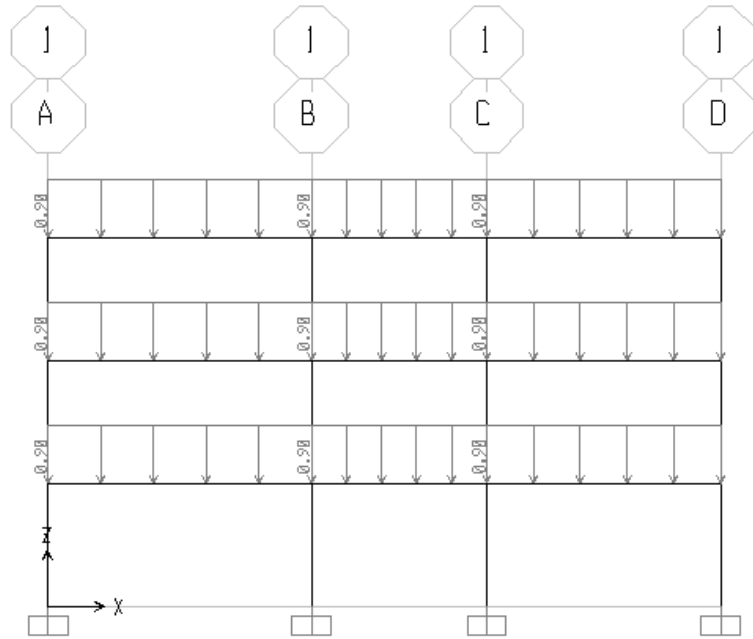


Figura 19. Pórtico con la carga viva asignada.

SISMO: Carga Lateral (caso de carga necesaria para realizar el análisis estático no lineal).

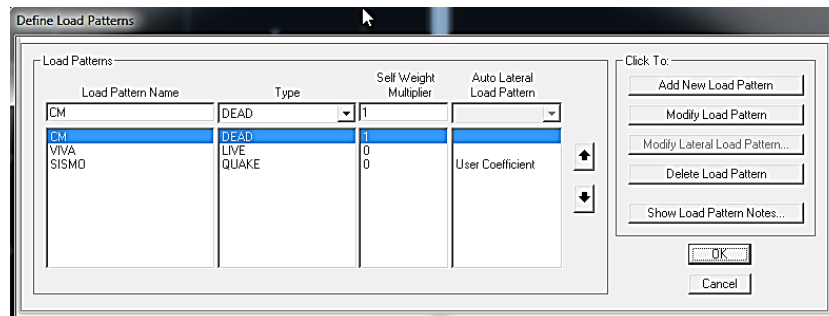


Figura 20. Casos de cargas ingresados.

Mediante la aplicación de los criterios establecidos en la NEC – 11, se realiza el cálculo de la fuerza sísmica para el pórtico.

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

Por lo tanto para nuestro análisis tenemos los siguientes factores, los cuales se desprenden de la consideración de la norma:

Tabla 12. Factores considerados para el cálculo del cortante basal de diseño.

Consideración	Factor	Valor
Aceleración de gravedad correspondiente al espectro de respuesta elástico de diseño elástico	Sa	1.19
Importancia	I	1
Respuesta Estructural	R	7
Irregularidad en planta	Φ_p	0.9
Irregularidad en elevación	Φ_e	0.9

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 11)

El periodo de vibración de la estructura se determina por:

$$T = Ct * (H_n)^\alpha$$

Se tiene el siguiente periodo:

$$T = 0.055 * (6.30)^{0.90} = 0.29 \text{ s}$$

$$T = 0.29 \text{ s}$$

Sa depende de los siguientes valores:

Z= 0.40 Provincia de Chimborazo, Ciudad Riobamba.

Perfil de Suelo Tipo C, suelos muy densos o roca blanda.

Los valores mencionados a continuación se obtuvieron de la norma NEC-11 en las tablas 2.5, 2.6, y 2.7 respectivamente.

$$Sa = n * Z * Fa$$

El valor de Fa = 1.2

Fd = 1.3

Fs = 1.3

n = 2.48 (Provincias de la Sierra)

r =1 (tipo de suelo A, B o C)

$$Tc = 0.55 * Fs * (Fd / Fa)$$

$$Tc = 0.55 * 1.3 * (1.3 / 1.2) = \mathbf{0.7746 \text{ seg} > T}$$

Por lo tanto el valor de Sa es el siguiente:

$$Sa = n * Z * Fa = 2.48 * 0.40 * 1.2 = 1.19$$

Y el cortante Basal resulta de la siguiente expresión:

$$V = \frac{1 * 1.19}{7 * 0.9 * 0.9} * W$$
$$V = 0.21 * W$$

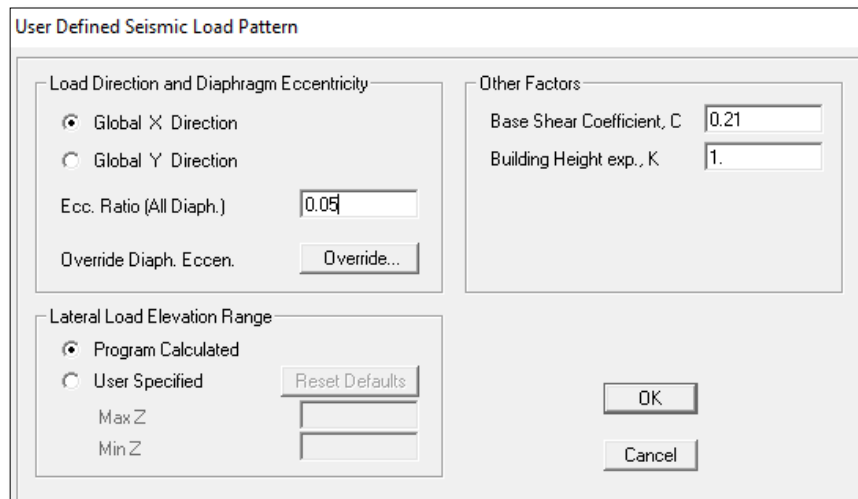


Figura 21. Ingreso del coeficiente del cortante basal.

2.5.2.7. Combinación de los casos de cargas

Basado en lo que contempla la NEC-11, se realizaron las combinaciones de cargas, adicionalmente se creó una envolvente con todas las combinaciones de los casos de cargas.

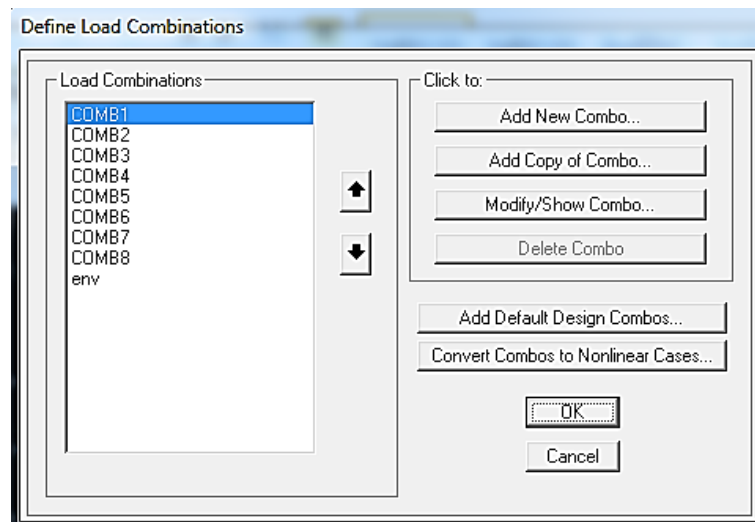


Figura 22. Combinación de cargas según INEN CPE 5:2001 y creación de la envolvente.

2.5.2.8. Definición de los casos de carga según FEMA 356

El análisis estático no lineal puede ser utilizado para una amplia variedad de propósitos, tales como analizar una estructura a partir de un material o geometría no lineal, para estudiar una construcción según sus etapas, o para realizar un análisis para cargas incrementales pushover. SAP2000 permite aplicar tres tipos de solicitaciones monotónicas; a partir de un estado de carga estático (previamente definido), un patrón modal (dependiente del análisis dinámico de la estructura estudiada) o un patrón de aceleraciones (Meneses 2006)

2.5.2.8.1. Creación del caso de carga gravitacional no lineal

En esta ventana se presentan los casos de carga que utilizados en el análisis elástico lineal. Estos serán de utilidad para transformarlos en casos no lineales.

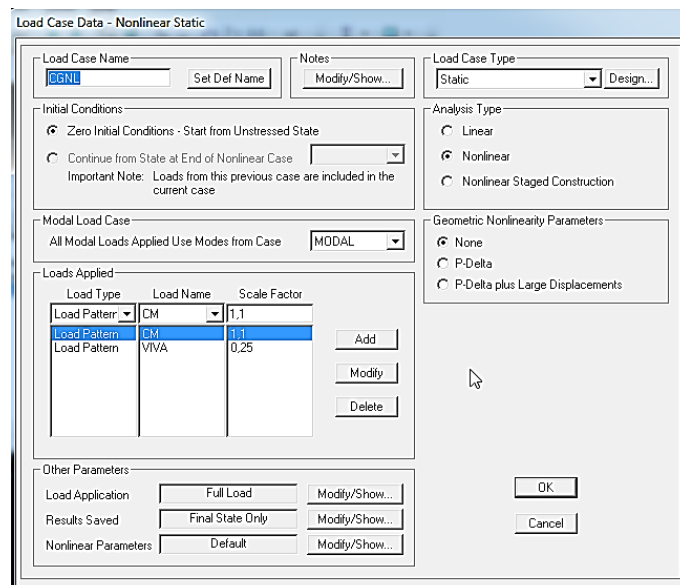


Figura 23. Creación de la carga gravitacional no lineal (CGNL)

Primero se crea el caso de carga gravitacional no lineal (CGNL), para este caso conformado por la carga muerta y la carga viva. En la parte superior derecha, tipos de casos de carga (Load Case Type), se selecciona estático (Static), y en el tipo de análisis (Analysis Type) se escoge no lineal (Nonlinear).

En la parte izquierda del menú, en condiciones iniciales (initial conditions) se selecciona condiciones iniciales que parten de cero (zero initials conditions), ya que esta será la primera carga que afectará a la estructura.

En aplicación de cargas (Load Applied), se considera carga muerta (CM) con un factor de escala de 1.1 y para carga viva (VIVA) con un factor de escala 0.25, las demás opciones se dejan por defecto (default).

Para la carga gravitacional No Lineal se especifica “Full Load” debido a que no se realiza un control de desplazamiento.

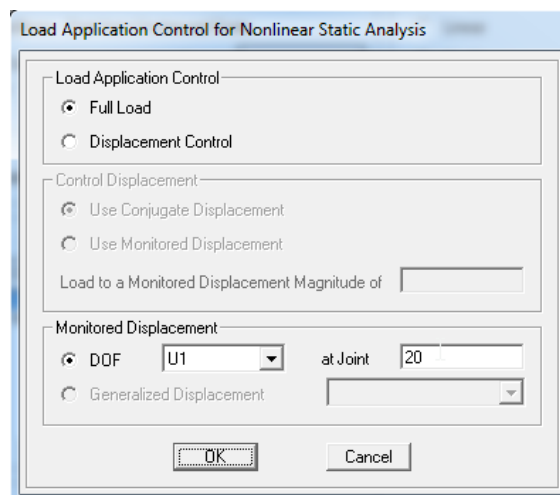


Figura 24. Ingreso de la junta a monitorearse.

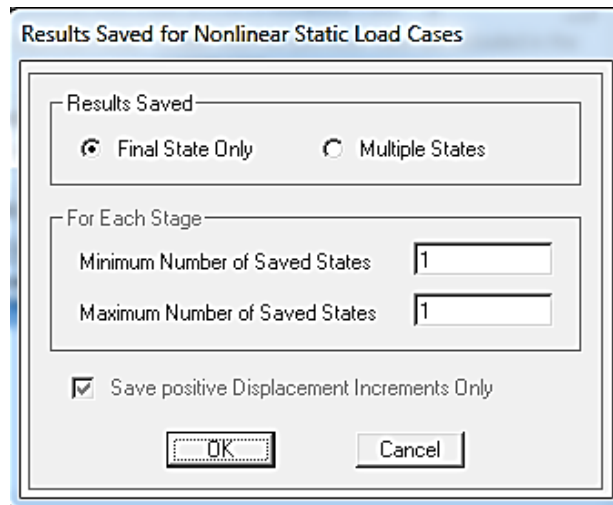


Figura 25. Guardar únicamente el estado final.

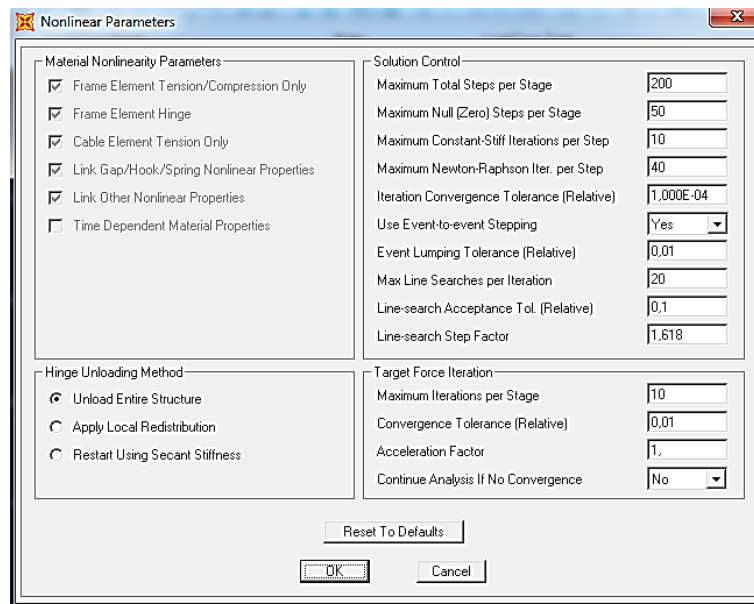


Figura 26. Parámetros no lineales (tolerancias, iteraciones, etc.).

2.5.2.8.2. Creación del caso Pushover

Se definió un caso de carga estática no lineal denominado PUSH, según el patrón de carga sísmica anteriormente definido. Este caso trabaja como un estado tensional primario de la etapa final del estado de carga estático no lineal producto de las cargas aplicadas gravitacionalmente.

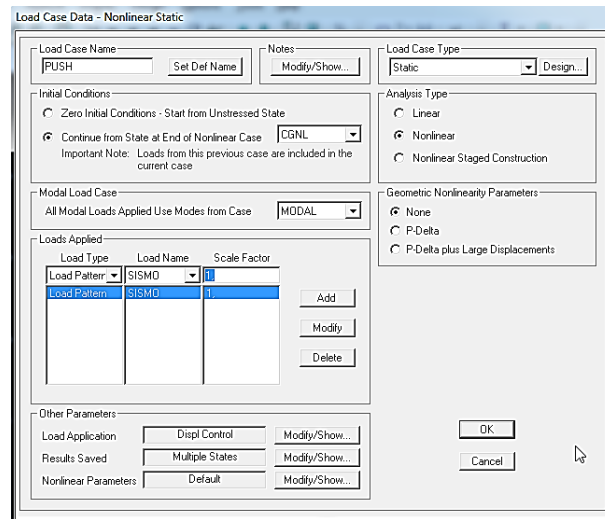


Figura 27. Creación del caso de carga Pushover (PUSH).

La aplicación de la carga sísmica creciente se define como controlada por el desplazamiento. El nudo de referencia corresponde al último nivel de toda la estructura estudiada (el nudo de referencia es el 20 como se indica en la figura 33), hasta alcanzar un desplazamiento total de 25.2 cm.

Este valor se obtiene de aplicar el 4% de la altura total de la edificación.

$$\text{Desplaz. en la junta del ultimo piso} = 4\% * H_n$$

H_n = altura total de la edificación

$$H_n = 2.10 \text{ m} * 3 \text{ pisos} = 6.30 \text{ m}$$

$$\text{Desplaz. en la junta del ultimo piso} = 4\% * 6.30 \text{ m} = 0.252 \text{ m} = 25.2 \text{ cm}$$

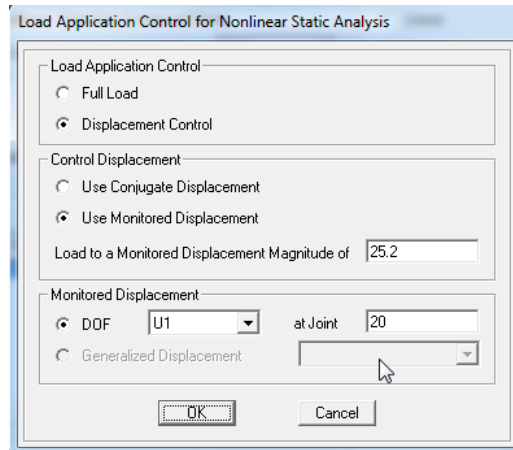


Figura 28. Ingreso del desplazamiento a monitorear en la junta del último piso.

Para llegar a un estudio definitivo del comportamiento de la estructura, se define múltiples estados a guardar durante el proceso del análisis del Pushover, esto permite comprender el proceso completo en cada una de sus fases.

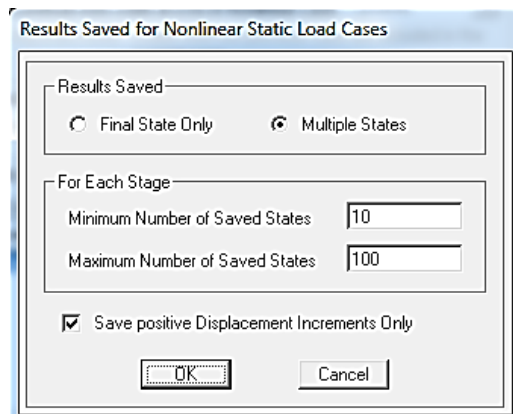


Figura 29. Selección de múltiples estados del análisis pushover.

Los valores observados en la siguiente figura representan un promedio, ya que en realidad a cada caso le corresponden sus propios coeficientes, según el desplazamiento que se espera alcanzar. Para conocer los valores de exactos de cada casilla de la misma figura, se requeriría de profesionales expertos en la materia estructural.

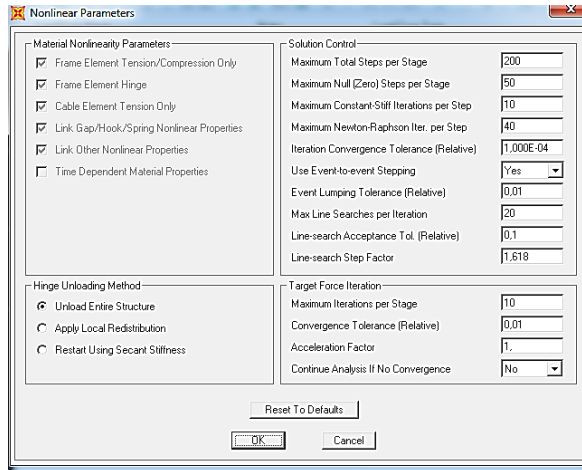


Figura 30. Parámetros por defecto.

Posteriormente se corre el programa con todos los casos de carga tanto lineales como no lineales.



Figura 31. Casos de cargas definidos para el análisis lineal y no lineal.

2.5.2.9. Asignación de Rótulas Plásticas.

Para la asignación de las rótulas plásticas tanto en vigas y en columnas, se toma en consideración que a cada miembro se le asigna un valor unitario como 100% de inicio a fin de ese miembro. En el caso del presente trabajo de investigación se tomó un 10% para el punto inicial del miembro y 90% para el punto final.

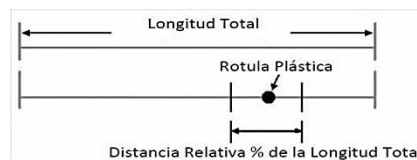


Figura 32. Distancia relativa en porcentajes donde se formaran las rótulas plásticas.

Fuente: Alemán- Naranjo, 2011

Para la asignación de las rótulas plásticas, se selecciona por separado las vigas y columnas.

2.5.2.10. Asignación automática de rótulas plásticas en vigas.

Los valores de los parámetros numéricos a, b y c, y de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas por flexión son extraídos y calculados automáticamente según la tabla 6-7 del FEMA 356. A continuación se ilustra el ingreso de las rótulas plásticas.

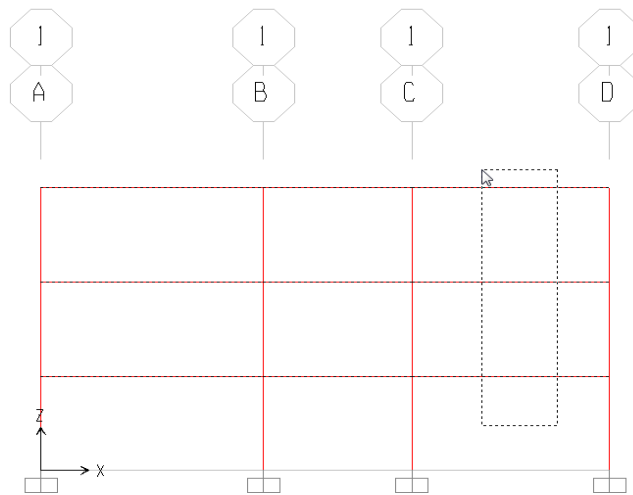


Figura 33. Selección de las vigas para asignar las rótulas plásticas.

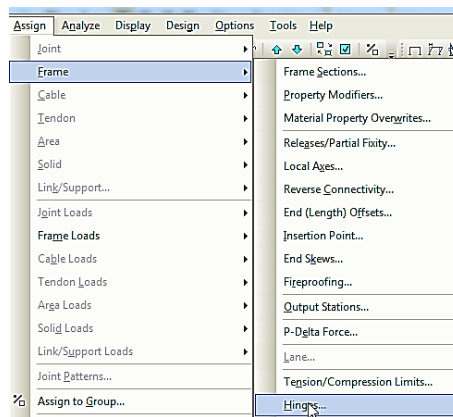


Figura 34. Para ingresar las rótulas: menú Assign/Frame/Hinges.

Se asigna las rótulas plásticas en los extremos de la viga a un 10% para el punto inicial del miembro y 90% para el punto final. Escogemos la tabla 6-7 que es para las vigas y en caso/combo seleccionamos CGNL.

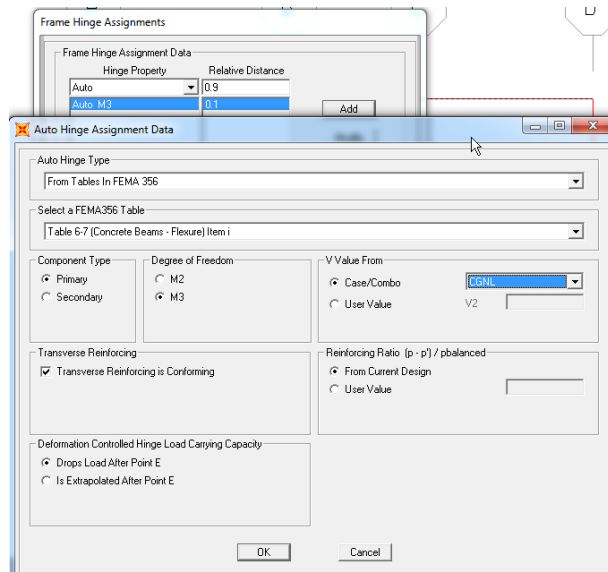


Figura 35. Asignación de las rótulas plásticas a 10 y 90% de la longitud de la viga.

2.5.2.11. Asignación automática de rótulas plásticas en columnas.

A diferencia de las vigas estos parámetros de aceptación son extraídos y calculados a partir de la tabla 6-8 del FEMA 356.

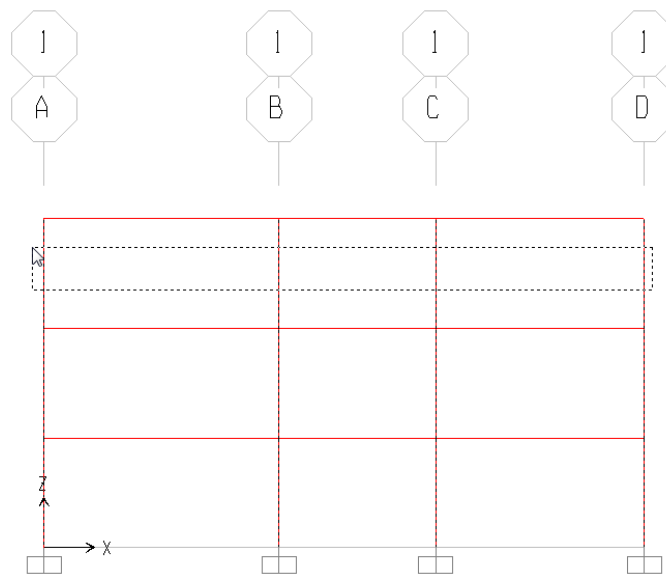


Figura 36. Selección de las columnas para asignar las rótulas plásticas.

Se asigna las rótulas plásticas en el pie y cabeza de la columna a un 10% para el punto inicial del miembro y 90% para el punto final. Escogemos la tabla 6-8 del FEMA que es para las columnas y en caso/combo se selecciona PUSH.

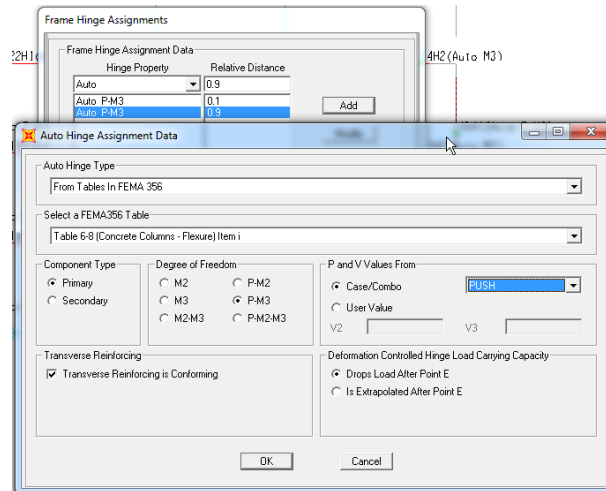


Figura 37. Asignación de las rótulas plásticas a 10 y 90% de la longitud de la columna.

Como resultado de la asignación de las rótulas plásticas tanto en vigas y columnas se tiene la siguiente figura.

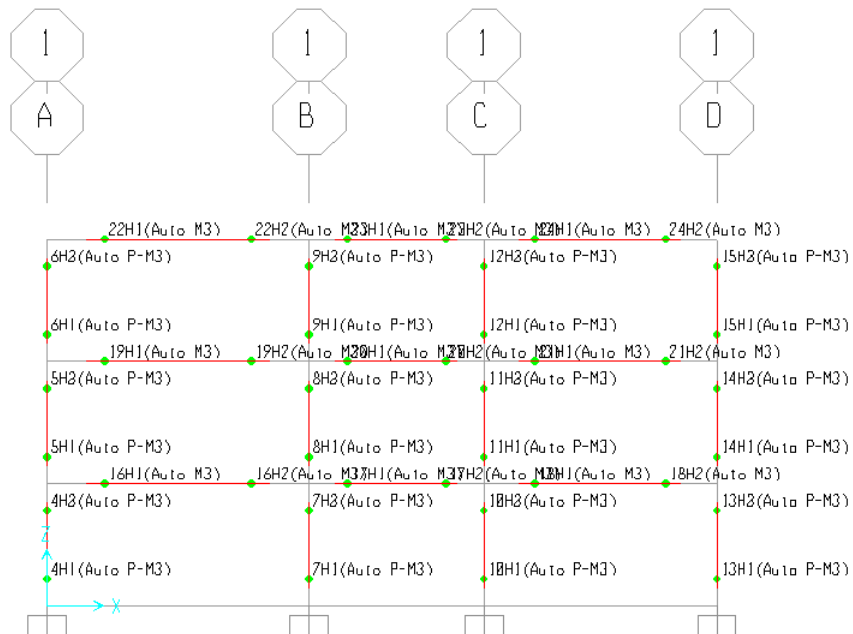


Figura 38. Rótulas Plásticas asignadas a vigas y columnas.

Finalmente se da un clic en el icono RUN para que el programa analice el modelo.



Figura 39. Herramienta para ejecutar el modelo.

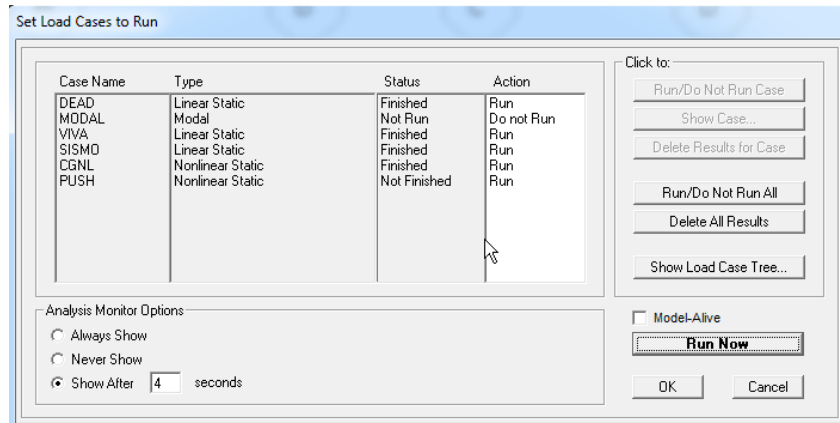


Figura 40. Casos de cargas a ejecutarse.

Cuando se ejecuta el Análisis al modelo, este tomará un tiempo ya que tiene que realizar algunas iteraciones para luego guardarlos en la base de datos.

2.5.2.12. Resultados del análisis

2.5.2.12.1. Aparición de las rótulas plásticas paso a paso.

Seleccionando el caso pushover se aprecia que a medida que avanzan los pasos se siguen formando las rótulas plásticas en vigas y columnas con sus colores característicos, que indican el nivel de desempeño de las rótulas basado en el FEMA-356.

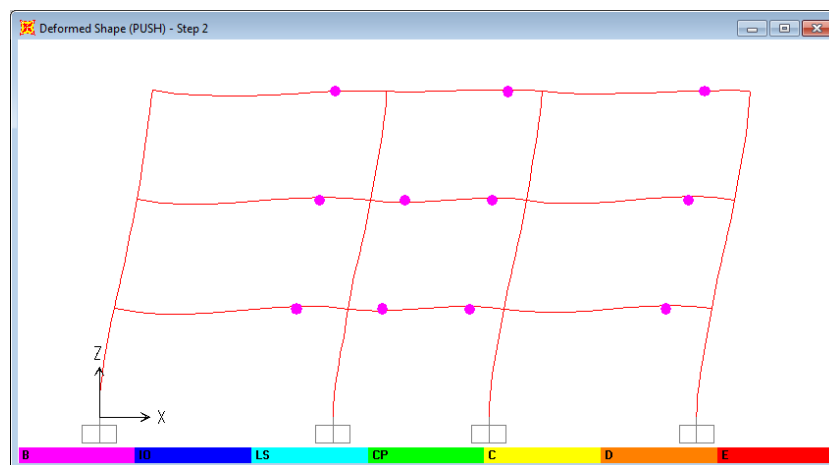


Figura 41. Rótulas plásticas en el paso 2. (Las vigas están en el nivel de Cedencia: Color Lila)

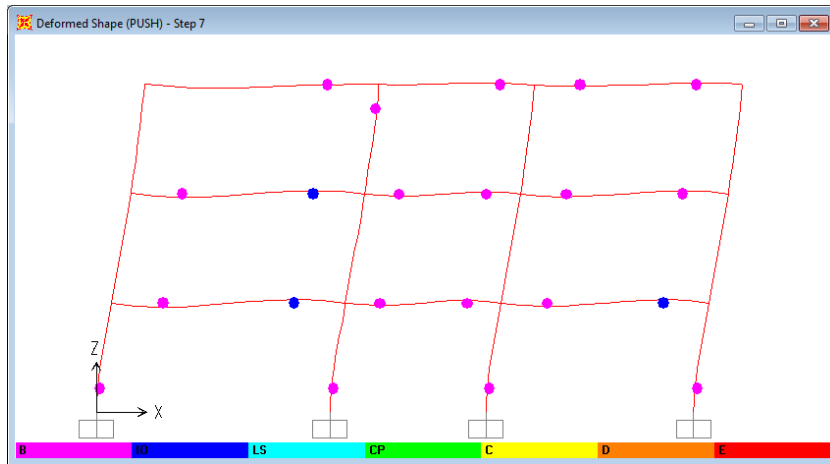


Figura 42. Rótulas plásticas en el paso 7. (Algunas vigas pasan al Nivel de Ocupación inmediata: Color azul, mientras que las columnas en su base están en cedencia)

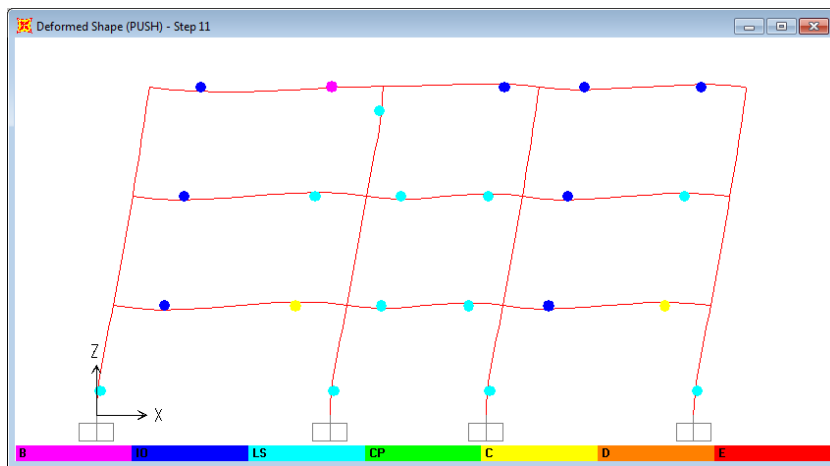


Figura 43. Rótulas plásticas en el paso 11. (Las vigas del vano más desfavorable empiezan a desarrollar su Capacidad Ultima: Color Amarillo, mientras que los otros vanos están en el nivel de seguridad de vida: color Celeste)

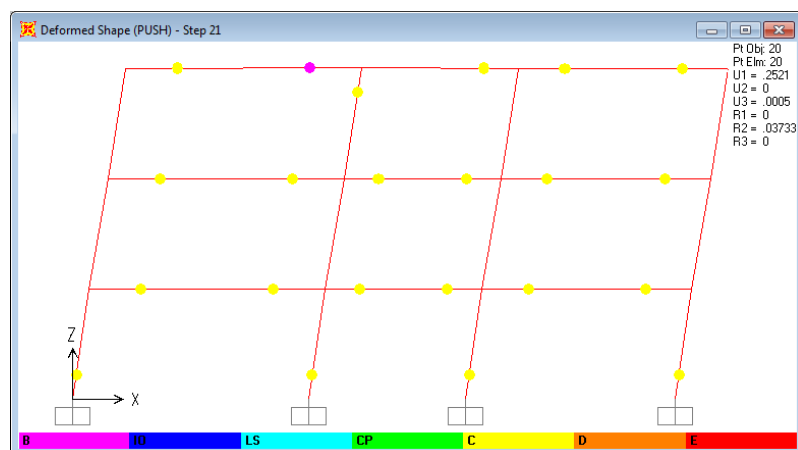


Figura 44. Rótulas plásticas en el paso 21. (Al alcanzar el desplazamiento indicado en el nudo de referencia, todas las vigas y columnas desarrollan su Capacidad Última: Color Amarillo.)

2.5.2.13. Curva de capacidad

Luego de haber ejecutado el Análisis del pórtico, SAP 2000 v16 (DEMO) nos provee de una herramienta muy útil que es Show Static Pushover Curve, la cual presenta la curva de capacidad, es decir una gráfica Cortante Basal vs. Desplazamiento Controlado.

En la siguiente imagen se muestra cual fue la capacidad de la estructura y de la misma manera en qué punto pasa a convertirse del comportamiento elástico al inelástico

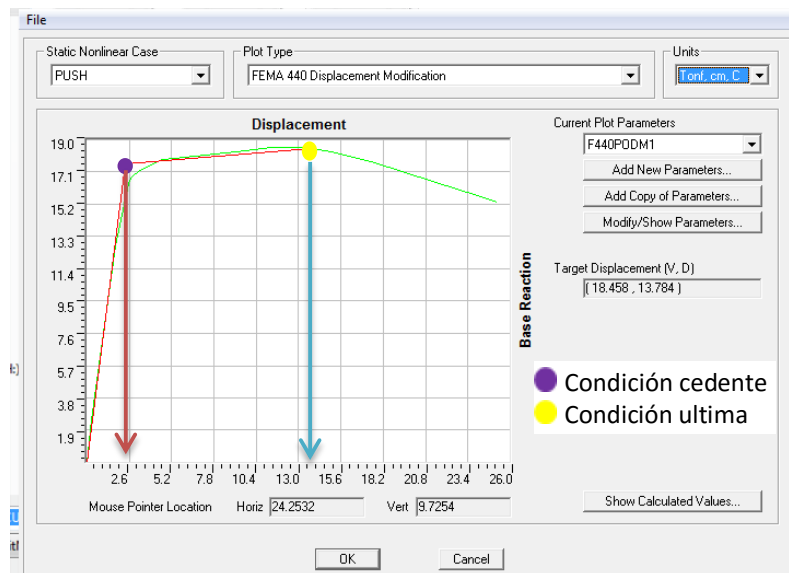


Figura 45. Puntos de cedencia y última en la curva de capacidad.

2.5.2.13.1. Cálculo de la ductilidad característica.

Para el cálculo de la ductilidad es necesario obtener los puntos de la condición cedente (Limite Plástico) y la condición última (Limite Inelástico). Estos valores son obtenidos de la curva presentada anteriormente:

$$u = \frac{U_u}{U_y} = \frac{13.78 \text{ cm}}{2.32 \text{ cm}} = 5.94$$

MODELO	A (m)	B (m)	C (m)	Z (m)	SECC. VIGA		SECC. COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		μ=Uu/UY
					b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)	
11.21	4.50	3.00	4.00	2.1	0.25	0.30	0.30	0.30	2.32	17.58	13.78	18.46	5.94

Tabla 13. Características de pórtico y cálculo de la ductilidad.

2.5.2.14. Clasificación por ductilidad

En estos procedimientos de evaluación, la capacidad de ductilidad y la demanda se clasifica como bajo, moderado o alto.

La siguiente relación aproximada puede ser asumida:

<u>CLASIFICACIÓN</u>	<u>DUCTILIDAD</u>
BAJO	$u < 2$
MODERADO	$2 \leq u \leq 4$
ALTO	$u > 4$

Tabla 14. Clasificación de ductilidad.

Fuente: FEMA 273, Tabla 6-5

2.5.3. Desarrollo del método unificado de evaluación estructural para la obtención de una calificación de vulnerabilidad sísmica.

2.5.3.1. Determinación de la resistencia provista por el edificio.

El índice que nos permite conocer la resistencia provista por la edificación se calcula mediante tres parámetros fundamentales integrados en la siguiente ecuación:

$$I_s = E_{so} * S_d * T$$

Donde:

Eso: índice sísmico básico de comportamiento estructural.

SD: índice de configuración estructural.

T: índice de deterioro de la edificación

Is (resistencia provista por el edificio)	
Is = Eo * Sd * T	
PARÁMETRO	VALOR
Eo	0.394611157
Sd	1
T	1
Is	0.394611157

Figura 46. Cálculo índice sísmico básico de comportamiento estructural.

2.5.3.1.1. Cálculo del índice sísmico básico de comportamiento estructural.

Se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso. Esta resistencia se calcula para cada planta por la suma de los productos del área de la sección transversal de una columna y de su resistencia de corte, reduciendo este producto por un factor (α_i) que considera la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menor que el resto de los elementos sismo resistentes.

Para el cálculo de Eo, al ser las columnas de hormigón armado el elemento estructural que predomina la tipología en las viviendas de la muestra analizada debemos tener en cuenta lo siguiente:

- Columnas de hormigón armado. Son todas las columnas en las que la relación h_o/D es mayor que 2.

El índice E_o se calcula con la ecuación siguiente:

$$E_o = \frac{(np + 1)}{(np + i)} * \{\alpha_3 * C_c\} * F$$

DONDE:

α_i : Factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico.

np : Número de pisos del edificio.

i : Nivel que se evalúa.

C_c : Índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de hormigón armado.

F : Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales.

- $F = 1,0$ si columnas de hormigón armado controlan la falla.

El término $(n + 1)/(n + i)$ considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i , cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio por sobre el nivel considerado. El término α_i está en función de varios valores tabulados que se presenta en la Figura 29.

Para el cálculo de C_c se debe tomar en cuenta la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{5 * \sum A_{c1} + 3 * \sum A_{c2}}{\sum_{j=1}^{np} W_j}$$

DONDE:

f_c : Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón. 210kg/cm²

$\sum A_{c1}$: Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.

$\sum A_{c2}$: Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.

W_j : Peso del piso j .

En esta ecuación el área se debe expresar en cm², las resistencias y tensiones en kgf/cm² y los pesos en kgf. Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden

a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismo resistente, expresadas en kgf/cm².

Para el cálculo de todos los valores y coeficientes mencionados, se utilizó una hoja de cálculo que se presenta a continuación

DATOS DE LA EDIFICACIÓN					
DIMENSIONES BÁSICAS					
Número de pisos de la edificación		np	3		
Altura de Entrepiso		he(m)	2.1		
Altura de la edificación		ht(m)	6.3		
Area de la losa		Alosa(m ²)	132.25		
Espesor de la losa		e _{losa} (m)	0.2		
Datos de Columnas	SECCIÓN	Nº COLUMNAS	b(cm)	h(cm)	AREA SECCIÓN(cm ²)
	C1	16	30	30	900
	C2		1	1	1
	C3				0
Resistencia a compresión del hormigón		f'c(kg/cm ²)	210		

NOTA: SI SOLO TIENE UNA SECCION NO INGRESE EL NÚMERO DE COLUMNAS EN LOS SIGUIENTES ESPACIOS Y DIGITE 1 EN LA SECCION DE LA COLUMNA

Figura 47. Ingreso de Datos para el Cálculo de índice sísmico básico de comportamiento estructural.

Eo					
$E_o = \frac{(np + 1)}{(np + i)} * (\alpha_3 * C_c) * (F)$					
NUMERO DE PISOS A CALCULAR				3	
Ep PISO:		3	0.394611157		
Ep PISO:		2	0.473533388		
Ep PISO:		1	0.591916735		
Ep PISO:		0			
VALORES DEL COEFICIENTE α					
TIPO	α1	α2	α3	MODO DE FALLA	
A	1	0.7	0.5	columnas cortas y paredes portantes controlan la falla.	
B	0	1	0.7	Muros de hormigón armado controlan la falla.	
C	0	0	1	Columnas de hormigón armado controlan la falla.	

Figura 48. Cálculo de índice sísmico básico de comportamiento estructural.

ÍNDICES DE RESISTENCIA					
$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{5 * \sum A_{c1} + 3 * \sum A_{c2}}{\sum_{j=1}^{np} W_j}$					
Wj					
NIVEL DE EVALUACIÓN	PESO DE LOSA	PESO COLUMNA	PESO DEL PISO Wj		
3	68770	7862.4	76632.4		
2	68770	7862.4	76632.4		
1	68770	7862.4	76632.4		
0	68770	7862.4			
Cc					
NIVEL DE EVALUACIÓN	f`c (kg/cm2)	Ac1 (cm2)	Ac2 (cm2)	Wj(kg)	Cc
3	210	0	14400	76632.4	0.5919167
2	210	0	14400	76632.4	0.5919167
1	210	0	14400	76632.4	0.5919167
0	210	0	14400	0	
F (Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales)					
F = 1 Si Cmar, Ca y Csc son iguales a cero F = 0.8 Si Cmar, Ca y Csc son distintos de cero					

Figura 49. Cálculo índice de resistencia de columnas.

2.5.3.1.2. Cálculo del índice de configuración estructural.

Este coeficiente cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación. Al tener una planta simétrica tanto en sentido X como en Y, y al no presentar contracciones o irregularidades calificamos esta vivienda como regular, F cuyos parámetros tienen los siguientes valores en función de la ecuación siguiente:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

DONDE:

$$q_i = \{1 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 1,2,3,4,5,7 \text{ y } 8$$

$$q_i = \{1,2 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 6$$

Sd					
para i = 1, 2, 3, 4, 5, 7 y 8					
para i = 6					
ITEMS (qi)	Gi			Ri	Sd
	1	0.9	0.8		
1. Regularidad	Regular (a1)	Mediano (a2)	Irregular (a3)	1	1.00
2. Relación largo-ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0.5	1.00
3. Contratación de planta	$0,8 \leq c$	$0,5 \leq c < 0,8$	$c < 0,5$	0.5	1.00
4. Subterráneo	$1,0 \leq R_{as}$	$0,5 \leq R_{as} < 1,0$	$R_{as} < 0,5$	1	1.00
5. Junta de dilatación	$0,01 < s$	$0,005 \leq s < 0,01$	$s < 0,005$	0.5	1.00
6. Uniformidad de altura de piso	$0,8 \leq R_h$	$0,7 \leq R_h < 0,8$	$R_h < 0,7$	0.5	1.00
Sd					1

Figura 50. Cálculo índice de configuración estructural.

2.5.3.1.3. Cálculo del índice de deterioro de la edificación.

Este índice cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura, debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario. El factor T se determina de las siguientes tablas correspondiendo al menor valor obtenido de los cinco conceptos:

CLASIFICACION DE DAÑOS CAUSADOS POR SISMO	
Tipo de daño	Descripción
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales.
Estructural ligero	Grietas de menos de 0,5 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0,5 al 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del hormigón, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de hormigón armado. Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1% de su altura. Asentamiento de más de 20 cm.

Figura 51. Índice de deterioro para el tipo de daño estructural.

Fuente: Hirosawa, M. "Retrofitting and retration of building in Japan"

Deformación permanente (T₁)		VALOR
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0.7	
El edificio está construido sobre relleno artificial	0.9	
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente.	0.9	
Visible deformación de vigas o columnas	0.9	
No presenta signos de deformación	1	E
Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T₂)		VALOR
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras	0.8	
Grietas inclinadas visibles en columnas	0.9	
Grietas visibles en muros	0.9	
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras	0.9	
Nada de lo anterior	1	E
Incendios (T₃)		VALOR
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0.7	
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0.8	
No ha experimentado incendio	1	C
Uso del cuerpo o bloque (T₄)		VALOR
Almacena sustancias químicas	0.8	
No contiene sustancias químicas	1	B
Tipo de daño estructural (T₅)		VALOR
Daño estructural grave	0.8	
Daño estructural fuerte	0.9	
Daño estructural ligero o no estructural	1	C
RESULTADOS		
T1		1
T2		1
T3		1
T4		1
T5		1
VALOR MAS ALTO DE DETERIORO (T)		1

Figura 52. Cálculo índice de deterioro.

2.5.3.2. Determinación de la resistencia demandada en la zona (Iso).

La Resistencia demandada se calcula con la siguiente expresión:

$$Iso = Z * G * U$$

Donde:

- Z = Factor de zona sísmica; su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ($0,5 \leq Z \leq 0,1$).
- G = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.
- U = Factor de importancia del edificio por su uso

Iso (Resistencia demandada)	
Iso = Eso * Z * G * U	
PARÁMETRO	VALOR
Eso	0.4
Z	0.4
G	1
U	1
Iso	0.16

Figura 53. Cálculo índice de deterioro.

Una vez concluido y analizado todos los parámetros de la metodología comparamos los resultados obtenidos tanto de la resistencia provista por la edificación, como de la resistencia demandada por un sismo lo que nos da como resultado una edificación con un comportamiento seguro frente a un sismo:

Is	Iso
0.39461116	0.16
COMPORTAMIENTO SEGURO FRENTE A UN EVENTO SISMICO	

Figura 54. Despliegue de resultados de la edificación.

CAPÍTULO III

3. RESULTADOS

3.1. RESULTADOS MODELACIÓN DE LAS EDIFICACIONES MEDIANTE UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA MUESTRA EN ANÁLISIS

Posterior a la modelación de las viviendas, en el modelo estático lineal y no lineal creados en SAP 2000 v16 (DEMO), se utilizó la misma calidad de los materiales y diversas características geométricas para los pórticos según geometría de las viviendas a analizar, conforme limita la muestra; sin embargo, cada análisis posee su propio algoritmo de asignación de casos de carga.

La metodología descrita en el CAPÍTULO II fue aplicada para los restantes 92 pórticos, cuyas características se detallan, y de los cuales se desprenden los resultados que se presentan a continuación:

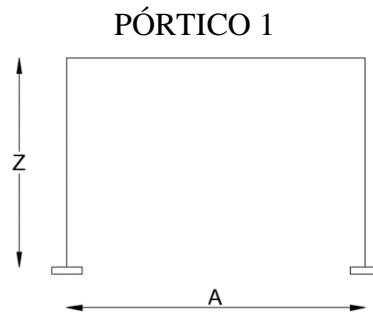


Tabla 15. Ductilidades de los pórticos del modelo 1.

BARRIO	MODELO	A (m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=U_u/U_y$	DUCTILIDAD
				b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
11 DE NOVIEMBRE	A_12_1P	4.25	2.50	0.20	0.25	0.25	0.25	1.09	4.39	2.80	4.66	2.57	MODERADO
11 DE NOVIEMBRE	A_18_1P	4.1	2.5	0.2	0.2	0.25	0.2	1.47	3.7	4.19	4.03	2.85	MODERADO
SAN ANTONIO DELAEROPUERTO	E_40_1P	4.3	2.4	0.2	0.25	0.3	0.2	0.95	3.69	3.12	4.09	3.28	MODERADO
LOS LAURÉLES	J_15.1_1P	4.33	3	0.25	0.25	0.3	0.25	1.36	3.77	3.57	4.18	2.63	MODERADO
LA LIBERTAD	I_05_1P	4.86	2.5	0.2	0.2	0.2	0.2	2.66	2.8	11.17	2.8	4.20	ALTO

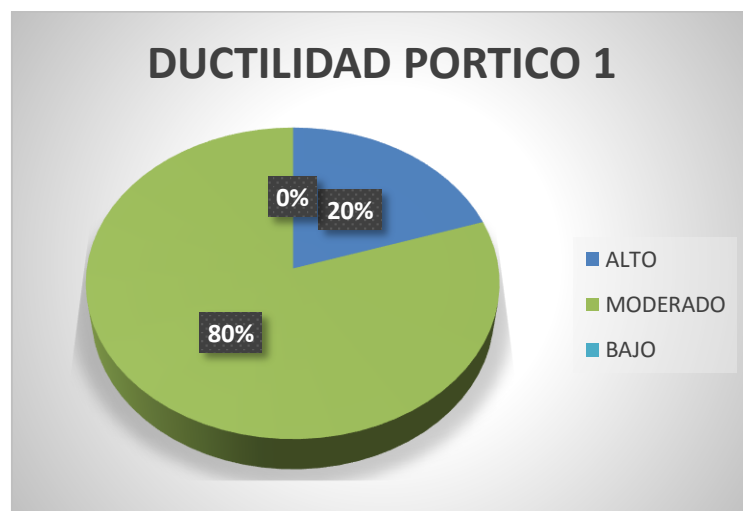


Figura 55. Porcentaje de pórticos 1 con ductilidad baja, media, alta.

PÓRTICO 2

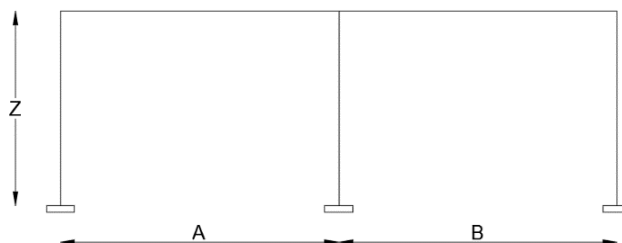


Tabla 16. Ductilidades de los pórticos del modelo 2.

BARRIO	MODELO	SECCION VIGA				SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=U_u/U_y$	DUCTILIDAD	
		A (m)	B(m)	Z (m)	b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)			cortante (t)
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	F_46_1P	4.15	4.00	2.50	0.25	0.20	0.25	0.20	1.09	5.57	4.43	6.32	4.06	ALTO
SAN MIGUEL DE TAPI	F_05_1P	4.12	4.65	2.55	0.2	0.25	0.3	0.2	1.56	8.51	10.55	7.54	6.76	ALTO
SAN MIGUEL DE TAPI	H_01_1P	5.95	4.28	2.32	0.2	0.25	0.3	0.2	1	9.28	2.33	10.43	2.33	MODERADO
24 DE MAYO	B_09_2P	4	6	2.4	0.2	0.25	0.3	0.3	1.85	5.93	8.01	5.62	4.33	ALTO
LA ALBORADA	C_15_1P	4.6	4.57	2.3	0.15	0.15	0.15	0.15	--	--	--	--	--	
LA VICTORIA	B_11_1P	3.98	3.98	2.3	0.2	0.25	0.25	0	0.9	9.28	2.12	9.65	2.36	MODERADO
MIRAFLORES	B_13_1P	3.63	3.63	2.6	0.15	0.2	0.2	0.2	2.53	4.15	10.31	4.107	4.08	ALTO
MIRAFLORES	E_04_1P	3.9	3.8	2.3	0.2	0.25	0.3	0.25	0.71	10.7	1.25	11.12	1.76	BAJO
MIRAFLORES	A_02_1P	3.38	3.38	2.4	0.2	0.25	0.25	0.25	0.95	8.48	1.37	8.67	1.44	BAJO
LIRIBAMBA	C_06_1P	4.15	2.95	2.6	0.2	0.2	0.2	0.2	1.88	5.23	4.75	5.65	2.53	MODERADO
LIRIBAMBA	B_04_1P	4.1	4.1	3.4	0.2	0.25	0.3	0.2	2.1	4.87	8.48	5.36	4.04	ALTO
SANTA ANA	D_06_1P	4.6	3.8	2.55	0.15	0.2	0.2	0.15	2.27	3.89	12.107	3.78	5.33	ALTO
SANTA ANA	C_02_1P	4.75	4.95	2.8	0.25	0.2	0.3	0.2	1.95	4.62	9.95	4.28	5.10	ALTO
SANTA ANA	C_03_1P	4.05	3.3	2.85	0.2	0.25	0.3	0.2	1.4	5.27	4.75	5.76	3.39	MODERADO
CRUZADA SOCIAL	A_01_1P	3.3	4.3	2.9	0.2	0.25	0.3	0.2	--	--	--	--	--	
CRUZADA SOCIAL	A_05_2P	4.3	1.8	2.575	0.2	0.2	0.2	0.2	1.56	4.72	3.11	5.57	1.99	BAJO
LA FLORIDA II	G_03_1P	3.8	3.95	3	0.2	0.25	0.25	0.2	1.43	7.02	3.74	7.55	2.62	MODERADO
LOS LAURELES	A_12_1P	5.53	5	3.07	0.25	0.25	0.3	0.25	1.58	7.97	4.88	8.58	3.09	MODERADO
LOS LAURELES	K_04_1P	3.9	3.58	2.85	0.25	0.25	0.3	0.25	0.93	9.81	1.79	10.06	1.92	BAJO
MEDIO MUNDO	A_10_1P	4.2	3.25	2.5	0.2	0.2	0.2	0.2	1.85	5.01	4.92	5.4	2.66	MODERADO
LA LIBERTAD	A_04_1P	3.87	2.45	2.65	0.25	0.3	0.3	0.3	--	--	--	--	--	

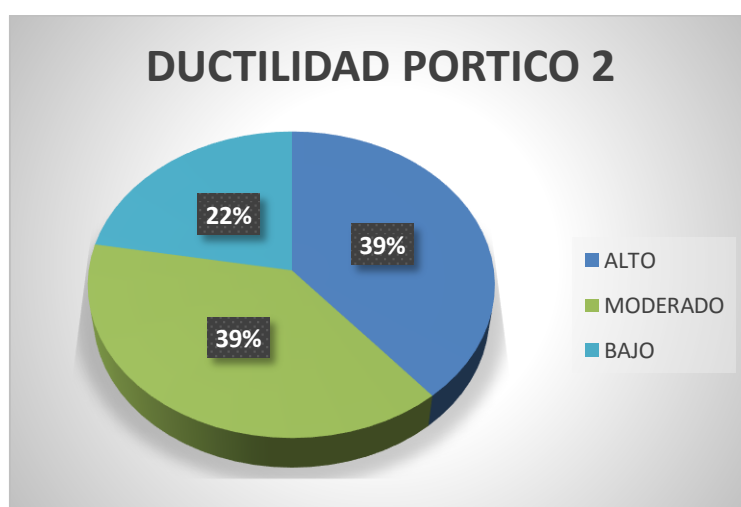


Figura 56. Porcentaje de pórticos 2 con ductilidad baja, media, alta.

PÓRTICO 3

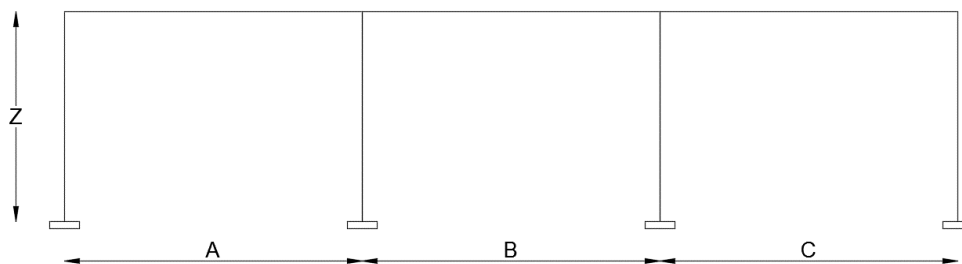


Tabla 17. Ductilidades de los pórticos del modelo 3.

BARRIO	MODELO	A (m)	B(m)	C(m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=Uu/Uy$	DUCTILIDAD
						b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
JOSÉ MANCERO	D_11_1P	4.30	4.30	4.20	2.70	0.25	0.30	0.30	0.30	0.85	16.23	2.32	17.58	2.73	MODERADO
SAN MIGUEL DE TAPI	U_06_1P	4.05	3.95	3.95	2.5	0.2	0.2	0.2	0.2	1.79	5.54	8.34	5.27	4.66	ALTO
CORAZON DE LA PATRIA	C_16_2P	2.3	4.3	3.3	2.7	0.25	0.3	0.3	0.3	0.55	15.59	1.03	17.7	1.87	BAJO
CORAZON DE LA PATRIA	A_04_2P	3.9	3	3.8	2.95	0.2	0.25	0.3	0.2	1.67	6.75	6.45	7.52	3.86	MODERADO
LA VICTORIA	A_07_1P	3.6	3.6	3.6	2.3	0.25	0.3	0.3	0.3	0.46	15.59	0.72	18.16	1.57	BAJO
MIRAFLORES	F_01_1P	3.25	3.25	3.25	2.4	0.2	0.25	0.25	0.25	0.94	11.96	1.79	12.27	1.90	BAJO
LIRIBAMBA	A_15_1P	1.98	2.05	4.0	2.7	0.2	0.25	0.3	0.2	1.08	6.37	4.44	7.27	4.11	ALTO
CRUZADA SOCIAL	A_04.1_1P	2.95	4.2	4.5	3.4	0.2	0.25	0.25	0.2	2.5	7.69	10.68	7.28	4.27	ALTO
LA FLORIDA I	T_07_1P	1.85	2.65	4.85	2.8	0.2	0.25	0.25	0.2	1.21	7.55	3.44	8.77	2.84	MODERADO
MEDIO MUNDO	C_04_1P	4	4.1	3.91	3	0.25	0.25	0.3	0.25	1.28	11.24	3.88	12.02	3.03	MODERADO
MEDIO MUNDO	B_06_1P	3.5	3.5	4	2.7	0.2	0.25	0.3	0.2	1.02	13.78	4.5	14.69	4.41	ALTO
MEDIO MUNDO	D_39_1p	3.65	3.77	3.72	2.9	0.25	0.3	0.3	0.25	1.3	10.45	3.68	11.11	2.83	MODERADO
LA LIBERTAD	H_17_1P	3.6	3.8	3.35	2.65	0.2	0.25	0.3	0.25	1.08	11.63	2.63	12.22	2.44	MODERADO

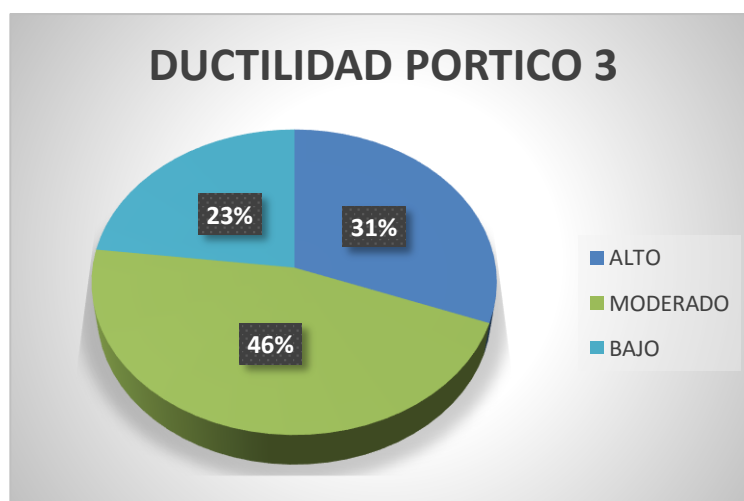


Figura 57. Porcentaje de pórticos 3 con ductilidad baja, media, alta.

PÓRTICO 4

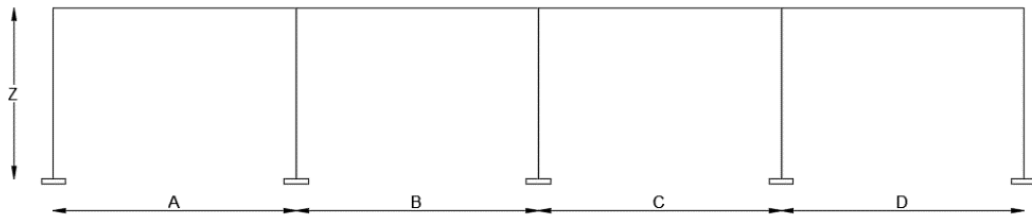


Tabla 18. Ductilidades de los pórticos del modelo 4.

BARRIO	MODELO	A (m)	B(m)	C(m)	D(m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=Uu/Uy$	DUCTILIDAD
							b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
SANTA ANA	A_01_1P	4.25	6.05	3.95	3.85	2.90	0.20	0.25	0.25	0.20	2.02	11.90	8.69	13.04	4.30	ALTO
LA FLORIDA II	A_07_1P	4.75	4.75	3.5	3.5	3	0.25	0.3	0.3	0.2	1.45	17.94	4.05	19.37	2.79	MODERADO
MEDIO MUNDO	A_01_1P	3.1	3.2	3.1	4.05	3.05	0.2	0.25	0.3	0.25	1.28	13.17	3.23	13.63	2.52	MODERADO

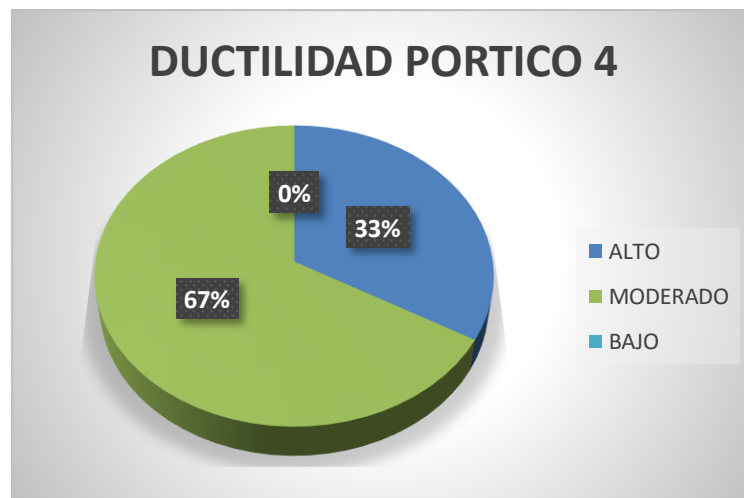


Figura 58. Porcentaje de pórticos 4 con ductilidad baja, media, alta.

PÓRTICO 5

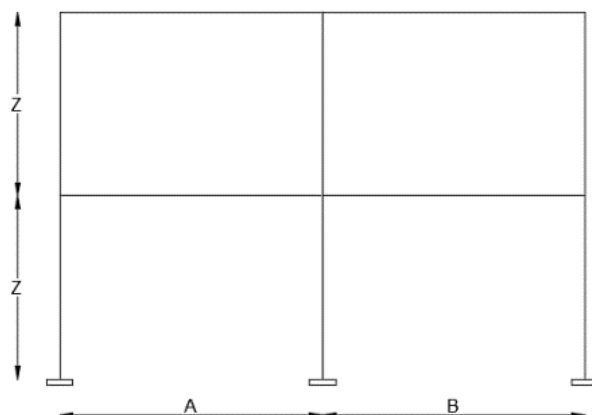


Tabla 19. Ductilidades de los pórticos del modelo 5.

BARRIO	MODELO	A (m)	B(m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=U_u/U_y$	DUCTILIDAD
					b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
JOSÉ MANCERO	D_05_2P	3.14	3.70	2.55	0.20	0.25	0.30	0.20	2.33	6.92	10.23	7.49	4.39	ALTO
11 DE NOVIEMBRE	D_16_2P	4.9	4.9	2.6	0.25	0.3	0.35	0.3	2.39	12.57	11.58	13.27	4.85	ALTO
11 DE NOVIEMBRE	K_13_2P	4.8	3.3	2.7	0.2	0.2	0.2	0.2	5.91	3.68	22.17	3.51	3.75	MODERADO
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	C_14_2P	2.85	4.05	2.5	0.25	0.3	0.3	0.25	1.53	9.32	5.62	10.24	3.67	MODERADO
CORAZON DE LA PATRIA	C_58_2P	4.1	4.8	2.65	0.25	0.3	0.3	0.3	2.39	9.32	10.53	10.24	4.41	ALTO
LA ALBORADA	I_04_2P	4.85	4.85	2.55	0.2	0.2	0.25	0.2	4.83	5.58	20.023	5.45	4.15	ALTO
LA VICTORIA	A_05_2P	2.8	4.7	2.6	0.25	0.3	0.3	0.3	1.85	9.06	8.76	9.95	4.74	ALTO
MIRAFLORES	A_11_2P	4.63	4.63	2.5	0.15	0.15	0.2	0.15	--	--	--	--	--	ALTO
LIRIBAMBA	D_04_2P	4.45	4.15	2.65, 2.8	0.2	0.25	0.3	0.2	3.75	5.66	15.64	5.74	4.17	ALTO
LIRIBAMBA	A_07_2P	4.85	3.15	2.8	0.2	0.25	0.25	0.2	4.93	5.2	15.2	5.41	3.08	MODERADO
LA FLORIDA I	U_05_2P	3.5	1.45	2.6	0.25	0.25	0.3	0.25	1.57	7.55	5.58	8.33	3.55	MODERADO
LOS LAURELES	C_15_2P	7.08	7.74	3.3	0.3	0.35	0.4	0.3	--	--	--	--	--	ALTO
LOS LAURELES	J_09_2P	3.35	3.4	2.7, 2.5	0.25	0.3	0.35	0.3	1.36	10.75	4.03	11.56	2.96	MODERADO
LA LIBERTAD	A_14.1_2P	2.65	4.12	2.4, 2.2	0.2	0.2	0.25	0.2	3.73	5.24	19.47	4.85	5.22	ALTO

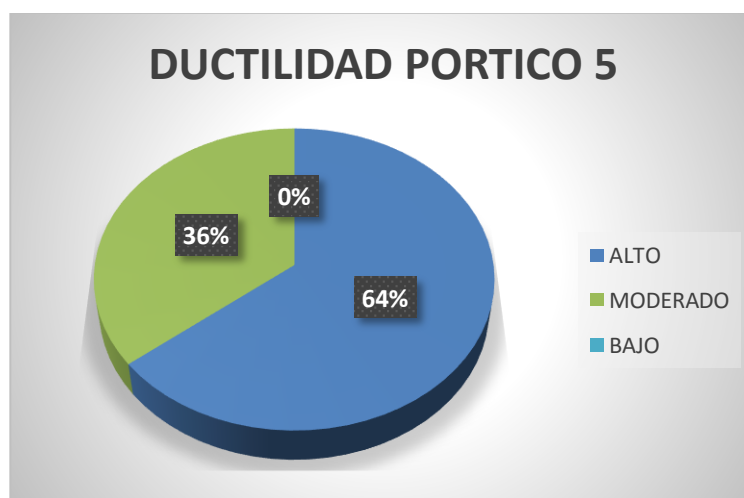


Figura 59. Porcentaje de pórticos 5 con ductilidad baja, media, alta.

PÓRTICO 6

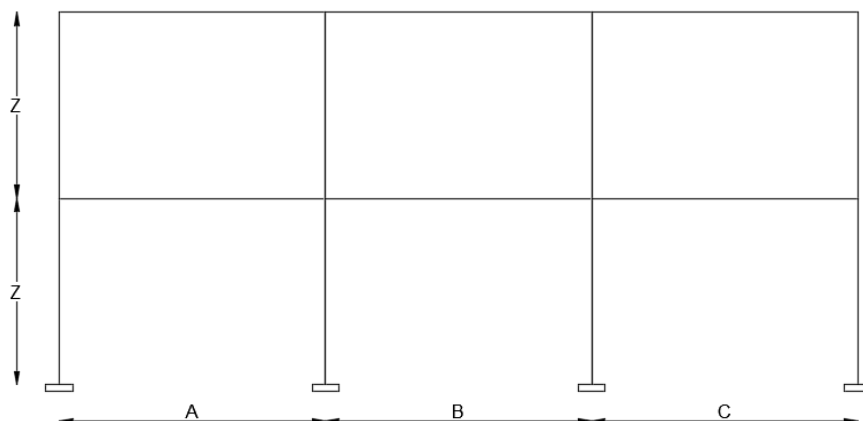


Tabla 20. Ductilidades de los pórticos del modelo 6.

BARRIO	MODELO	A (m)	B(m)	C(m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=U_u/U_y$	DUCTILIDAD
						b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
JOSÉ MANCERO	B_11_2P	3.87	3.77	3.67	3.03, 2.6	0.25	0.30	0.30	0.30	2.38	12.15	11.29	13.38	4.74	ALTO
11 DE NOVIEMBRE	D_22_2P	3.1	4	3.6	3.2, 2.6	0.25	0.3	0.3	0.3	2.05	13.02	9.12	14.2	4.45	ALTO
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	A_04_2P	3.5	4.35	2.4	2.5	0.2	0.2	0.2	0.2	4.61	5.62	16.64	5.6	3.61	MODERADO
SAN MIGUEL DE TAPI	B_20_3P	3.25	4.43	4.91	2.95, 2.6	0.25	0.3	0.35	0.35	3.16	16.11	16.91	17.258	5.35	ALTO
SAN MIGUEL DE TAPI	B_12_2P	2.95	3.25	4.25	2.6	0.2	0.25	0.25	0.25	3.04	9.24	17.56	8.26	5.78	ALTO
24 DE MAYO	T_03_2P	3.3	3.3	3.3	2.3	0.2	0.25	0.3	0.2	1.77	11.46	6.77	12.29	3.82	MODERADO
24 DE MAYO	B_06_2P	3.15	3	3.05	2.3	0.2	0.2	0.2	0.15	4.38	3.54	22.38	3.86	5.11	ALTO
24 DE MAYO	Q_10_2P	3.5	3.3	3.3	2.325	0.2	0.2	0.2	0.2	4.27	6.06	15.81	5.84	3.70	MODERADO
LOS EUCAUPTOS	A_16_2P	3.7	3.35	3.65	2.5	0.2	0.2	0.3	0.2	2.79	9.26	11.34	9.9	4.06	ALTO
LA ALBORADA	B_15_2P	3.3	3.1	3.75	2.7	0.25	0.25	0.3	0.25	2.05	10.9	8.28	11.69	4.04	ALTO
LA ALBORADA	H_05_2P	3.05	2.3	4.05	2.2	0.2	0.25	0.3	0.2	1.77	9.35	8.29	10.39	4.68	ALTO
LA VICTORIA	A_32_2P	2.65	3.45	3.45	2.4	0.2	0.25	0.25	0.25	1.81	10.21	7.37	11	4.07	ALTO
CRUZADA SOCIAL	B_03_2P	3.35	2.35	2.95	2.55	0.25	0.3	0.3	0.25	1.3	13.45	3.65	15.03	2.81	MODERADO
LA FLORIDA I	T_04_3P	4.35	3.65	3.65	2.7	0.2	0.25	0.25	0.2	3.52	8.73	14.59	8.97	4.14	ALTO
LA FLORIDA I	U_04_2P	4.1	2.5	4.1	2.6	0.2	0.25	0.3	0.2	3.36	10.7	14.35	10.59	4.27	ALTO
LA FLORIDA I	U_16_2P	3.65	4.35	3.15	2.6	0.25	0.3	0.3	0.25	2.17	12.71	9.92	14	4.57	ALTO
LA FLORIDA II	Q_12_2P	3.05	4.35	3.15	2.8, 2.6	0.25	0.3	0.35	0.25	1.48	14.35	4.7	15.74	3.18	MODERADO
LA LIBERTAD	K_12_2P	2.68	2.68	4.3	2.4	0.2	0.2	0.2	0.2	4.22	5.54	26.91	5.24	6.38	ALTO

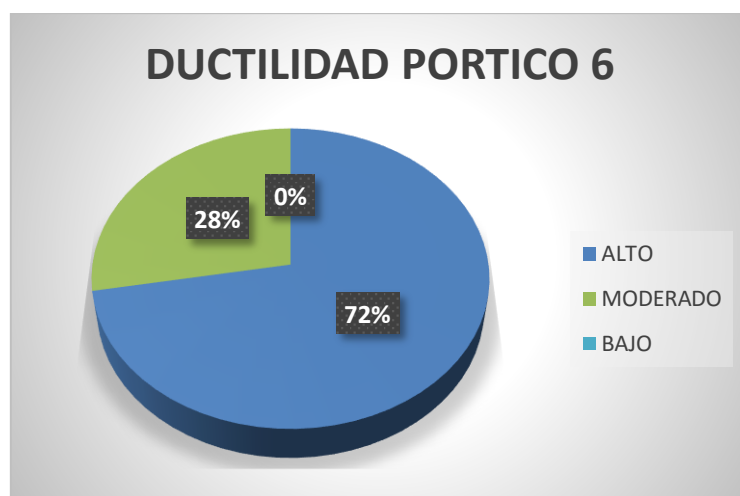


Figura 60. Porcentaje de pórticos 6 con ductilidad baja, media, alta.

PÓRTICO 7

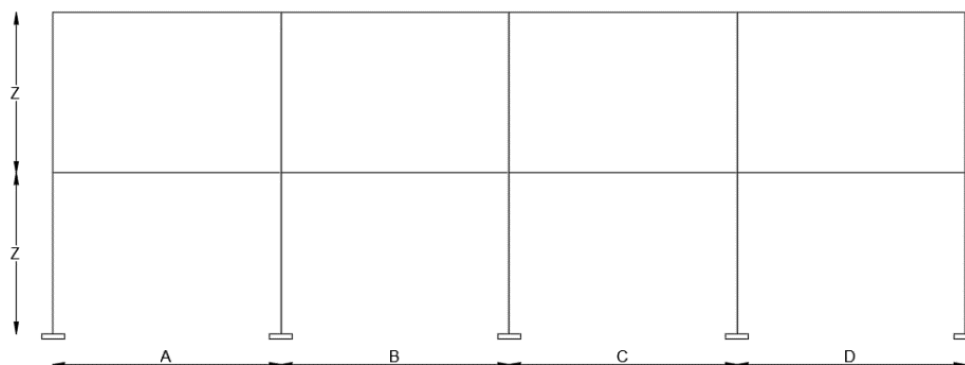


Tabla 21. Ductilidades de los pórticos del modelo 7.

BARRIO	MODELO	A (m)	B(m)	C(m)	D(m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=U_u/U_y$	DUCTILIDAD
							b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
JOSÉ MANCERO	D_01_2P	3.94	3.00	3.30	3.50	2.50	0.20	0.25	0.30	0.20	2.39	12.81	9.88	13.78	4.13	ALTO
JOSÉ MANCERO	B_08_2P	3.55	3.75	4.45	3.25	2.4	0.2	0.25	0.3	0.2	2.79	10.44	15.327	10.671	5.49	ALTO
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	2A_38_2P	4.5	4.2	4.2	4.3	2.5	0.2	0.25	0.25	0.2	3.53	10.37	15.31	10.23	4.34	ALTO
LOS EUCAIPTOS	K_07_2P	2.8	2.8	3.5	3.4	2.5	0.15	0.2	0.25	0.15	3.41	13.32	11.13	14.52	3.26	MODERADO
LOS EUCAIPTOS	A_09_2P	2.55	3.5	3.4	3.05	2.5	0.15	0.25	0.25	0.15	3.35	12.51	20.57	10.01	6.14	ALTO
LOS EUCAIPTOS	E_13_2P	2.55	3.5	3.4	3.05	2.5	0.15	0.25	0.25	0.15	3.77	7.72	13.331	8.72	3.54	MODERADO
LOS EUCAIPTOS	F_15_2P	2.8	2.8	3.5	3.4	2.5	0.15	0.25	0.25	0.15	4.03	7.52	14.92	8.33	3.70	MODERADO
CORAZON DE LA PATRIA	A_08_2P	3.9	2.75	3.3	3.9	2.7	0.2	0.25	0.3	0.2	3.07	12.67	14.021	12.97	4.57	ALTO
LA ALBORADA	B_11_2P	4.38	4.33	2.65	3.04	2.55	0.25	0.25	0.3	0.25	2.71	16.47	12.61	17.01	4.65	ALTO
LA VICTORIA	A_17_2P	3.55	3.55	3.05	2.55	2.4	0.25	0.3	0.3	0.3	1.24	20.19	4.08	21.62	3.29	MODERADO
SANTA ANA	B_08_2P	4.2	3.9	1.9	2.2	2.45	0.2	0.25	0.3	0.2	2.95	10.8	11.21	12.04	3.80	MODERADO

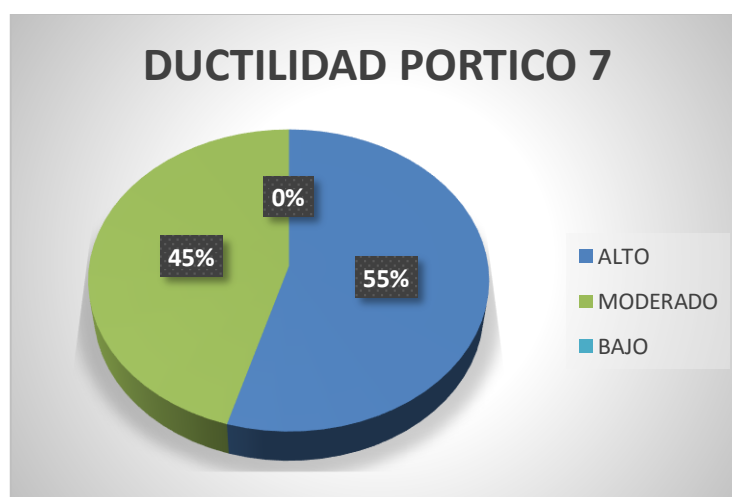


Figura 61. Porcentaje de pórticos 7 con ductilidad baja, media, alta.

PÓRTICO 8

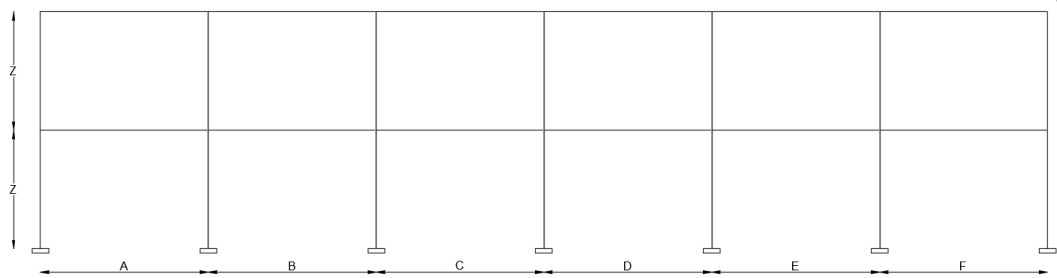


Tabla 22. Ductilidades de los pórticos del modelo 8.

BARRIO	MODELO	A (m)	B(m)	C(m)	D(m)	E(m)	F(m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		μ=Uu/Uy	DUCTILIDAD
									b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
CORAZON DE LA PATRIA	A_06_2P	3.30	3.40	3.10	3.50	4.77	4.10	2.65	0.25	0.30	0.30	0.30	1.67	28.64	7.22	30.96	4.32	ALTO

PÓRTICO 9

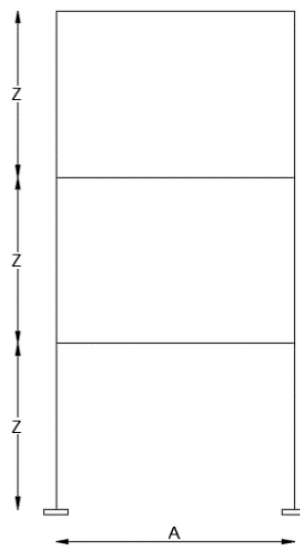


Tabla 23. Ductilidades de los pórticos del modelo 9.

BARRIO	MODELO	A (m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		μ=Uu/Uy	DUCTILIDAD
				b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
LA FLORIDA II	J_06_3P	4.55	2.7, 2.5	0.20	0.25	0.30	0.20	7.53	2.75	27.50	2.64	3.65	MODERADO

PÓRTICO 10

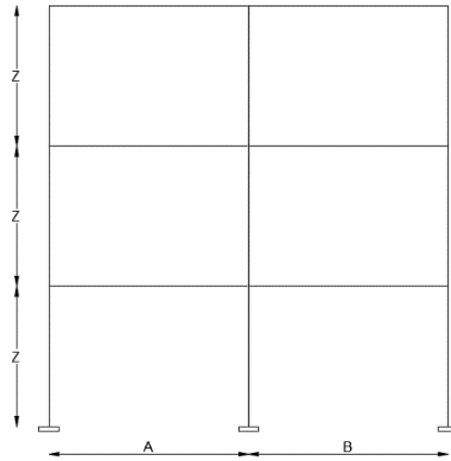


Tabla 24. Ductilidades de los pórticos del modelo 10.

BARRIO	MODELO	A (m)	B(m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=Uu/Uy$	DUCTILIDAD
					b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
LA FLORIDA II	R_02_3P	4.70	3.10	2.70	0.25	0.25	0.30	0.25	3.87	6.04	16.14	6.80	4.17	ALTO

PÓRTICO 11

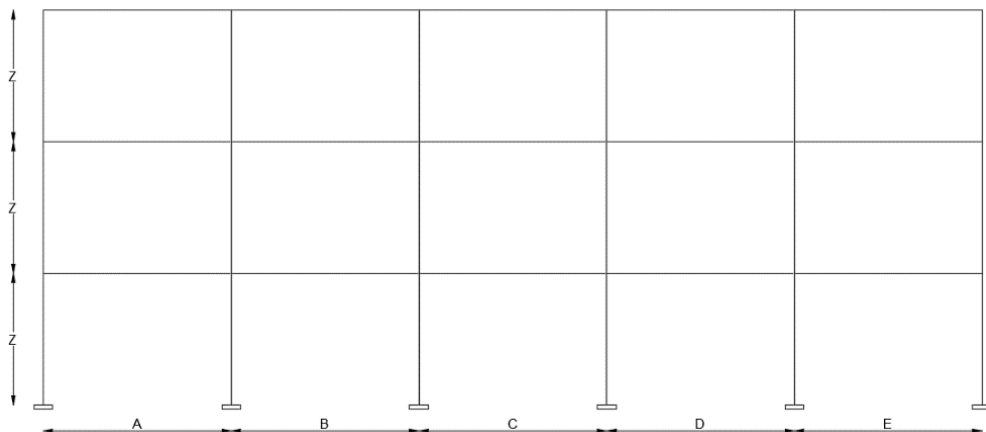


Tabla 25. Ductilidades de los pórticos del modelo 11.

BARRIO	MODELO	A (m)	B(m)	C(m)	D(m)	E(m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=U_u/U_y$	DUCTILIDAD
								b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
24 DE MAYO	A_10_3P	3.51	3	3.06	2.34	3.78	2.3, 2.5	0.25	0.3	0.3	0.3	1.65	24.3	8.57	26.65	5.19	ALTO

PÓRTICO 12

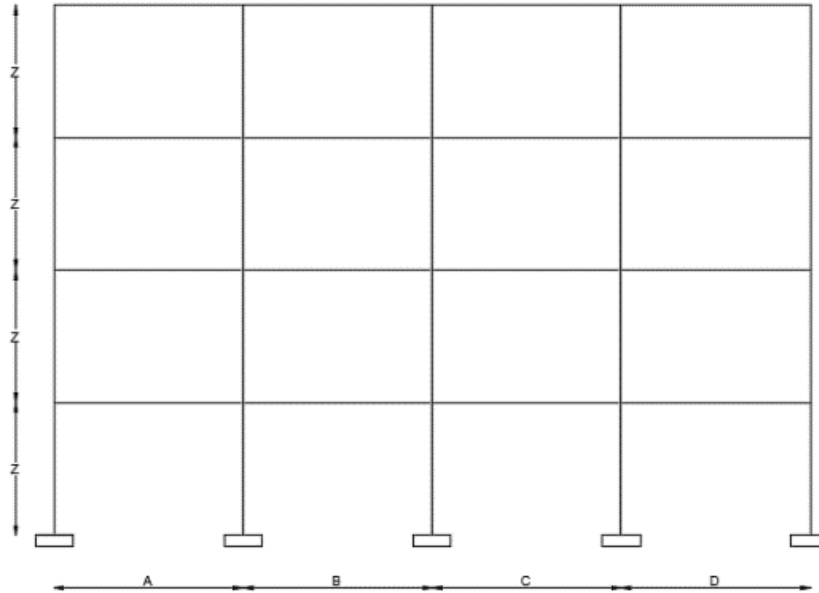


Tabla 26. Ductilidades de los pórticos del modelo 12.

BARRIO	MODELO	A (m)	B(m)	C(m)	D(m)	Z (m)	SECCION VIGA		SECCION COLUMNA		CONDICION CEDENTE (Y)		CONDICION ULTIMA (U)		$\mu=U_u/U_y$	DUCTILIDAD
							b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	desplaz. (cm)	cortante (t)	desplaz. (cm)	cortante (t)		
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	G_11_4P	4.8	4.9	4.9	4.7	2.4	0.25	0.3	0.3	0.3	5.54	19	22.352	20.521	4.03	ALTO

3.2.RESULTADOS DE VULNERABILIDAD DE LAS EDIFICACIONES MEDIANTE EL MÉTODO UNIFICADO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL, MÉTODO ITALIANO Y MÉTODO DE LA SGNR.

Posterior a la modelación de las viviendas y obtener su comportamiento dúctil, La metodología descrita en el CAPÍTULO II del método unificado de evaluación estructural fue aplicada para las 90 viviendas, de las cuales se desprenden los resultados que se presentan a continuación:

3.2.1. ÍNDICES DE VULNERABILIDAD OBTENIDOS CON LAS DISTINTAS METODOLOGÍAS APLICADAS:

Tabla 27. Datos de vulnerabilidad de las 90 viviendas analizadas por los diferentes métodos de evaluación.

BARRIO	CODIGO	RESULTADO ESCLEROMETRO (Kg/cm2)		RESULTADO IV. MÉTODO ITALIANO	RESULTADO V. MÉTODO SNGR	MÉTODO UNIFICADO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL										RESULTADOS MODELACIÓN		
		COLUMNA	LOSA			CALIFICACION	CALIFICACION	Is (Resistencia Provista por el edificio)				Iso (Resistencia Demandada)				CALIFICACION	DUCTIVIDAD	μ CALIFICACIÓN
				Es	Sd			T	Is	Eso	Z	G	U	Iso				
JOSE MANCERO	D_11_1P	214.00	129.00	SEGURA	SEGURA	0.39	1	1	0.39	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	2.73	MODERADO
JOSE MANCERO	B_11_2P	110.00	105.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.16	1	1	0.16	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.74	ALTO
JOSE MANCERO	D_05_2P	180.00	184.00	SEGURA	SEGURA	0.35	1	1	0.35	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.39	ALTO
JOSE MANCERO	B_08_2P	165.00	190.00	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.29	0.9	1	0.26	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	5.49	ALTO
JOSE MANCERO	D_01_2P	165.00		ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.23	0.9	1	0.21	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.13	ALTO
11 DE NOVIEMBRE	D_16_2P	239.20	145.00	SEGURA	SEGURA	0.39	0.9	1	0.35	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.85	ALTO
11 DE NOVIEMBRE	A_12_1P	160.33	137.50	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.4	1	1	0.4	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	2.57	MODERADO
11 DE NOVIEMBRE	A_18_1P	152.60	112.50	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.35	1	1	0.35	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	2.82	MODERADO
11 DE NOVIEMBRE	D_22_2P	189.00	109.50	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.43	0.9	1	0.39	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.45	ALTO
11 DE NOVIEMBRE	K_13_2P	120.00	158.33	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.11	1	1	0.11	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	ALT. VULNERABLE	3.75	MODERADO
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	A_38_2P	244.00	145.00	SEGURA	SEGURA	0.27	0.9	1	0.24	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.34	ALTO
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	C_14_2P	210.00	222.80	SEGURA	SEGURA	0.41	1	1	0.41	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	3.67	MODERADO
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	A_04_2P	124.00	105.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.17	1	1	0.17	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	3.61	MODERADO
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	E_40_1P	190.00	140.80	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.41	1	1	0.41	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	3.28	MODERADO
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	F_46_1P	180.00	181.11	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.29	1	1	0.29	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.06	ALTO
SAN ANTONIO DEL AEROPUERTO	G_11_4P	186.00	121.80	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.28	1	1	0.28	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.03	ALTO
SAN MIGUEL DE TAPI	B_20_3P	310.00	238.00	SEGURA	SEGURA	0.5	1	1	0.5	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	5.35	ALTO
SAN MIGUEL DE TAPI	F_05_1P	90.00	290.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.16	1	1	0.16	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	6.76	ALTO
SAN MIGUEL DE TAPI	U_06_1P	120.00	55.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.17	1	1	0.17	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.66	ALTO
SAN MIGUEL DE TAPI	B_12_2P	158.00		ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.23	1	1	0.23	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	5.78	ALTO
SAN MIGUEL DE TAPI	H_01_1P	190.00	210.00	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.27	1	1	0.27	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	2.33	MODERADO
24 DE MAYO	A_10_3P	280.00		SEGURA	SEGURA	0.97	1	1	0.97	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	5.19	ALTO
24 DE MAYO	T_03_1_2P	250.00		SEGURA	SEGURA	0.42	1	1	0.42	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	3.82	MODERADO
24 DE MAYO	B_06_2P	70.00		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.07	1	1	0.07	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	ALT. VULNERABLE	5.11	ALTO
24 DE MAYO	B_09_1P	120.00	95.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.17	1	1	0.17	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.33	ALTO
24 DE MAYO	Q_10_2P	110.00	210.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.17	1	1	0.17	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	3.7	MODERADO
LOS EUCALIPTOS	A_16_2P	290.00		SEGURA	SEGURA	0.54	1	1	0.54	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.06	ALTO
LOS EUCALIPTOS	K_07_2P	350.00		SEGURA	SEGURA	0.67	1	1	0.67	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	3.26	MODERADO
LOS EUCALIPTOS	A_09_2P	280.00		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.53	1	1	0.53	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	6.14	ALTO
LOS EUCALIPTOS	E_13_2P	180.00		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.34	1	1	0.34	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	3.54	MODERADO
LOS EUCALIPTOS	F_15_2P	140.00		ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.27	1	1	0.27	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	3.7	MODERADO
CORAZON DE LA PATRIA	A_06_2P	260.00	320.00	SEGURA	SEGURA	0.42	0.9	1	0.38	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.32	ALTO
CORAZON DE LA PATRIA	A_08_2P	158.00		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.3	1	1	0.3	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.57	ALTO
CORAZON DE LA PATRIA	C_16_1P	340.00		MED. VULNERABLE	SEGURA	1.08	1	1	1.08	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	1.87	BAJO
CORAZON DE LA PATRIA	A_04_1P	120.00		ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.22	1	1	0.22	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	3.86	MODERADO
CORAZON DE LA PATRIA	C_58_2P	120.00	250.00	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.31	0.9	1	0.28	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.41	ALTO
LA ALBORADA	B_15_2P	214.00	211.00	SEGURA	SEGURA	0.49	1	1	0.49	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.04	ALTO
LA ALBORADA	H_5_2P	215.00		SEGURA	SEGURA	0.44	1	1	0.44	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.68	ALTO
LA ALBORADA	B_11_2P	190.00		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.38	1	1	0.38	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.65	ALTO
LA ALBORADA	I_4_2P		196.20	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.18	0.9	1	0.16	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.15	ALTO
LA ALBORADA	C_15_1P	200.00	194.40	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.146	0.9	1	0.13	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	ALT. VULNERABLE	--	--
LA VICTORIA	A_5_2P	214.00		SEGURA	SEGURA	0.49	1	1	0.49	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.74	ALTO
LA VICTORIA	A_32_2P	218.00		SEGURA	SEGURA	0.55	1	1	0.55	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.07	ALTO
LA VICTORIA	A_7_1P	185.40		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.63	1	1	0.63	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	1.57	BAJO
LA VICTORIA	A_17_2P	202.00	205.20	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.49	1	1	0.49	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	3.29	MODERADO
LA VICTORIA	B_11_1P	239.20	167.00	ALT. VULNERABLE	MED. VULNERABLE	0.66	0.9	1	0.59	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	2.36	MODERADO
MIRAFLORES	B_13_1P	221.80		SEGURA	SEGURA	0.35	1	1	0.35	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.08	ALTO
MIRAFLORES	E_4_1P	248.80		SEGURA	SEGURA	0.61	1	1	0.61	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	1.76	BAJO
MIRAFLORES	A_2_1P	206.40		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.65	1	1	0.65	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	1.44	BAJO
MIRAFLORES	A_11_2P	163.00		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.04	1	1	0.04	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	ALT. VULNERABLE	--	--
MIRAFLORES	F_1_1P	205.20		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.56	1	1	0.56	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	1.9	BAJO
LIBRAMBA	D-04-2P	220.00	210.00	SEGURA	SEGURA	0.32	0.9	1	0.29	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.17	ALTO
LIBRAMBA	A-15-1P	120		MED. VULNERABLE	SEGURA	0.18	0.9	1	0.16	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.11	ALTO
LIBRAMBA	C-06-1P	190.00	145.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.27	0.9	1	0.24	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	2.53	MODERADO
LIBRAMBA	A-07-2P	110	145	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.22	0.9	1	0.2	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	3.08	MODERADO
LIBRAMBA	B-04-1P	158	310	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.27	0.9	1	0.24	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	4.04	ALTO
SANTA ANA III	D-06-1P	260.00	238.00	SEGURA	SEGURA	0.22	0.9	1	0.2	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	5.33	ALTO
SANTA ANA III	B-08-2P	<60	135.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.11	0.9	1	0.1	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	ALT. VULNERABLE	3.8	MODERADO
SANTA ANA III	C-02-1P	120.00	170.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.19	1	1	0.19	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	MED. VULNERABLE	5.1	ALTO
SANTA ANA III	A-01-1P	128.00	370.00	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.12	0.9	1	0.11	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	ALT. VULNERABLE	4.3	ALTO
SANTA ANA III	C-03-1P	158.00	380.00	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.32	1	1	0.32	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	3.39	MODERADO
CRUZADA SOCIAL	A-01-1P	238.00	210.00	SEGURA	SEGURA	0.41	1	1	0.41	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	--	--
CRUZADA SOCIAL	B-03-2P	210.00	260.00	SEGURA	SEGURA	0.71	1	1	0.71	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	2.81	MODERADO
CRUZADA SOCIAL	A-04-1-1P	238.00	160.00	MED. VULNERABLE	SEGURA	0.42	1	1	0.42	0.4	0.4	1	1	0.16	0.32	SEGURA	4.27	ALTO
CRUZADA SOCIAL	A-05-2P	190.00	210.00	ALT. VULNERABLE	SEGURA	0.47	1	1	0									

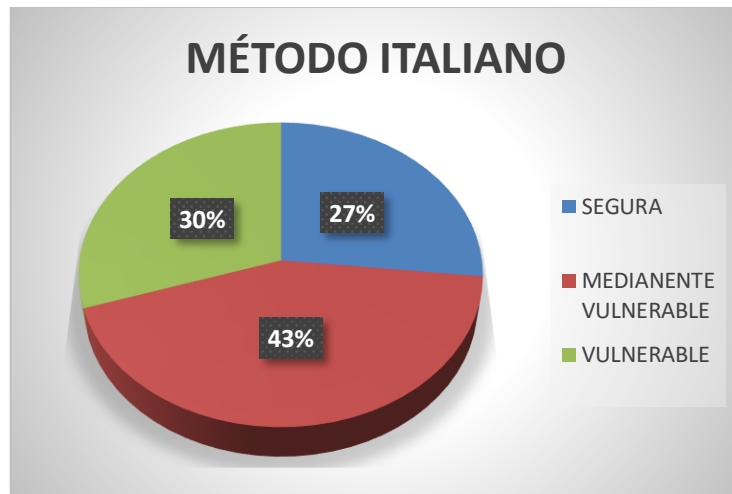


Figura 62. Porcentajes de vulnerabilidad conseguidos con el método Italiano.

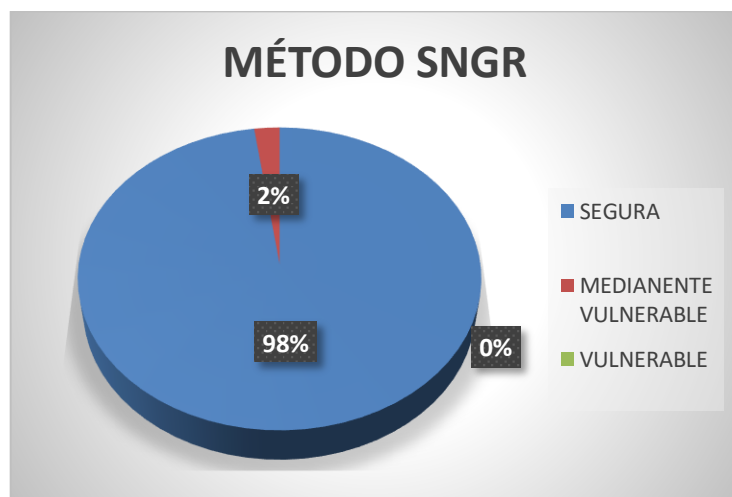


Figura 63. Porcentajes de vulnerabilidad conseguidos con el método de la SNGR.

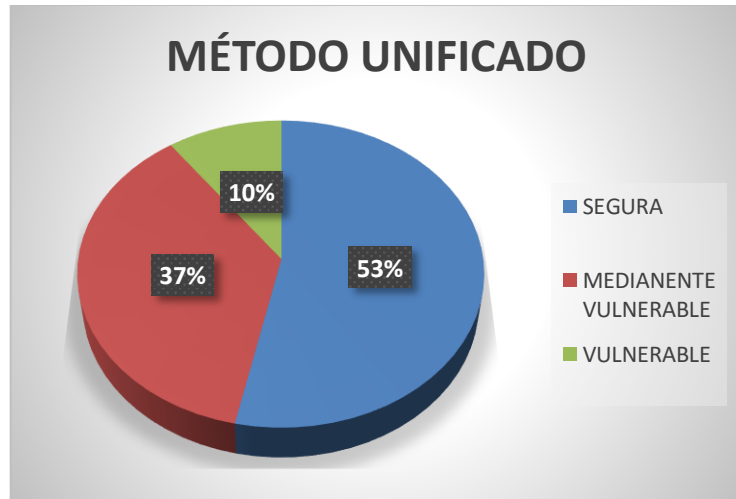


Figura 64. Porcentajes de vulnerabilidad conseguidos con el método Unificado.

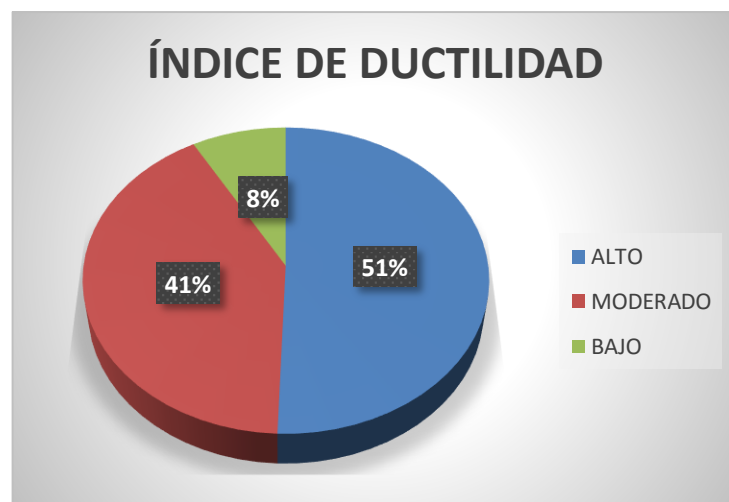


Figura 65. Índice de ductilidad obtenido mediante la modelación PUSHOVER

CAPÍTULO IV

4. DISCUSIÓN

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos en la modelación de las edificaciones, a medida que el número de elementos estructurales aumentan, también aumenta la ductilidad global del pórtico, esto porque utilizando a las rótulas plásticas como mecanismos de disipación de energía tienden a aumentar por cada elemento adicional, lo cual comprueba una coherencia en los resultados.

Como se puede observar el método aproximado unificado de evaluación estructural analiza aspectos estructurales principalmente; que inciden directamente en los resultados obtenidos, considerando de alta vulnerabilidad a aquellas edificaciones superiores a un piso por lo general, que poseen secciones por debajo de la sección mínima recomendada por la norma y sus vanos superan los 4 metros, adicionalmente que su resistencia a compresión del hormigón se encuentre dentro del rango de 80 a 150 Kg/cm².

Por otra parte, se encontró menor vulnerabilidad estructural y un comportamiento seguro frente a un evento sísmico a viviendas desde una planta o más, que presentan secciones adecuadas según dicta la norma, resistencia de materiales apropiadas entre 210-280 o más kg/cm² y una configuración en elevación y en planta que no presenten mayores diferencias entre sí.

El método unificado, así como el análisis de ductilidad nos arrojan resultados muy semejantes entre sí, lo que genera seguridad en los resultados de la metodología, debido que existe menor vulnerabilidad sísmica en las edificaciones ya que estas presentan una ductilidad alta, lo que nos garantiza un adecuado comportamiento de estas edificaciones frente a un evento sísmico.

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se ha encontrado la vulnerabilidad sísmica y la capacidad dúctil de 90 pórticos planos, de viviendas de hormigón armado correspondientes a la muestra de varios Barrios para la ciudad de Riobamba, con el propósito de conocer el porcentaje de edificaciones que presentan una ductilidad adecuada según el código FEMA 356 y una vulnerabilidad sísmica aproximada según el método unificado de evaluación estructural; y, de lo cual se desprenden las siguientes conclusiones:

- ✓ Los mayor parte de los pórticos de un piso no desarrollan altas ductilidades por las siguientes razones: su altura, ya que ésta es directamente proporcional al desplazamiento, es decir este será muy limitado; tienen menos secciones para la formación de rótulas plásticas es decir la disipación de energía es escasa, esto para el caso de uno y hasta dos vanos, puesto que para el de tres vanos ya existe un pequeño porcentaje de pórticos con ductilidad media y alta.
- ✓ En la mayoría de los casos tener elementos robustos en vanos pequeños no es beneficioso en una estructura, principalmente en las vigas puesto que se forman mecanismos rígidos, impidiendo la formación de rótulas plásticas.
- ✓ En los pórticos de las edificaciones analizadas en la muestra de dos y tres pisos las ductilidades son satisfactorias, ya que en un gran porcentaje presentan ductilidad media y alta.
- ✓ Por medio del análisis pushover se pudo determinar bajo distintos incrementos de carga la secuencia de aparición de las rotulas plásticas, cuya degradación determinó el desempeño global de las estructuras estudiadas.

- ✓ El 53% de las viviendas analizadas con el método unificado de evaluación estructural presentan una vulnerabilidad sísmica baja, debido a que las condiciones estructurales que presentan no son desfavorables para sus condiciones, lo que nos da como resultado viviendas que tienen un comportamiento seguro frente a un evento sísmico.
- ✓ Los valores de vulnerabilidad, obtenidos de las viviendas analizadas con el método unificado de evaluación estructural, dependen en su mayoría de los valores de secciones y pesos de columnas, así como peso de la losa y resistencia a la compresión del hormigón fundamentalmente, siendo estos tres parámetros los más importantes dentro del cálculo.
- ✓ Se encontró en la muestra de análisis un 10% de viviendas con vulnerabilidad alta, se debe principalmente al escaso cumplimiento de normas, en cuanto a secciones mínimas de columnas, se encontró viviendas con secciones desde los 15cm hasta los 20cm, las cuales presentaron vulnerabilidad alta debido a estos valores.
- ✓ Los resultados de la modelación de las edificaciones, así como el método unificado nos brindan valores de vulnerabilidad y ductilidad muy cercanos lo que nos garantiza la veracidad de los resultados de dicha metodología otorgando así la validez para desarrollarlo y aplicarlo en cualquier edificación que se enmarque en las características que la metodología exige.

5.2.Recomendaciones

- ✓ El uso del Análisis No Lineal Estático Pushover, debe ser promulgado y puesto en práctica ya que es una herramienta muy útil que permite obtener la secuencia de la aparición de rótulas plásticas que llevan al colapso a la estructura.
- ✓ Se recomienda la continuidad de este trabajo de graduación con la aplicación de estudios más profundos sobre el tema, como puede ser el estudio de edificaciones con sistemas constructivos distintos al tradicional, ya sea estructuras de acero, prefabricados o edificaciones de mayor importancia que presenten diferentes tipologías como muros de corte, etc.

CAPÍTULO VI

6. PROPUESTA

6.1. Título de la propuesta.

“SOFTWARE DEL MÉTODO APROXIMADO UNIFICADO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA (MUEES)”.

6.2. Introducción

En los capítulos anteriores se hace referencia a la obtención de los valores de vulnerabilidad de las edificaciones aplicando el método unificado de evaluación estructural, utilizando hojas de cálculo y procesos numéricos que nos permitieron obtener dichos índices, debido a esto se requiere agilizar y automatizar este proceso mediante la creación de un software.

Por esto se consideró necesario y para que los resultados sean más sencillos de conseguir, efectuar el diseño de un software que nos permita obtener el índice de vulnerabilidad de cualquier vivienda de concreto reforzado soportada por columnas y nos facilite el proceso de obtención de estos datos de manera sintetizada y ágil.

Con esto se pretende proveer de una herramienta de análisis y cálculo a toda persona y profesional que requiera realizar un análisis de vulnerabilidad a cualquier estructura aporticada de concreto reforzado soportada por columnas, y lo pueda efectuar de manera sencilla y rápida.

6.3.Objetivos

6.3.1. Objetivo General

Proveer una aplicación mediante la creación de un software de evaluación estructural para la ciudad de Riobamba.

6.3.2. Objetivos Específicos

- ✓ Programar la metodología de evaluación estructural desarrollada en los capítulos anteriores en un lenguaje de programación adecuado y de código abierto.
- ✓ Crear una aplicación visual que recoja todas las características y particularidades de la metodología de evaluación estructural (MUESS).
- ✓ Validar los resultados de la metodología planteada con los resultados que se obtengan de software.

6.4.Descripción de la propuesta.

La presente propuesta pretende plantear la metodología que permitirá obtener un índice de vulnerabilidad de las edificaciones aporricadas de concreto reforzado de la ciudad de Riobamba, basándose en metodologías ya desarrolladas como es la italiana y la japonesa,

Apyados en lo que se manifiesta en la Fundamentación Teórica, y los procesos por los cuales se atravesó en los capítulos anteriores, se procederá a obtener los índices de vulnerabilidad de las distintas viviendas evaluadas aplicando un software que se creará para realizar dicha lo que nos permitirá agilizar el proceso y que sea sencillo para el usuario manejarlo.

Para cumplir completamente con los objetivos aquí planteados, se realiza a continuación una explicación detallada del software que se desarrollará sobre el método aproximado unificado de evaluación estructural (MUEES).

6.4.1. Flujograma de la Metodología.

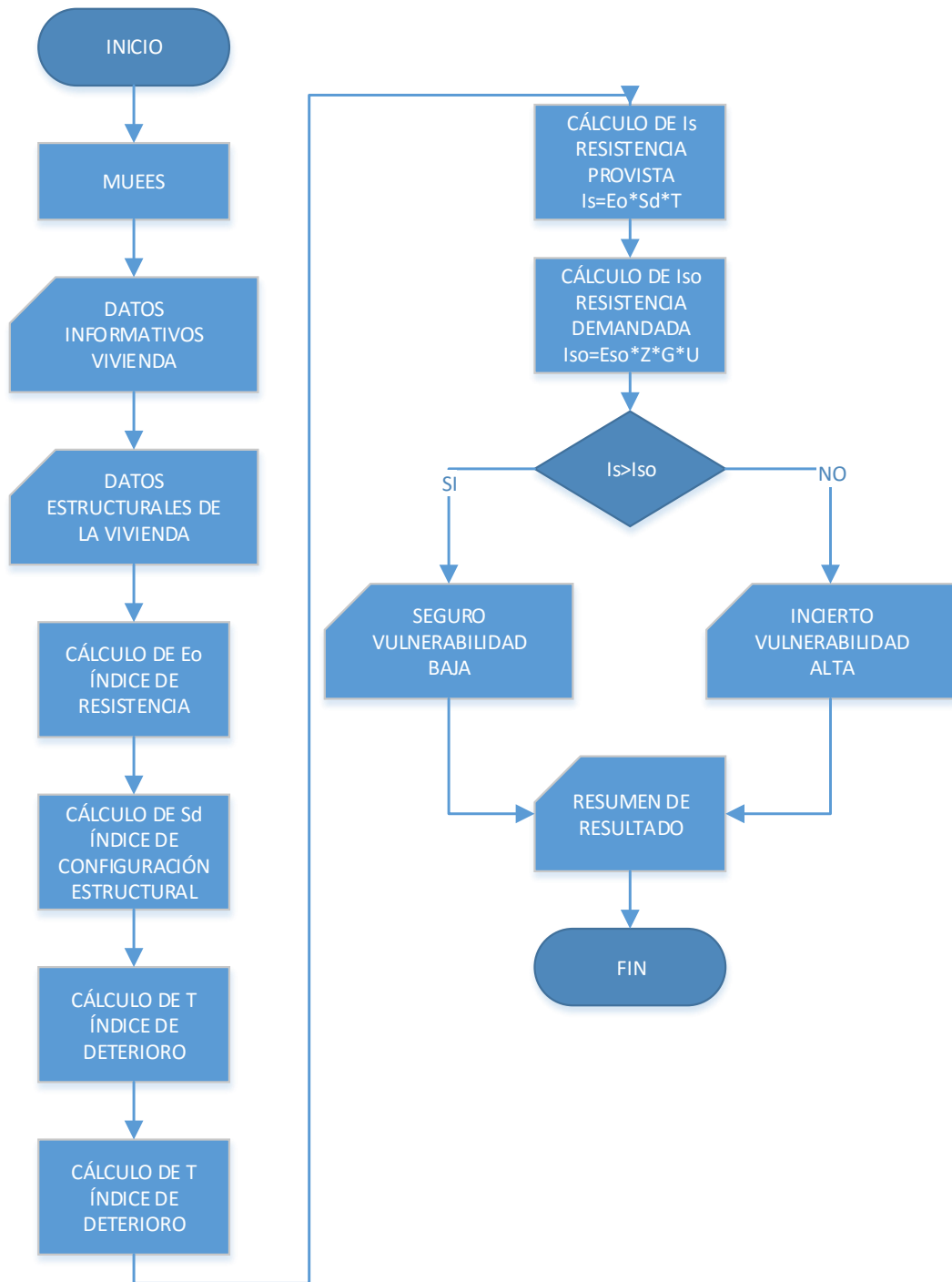


Figura 66. Diagrama de flujo del método unificado de evaluación estructural.

6.4.2. Arquitectura de la Programación.

Para el desarrollo del software del método unificado de evaluación estructural, se consideró lo más adecuado, en función de los requerimientos de la metodología, la aplicación de una arquitectura de desarrollo en capas que se describe en la imagen la cual se detalle a continuación:

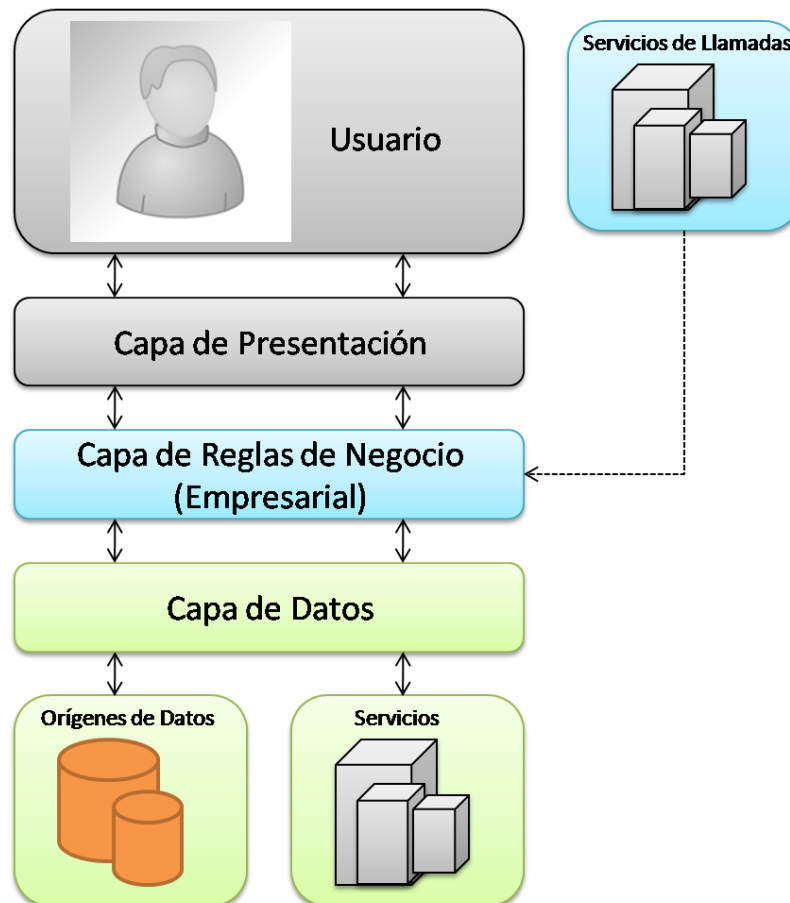


Figura 67. Arquitectura del Software.

Fuente: <http://wwwefrainguerrero.blogspot.com/2012/06/arquitectura-en-tres-capas.html>.

6.4.2.1. Arquitectura por capas.

El Patrón de arquitectura por capas es una de las técnicas más comunes que los arquitectos de software utilizan para dividir sistemas de software complicados. Al pensar en un sistema en términos de capas, se imaginan los principales subsistemas de software ubicados de la misma forma que las capas de un pastel, donde cada capa descansa sobre la inferior. En este esquema la capa más alta utiliza varios

servicios definidos por la inferior, pero la última es inconsciente de la superior. Además, normalmente cada capa oculta las capas inferiores de las siguientes superiores a esta.

Los beneficios de trabajar un sistema en capas son:

- Se puede entender una capa como un todo, sin considerar las otras. Las capas se pueden sustituir con implementaciones alternativas de los mismos servicios básicos.
- Se minimizan dependencias entre capas.
- Las capas posibilitan la estandarización de servicios.
- Luego de tener una capa construida, puede ser utilizada por muchos servicios de mayor nivel.

A continuación se describen las tres capas principales de un patrón de arquitectura por capas:

6.4.2.1.1. Capa de Presentación.

Referente a la interacción entre el usuario y el software. Puede ser tan simple como un menú basado en líneas de comando o tan complejo como una aplicación basada en formas. Su principal responsabilidad es mostrar información al usuario, interpretar los comandos de este y realizar algunas validaciones simples de los datos ingresados.

6.4.2.1.2. Capa de reglas de negocio.

También denominada Lógica de Dominio, esta capa contiene la funcionalidad que implementa la aplicación. Involucra cálculos basados en la información dada por el usuario y datos almacenados y validaciones. Controla la ejecución de la capa de acceso a datos y servicios externos. Se puede diseñar la lógica de la capa de negocios para uso directo por parte de componentes de presentación o su encapsulamiento como servicio y llamada a través de una interfaz de servicios que

coordina la conversación con los clientes del servicio o invoca cualquier flujo o componente de negocio.

6.4.2.1.3. Capa de Datos.

Esta capa contiene la lógica de comunicación con otros sistemas que llevan a cabo tareas por la aplicación. Estos pueden ser monitores transaccionales, otras aplicaciones, sistemas de mensajerías, etc. Para el caso de aplicaciones empresariales, generalmente está representado por una base de datos, que es responsable por el almacenamiento persistente de información. Esta capa debe abstraer completamente a las capas superiores (negocio) del dialecto utilizado para comunicarse con los repositorios de datos (PL/SQL, Transact-SQL, etc.).

6.4.3. Lenguaje de Programación Java Script

Para el desarrollo del software del método unificado de evaluación estructural se eligió trabajar en un lenguaje de programación gratuito y que nos permita englobar todas las características de cálculo que requiere el método aproximado unificado de evaluación estructural (MUEES); Siendo la herramienta Java la más adecuado y que se acopló a todos los requerimientos de la metodología.

Java es un lenguaje de programación y una plataforma informática comercializada por primera vez en 1995 por Sun Microsystems. Los pilares en los que se sustenta Java son cinco: la programación orientada a objetos, la posibilidad de ejecutar un mismo programa en diversos sistemas operativos, la inclusión por defecto de soporte para trabajo en red, la opción de ejecutar el código en sistemas remotos de manera segura y la facilidad de uso.

Para el desarrollo del software del Método unificado de evaluación estructural (MUESS) tenemos que considerar el uso de tres aplicaciones que forman parte del paquete de java que vamos a manejar para el desarrollo de la aplicación entre los cuales tenemos:

- NetBeans 8.1 (Java EE)
- Java SE Development Kit 8u74
- PostgreSQL

6.4.3.1.Netbeans 8.1 (Java EE)

NetBeans es un entorno de desarrollo integrado libre, hecho principalmente para el lenguaje de programación Java. Existe además un número importante de módulos para extenderlo. NetBeans IDE2 es un producto libre y gratuito sin restricciones de uso.

NetBeans es un proyecto de código abierto. La plataforma NetBeans permite que las aplicaciones sean desarrolladas a partir de un conjunto de componentes de software llamados módulos. Un módulo es un archivo Java que contiene clases de java escritas para interactuar con las APIs de NetBeans y un archivo especial (manifest file) que lo identifica como módulo. Las aplicaciones construidas a partir de módulos pueden ser extendidas agregándole nuevos módulos. Debido a que los módulos pueden ser desarrollados independientemente, las aplicaciones basadas en la plataforma NetBeans pueden ser extendidas fácilmente por otros desarrolladores de software.

6.4.3.2.Java SE Development Kit 8u74

Java SE Development Kit 8u 74 es un conjunto de datos y librerías de programación que el lenguaje de programación JAVA, dentro de la plataforma NetBeans requiere para ejecutar y desarrollar cualquier tipo de proyecto, para el caso de la metodología que se está desarrollando este complemento es de gran utilidad para el normal desenvolvimiento del mismo y las diferentes herramientas que son necesarias aplicarlas.

6.4.3.3.PostgresSQL

PostgreSQL es un Sistema de gestión de bases de datos relacional orientado a objetos y libre, publicado bajo la licencia PostgreSQL.

Como muchos otros proyectos de código abierto, el desarrollo de PostgreSQL no es manejado por una empresa y/o persona, sino que es dirigido por una comunidad de desarrolladores que trabajan de formas desinteresadas, altruistas, libres y/o apoyadas por organizaciones comerciales. Dicha comunidad es denominada el PGDG (PostgreSQL Global Development Group).

Para nuestro proyecto se requiere montar una pequeña base de datos, que nos permitirá almacenar los distintos datos y campos que requiere o exige la metodología en desarrollo.

6.4.4. Ambiente de trabajo.

El ambiente de trabajo que nos ofrece el Programa NetBeans es orientado a objetos, y tiene la siguiente apariencia en la cual tenemos:

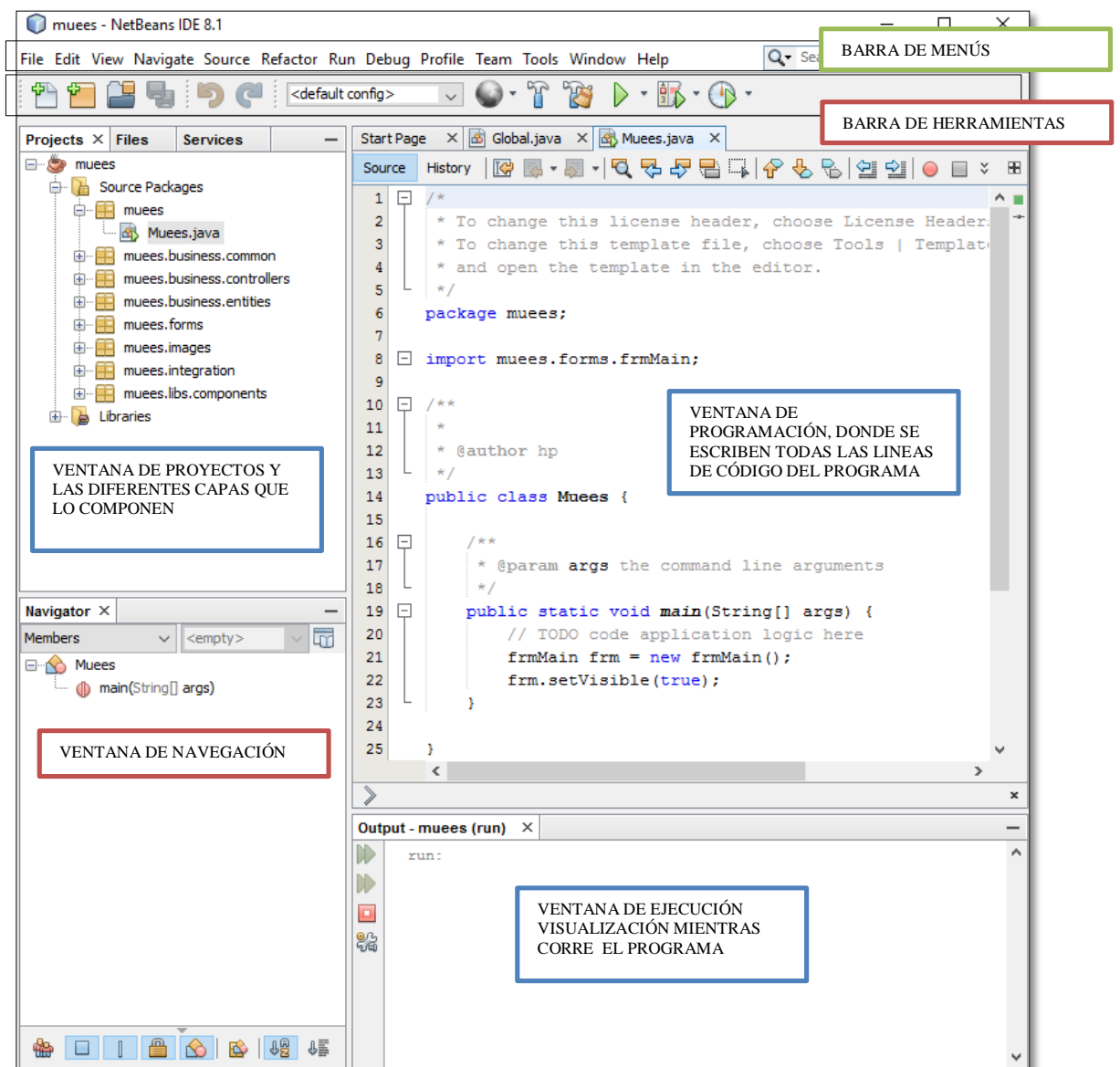


Figura 68. Ambiente de Trabajo software NetBeans.
Fuente: NetBeans.com

6.4.5. Pantalla de inicio e información del programa.

El programa MUESS tendrá una interfaz gráfica, donde podremos encontrar menús y submenús, de información y cálculo de todo aquello que el usuario necesita ingresar y conocer.

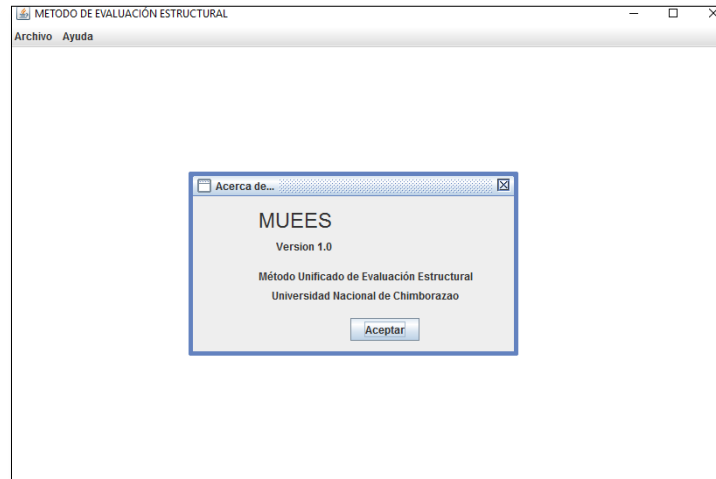


Figura 69. Pantalla de Inicio del Programa e Información general

6.4.6. Menús y submenús del programa.

El programa MUESS tendrá dos menús básicos; Uno de Archivo, en el cuál podremos encontrar todas las herramientas y parámetros que nos exige la metodología para determinar el índice de vulnerabilidad y otro menú de ayuda el cual contendrá la información básica del programa y su versión

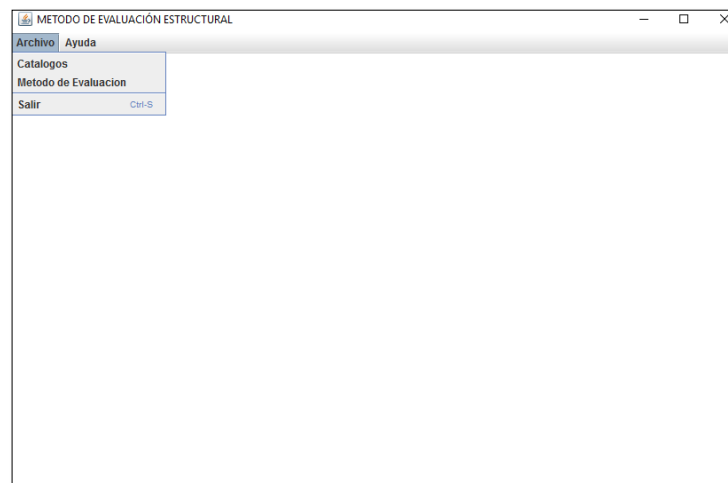


Figura 70. Menús del Programa.

6.4.7. Catálogos de datos y tablas.

Dentro del menú de catálogos se podrá visualizar todos los datos que el programa requiere para elaborar su cálculo, dichos datos no son ingresados por el usuario; es decir en este menú estarán contenidos todas las constantes necesarias en el proceso de cálculo, Y que se encuentran almacenadas en la base de datos creada en el programa Postgre. Dentro de estos catálogos se encuentran básicamente los valores tabulados del índice de deterioro como se ve a continuación:

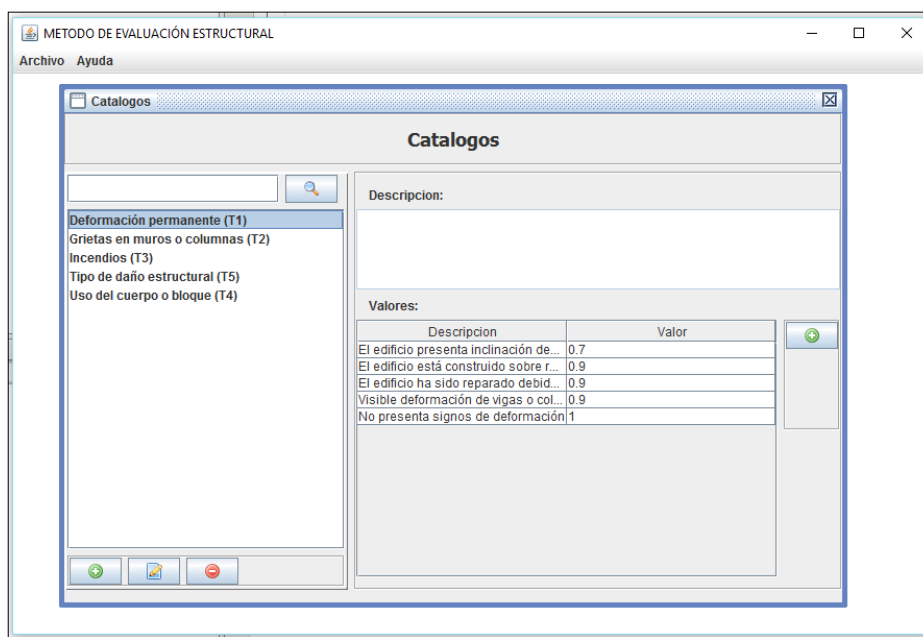


Figura 71. Opción de Catálogos del programa.

6.4.8. Ingreso de Datos informativos de la edificación.

Dentro del Menú de Método de evaluación estará la opción de entrada de datos sobre el Cliente que el usuario deberá ingresar, que contendrá información netamente informativa sobre la vivienda en análisis, es decir su dirección, propietario, geolocalización, etc. Información que será netamente informativa y que el usuario podrá visualizar en los resultados.

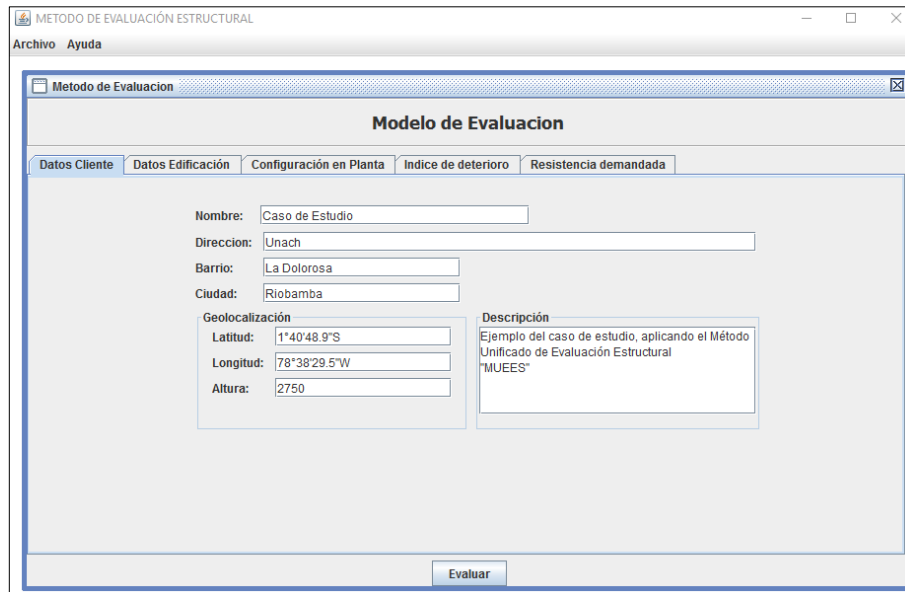


Figura 72. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos informativos del propietario

6.4.9. Ingreso de Datos estructurales de la edificación.

Dentro del Menú de Método de evaluación, estará la opción de entrada de datos de la edificación, que el usuario deberá ingresar, que contendrá información técnica sobre las características de la estructura, dicha información es vital para el desarrollo del método ya que de ella parte el cálculo de la aplicación y su correcto resultado. Para ejemplo de cálculo tomaremos los datos de la vivienda analizada en la modelación y el proceso de cálculo.

Dentro de la pestaña de Datos de la Edificación, debemos ingresar todos los datos estructurales de la vivienda básicos que requiere la aplicación, como secciones de columnas, área y espesor de la losa, resistencia a compresión del hormigón y las diferentes alturas tanto de entrepiso como de la edificación en general. Toda esta información es almacenada dentro de las líneas de código del programa, el cual la procesa y arroja directamente los resultados de los diferentes índices que debemos analizar.

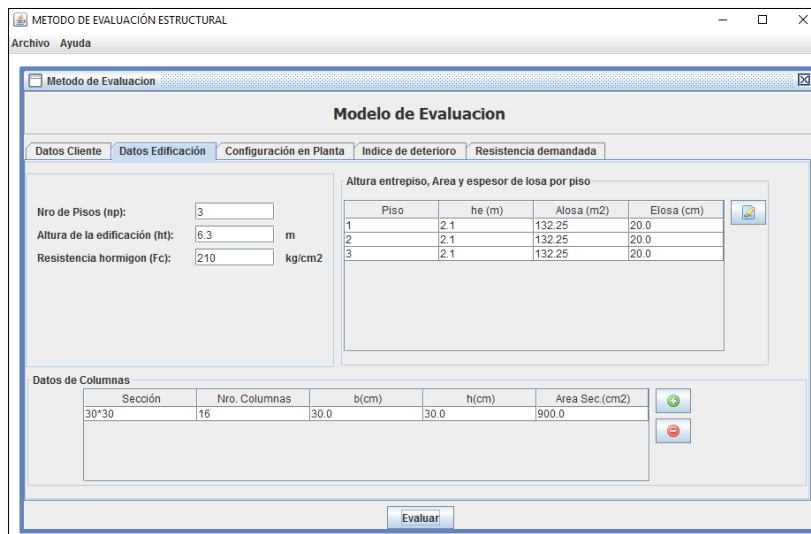


Figura 73. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos de la edificación.

A continuación el programa presenta una pestaña de configuración en planta, donde el usuario deberá ingresar datos generales de la planta tipo de la edificación, en este caso se ingresa 11.5m en largo y ancho ya que es una edificación simétrica y en regularidad se elige el valor más adecuado; en este punto y para los demás parámetros el programa no exige el ingreso de los demás valores debido a que este ingreso depende de la característica de la vivienda en este caso al ser simétrica, no posee subterráneo o junta de dilatación, no se ingresa ningún valor en dichos parámetros y el programa sigue con su flujo normal.

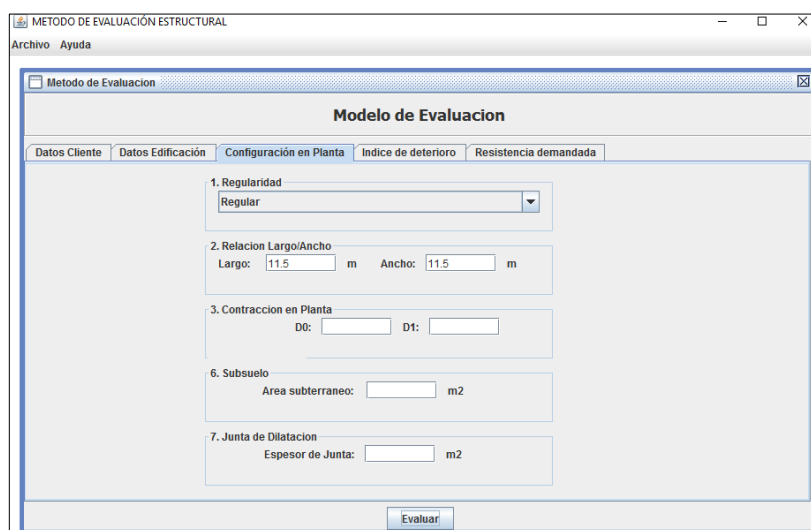


Figura 74. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos de configuración en planta.

Posterior a la configuración estructural, encontramos la pestaña de Índice de deterioro, en el cuál se nos despliegan varios parámetros cada uno con múltiples opciones, que el usuario deberá escoger en función de lo que visualice el momento de realizar la inspección en la vivienda. El programa en este punto toma las selecciones que usuario elija y las procesa en función de los valores ya tabulados y que se encuentran dentro del menú de catálogo para su visualización.

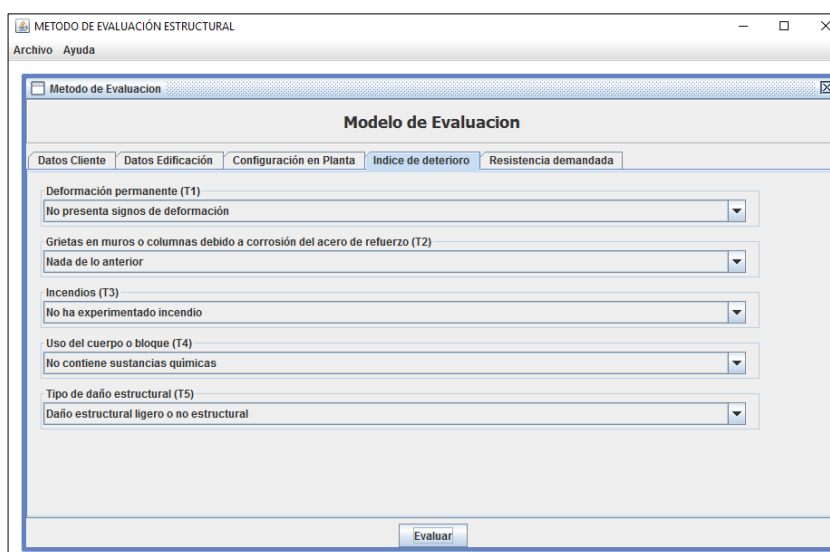


Figura 75. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos de Índice de Deterioro.

Finalmente y una vez ingresados los valores que la metodología requiere, solo resta ingresar los datos de la resistencia demanda por el sismo, en el cual y como se explicó en capítulos anteriores se consideran parámetros de la zona donde se encuentra edificada la vivienda, dichos valores nos da la normativa y su asignación dependerá de la zona sísmica donde se encuentre, así como la topografía que presente y la importancia de dicha edificación.

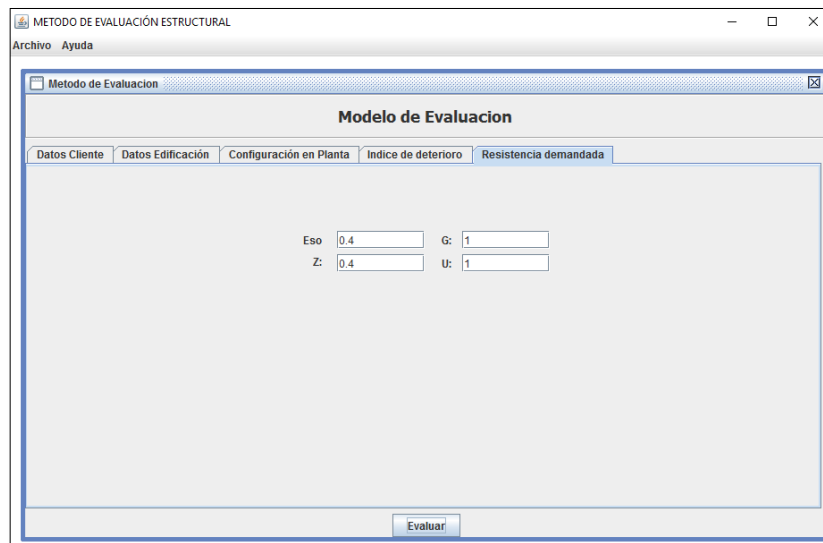


Figura 76. Opción Método de Evaluación para ingreso de datos de Resistencia Demandada.

Una vez ingresados todos los valores de la edificación requeridos por el programa como se ven en las Figuras anteriores, el software está en la capacidad de procesar y analizar todos los valores en él contenidos y proceder con el cálculo que nos dará como información final el índice de vulnerabilidad de la vivienda analizada.

6.4.10. Procesamiento de la información y resultados.

Posterior al Ingreso el programa dentro de sus proceso se encarga de procesar toda la información ingresada y únicamente resta dar clic en la opción Evaluar para que el programa trabaje y nos arroje los resultados de vulnerabilidad de la vivienda que se esté analizando.

INDICE DE VULNERABILIDAD MUEES

Datos del Propietario

PROPIETARIO: Caso de Estudio
 DIRECCION: Unach
 BARRIO: La Dolorosa
 CIUDAD: Riobamba

FECHA: 23/03/2016
 LATITUD: 1°40'48.9"S
 LONGITUD: 78°38'29.5"W
 ALTURA: 2750

Resistencia provista por el edificio

Parametro	Valor
Eo	0.39461115
Sd	1.0
T	1.0

$Is = Eo * Sd * T$
 $Is = 0.39461115$

Resistencia demandada

Parametro	Valor
Eso	0.4
Z	0.4
G	1.0
U	1.0

$Iso = Eso * Z * G * U$
 $Iso = 0.16000001$

Frente a un evento sísmico, la edificación es **SEGURA!**

Cerrar

Figura 77. Resultados Finales del programa después de su ejecución.

6.5. Diseño Organizacional.

La estructura orgánica y funcional de la unidad administrativa que ejecutará la propuesta queda definida de la siguiente manera:



Figura 78. Resultados Finales del programa después de su ejecución.

6.6. Monitoreo y evaluación de la propuesta.

La evaluación de vulnerabilidad sísmica aplicando el método unificado de evaluación estructural, es de gran importancia para conocer el estado y la condición de una edificación, frente a un eventual sismo para prevenir daños considerables tanto en lo material como en las personas que lo habitan.

Para ello se planteó el desarrollo de un software que simplifique y automatice el cálculo del índice de vulnerabilidad para que se socialice y se hagan estudios de vulnerabilidad a gran parte de las viviendas de la ciudad que puedan presentar mayor riesgo frente a un evento sísmico y de esta manera tomar acciones correctivas con el fin de precautelar la vida y seguridad de las personas.

7. BIBLIOGRAFÍA

1. Chopra A. K. and Goel R.K. (2001). "A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation". Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California Berkeley.
2. CSI Computers & Structures, Inc. (1975). SAP2000 CSI University of California, Berkeley, CA.
3. Espinosa, Eric. (2009) "Obtención de la curva de capacidad de un marco de concreto armado mediante un análisis estático no lineal. Veracruz. Tesina. Universidad Veracruzana. 118p.
4. Fajfar P. (2000) "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design". Earthquake Spectra, Vol. 16, pp 573-592
5. FEMA 440 (2005) "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Estados Unidos Federal Emergency Management Agency
6. "FEMA 356, Federal Emergency Management Agency (2000), Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings".
7. Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud (Pan American Health Organization (PAHO) / Organización Panamericana de la Salud (OPS), 1999, 136 p.) Anexo - Métodos para la determinación de la vulnerabilidad estructural de hospitales.
8. Hirosawa, M. "Retrofitting and retraction of building in Japan" IISEE, Lecture Note of Seminar Course, Tsukuba, Japón, (1992).

9. Instituto Geofísico EPN, Catálogo de Terremotos del Ecuador.- Intensidades. 2010.
10. NEC_SE_RE “Norma Ecuatoriana de la Construcción capítulo Riesgo Sísmico”
11. Programación, Arquitectura de diseño en capas para lenguaje JAVA; <http://www.frainguerrero.blogspot.com/2012/06/arquitectura-entrescapas.html>.
12. Sang, H.C. (2002). Complementos del método Hirosawa en el comportamiento estructural. Edición especial. P. 232-279. Estados Unidos: Person Prentice Hall.
13. Vasco L. Patricio M.(2010), “Evaluación del Desempeño Estructural mediante Análisis Estático No Lineal”

8. APÉNDICES Y ANEXOS

8.1.ANEXOS DIGITALES

- ✓ Instalador Programa “MÉTODO APROXIMADO UNIFICADO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL (MUEES)”
- ✓ Modelación en SAP 2000 v16 (Demo) de 90 pórticos correspondientes a la muestra.
- ✓ Evaluación de las 90 viviendas con el software “MÉTODO APROXIMADO UNIFICADO DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL”
- ✓ Hoja de Cálculo:
 - Dimensionamiento de elementos
 - Cortante Basal
 - Cálculo de Ductilidades
 - Método de evaluación estructural.