

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DETERMINACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE DAÑO
ESTRUCTURAL POR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES DE LAS
VIVIENDAS DE LA CIUDADELA SOLANDA EN QUITO USANDO
MÉTODOS ESTOCÁSTICOS**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

BYRON BAYARDO CASCO CACOANGO

byron.casco@epn.edu.ec

JONATHAN PATRICIO PARRA NINAGUALPA

jonathan.parra@epn.edu.ec

DIRECTOR: MSc. ING. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ

edgar.mora@epn.edu.ec

Quito, Febrero 2020

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, Byron Bayardo Casco Cacoango y Jonathan Patricio Parra Ninagualpa, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**BYRON BAYARDO CASCO
CACOANGO**

**JONATHAN PATRICIO PARRA
NINAGUALPA**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Byron Bayardo Casco Cacoango y Jonathan Patricio Parra Ninagualpa, bajo mi supervisión.

**MSc. ING. EDGAR DAVID MORA
MARTÍNEZ DIRECTOR**

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a las dos personas más importantes en mi vida, Alberto y María, mis padres, ya que su sacrificio y esfuerzo han sido la fuente de inspiración y el motor que me ha permitido cumplir con este reto.

Byron

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis papás y a mis hermanos que gracias al cariño y apoyo que me dan cada día, he podido sobrellevar los momentos más difíciles y cumplir con mis metas en la vida.

Agradezco a todas aquellas personas que directa e indirectamente se involucraron y contribuyeron con el desarrollo de este trabajo.

Un agradecimiento especial al Ing. David Mora, mi director de Tesis, por la guía que ha sabido brindarme en la elaboración de este trabajo; de igual manera a todos mis profesores de la EPN, quienes me han transmitido enseñanzas más allá de lo académico.

También quiero agradecer a mis compañeros que me acompañaron en el transcurso de toda la carrera y que se convirtieron en mis grandes amigos, a ustedes TOPITOS, gracias por su apoyo y amistad durante estos años.

Byron

DEDICATORIA

Este trabajo se la dedico

A mis padres Carmita y Héctor quienes, con su amor, paciencia, esfuerzo y sabía guía me han permitido llegar a cumplir una meta más, los cuales inculcaron en mí el esfuerzo, determinación y perseverancia, el no temer a la adversidad porque Dios está conmigo siempre.

A mis hermanas Amanda y Yadira, por su enorme cariño y apoyo incondicional siempre que lo necesito.

A mis sobrinos Doménica y Jahir por su alegría, cariño y su compañía.

Jonathan

AGRADECIMIENTO

Al terminar el presente trabajo quiero agradecer a todas las personas que hicieron posible la realización de este trabajo, de manera especial a mis padres por su inmenso apoyo y amor durante este largo proceso.

También quiero agradecer a la Escuela Politécnica Nacional por la formación recibida durante estos largos años de estudio, a mi tutor el ingeniero David Mora por su guía para la realización de este proyecto.

A todos mis amigos los topitos por su apoyo incondicional con los cuales compartí gratos recuerdos y buenos momentos.

Jonathan

CONTENIDO

DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	I
CERTIFICACIÓN	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	IV
DEDICATORIA	V
AGRADECIMIENTO	VI
CONTENIDO.....	VII
LISTA DE FIGURAS.....	XII
LISTA DE TABLAS	XVI
LISTA DE ANEXOS.....	XIX
RESÚMEN	XX
ABSTRACT.....	XXII
PRESENTACIÓN.....	XXIV
CAPITULO I.....	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.3 OBJETIVOS	3
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	3
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	3
1.4.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	4

1.4.3	JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA	5
1.5	ALCANCE.....	6
CAPÍTULO II		8
2.	MARCO TEÓRICO	8
2.1	INTRODUCCIÓN.....	8
2.2	TIPOS DE INCERTIDUMBRES.....	8
2.3	ESTADOS LIMITES.....	9
2.4	MÉTODOS ESTOCÁSTICOS.....	11
2.4.1	MÉTODO FORM (“First Order Reliability Methods”)	13
2.4.1.1	MÉTODO FOSM (“First Order Second Moment”).....	13
2.4.1.2	MÉTODO AFOSM (“Advance First Order Second Moment”)	15
2.4.2	MÉTODO SORM (“Second Order Reliability Methods”).....	16
2.4.3	MÉTODOS DE SIMULACIÓN.....	17
2.4.4	MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO	18
2.4.4.1	Generación de Números Aleatorios.....	18
2.4.4.2	Test de números generados (pruebas de generadores de números aleatorios).....	19
2.4.4.3	Generación de Variables Aleatorias	19
2.4.4.4	Modelos probabilísticos de variables aleatorias	22
2.4.4.5	Métodos de simulación de Monte Carlo.	23
2.4.4.6	Método de Simulación de Monte Carlo Crudo.....	23
2.5	PRUEBA DE ANDERSON DARLING.....	26
2.6	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	26
2.6.1	VARIABLES DE DISEÑO.....	27

2.6.2	MÉTODOS DE ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	27
2.6.2.1	Método de diferencias finitas.....	28
2.6.2.2	Método discreto.....	29
2.6.2.3	Método de derivación directa (DDM).....	30
2.7	ASENTAMIENTOS DE SUELOS EN ESTRUCTURAS.....	31
2.7.1	TIPOS DE ASENTAMIENTOS.....	31
2.7.1.1	ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS.....	31
2.7.1.2	ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.....	32
2.7.1.3	ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA.....	32
2.7.2	ASENTAMIENTOS TOTALES.....	33
2.7.3	ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES.....	33
2.7.4	IDENTIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES.....	36
	CAPÍTULO III.....	39
3.	METODOLOGÍA.....	39
3.1	UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	39
3.1.1	CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	39
3.1.2	EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	41
3.1.3	PROBLEMÁTICA.....	44
3.2	SELECCIÓN DE PARÁMETROS OBSERVADOS.....	48
3.2.1	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	48
3.2.2	DIMENSIONES DE VIVIENDAS.....	49

3.2.3	TIPOLOGÍAS ADOPTADAS, REPRESENTACIÓN GRÁFICA.....	50
3.2.4	CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES	52
3.2.4.1	Resistencia del hormigón.	52
3.2.4.2	Módulo de elasticidad inicial del hormigón	53
3.2.4.3	Secciones de elementos.	53
3.2.4.4	Armado longitudinal y transversal de elementos.	54
3.2.5	DESCRIPCIÓN PROBABILÍSTICA DE PARÁMETROS	57
3.2.5.1	Distribución probabilística de las propiedades de elementos estructurales.....	57
3.2.6	TIPOS DE SOLICITACIONES.....	60
3.2.6.1	Carga muerta.....	60
3.2.6.2	Carga viva	60
3.2.6.3	Asentamientos diferenciales.....	61
3.3	MODELACIÓN NO-LINEAL EN OPENSEES.....	61
3.3.1	CARACTERIZACIÓN DE MODELOS	61
3.3.1.1	Tipos de Materiales	61
3.3.1.2	Tipo de sección	64
3.3.1.3	Tipos de Elementos.....	65
3.3.2	APLICACIÓN DE CARGAS.....	70
3.3.3	DETERMINACIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	74
3.4	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LAS VARIABLES SELECCIONADAS	77
3.5	DETERMINACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE DAÑO ESTRUCTURAL USANDO SIMULACIÓN DE MONTE CARLO.....	78

3.6	EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO.....	78
3.6.1	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	78
3.6.1.1	Resistencia a compresión del hormigón, f_c	78
3.6.1.2	Esfuerzo de fluencia f_y de acero longitudinal y Esfuerzo de fluencia F_y de acero transversal.....	84
3.6.1.3	Secciones de columnas.....	85
3.6.1.4	Número de ejes asentados.....	88
3.6.2	SIMULACIÓN MONTE CARLO.....	91
CAPÍTULO IV.....		102
4.	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	102
4.1	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	102
4.1.1	RESULTADOS Y ANÁLISIS VARIABLES f_c , F_y , F_y Y SECCIONES DE COLUMNAS.....	102
4.1.2	NÚMERO DE EJES ASENTADOS.....	111
4.2	RESULTADOS OBTENIDOS POR SIMULACIÓN DE MONTECARLO.....	115
4.2.1	CARACTERIZACIÓN DEL ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MÁXIMO OBTENIDO EN LA MODELACIÓN.....	119
4.2.2	GENERACIÓN DE FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA.....	122
CAPÍTULO V.....		127
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	127
5.1	CONCLUSIONES.....	127
5.2	RECOMENDACIONES.....	129
BIBLIOGRAFÍA		131

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Función de estado límite	10
Figura 2- Aproximaciones FORM Y SORM para una superficie de estado límite (espacio normal estándar).	17
Figura 3- Método de transformación inversa (variables continuas)	21
Figura 4- Método de simulación de Montecarlo.....	24
Figura 5- Asentamientos elásticos.....	32
Figura 6- Parámetros de los asentamientos diferenciales.....	35
Figura 7- Asentamientos extremos de la edificación.	37
Figura 8- Asentamientos en la zona central de la edificación.....	38
Figura 9- Asentamientos diferenciales cambio de alzada	38
Figura 10- Solanda-Sector 1.....	39
Figura 11- Tipos de viviendas. Proyecto de Urbanización Solanda-1980.	40
Figura 12- Número de pisos de viviendas	41
Figura 13- Locales comerciales en plana baja	42
Figura 14- Casa Puente ampliada en elevación y en horizontal.....	42
Figura 15- Volados en viviendas de Solanda-Sector1.....	43
Figura 16- Refuerzo en ampliaciones sin acabados.....	43
Figura 17- Grietas en vivienda regular de 3 pisos	44
Figura 18- Grietas en vivienda de 3 pisos	45
Figura 19- Grietas en Casa puente ampliada..	45
Figura 20- Grietas en vivienda de 3 pisos con terraza	46
Figura 21- Grietas en vivienda de 3 pisos con terraza	47

Figura 22- Grietas formando escuadra a 45° sobre la ventana.	48
Figura 23- Tipo de sistema estructural: Pórticos de hormigón armado	49
Figura 24- Elevación vivienda Piso Techo.....	50
Figura 25- Viviendas BT-DT	51
Figura 26- Viviendas BT-DT	51
Figura 27- Especificaciones de materiales en el Proyecto Solanda.	52
Figura 28- Columna dimensión larga (30 cm).....	54
Figura 29- Columna dimensión corta (20 cm).....	54
Figura 30- Separación de 10 cm en extremos de la columna.....	55
Figura 31- Cuadro de columnas (Proyecto Solanda).....	56
Figura 32- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	56
Figura 33- Modelo de esfuerzo deformación propuesto para carga monotónica de hormigón confinado y no confinado.	63
Figura 34- Diagrama Bilineal para el acero	64
Figura 35- Composición de una sección de hormigón armado	65
Figura 36- Modelo constitutivo de la sección por integración	65
Figura 37- Diagonales equivalentes ubicados en los pórticos.....	67
Figura 38- Pinching4 Material.....	68
Figura 39- Propiedades geométricas del puntal equivalente.....	69
Figura 40- Áreas aportantes para vigas	71
Figura 41- Carga rectangular equivalente para carga triangular y trapezoidal.....	72
Figura 42- Asentamientos en la estructura (uno o varios ejes).....	73
Figura 43- Aplicación Asentamientos diferenciales	74

Figura 44- Detalle asentamiento columna 3	74
Figura 45- Estados de falla.....	75
Figura 46- Criterios para vigas (Tabla 10-7 ASCE-2017)	76
Figura 47- Criterios para columnas (Tabla 10-8-ASCE-2017).....	76
Figura 48- Asentamientos eje-1 vs % variación $f'c$ (Vivienda tipo A3-C3-4 pisos).....	81
Figura 49- Distorsión angular máxima eje 1 vs variación $f'c$ (Vivienda tipo A3-C3 4 pisos).....	81
Figura 50- Asentamiento diferencial máximo eje-1 vs $f'c$ (Vivienda tipo A3-C3 4 pisos).....	82
Figura 51- Asentamientos diferenciales promedios para distinto número de ejes que se asientan.	90
Figura 52- Distorsión angular promedio para distinto número de ejes que se asientan.	90
Figura 53- Prueba Chi cuadrada representación gráfica Variable: $f'c$	92
Figura 54- Función de distribución acumulada variable discreta secciones.	93
Figura 55- Función de distribución acumulada variable continua variable $f'c$ distribución log-normal.....	94
Figura 56- Estado inicial de la estructura casa A3-C3 4 pisos (solo cargas gravitatorias).....	96
Figura 57- Estado finales de la estructura casa A3-C3 4 pisos (Asentamientos diferenciales).	96
Figura 58- Convergencia asentamientos diferenciales estado CP Casa A3-C3 4pisos.....	97

Figura 59 -Convergencia distorsión angular estado CP Casa A3-C3 4pisos.....	98
Figura 60 -Prueba de bondad de ajuste de asentamientos diferenciales estado CP Vivienda A3-C3 4pisos.	99
Figura 61 -CDF Asentamiento diferencial máximo Estado: CP Vivienda: A3-C3 4pisos.....	100
Figura 62 -Probabilidad de superación estados límites Casa A3-C3 4 pisos.....	101
Figura 63 -Variación del asentamiento diferencial en función del número de ejes asentados	114
Figura 64 -Variación de la distorsión angular en función del número de ejes asentados.	114
Figura 65 -Número de modelos que sobrepasan el estado límite CP en función del número de ejes asentados.....	115
Figura 66 -CDF asentamientos diferenciales Casa A3-C3 2 Pisos	122
Figura 67 -CDF distorsión angular Casa A3-C3 2 Pisos	123
Figura 68 -CDF asentamientos diferenciales Casa A3-C3 4 Pisos.	123
Figura 69 -CDF distorsión angular Casa A3-C3 4 Pisos	124
Figura 70 -CDF asentamientos diferenciales Casa DT-BT 2 Pisos.....	124
Figura 71 -CDF distorsión angular Casa DT-BT 2.....	125
Figura 72 -CDF asentamientos diferenciales Casa DT-BT 4 Pisos.....	125
Figura 73 -CDF distorsión angular Casa DT-BT 4 Pisos.....	126

LISTA DE TABLAS

Tabla 1- Jerarquía de los Métodos de Fiabilidad Estructural.....	13
Tabla 2- Métodos de análisis de sensibilidad.....	28
Tabla 3- Causas de asentamientos diferenciales	33
Tabla 4- Distorsión angular límite Bjerrum (1963).....	35
Tabla 5- Funciones de probabilidad y parámetros para variables en estudio.....	57
Tabla 6- Probabilidad y cantidad de casos por secciones.	59
Tabla 7- Resumen de Carga viva y muerta consideradas	60
Tabla 8- Valores máximo, mínimo y más probable f_c	78
Tabla 9- Asentamiento y distorsión angular casa A3-C3 eje 1, columnas 1 y 4.	79
Tabla 10- Asentamiento y distorsión angular casa A3-C3 eje1, columnas 7 y 10.	80
Tabla 11- Distorsión angular máxima, mínima y asentamiento diferencial máximo, mínimo eje 1 variable f_c	82
Tabla 12- Tabla resumen variable f_c , Estado CP Modelo: A3-C3 4pisos.....	83
Tabla 13- Sensibilidad f_c Estado: CP Modelo: A3-C3 4 pisos.....	84
Tabla 14- Rangos de valores f_y	84
Tabla 15- Rangos de valores f_{yt}	85
Tabla 16- Área secciones de columnas	85
Tabla 17- Asentamiento y distorsión angular casa A3-C3(4 pisos) Variable: Secciones.....	86

Tabla 18- Asentamientos diferenciales máximos y distorsión angular máxima casa A3-C3 (4 pisos).	86
Tabla 19- Distorsión angular máxima, mínima y asentamiento diferencial máximo y mínimo Estado: CP Variable: Secciones	87
Tabla 20- Tabla resumen Variable: secciones Estado: CP Modelo: A3-C3 4 pisos.	87
Tabla 21- Sensibilidad de las secciones Estado: CP Modelo: A3-C3 4 pisos.....	88
Tabla 22- Asentamiento diferencial promedio y Distorsión angular promedio Variable: N ejes asentados.....	89
Tabla 23- Maximos y mínimos asentamiento diferencial máximo y distorsión angular máximo Variable: N ejes asentados.....	91
Tabla 24- Prueba de media y desviación estándar de números aleatorios	91
Tabla 25- Base de datos Modelo A3-C3 4 pisos, representación de los 12 primeros modelos.....	94
Tabla 26- Sensibilidad Estado límite CP Vivienda A3-C3-2.....	103
Tabla 27- Sensibilidad Estado límite LS Vivienda A3-C3-2	104
Tabla 28- Sensibilidad Estado límite IO Vivienda A3-C3-2	104
Tabla 29- Sensibilidad Estado límite CP Vivienda A3-C3-4.....	105
Tabla 30- Sensibilidad Estado límite LS Vivienda A3-C3-4	106
Tabla 31- Sensibilidad Estado límite IO Vivienda DT-BT-4.....	106
Tabla 32- Sensibilidad estado límite CP Vivienda Tipo DT-BT-2 pisos.....	107
Tabla 33- Sensibilidad estado límite LS Vivienda DT-BT-2 pisos.	108
Tabla 34- Sensibilidad Estado límite IO Vivienda DT-BT-2.....	108

Tabla 35- Sensibilidad Estado limite CP vivienda DT-BT 4 Pisos.....	109
Tabla 36- Sensibilidad Estado LS Vivienda Tipo DT-BT 4 Pisos.	110
Tabla 37- Sensibilidad Estado IO Vivienda Tipo DT-BT 4Pisos.....	110
Tabla 38- N ejes asentados variación Vivienda A3-C3-4.....	111
Tabla 39- N ejes asentados variación. Vivienda A3-C3-2.....	112
Tabla 40- N ejes asentados variación Vivienda DT-BT-2	112
Tabla 41- N ejes asentados variación Vivienda BT-DT-4	112
Tabla 42- Número de ejes asentados asentamientos diferenciales promedios y distorsión angular promedio.....	113
Tabla 43- Estadísticas muestrales A3-C3 2.....	116
Tabla 44- Coeficiente de asimetría Casa A3-C3 2.....	116
Tabla 45- Estadísticas muestrales Casa A3-C3 4.....	117
Tabla 46- Coeficiente de asimetría Casa A3-C3 4.....	117
Tabla 47- Estadísticas muestrales Casa DT-BT 2	118
Tabla 48- Coeficiente de asimetría Casa DT-BT 2	118
Tabla 49- Estadísticas muestrales Casa DT-BT 4	119
Tabla 50- Coeficiente de asimetría Casa DT-BT 4	119
Tabla 51- Distribuciones probabilísticas Casa A3-C3 2.....	120
Tabla 52- Distribuciones probabilísticas Casa A3-C3 4.....	120
Tabla 53- Distribuciones probabilísticas Casa DT-BT 2.....	121
Tabla 54- Distribuciones probabilísticas Casa DT-BT 2.....	121

LISTA DE ANEXOS

ANEXO N° 1 - DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD Y PARÁMETROS DE DEFINICIÓN.....	137
ANEXO N° 2 - PARÁMETROS DEL MATERIAL MAMPOSTERIA (Pinching4 Material-OpenSees).	139
ANEXO N° 3 - TIPOS DE VIVIENDAS Y DISTRIBUCIONES EN PLANTA.	141
ANEXO N° 4 - TABLAS RESUMEN VARIABLES.....	144
ANEXO N° 5 - CONVERGENCIA DE MODELOS.....	193
ANEXO N° 6 - PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE	206

RESÚMEN

El presente estudio tiene la finalidad de determinar la probabilidad de falla ante asentamientos diferenciales de las viviendas Tipo DT-BT y A3-C3 existentes en Solanda Sector-1, al sur de Quito, mediante la aplicación de un método estocástico como lo es el método de simulación de Monte Carlo, siendo este uno de los métodos más aplicables para estudios probabilísticos.

La aplicación de métodos estocásticos o probabilísticos tiene como propósito la inclusión de la incertidumbre, a través de variables de entrada, en un modelo a ser analizado, del cual se requiere conocer la probabilidad de superar un determinado límite establecido, siendo éste un resultado que tiene gran aplicación en diversas ramas de la ingeniería.

El análisis de la probabilidad de falla ante asentamientos diferenciales, se realizó para cuatro tipologías de viviendas representativas del sector a través del método de simulación de Monte Carlo, en el cual se consideraron como aleatorias las variables más significativas presentes en las viviendas del sector, tales como: Resistencia a Compresión del Hormigón, Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal, Esfuerzo de fluencia del acero transversal, Secciones de Columnas y Número de ejes asentados. Previamente estas variables fueron sometidas a un análisis de sensibilidad con la finalidad de conocer su grado de influencia en el modelo y así, determinar cuales se podrían considerar como variables determinísticas; obteniéndose, más bien, que todas deben ser considerados como variables probabilísticas.

La base de este estudio consistió en la recopilación de información relacionada a las viviendas del sector como lo son estudios previos realizados en el sector, documentos técnicos como el Estudio de Diagnóstico - Preliminar "Asentamientos de viviendas en el Barrio de Solanda, en la ciudad de Quito de la provincia de Pichincha" (Bucheli & Realpe, 2018) y planos del "Proyecto de Urbanización Solanda" llevado a cabo en la década de 1980 (Vidal & Goyes, 2016). Dicha información se contrastó con una visita de campo realizada al sector de estudio.

Finalmente, la información recopilada sirvió para establecer cuatro tipologías de casas, las cuales son las más representativas del sector sobre las cuales se aplicó el estudio probabilístico.

El estudio se realizó considerando el comportamiento no lineal de los materiales que componen las estructuras de las viviendas, esto llevó a la necesidad de implementar su modelación en el programa de elementos finitos OpenSees en su versión disponible para el lenguaje de programación de Python 3,

La información obtenida de los modelos fue sometida a un estudio estadístico a través del programa MiniTab para obtener la curva de probabilidad de fallo ante los asentamientos diferenciales para cada tipología de vivienda, obteniendo como resultado funciones de distribución acumulada (CDF) en donde se puede conocer la probabilidad que presentan las viviendas de superar un estado límite ante un asentamiento diferencial o distorsión angular dada.

ABSTRACT

The present research has the purpose of determining the probability of failure due to differential settlements in the Solanda's house DT-BT and A3-C3 types, located in the south of Quito, using stochastic methods like Montecarlo simulation, being this method the most applied for probabilistic studies.

The use of stochastic of probabilistic methods has the purpose of including the uncertainty through inputs variables in a model to be analyzed, which requires knowing the probability of exceeding an established limit, being this type of study a great application in various engineering branches.

The probabilistic analysis due to differential settlements was made for four types of housing representative of Solanda-1 neighborhood using Montecarlo simulation in which the most significant variables present in the homes of the neighborhood were considered as random like concrete compressive strength, longitudinal steel strength, cross steel strength, column sections and number of axes seated. Previously these variables were subjected to sensitivity analysis in order to know their degree of influence in the model and thus, determine which could be considered as deterministic variables; obtaining, instead, that all should be considered as probabilistic variables.

The basis of this study consisted in the collection of information related to the homes of the neighborhood such as previous studies carried out in the neighborhood, technical documents such as the Diagnostic Study - Preliminary "Asentamientos de viviendas en el Barrio de Solanda, en la ciudad de Quito de la provincia de Pichincha" (Bucheli & Realpe, 2018) and technical drawings of the "Proyecto de Urbanización Solanda" carried out in the 1980s (Vidal & Goyes, 2016). This information was contrasted with a visit to the study neighborhood. Finally, the information collected served to establish four types of houses, which are the most

representative of Solanda-1 neighborhood in which the probabilistic study was applied.

The study was carried out considering the non-linear behavior of materials that make up the housing structures, this forced to implement the model in Open Sees, that is a finite element program, the model was built in version available for the Python 3 programming language.

The information obtained from the models was subjected to a statistical study through the MiniTab software in order to obtain the probability of failure curve under differential settlements for each type of housing, obtaining as a result, cumulative distribution functions (CDF) where it is possible to know the probability of overcoming a limit state, which houses present, from a given differential settlement or angular distortion.

PRESENTACIÓN

El presente estudio corresponde a un estudio a través de métodos estocásticos de la probabilidad de falla por asentamientos diferenciales de las viviendas más representativas del sector Solanda 1 al sur de Quito, el cual ha sido dividido en seis capítulos.

El **capítulo I**, corresponde al capítulo introductorio donde se describe los antecedentes de la zona de estudio, los objetivos, justificación y alcance del presente estudio.

El **capítulo II**, presenta de manera general la teoría y conceptos necesarios empleados en los siguientes capítulos. Para lo cual se presenta una breve descripción de los métodos estocásticos o probabilistas, haciendo énfasis especial en el método de Montecarlo, se describe las bases del análisis de sensibilidad y finalmente se presenta el concepto de asentamientos diferenciales y su influencia en las estructuras.

El **capítulo III**, presenta la información obtenida de la zona de estudio, la exploración de campo realizada para llegar finalmente a presentar los parámetros observados y las tipologías de viviendas adoptadas con sus respectivas variables probabilísticas determinadas. También aborda el proceso realizado para la generación de los modelos en el programa OpenSees, en el cual se indica los modelos constitutivos empleados para definir los materiales presentes en los modelos, así como los tipos de elementos empleados y tipos de solicitaciones consideradas para los modelos.

El **capítulo IV**, de análisis de resultados presenta los resultados obtenidos del estudio, dentro de los que se encuentran los correspondientes al análisis de sensibilidad y de la representación de la probabilidad de fallo ante asentamientos para las tipologías de las viviendas a través de curvas probabilísticas de distribución acumulada (CDF).

El **capítulo V**, presenta los principales hallazgos encontrados en el estudio, los resultados relevantes obtenidos, así como la de determinar el cumplimiento de la hipótesis, finalmente en este capítulo se presenta una serie de recomendaciones útiles para posteriores trabajos similares.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

Los asentamientos diferenciales hacen referencia a los movimientos o desplazamientos relativos de las diversas partes de una estructura provocados por un desequilibrio de esfuerzos en el suelo. Estos pueden provocar problemas en conductos de gas, agua potable o alcantarillado conectados a la estructura, inclusive alcanzar su estado límite último, cuando el asentamiento diferencial sea considerable (Moya Andino, 2015).

La necesidad de conocer el estado límite último (asociados con el colapso y otras formas similares de daño estructural) de estructuras existentes y/o marcos sujetos a fallas conllevan a realizar análisis no lineales de las estructuras dado que su comportamiento está relacionado con deformaciones y grietas significativas (Negulescu & Foerster, 2010). Adicionalmente, los estados límite considerados en un diseño dependen de efectos variables en el tiempo, es decir, variables de acción y variables aleatorias relacionadas con las características de resistencia de los materiales, geometría, dimensión de las secciones, etc. Por lo que el manejo de variables aleatorias radica en gran importancia para la estimación de acciones y efectos asociados a una confiabilidad.

El Método de Simulación de Montecarlo es un método numérico utilizado para resolver problemas probabilísticos en modelos físicos (como lo es un análisis estructural) o de otro ámbito, mediante la simulación de variables aleatorias. Ha sido ampliamente utilizado para abordar problemas relacionados con la ingeniería civil y en los últimos años ha sido utilizado para analizar el comportamiento de estructuras bajo la acción de cargas sísmicas (Marinilli, 2009).

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El sector de Solanda, al sur de Quito, se ha caracterizado por la presencia constante de asentamientos de terreno, los cuales han generado fallas tanto en elementos estructurales como no estructurales de sus viviendas.

Solanda se formó tras un programa de urbanización llevado a cabo en 1980 por 5 instituciones (Municipio de Quito, Banco ecuatoriano de la Vivienda, Junta Nacional de la Vivienda, Fundación Mariana de Jesús y la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID)). En 2005 se registró que más del 98% de las viviendas construidas se había expandido al menos un piso, un 58% añadido dos pisos y un 25% añadido tres pisos, todo esto bajo la ausencia de esfuerzos de regulación de viviendas lo que ha generado una precaria situación en el sistema estructural (Vidal & Goyes, 2016).

Como parte de los estudios del sector, un análisis de vulnerabilidad (cualitativa) por subsidencia y por sismo mediante encuestas se coordinó entre la EPN y el Municipio de Quito, este análisis realizado en un total de 447 viviendas en las que se tomó en cuenta la presencia de grietas como parámetro fundamental que evidencia los asentamientos, preliminarmente muestra que del total de viviendas 400 presentan vulnerabilidad alta, 41 media y 6 baja.

Las futuras acciones de mitigación o reforzamiento de estas viviendas, que se hagan en otros estudios, se pueden establecer en función del comportamiento estructural de las viviendas y del nivel de daño estructural que no puede ser visto externamente, por lo tanto, este estudio llevó a cabo un análisis estructural no lineal de las estructuras bajo la implementación de un método estocástico como el Método de Simulación de Monte Carlo que considera las incertidumbres, a nivel del sector, de las propiedades mecánicas de los materiales, así como de características geométricas presentes en la estructuras de Solanda, considerando 4 tipologías de edificios (2 pisos y 12 columnas, 2 pisos y 16 columnas, 4 pisos y 12 columnas, 4 pisos y 16 columnas), con la finalidad de conocer las propiedades mecánicas más influyentes en la capacidad resistente de las estructuras de las viviendas así como la probabilidad de daño estructural asociada, cuando estas son afectadas por posibles asentamientos diferenciales.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

- Determinar las propiedades mecánicas más influyentes en la capacidad de las estructuras de las viviendas de la ciudadela Solanda ante asentamientos diferenciales, mediante la aplicación de métodos estocásticos y modelación estructural con la finalidad de conocer el porcentaje de influencia de cada parámetro y la probabilidad de falla de las viviendas ante asentamientos diferenciales.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Detallar las tipologías y las características mecánicas de los materiales de las viviendas, mediante información de parámetros usualmente utilizados en la zona y observaciones de campo.
- Crear los modelos de las viviendas y realizar las simulaciones empleando un método estocástico, con los cuales se pretende llevar a cabo los procedimientos necesarios para la determinación de la probabilidad de daño estructural por asentamientos diferenciales y el porcentaje de influencia de cada parámetro mecánico en la capacidad estructural de las viviendas.
- Construir funciones de probabilidad de falla en función de los asentamientos diferenciales para las viviendas analizadas empleando métodos estocásticos, y determinar el porcentaje de influencia de cada parámetro a través del método de diferencias finitas.

1.4 JUSTIFICACIÓN

1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

El presente estudio tiene la finalidad de conocer las propiedades mecánicas más influyentes en la capacidad resistente de las estructuras de las viviendas de la ciudadela Solanda así como su probabilidad de daño estructural, expresado a través de funciones de distribución acumulada (CDF), mediante un método

estocástico, como el método de simulación de Monte Carlo para generar las propiedades mecánicas más probables de las estructuras de las viviendas, y mediante una simulación numérica regida bajo el uso de cargas incrementales y análisis no lineal.

Para este caso, los modelos no lineales son adecuados en el análisis estructural dado que el comportamiento estructural de marcos sujetos a fallas se acompaña de deformaciones y grietas significativas, lo que hace pensar en un comportamiento en el rango inelástico de los elementos (Negulescu & Foerster, 2010). Además, el ancho de las grietas y deformaciones observadas en elementos no estructurales de viviendas se pueden relacionar con los asentamientos diferenciales del suelo de fundación.

1.4.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.

El proyecto contempla la incertidumbre de varios parámetros de las estructuras de las viviendas como son: la resistencia a la compresión del hormigón, resistencia a la fluencia del acero longitudinal y acero transversal, cuya distribución de probabilidad correspondiente se definen de acuerdo a valores típicos de resistencia de materiales presentes en nuestro medio y criterios de expertos. Además, las dimensiones y armado de elementos estructurales como vigas y columnas son asumidas de acuerdo a estudios y observaciones previas de las viviendas. Posteriormente, estas variables de entrada son introducidos en modelos computacionales, de acuerdo a métodos estocásticos, que permiten un análisis inelástico de las estructuras al ser sometidas a un incremento gradual de vectores de desplazamientos con lo cual se obtienen relaciones entre esfuerzos y deformaciones de los elementos estructurales en donde se puede establecer la probabilidad de que una determinada tipología estructural alcance su estado límite de falla, punto en el cual se cuantifica el asentamiento alcanzado o asentamiento máximo. La relación entre los asentamientos máximos y su grado de incertidumbre en estos casos de estudio resulta conveniente expresarlo por medio de funciones de distribución acumulada (Pitilakis, Crowley, & Kaynia, 2014).

Debido a todas las variables que se deben estudiar (como resistencia de los materiales, tamaño de columnas y posibilidad de asentamiento de diferentes ejes de columnas por planta), se analizan 4 diferentes tipos de edificios descritos en la sección 3.2.3, en donde se lleva a cabo un método estocástico conocido como Método de Simulación de Monte Carlo Crudo, el cual consiste en ejecutar un modelo un gran número de veces, en cada ejecución se generan variables de entrada aleatorias relacionadas a una distribución de probabilidad (Thomopoulos, 2013), luego los resultados de las simulaciones son tratados con métodos estadísticos para obtener funciones de probabilidad de cada parámetro de salida del modelo.

Las simulaciones se aplican variando cada parámetro de entrada del modelo por separado para comparar los resultados obtenidos con los resultados previamente conseguidos usando los valores medios de las variables de entrada, y de esta manera se obtiene el porcentaje de influencia de cada parámetro en la capacidad ante asentamientos diferenciales de las estructuras.

Por esta razón se debe usar un programa de cálculo estructural como OpenSees (el cual es de código abierto) que tiene capacidades avanzadas para modelar y analizar la respuesta no lineal de sistemas utilizando una amplia gama de modelos de materiales, elementos y algoritmos de solución. El software está diseñado para una computación paralela y para permitir simulaciones escalables en computadoras de alta gama o estudios de parámetros. (UC Regents, 2006)

1.4.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

El proyecto proporciona la información de la probabilidad de daño estructural, expresados como funciones de distribución acumulada (CDF), de las viviendas del sector Solanda. Información requerida para la determinación de la vulnerabilidad estructural por asentamientos y que provee resultados importantes en la evaluación estructural global del sector, dentro del “Estudio de Vulnerabilidad Estructural en Solanda-1 ante subsidencias y terremotos” llevado a cabo por la EPN. Este estudio podrá ser posteriormente usado como un mecanismo de toma de decisiones por

las autoridades del Ilustre Municipio de Quito, y beneficiar a cerca de 1800 moradores.

1.5 ALCANCE

Los continuos asentamientos diferenciales manifestados en La ciudadela Solanda Sector 1 al sur de Quito han afectado los inmuebles del sector, lo que se evidencia en daños de elementos no estructurales (grietas en la mampostería, vidrios rotos, veredas desniveladas, otros) y, hasta en algunos casos, elementos estructurales (flexión excesiva en vigas y losas), generando malestar y preocupación en los moradores quienes ven de manera incierta la posible solución frente a estos antecedentes.

Como un aporte al entendimiento del problema, el presente estudio consiste en la determinación de la probabilidad de daño estructural que podrían alcanzar las viviendas de Solanda Sector 1, debido a asentamientos diferenciales, llevando a cabo el método de simulación de Montecarlo para 4 tipologías estructurales de características no lineales modelados en OpenSees en las que sus parámetros de entrada: f_c , f_{yt} , f_{yt} , y dimensiones de columnas, son considerados como variables aleatorias cuyo comportamiento probabilístico se seleccionó basado en datos de otras investigaciones. Otros parámetros necesarios son considerados determinísticos o constantes basadas en la literatura disponible.

Esta investigación no contempla estudios de suelo del sector por lo que en los modelos matemáticos creados se aplica desplazamientos verticales en las bases de las columnas para representar los asentamientos diferenciales. Además, dado que no se tiene un patrón de aplicación de estos asentamientos que se relacionen con características del suelo, el parámetro: número de ejes a asentar, presenta una distribución probabilística uniforme.

Por otro lado, dado que el análisis consiste en la aplicación de cargas incrementales no dinámicas, no es de interés considerar modelos de degradación de rigidez por carga y descarga en los modelos teóricos seleccionados para la caracterización de materiales. Finalmente, el análisis de las estructuras no contempla los daños

actuales que estas tengan, es decir, el análisis parte desde cargas de asentamiento iguales a cero.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 INTRODUCCIÓN

Dentro de un estudio o evaluación probabilística, es necesario conocer los tipos de incertidumbres asociadas con las variables probabilísticas que gobiernan el comportamiento de un sistema o modelo a estudiar, así como determinar un umbral o límite de superación cuya probabilidad de ocurrencia se requiere obtener, para lo cual se emplean métodos estocásticos, dentro de los cuales se encuentran los métodos de fiabilidad estructural, empleados ampliamente en la ingeniería civil.

Los modelos probabilistas, están compuestos de variables estocásticas o aleatorias y variables determinísticas, siendo las primeras las que pueden tomar diferentes valores dentro de un campo muestral, mientras que las últimas se mantienen constantes en el tiempo.

2.2 TIPOS DE INCERTIDUMBRES.

Según (Barragué, 2010) en un estudio de fiabilidad estructural, puede existir varias fuentes de incertidumbre, las cuales se encuentran representadas en el modelo por variables aleatorias, dentro de estas se pueden considerar los siguientes tipos:

Incertidumbre física: también llamada incertidumbre inherente, es una incertidumbre debida a la aleatoriedad natural de una cantidad, por ejemplo, la incertidumbre en el límite elástico de un material debida a su variabilidad de producción.

Incertidumbre de medición: es la incertidumbre causada por una medición imperfecta, por ejemplo, una cantidad geométrica.

Incertidumbre estadística: es la incertidumbre, debido a un limitado tamaño de observaciones de una variable.

Incertidumbre de modelo: también conocida como incertidumbre epistémica, es relativa al conocimiento imperfecto del problema o a idealizaciones de modelos

matemáticos usados, por ejemplo, la incertidumbre asociada a la elección de los tipos de distribución de probabilidad para las variables estocásticas.

2.3 ESTADOS LIMITES.

De manera general, el daño que puede sufrir una estructura se encuentra relacionada con la probabilidad de superar un estado límite, el cual puede definirse como: "Se entiende por estado límite de una estructura a la situación para la que la estructura no cumple con alguna de las funciones para la cual fue diseñada" (Castillo & Mínguez, 2008).

Los estados límites pueden clasificarse en:

1. **Parada operativa.** Se debe a una interrupción del uso normal, producida principalmente por agentes temporales que impiden una utilización segura de la estructura, sin perjuicio de que una vez hayan cesado los efectos del agente se puede utilizar de nuevo tal y como fue diseñada.
2. **Servicio.** Los estados límite de servicio se relacionan con el uso normal de la estructura, por ejemplo, deformaciones excesivas, daño local y vibraciones excesivas.
3. **Daño.** Son problemas que requieren reparaciones importantes para evitar el colapso de la estructura, puede deberse a fisuraciones excesivas o prematuras deformaciones plásticas, etc.
4. **Último.** Hace referencia al colapso de toda o parte de la estructura, ruptura, mecanismos plásticos, inestabilidad, fatiga, deterioro importante, etc.

Para un entendimiento analítico de los estados límites, se presenta el ejemplo 2.2 del libro "Structural Reliability Methods" (Ditlevsen & Madsen, 2007). Generalmente los estados límite son representados por una función, la cual al ser evaluada permite verificar su superación o no.

El ejemplo presentado por Ditlevsen & Madsen consiste en una cuerda fijada a un gancho en su extremo superior y llevando una carga en su otro extremo, el comportamiento del sistema se reduce a dos incertidumbres la resistencia de la

cuerda y la carga, las cuales son representadas por las variables aleatorias s y r . Adicionalmente se considera al gancho completamente rígido.

El estado límite último o de colapso se presenta por los puntos zeros de la función $g(r, s)$, es decir, el lugar en el cual la carga resistente de la cuerda es equivalente a la carga aplicada en la cuerda, un aumento de la carga implicaría la falla del sistema, mientras que a cargas menores se encontraría en una región segura como se puede apreciar en la Figura 1.

$$g(r, s) = r - s \quad (\text{estado límite último}) \quad \text{Ec. (2-1)}$$

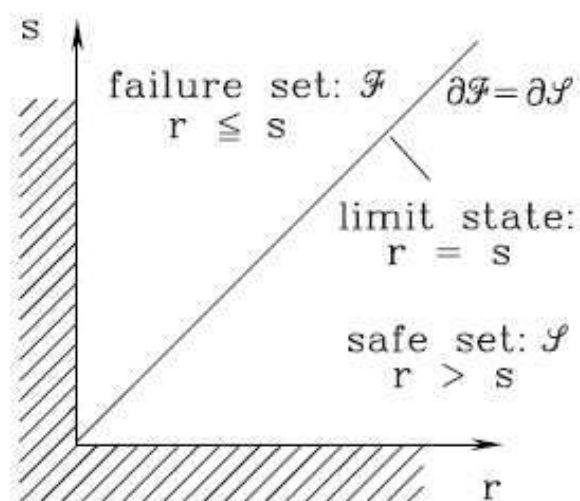


Figura 1-Función de estado límite

Fuente: (Ditlevsen & Madsen, 2007)

Mientras que el estado límite de servicio, se lo representa considerando un desplazamiento permisible δ , correspondientemente al desplazamiento límite de la cuerda para considerarse dentro de la región segura de servicio, adicionalmente se representa la deformación de la cuerda debido a la carga aplicada en función de sus propiedades geométricas (área, a , y longitud, l), mecánicas (módulo de elasticidad, E) y de la carga s , con lo cual la función de serviciabilidad se expresará como:

$$g(a, l, E, s, \delta) = \delta - \frac{l_s}{aE} \quad (\text{estado límite de serviciabilidad}) \quad \text{Ec. (2-2)}$$

Con lo cual la región de fallo del sistema se producirá cuando $\delta < \frac{l_s}{aE}$, mientras que la región de seguridad o de no sobrepasar el estado límite cuando $\delta > \frac{l_s}{aE}$.

2.4 MÉTODOS ESTOCÁSTICOS.

La finalidad de un método estocástico es la de resolver un problema probabilístico, el cual se basa en técnicas que consideran la existencia de incertidumbres debido a cargas, resistencias y otros tipos de incertidumbres dentro del modelo (Barragué, 2010).

Como ya se mencionó, a este campo pertenecen los métodos de fiabilidad estructural los cuales pueden ser agrupados en cuatro niveles de acuerdo con su complejidad de aplicación, los cuales son representados jerárquicamente en la Tabla 1

Métodos de nivel I.

Son los más simples, son los métodos clásicos utilizados en los códigos de construcción, en los cuales los parámetros inciertos se modelan mediante valores característicos, por ejemplo, el método de coeficientes de seguridad usado en normativas actuales. (Barragué, 2010)

Métodos de nivel II

En estos métodos los parámetros inciertos, son modelados considerando su media, desviación estándar y coeficientes de correlación de las variables estocásticas. Las variables estocásticas, implícitamente suponen tener distribución normal. En este nivel se obtiene un valor aproximado de la probabilidad de fallo (P_f) de un estado límite (Barragué, 2010), definida por la siguiente integral.

$$P_f = P[G(X) \leq 0] = \int \dots \int_{g(x) \leq 0} f_X(x) dx \quad \text{Ec. (2-3)}$$

Donde:

P_f : probabilidad de que se supere un estado límite o de que se produzca fallo

$G(X)$: función que expresa la relación entre el estado límite y las variables fundamentales de las que depende el modelo.

$g(x) = 0$: ecuación de estado límite

$g(x) \leq 0$: dominio de fallo

$f_x(x)$ = función de densidad conjunta de las variables estocásticas.

A este nivel pertenecen los métodos FORM Y SORM (Secciones 2.4.1 y 2.4.2, respectivamente), que permiten obtener una probabilidad de fallo aproximada, denominada probabilidad de fallo nominal.

Métodos de nivel III

Para el cálculo de la probabilidad de fallo de un estado límite se utiliza la función de densidad conjunta global de las variables estocásticas, y se trata de calcular la probabilidad de fallo exacto. Estos métodos requieren fórmulas especiales de integración y metodologías específicas. Dentro de este campo podemos encontrar a los métodos de transformaciones, integración numérica y simulación. (Castillo & Mínguez, 2008)

Métodos de nivel IV

En estos métodos, las consecuencias de falla (costos) son tomadas en cuenta, y el riesgo (consecuencias multiplicada por la probabilidad de falla) es utilizado como una medida de la confiabilidad. De esta manera, diferentes diseños pueden ser comparados sobre bases económicas, tomando en cuenta la incertidumbre, costos y beneficios. (González, 2013)

En la Tabla 1 se presenta de manera esquemática los distintos niveles de los métodos de fiabilidad estructural.

Tabla 1-Jerarquía de los Métodos de Fiabilidad Estructural.

Nivel	Métodos de cálculo	Distribuciones de probabilidad	Función de estado límite	Incertidumbre	Medida obtenida como resultado
I: "Métodos de los códigos"	(Calibración de las reglas existentes en los códigos mediante métodos de niveles 2 o 3)	No se usan	Funciones lineales (generalmente)	Coefficientes arbitrarios	Coefficientes parciales
II: "Métodos de momento segundo"	'Algebra de los dos primeros momentos'	Sólo distribución normal	Lineal o aproximada una lineal	Se puede introducir mediante los dos primeros momentos (asimiladas a distribuciones normales)	Probabilidad de fallo nominal P_N
III: "Métodos exactos"	Transformación	Convertidas a distribuciones normales equivalentes	Lineal o aproximada a una lineal	Variables aleatorias con distribuciones marginales	Probabilidad de fallo P_f
	Integración numérica y simulación	Cualesquiera	Cualquier tipo		
IV: Métodos de decisión	Cualquiera de los anteriores considerando los datos económicos				Coste mínimo o Máximo beneficio RBDO

Fuente: (Barragué, 2010)

2.4.1 MÉTODO FORM ("First Order Reliability Methods")

Los métodos FORM o métodos de fiabilidad de primer orden, hacen uso del primer y segundo momento estadístico de las variables aleatorias, momentos que se encuentran relacionados con la media y desviación estándar de las variables respectivamente.

Estos métodos presentan dos enfoques, el First-Order Second-Moment (FOSM) y el Advanced First-Order Second-Moment (AFOSM). En FOSM, la información de las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias es ignorada, sin embargo, en el enfoque AFOSM, la información de las distribuciones es usada adecuadamente.

2.4.1.1 MÉTODO FOSM ("First Order Second Moment")

El método First Order Second Moment (FOSM) hace uso solo de los momentos estadísticos de primer y segundo orden de las variables aleatorias a las que considera variables con distribución normal, en caso de que haya correlación entre

las variables, primero, se transforman en variables independientes. El método se basa en una linealización de la función de desempeño o estado límite para lo cual se utiliza una aproximación de la serie de Taylor de primer orden tomando como punto de desarrollo el correspondiente a los valores medios de las variables aleatorias.

$$Z \cong G_L(X) = g(\mu x) + \sum_{i=1}^n \left. \frac{dg}{dX_i} \right|_{X=\mu x} (X_i - \mu_{X_i}) \quad \text{Ec. (2-4)}$$

Donde:

Z : Función de desempeño (aproximación serie de Taylor truncada a los términos lineales)

G_L : Función de desempeño o límite linealizada (aproximada)

μx : Valores medios de las variables aleatorias.

$g(\cdot)$: función que expresa la relación entre el estado límite y las variables fundamentales de las que depende el modelo.

X : variables fundamentales de las que depende el modelo. Aleatorias

n : numero total de variables fundamentales

Derivando la expresión anterior y evaluándola en los valores medios de las variables aleatorias se puede obtener la media y la varianza de la función de desempeño.

$$\mu_Z \approx g(\mu_{X_1}, \mu_{X_1}, \dots, \mu_{X_1}) \text{ (media)} \quad \text{Ec. (2-5)}$$

$$\sigma_Z^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{dg}{dX_i} \right)^2 * Var(X_i) \quad \text{Ec. (2-6)}$$

A partir de estas expresiones se puede calcular el índice de confiabilidad β y la probabilidad de fallo.

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad \text{Ec. (2-7)}$$

$$Pf = \Phi(-\beta) \quad \text{Ec. (2-8)}$$

Donde:

Φ = distribución normal multivariable de la función de desempeño Z.

Pf = probabilidad de fallo

El método FOSM puede presentar los siguientes problemas.

- La información de las distribuciones de las variables independientes no es considerada, solo sus medias.
- Los errores por la truncación pueden ser significativos si la función de desempeño es no lineal.
- El índice de confiabilidad varía dependiendo de la formulación matemática del estado límite (problema de invarianza).

2.4.1.2 MÉTODO AFOSM (“Advance First Order Second Moment”)

El método Advance First Order Second Moment (AFOSM) también llamado método de ‘Hasofer-Lind’, es un método en el que el estudio del índice de confiabilidad se basa principalmente en la transformación o reducción del problema a un sistema de coordenadas estandarizadas. Así, una variable aleatoria X_i se reduce a X'_i (Bastidas-Arteaga & Abdel-Hamid, 2014):

$$X'_i = \frac{(X_i - \mu_{x1})}{\sigma_{x1}} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad \text{Ec. (2-9)}$$

Donde X'_i es una variable aleatoria con media cero y desviación estándar uno. Así, la transformación o normalización es usada para convertir el estado límite original $g(X)=0$ a un estado límite reducido $g(X') = 0$. Consecuentemente, X denota el sistema original de coordenadas y X' describe el sistema reducido o transformado de coordenadas. En el sistema reducido o transformado el índice de confiabilidad de Hasofer-Lind β_{HL} corresponde a la distancia mínima desde el origen del eje de coordenadas en el sistema de coordenadas transformadas hasta la superficie del estado límite.

$$\beta_{HL} = \sqrt{(x'^*)^T (x'^*)} \quad \text{Ec. (2-10)}$$

Donde x'^* será el ‘punto de diseño’ en las coordenadas transformadas, que representa el punto de distancia mínima en la superficie de estado límite. El cual tiene su equivalente en el sistema original denotado por x^* , estos vectores contienen los valores de todas las variables aleatorias en el punto de diseño. Por lo cual el problema se basa en buscar la distancia a la superficie de estado límite y puede ser escrito como un problema de optimización (Bastidas-Arteaga & Abdel-Hamid, 2014).

$$\text{minimizar } D = \sqrt{x'^T x'} \quad \text{Ec. (2-11)}$$

$$\text{sujeto a } g(x') = 0 \quad \text{Ec. (2-12)}$$

Con lo cual β_{HL} puede ser expresada como:

$$\beta_{HL} = - \frac{\sum_{i=1}^n x'_i \left(\frac{dg}{dx'_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{dg}{dx'_i} \right)^{2*}}} \quad \text{Ec. (2-13)}$$

En el caso de que las variables de entrada sean no normales, se las transformará a variables normales equivalentes, mediante el método propuesto por Rackwitz y Fiessler.

2.4.2 MÉTODO SORM (“Second Order Reliability Methods”)

Generalmente las funciones de estado límite son no lineales. Esto se debe a la relación entre las variables aleatorias, por la consideración de variables aleatorias no normales y/o la transformación de variables correlacionadas a variables aleatorias no correlacionadas.

El método SORM mejora la evaluación realizada por el método FORM incluyendo información sobre la curvatura la cual está relacionada con las derivadas de segundo orden de la función de estado límite con respecto a las variables fundamentales como se puede observar en la Figura 2. La expansión de la serie de

Taylor para una función general no lineal $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ en el punto de diseño $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ se encuentra dado por:

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{dg}{dX_i} (X_i - x_i^*) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{d^2g}{dX_i dX_j} (X_i - x_i^*)(X_j - x_j^*) \quad \text{Ec. (2-14)}$$

La idea en que se basan los métodos SORM es sustituir la superficie de estado límite por una superficie cuadrática en el punto de diseño cuyo contenido probabilístico se conoce analíticamente. Se usan generalmente dos tipos de aproximaciones: la primera se llama ajuste de curvatura y requiere calcular las derivadas segundas de $G(u)$ en el punto de diseño u^* , mientras que la segunda se llama ajuste de punto en la que unos semiparaboloides interpolan la superficie de estado límite en unos puntos alrededor del punto de diseño. (Barragué, 2010)

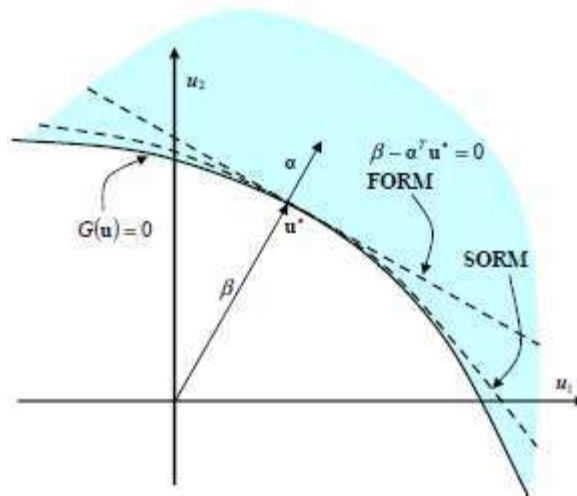


Figura 2- Aproximaciones FORM Y SORM para una superficie de estado límite (espacio normal estándar).

Fuente: (Barragué, 2010)

2.4.3 MÉTODOS DE SIMULACIÓN.

En su sentido técnico, una simulación implica el uso de un modelo para producir resultados en lugar de experimentar con el sistema real en estudio, que puede aún

no existir. Se tiene una simulación estocástica si el modelo tiene algún elemento estocástico (Rypley, 1987), es decir, variables aleatorias o no determinísticas.

Los métodos de simulación o métodos de muestreo son métodos que son capaces de dar resultados “exactos” de la probabilidad de fallo y pueden ser representadas mediante modelos numéricos (Barragué, 2010).

2.4.4 MÉTODO DE SIMULACIÓN DE MONTE CARLO

El Método de Simulación de Monte Carlo es un método numérico utilizado para resolver problemas mediante la simulación de variables aleatorias (Marinilli, 2009). Para aplicar este método, el analista construye un modelo matemático que simula un sistema real. Posteriormente se ejecuta el modelo muchas veces, en cada uno de estos los datos de entrada son generados aleatoriamente, los cálculos se ejecutan a través del modelo produciendo resultados que también son aleatorios. Para llevar a cabo este método, se necesita una gran cantidad de números aleatorios (Thomopoulos, 2013).

2.4.4.1 Generación de Números Aleatorios

Un generador de números aleatorios es un método computarizado o físico que produce números que no tienen un patrón secuencial y están dispuestos puramente por casualidad. Los métodos físicos como: tirar dados, voltear monedas, ruedas de ruleta y barajar cartas, no son prácticos cuando se necesitan una gran cantidad de números aleatorios en las aplicaciones. Con el advenimiento de las computadoras de alta velocidad en la década de 1950, los algoritmos matemáticos se volvieron prácticos y los nuevos desarrollos llevaron a formas mejoradas de generar una gran cantidad de números aleatorios (Thomopoulos, 2013).

En general, todos los ordenadores modernos y los programas de cálculo científico tales como MAPLE, MATHCAD Y MATLAB tienen la capacidad de generar números aleatorios distribuidos uniformemente entre 0 y 1. (Barragué, 2010), los cuales pretenden imitar las propiedades de las variables aleatorias uniformes continuas estándar.

2.4.4.2 Test de números generados (pruebas de generadores de números aleatorios)

De acuerdo con (Thomopoulos, 2013), algunas de las pruebas desarrolladas para la evaluación de qué tan buena es una secuencia de variables uniformes (pseudoaleatorias) con respecto a las variables uniformes estándar verdaderamente aleatorias, son las siguientes:

a) Media y Varianza

La meta del generador de números aleatorios es emular la variable aleatoria uniforme continua estándar, u , la cual presenta un valor esperado $E(u) = 0.5$ y una varianza $V(u) = \sigma^2 = 1/12$.

b) Chi Cuadrado

La prueba de bondad de ajuste Chi cuadrado se usa para determinar si la secuencia de u se distribuye por igual en el rango de cero a uno (Thomopoulos, 2013).

La secuencia (u_1, \dots, u_n) se divide en k intervalos, se determina la frecuencia observada f_i que corresponde al número de u que caen en el intervalo i ($i = 1, 2, 3, \dots, k$) y se evalúa de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$X^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(f_i - e_i)^2}{e_i} \quad \text{Ec. (2-15)}$$

Donde:

n : cantidad de us de la secuencia total

f_i : frecuencia observada

e_i : frecuencia esperada, $e_i = n/k$

2.4.4.3 Generación de Variables Aleatorias

Las variables aleatorias se clasifican como discretas o continuas.

- Discreta, cuando la variable puede tomar una lista específica de valores (Thomopoulos, 2013).

- Continua, cuando la variable puede asumir cualquier valor en un intervalo específico (Thomopoulos, 2013).

La función matemática que relaciona los valores de la variable aleatoria con una probabilidad es la distribución de probabilidad o función de distribución acumulada. Cuando un valor de la variable se elige aleatoriamente de acuerdo con la distribución de probabilidad, se llama variable aleatoria (Thomopoulos, 2013).

Para aplicar el método de simulación de Monte Carlo es necesario transformar los números aleatorios generados a variables aleatorias mediante sus distribuciones de probabilidad. Para la generación de distribuciones aleatorias no uniformes existen varios métodos entre los cuales se encuentra:

Método de Transformación Inversa

El método de Transformación Inversa (TI) permite generar variables aleatorias uniformes en variables aleatorias de varias distribuciones de probabilidad.

Para Variables Continuas:

Si x es una variable aleatoria continua con distribución de probabilidad $f(x)$, para $a \leq x \leq b$, y función de distribución acumulada $F(x) = \int_a^x f(x)dx$, donde $0 \leq F(x) \leq 1$. Dado que u (variable aleatoria uniforme continua estándar) y $F(x)$ varían entre 0 y 1, se genera una variable aleatoria de u . Luego $F(x)$ se establece igual a u , desde donde se encuentra el valor asociado de x . La rutina a continuación describe el procedimiento:

1. Se genera una variable aleatoria uniforme, u .
2. Se establece $F(x) = u$.
3. Se encuentra el valor de x asociado, es decir, $x = F^{-1}(u)$.

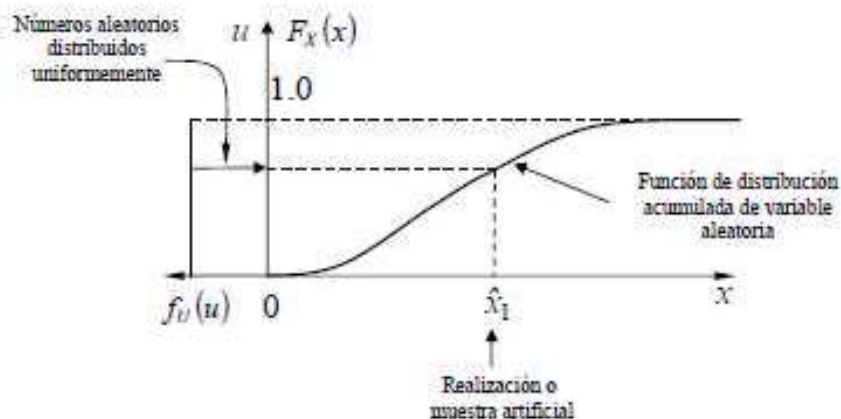


Figura 3-Método de transformación inversa (variables continuas)

Fuente: (Barragué, 2010)

Para Variables Discretas:

Sea x_i una variable aleatoria discreta con distribución de probabilidad $P(x_i)$ para $i = 1, 2, \dots$ y función de distribución acumulada $F(x_i) = P(x \leq x_i)$. El método de Transformación inversa se aplica de acuerdo con la siguiente rutina:

1. Se genera una variable aleatoria uniforme, u .
2. La variable aleatoria x asociada a u , será el mínimo valor de x_i que cumpla $u < F(x)$.

Variables Truncadas

Sean c y d los límites dentro del cual se desea encontrar las variables aleatorias, $c \leq x \leq d$, El truncamiento o limitación de las variables aleatorias generadas aplicando el método de Transformación Inversa se lleva a cabo con la siguiente rutina:

1. Se calcula $F(c)$ y $F(d)$, donde F representa la función de distribución acumulada.
2. Se genera una variable aleatoria uniforme, u .
3. Sea $v = F(c) + u[F(d) - F(c)]$, se cumple $F(c) \leq v \leq F(d)$.
4. Se establece la distribución acumulada de v , como $F(x) = v$.

5. Se encuentra el valor de x correspondiente, es decir, $x = F^{-1}(v)$.

Otros métodos de generación de distribuciones no uniformes son el método de composición y el método de rechazo aceptación.

2.4.4.4 Modelos probabilísticos de variables aleatorias

Las variables aleatorias de entrada son necesarias para hacer coincidir de mejor manera la simulación al modelo real. Para cada una de estas variables es necesario la selección de la distribución de probabilidad apropiada que se ajuste al comportamiento de la variable.

Existen dos formas de obtener la distribución de probabilidad de una variable:

- a partir de una muestra de datos disponibles de la variable y,
- a partir de criterios de expertos acerca de los parámetros de distribución de la variable

Selección de la distribución de probabilidad a partir de datos

Para cada una de las variables aleatorias en el modelo de simulación con datos disponibles, se describen los siguientes pasos:

- a) Verificar la independencia de datos
- b) Calcular varias medidas estadísticas
- c) Seleccionar las opciones de distribuciones de probabilidad candidatas
- d) Estimar los parámetros para cada distribución de probabilidad
- e) Determinar el ajuste adecuado

Según (Holický, 2009) las distribuciones de probabilidad candidatas típicas para variables aleatorias continuas (con respecto a sus aplicaciones en confiabilidad estructural) son:

- Normal
- Log-normal (Para variables aleatorias asimétricas limitadas de un solo lado que incluyen propiedades de material, acciones y datos geométricos)
- Gamma (Para describir algunas cantidades geométricas y acciones variables que no tienen una gran asimetría)

- Beta (Algunas acciones y datos geométricos, por ejemplo, el recubrimiento de hormigón para el refuerzo)
- Gumbel

Para variables aleatorias discretas, según (Thomopoulos, 2013):

- Uniforme
- Binomial
- Geométrica
- Pascal
- Poisson

Selección de la distribución de probabilidad cuando no existen datos

Existen muy pocas distribuciones de probabilidad donde sus parámetros pueden ser estimados sin datos disponibles. En lugar de los datos, se consultan a expertos sobre varios parámetros de la distribución. En el ANEXO N° 1 se resume algunas distribuciones continuas y los parámetros necesarios para su estimación de acuerdo con (Thomopoulos, 2013).

2.4.4.5 Métodos de simulación de Monte Carlo.

El resultado que se obtiene mediante la aplicación de una simulación de Monte Carlo es una estimación de la probabilidad de falla, debido a que para obtener un valor exacto de la probabilidad de falla el número de simulaciones empleadas por el método deberían tender a infinito, la probabilidad de fallo se estima como el cociente entre el número de fallos observados y el número total de muestras.

Es posible clasificar estos métodos en función de la información usada para iniciar el muestreo, así tenemos métodos que no necesitan información previa y métodos que emplean información obtenida de análisis FORM y SORM. (Barragué, 2010).

2.4.4.6 Método de Simulación de Monte Carlo Crudo.

También conocido como método de Monte Carlo clásico, es un método de implementación sencilla, aunque requiere de muchos cálculos, convirtiéndolo en un método no muy eficiente, de manera especial en sistemas de alta complejidad.

El método se basa en que para cada muestra = $(\hat{x}_1, \dots, \hat{x}_n)$ de las variables básicas se obtiene el valor de la función de estado límite $g = g(x)$ correspondiente a un modo de fallo de la estructura. Si se viola el estado límite, es decir si $g(\hat{x}) \leq 0$, se habrá producido una falla en el sistema o elemento estructural analizado. El proceso se repetirá varias veces con diferentes vectores \hat{x} elegidos aleatoriamente. Si N es el número total de simulaciones y N_f el número de simulaciones para los que $g(\hat{x}) \leq 0$, la probabilidad de fallo se estimará como:

$$P_f = \frac{N_f}{N} \quad \text{Ec. (2-16)}$$

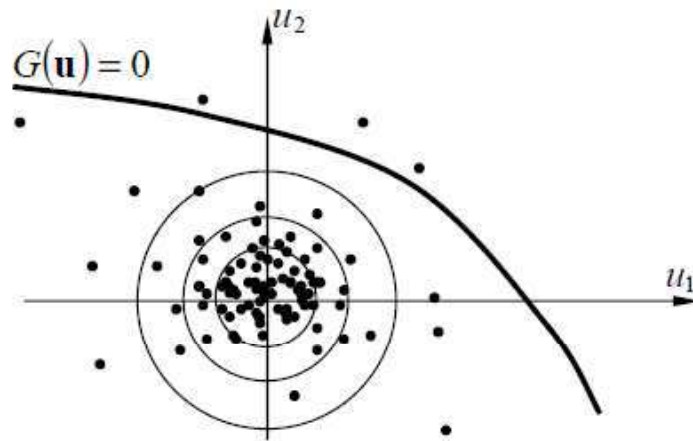


Figura 4- Método de simulación de Montecarlo

Fuente: (Barragué, 2010)

En el caso de que las variables básicas que componen el vector aleatorio sean dependientes o presenten correlación, se usará alguna transformación isoprobabilística como la transformada de Nataf o la transformada de Rosenblatt. En estos casos es mejor simular vectores aleatorios \hat{u} en el espacio normal estandarizado, Figura 4, y la probabilidad de fallo se escribe con la Ec. (2-17).

$$pf = \int_{g(x) \leq 0} I[g(x) \leq 0] * f_x(x) dx \quad \text{Ec. (2-17)}$$

donde $I[g(x) \leq 0]$ es una función indicador definida por:

$$I = \begin{cases} 1 & \text{si } g(x) \leq 0 \text{ (región de falla)} \\ 0 & \text{si } g(x) > 0 \text{ (región segura)} \end{cases} \quad \text{Ec. (2-18)}$$

De esta manera el método de Monte Carlo presenta resultados discretos entonces la integral de arriba puede ser aproximada mediante un sumatorio de la siguiente forma:

$$pf \cong \tilde{p}f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[g(\hat{x}) \leq 0] \quad \text{Ec. (2-19)}$$

Donde \hat{x} es el vector de variables básicas que se toman en una simulación.

Un aspecto importante en el método de Monte Carlo es el cálculo del grado de confianza que tenemos de la probabilidad de fallo calculada $\tilde{p}f$, para lo cual se debe calcular el indicador σ_{pf}^2 (varianza de $\tilde{p}f$). Asumiendo que cada simulación constituye una prueba de Bernoulli, el número de veces que se sobrepasa el estado límite obedece a una distribución binomial, por lo que la varianza de $\tilde{p}f$ se puede calcular mediante:

$$\sigma_{pf}^2 \cong \frac{(1 - \tilde{p}f) * \tilde{p}f}{N} \quad \text{Ec. (2-20)}$$

Otro indicador del grado de confianza es el denominado coeficiente de variación C_{pf} , que se calcula mediante:

$$C_{pf} \cong \frac{\sqrt{\frac{(1 - \tilde{p}f) * \tilde{p}f}{N}}}{\tilde{p}f} \quad \text{Ec. (2-21)}$$

Para el cálculo del número de simulaciones para obtener una exactitud dada, se puede usar la expresión dada por Broding, que sugiere una estimación del número

de simulaciones para un nivel de confianza C en la probabilidad de fallo P_f (Barragué, 2010).

$$N > \frac{-\ln(1-C)}{P_f} \quad \text{Ec. (2-22)}$$

2.5 PRUEBA DE ANDERSON DARLING

Se trata de una prueba de bondad de ajuste, es decir, un método que permite conocer la pertenencia o no de un conjunto de datos a una distribución de probabilidad. Se basa en la comparación de la distribución de probabilidades acumulada empírica (resultado de los datos) con la distribución de probabilidades acumulada teórica (Anderson & Darling, 1954).

La hipótesis de que los datos se ajustan a una distribución específica se rechaza con un nivel de significancia α cuando el estadístico de prueba W^2 es mayor que el valor crítico W_T^2 (dado por tablas).

$$W^2 = -n - S \quad \text{Ec. (2-23)}$$

$$S = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (2i-1) [\ln(F(X_i)) + \ln(1-F(X_{n+1-i}))] \quad \text{Ec. (2-24)}$$

Donde:

n : número de observaciones

$F(X_i)$: función de distribución acumulada para la distribución especificada

X_i : son los datos ordenados

2.6 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

La variación en el resultado de un modelo dependerá principalmente de las variables que intervienen en el modelo. De forma rápida se puede entender al análisis de sensibilidad según cómo el cambio en el valor de una variable afecta un resultado. Su importancia radica en identificar las variables críticas que rigen el

comportamiento de un modelo, en las cuales se debe realizar énfasis para obtener valores más precisos que se ajusten a la realidad. (Vélez-Pareja, 2003)

Un término, más adecuado para referirse a la “Sensibilidad” es el termino de gradiente, puesto que generalmente se calcula la derivada de una medida de prestación, por ejemplo, el peso de una estructura, desplazamiento de un nudo, etc., respecto a un parámetro o variable de diseño (Barragué, 2010).

2.6.1 VARIABLES DE DISEÑO.

Las variables de diseño son parámetros que definen un sistema, las cuales pueden ser variables discretas o continuas, que a su vez pueden ser agrupadas en cinco clases de acuerdo con (Barragué, 2010).

- Variables de diseño de propiedades de material (Ejm. Módulo de Young).
- Variables de diseño de tamaño (Ejm. Área de sección transversal).
- Variables de diseño de forma (Ejm. Longitud de una barra).
- Variables de diseño de configuración (Ejm. Posición elementos estructurales).
- Variables de diseño Topológicas

La dependencia de una medida de prestación con respecto a las variables de diseño puede ser explícita o implícita, siendo explícita cuando la expresión de la medida de prestación en función de las variables de diseño es conocida, mientras que es implícita cuando no se puede expresar de manera directa la medida de prestación en función de las variables de diseño.

2.6.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.

Los métodos de análisis de sensibilidad pueden ser divididos en tres grupos, que a su vez presentan dos subgrupos como se puede apreciar en la Tabla 2.

Tabla 2- Métodos de análisis de sensibilidad

Método de Aproximación	{	Método de Diferencias Finitas hacia Adelante
		Método de Diferencias Finitas Central
Método Discreto	{	Método Semianalítico
		Método Analítico
Método Continuo	{	Método Continuo - Discreto
		Método Continuo - Continuo

Fuente: (Barragué, 2010)

Debido a su uso y aplicabilidad solo se detallará el método de Aproximación y el método discreto.

2.6.2.1 Método de diferencias finitas.

El método de diferencias finitas, FDM (“Finite Differences Method”), es uno de los más simples para el cálculo de sensibilidades estructurales, según (Barragué, 2010) “ El método de diferencias finitas calcula la sensibilidad de diseño de la prestación evaluando medidas de prestación en etapas diferentes en el proceso de diseño”, existen tres formas de aplicar el método de diferencias finitas.

- **Diferencias finitas hacia adelante:** se considera una perturbación o variación positiva de la variable de diseño, la sensibilidad se aproxima por la siguiente expresión:

$$\frac{d\psi}{dx} \approx \frac{\psi(x + \Delta x) - \psi(x)}{\Delta x} \quad \text{Ec. (2-25)}$$

Donde:

$\psi(x)$: función de respuesta estructural de la medida de prestación.

Δx : perturbación o variación de la variable de diseño

x : variable de diseño.

- **Diferencias finitas hacia atrás:** se considera una variación negativa de la variable de diseño, la sensibilidad se aproxima por la siguiente expresión:

$$\frac{d\psi}{dx} \approx \frac{\psi(x - \Delta x) - \psi(x)}{-\Delta x} \quad \text{Ec. (2-26)}$$

- **Diferencias finitas centrales:** es una aproximación más precisa respecto a las descritas previamente, se basa en variar tanto positiva como negativamente la variable de diseño, para posteriormente obtener el gradiente o sensibilidad mediante la siguiente expresión.

$$\frac{d\psi}{dx} \approx \frac{\psi(x + \Delta x) - \psi(x - \Delta x)}{2\Delta x} \quad \text{Ec. (2-27)}$$

En el método de diferencias finitas, se puede presentar resultados precisos cuando Δx tiende a cero, ya que dependiendo del tamaño de Δx se pueden obtener resultados diferentes, siendo preferible su uso para medidas de prestación que presentan un comportamiento casi lineal y siendo poco útil para medidas de prestación altamente no lineales.

2.6.2.2 Método discreto.

Los métodos discretos se basan en resolver el problema de sensibilidad a través de la ecuación de equilibrio discreta $\mathbf{K}(x)\mathbf{u} = \mathbf{f}(x)$ donde $\mathbf{K}(x)$ y $\mathbf{f}(x)$ (matriz de rigidez y vector de cargas, respectivamente) son conocidos de manera explícita y la solución \mathbf{u} puede determinarse, entonces, la sensibilidad de la solución \mathbf{u} , respecto a la variable de diseño \mathbf{x} , puede obtenerse mediante:

$$\mathbf{K}(x) \frac{d\mathbf{u}}{dx} = \frac{d\mathbf{f}}{dx} - \frac{d\mathbf{K}}{dx} * \mathbf{u} \quad \text{Ec. (2-28)}$$

Para resolverse la expresión anterior se puede optar por el método de derivación directa (DDM) o el método de variable adjunta (AVM).

2.6.2.3 Método de derivación directa (DDM).

El método de derivación directa DDM (“Direct Differentation Method”), también conocido como método de derivación implícita es un método en el que se obtiene la ecuación de sensibilidad del desplazamiento aplicando la regla de derivación de la cadena a la forma discreta de la ecuación de equilibrio a la que conducen los elementos finitos (Barragué, 2010).

Siendo la ecuación de equilibrio discreta $\mathbf{K}(x)\mathbf{u} = \mathbf{f}(x)$ y, sea $\psi(x, \mathbf{u}(x))$ la medida de prestación (representada por una parte explícita y otra implícita respectivamente), al derivar la función de la medida de prestación respecto al vector \mathbf{x} , mismo que contiene las variables de diseño, se obtiene.

$$\frac{d\psi}{dx} = \frac{\partial\psi}{\partial x} + \frac{\partial\psi}{\partial \mathbf{u}} \frac{d\mathbf{u}}{dx} \quad \text{Ec. (2-29)}$$

Donde el término $d\mathbf{u}/dx$ es el único que no se puede obtener de manera directa. Para ello, se aplica la regla de derivación de la cadena a la ecuación de equilibrio obteniéndose.

$$\frac{\partial\mathbf{K}(x)}{\partial x} \mathbf{u} + \mathbf{K} \frac{d\mathbf{u}}{dx} = \frac{\partial\mathbf{f}(x)}{\partial x} \quad \text{Ec. (2-30)}$$

Despejando $d\mathbf{u}/dx$ se obtiene:

$$\frac{d\mathbf{u}}{dx} = \mathbf{K}^{-1}(x) \left[\frac{\partial\mathbf{f}(x)}{\partial x} - \frac{\partial\mathbf{K}(x)}{\partial x} \mathbf{u} \right] \quad \text{Ec. (2-31)}$$

Remplazando su valor en la **Ec. (2-29)** se obtiene:

$$\frac{d\psi}{dx} = \frac{\partial\psi}{\partial x} + \frac{\partial\psi}{\partial \mathbf{u}} \mathbf{K}^{-1}(x) \left[\frac{\partial\mathbf{f}(x)}{\partial x} - \frac{\partial\mathbf{K}(x)}{\partial x} \mathbf{u} \right] \quad \text{Ec. (2-32)}$$

Así, se puede obtener el gradiente o “sensibilidad” de la medida de prestación respecto al vector de variables.

2.7 ASENTAMIENTOS DE SUELOS EN ESTRUCTURAS

Los asentamientos provocados por las cargas impuestas por una construcción se dividen generalmente en tres tipos:

- Asentamiento inmediato o elásticos
- Asentamientos por consolidación primaria
- Asentamientos por consolidación secundaria

2.7.1 TIPOS DE ASENTAMIENTOS

2.7.1.1 ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS.

Los asentamientos elásticos o inmediatos son asentamientos producidos por la deformación elástica del terreno debido a la compresión inmediata que experimenta el estrato compresible del suelo después de la aplicación de una carga, la magnitud del asentamiento dependerá de la carga aplicada, propiedades mecánicas del suelo, como es el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del suelo, y de las características de la cimentación (largo, ancho, etc.).

Generalmente se considera que el asentamiento elástico ocurre durante la etapa de la construcción y será variable para cada punto de la cimentación debido a la variación de presión transmitida en cada punto al suelo, así, de manera general, se presentaran mayores asentamientos en las zonas de esfuerzos más grandes y menor a medida que disminuyen los esfuerzos. Adicionalmente la forma y magnitud del asentamiento dependerá del tipo de cimentación ya sean estas rígidas y flexibles como se aprecia en la Figura 5.

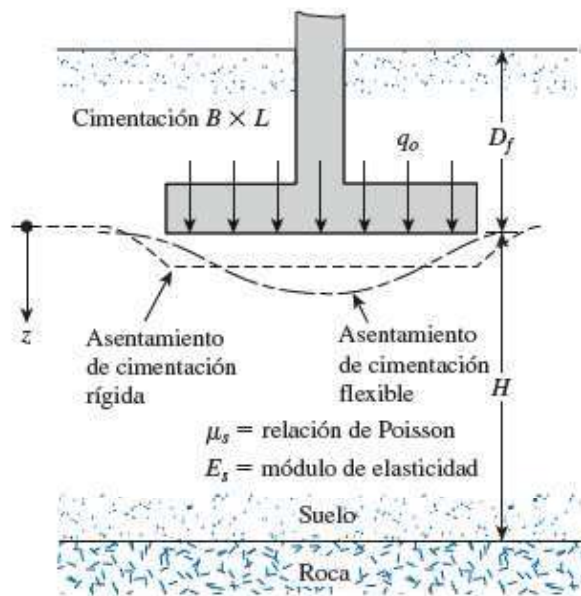


Figura 5-Asentamientos elásticos.

Fuente: (Braja M.Das, 2011)

2.7.1.2 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA.

El asentamiento por consolidación primaria es una deformación uniaxial producto del cambio de volumen en suelos saturados cohesivos producto de la expulsión de agua que ocupan los poros, la expulsión de agua de los poros se produce por un aumento de la presión hidrostática en el medio poroso como resultado de la compresión y deformación elástica. La expulsión del agua produce el cambio de volumen que es dependiente del tiempo, por lo cual es un proceso que requiere años en completarse y depende en gran manera de la permeabilidad del suelo.

2.7.1.3 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA.

El asentamiento por consolidación secundaria es el ajuste plástico de la estructura del suelo y ocurre al finalizar la consolidación primaria, es decir, después que los excesos de presión en el agua se han disipado y que toda la carga ha sido entregada a la estructura del suelo (Heríquez, Aline, & Valdés).

Al igual que la consolidación primaria, este tipo de asentamiento es dependiente del tiempo y es importante en los suelos orgánicos y suelos inorgánicos altamente compresibles.

2.7.2 ASENTAMIENTOS TOTALES

En general, la magnitud de los asentamientos totales no representa un factor crítico, sino más bien una cuestión de conveniencia. Si el asentamiento total de una estructura es considerable, pueden presentarse problemas en conductos de gas, agua potable o alcantarillado que estén conectados a la estructura (Moya Andino, 2015)

2.7.3 ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

Los asentamientos diferenciales en las estructuras se pueden definir como el asentamiento relativo entre varias partes de la estructura, dentro de las principales consecuencias de los asentamientos diferenciales se encuentran una redistribución de esfuerzos en la superestructura, originándose puntos de sobreesfuerzo.

De acuerdo con Moya, 2015, si estos movimientos diferenciales son excesivos, pueden ocasionar severos agrietamientos, o en su defecto, pueden provocar el colapso de la estructura. Los asentamientos diferenciales pueden producirse por diversas causas, las cuales se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3-Causas de asentamientos diferenciales

Causa	Descripción del mecanismo
a) Variación del espesor y características del estrato compresible.	Asentamiento proporcional al espesor. Puede ser convexo, cóncavo y por ladeamiento
b) Variación en las presiones de la cimentación en el contacto con el suelo.	Distribución no uniforme de presiones generadas por las cargas.
c) Grandes áreas cargadas sobre cimentaciones flexibles.	Asentamientos cóncavos de cimentaciones de placa corrida o

	cimentaciones aisladas de columnas de gran área.
d) Diferencia entre los tiempos de construcción para diferentes partes de la estructura.	Mayor asentamiento en la parte reciente que en la antigua, donde ya se desarrolló asentamiento.
e) Variaciones en las condiciones de compresibilidad del lugar	Construcciones sobre áreas previamente ocupadas por cargas pesadas, que sobre consolidan los mantos compresibles.
f) Variaciones en las condiciones de compresibilidad generadas por operaciones constructivas.	Descompresiones por excavaciones aledañas. Expansión y posterior re-compresión generadas por la excavación para construir la cimentación.

Fuente: (Delgado Vargas, 1996)

Para la cuantificación del asentamiento diferencial, es importante definir ciertos parámetros con la finalidad de limitarlos para obtener estructuras seguras los cuales se pueden apreciar en la Figura 6.

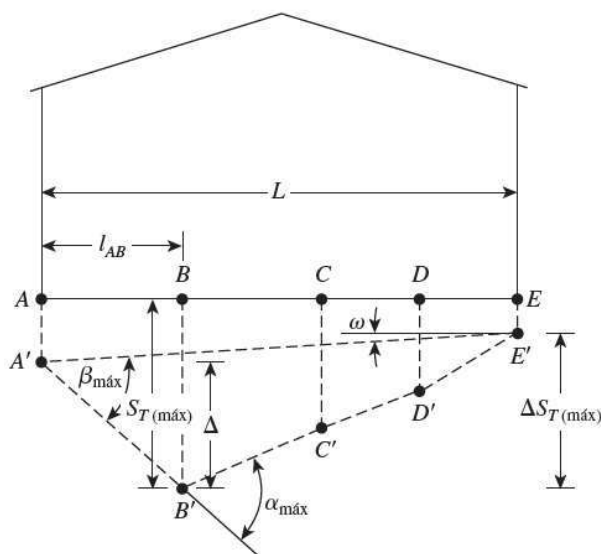


Figura 6-Parámetros de los asentamientos diferenciales.

Fuente: (Braja M.Das, 2011)

Donde:

S_t =asentamiento total en un punto dado.

ΔS_t =diferencia en el asentamiento total en dos puntos cualquiera.

α = gradiente entre dos puntos sucesivos.

β = distorsión angular = $\frac{\Delta S_{T(i,j)}}{L_{i,j}}$ ($L_{i,j}$ distancia entre puntos de análisis)

Entre los principales estados límites encontrados en la literatura, se tienen los presentados en la Tabla 4, definidos por Bjerrum (1963), los cuales usan como medida limitante la distorsión angular máxima para varios tipos de estructuras.

Tabla 4-Distorsión angular límite Bjerrum (1963)

Categoría de daño potencial	β máx.
Limitante segura para muros de ladrillo flexibles.	1/150
Peligro de daño estructural a la mayoría de los edificios	1/150

Agrietamiento de muros de paneles y de ladrillos	1/150
Inclinación visible de edificios altos rígidos.	1/250
Primer agrietamiento de muros de paneles	1/300
Límite seguro para no tener agrietamientos en edificios	1/500
Peligro a marcos con diagonales.	1/600

Fuente: (Braja M.Das, 2011)

2.7.4 IDENTIFICACIÓN DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES.

Como primer síntoma de la existencia de asentamientos diferenciales excesivos en las estructuras, se puede encontrar el agrietamiento de las mamposterías, desniveles en el sistema de pisos e inclinación de la estructura. La identificación de los lugares de asentamientos excesivos se lo puede realizar a través de estos síntomas como lo demuestra el estudio de (Genescà & Rosell, 1997), donde se presenta un catálogo de patologías más comunes para edificios de mampostería, clasificándolas en 13 casos siendo los referentes a asentamientos diferenciales los casos 1,2 y 7, los que se describen a continuación.

Caso1.- Fisuras sensiblemente inclinadas a 45° en la misma dirección con aberturas mayores en la parte de arriba que abajo, debido al asentamiento de la fundación en el extremo del edificio.

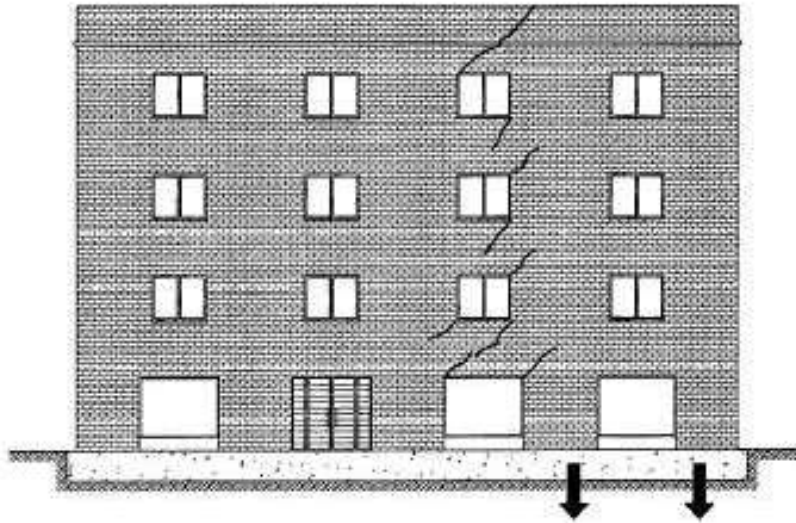


Figura 7-Asentamientos extremos de la edificación.

Fuente: (Genescà & Rosell, 1997)

Caso 2.- Fisuras o grietas sensiblemente inclinadas a 45 que parten de puertas y ventanas, debido al asentamiento en la zona central del edificio.

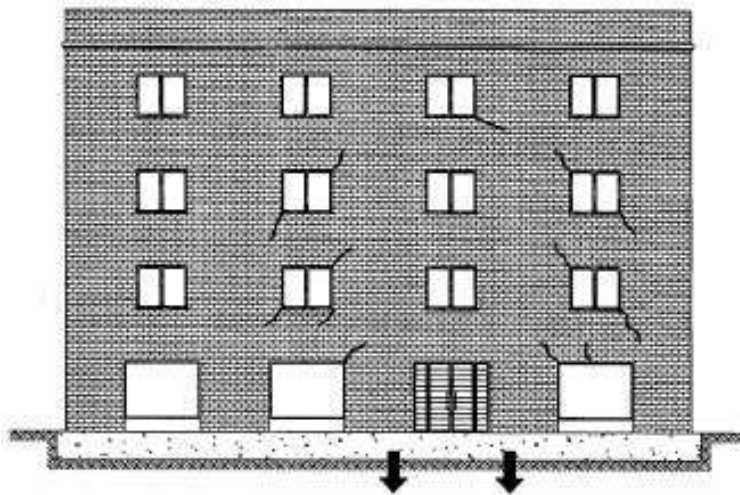


Figura 8-Asentamientos en la zona central de la edificación.

Fuente: (Genescà & Rosell, 1997)

Caso 7.- Presencia de grietas sensiblemente inclinadas a 45° partiendo del paño de la pared próximo a la zona de cambio de alzada, debido a los asentamientos diferenciales en la cimentación por el cambio de esfuerzo a soportar.

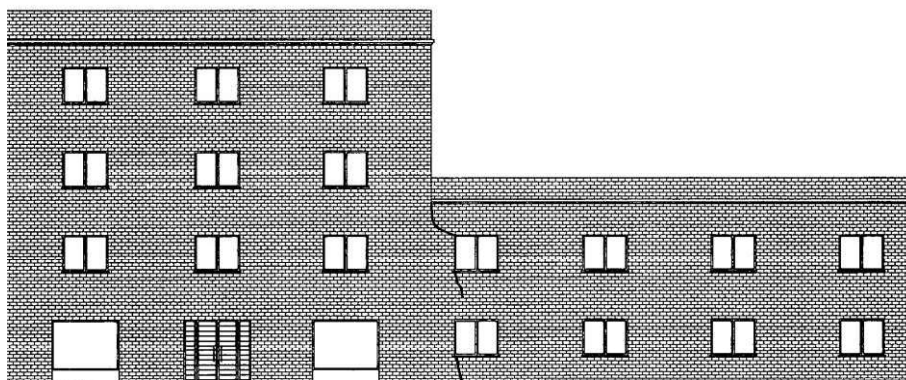


Figura 9- Asentamientos diferenciales cambio de alzada

Fuente: (Genescà & Rosell, 1997)

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El presente estudio se enfoca en las estructuras de las viviendas de la ciudadela Solanda – Sector 1, ubicadas entre las calles: Solanda (al suroeste), José María Alemán (al sureste), José Abarcas (al noreste) y Cardenal de la Torre (al noroeste); al Sur del Distrito Metropolitano de Quito, Parroquia Solanda. Conformando un total de 447 viviendas.

En la Figura 10 se muestra la ubicación del lugar de las viviendas afectadas por asentamientos diferenciales dentro del mapa del sur de Quito, las cuales se encuentran enmarcadas en el recuadro azul.

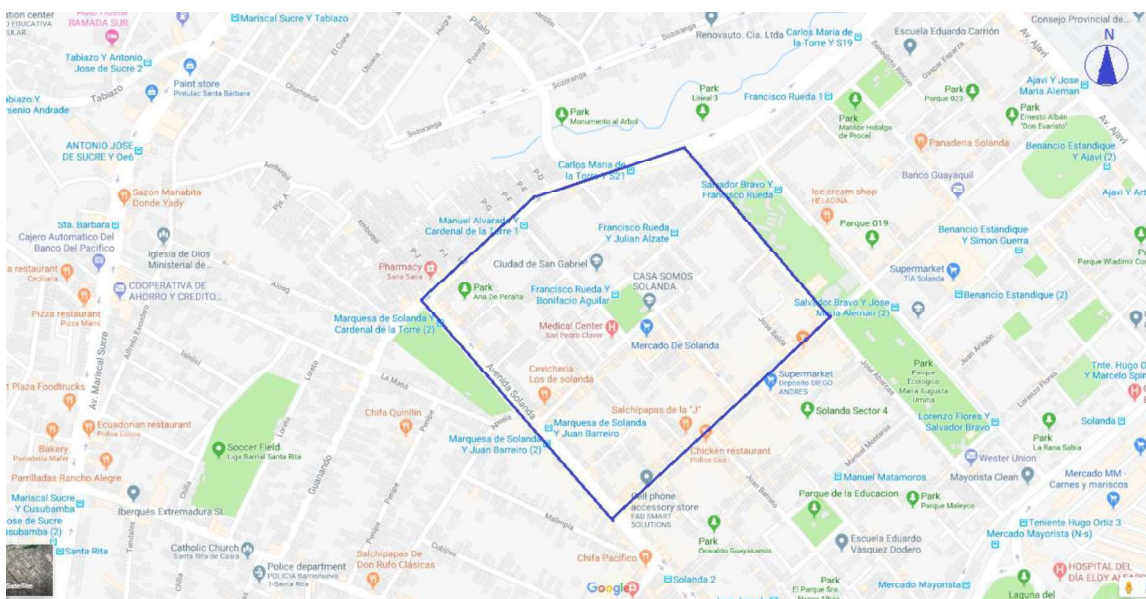


Figura 10-Solanda-Sector 1

Fuente: Google Maps, 2019

3.1.1 CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Las características de interés a señalarse en esta investigación constan de la configuración estructural, así como de los parámetros mecánicos de los materiales de construcción.

De acuerdo con (Vidal & Goyes, 2016), los tipos de viviendas planificadas para el proyecto de urbanización de Solanda de 1980 se muestran en la Figura 11, descritas posteriormente de izquierda a derecha.

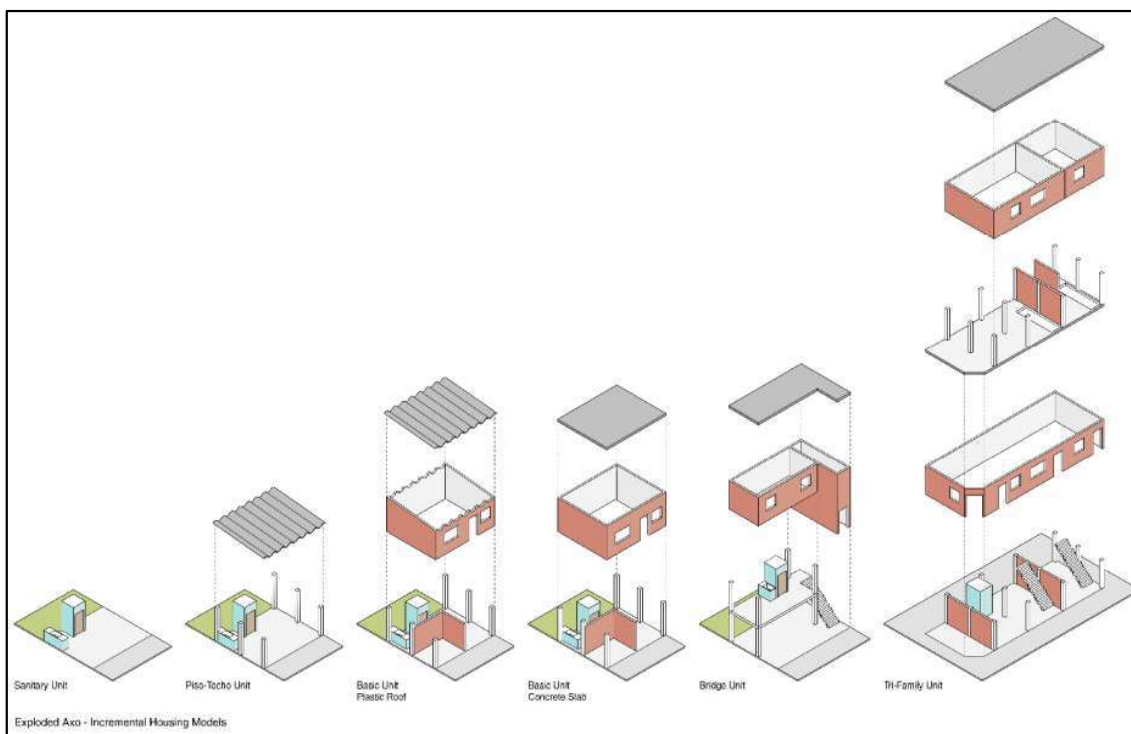


Figura 11-Tipos de viviendas. Proyecto de Urbanización Solanda-1980.

Fuente: (Vidal & Goyes, 2016)

- **Unidad Sanitaria:** solo posee la unidad sanitaria. Puede ser ampliada de acuerdo con las posibilidades del propietario.
- **Unidad Piso-Techo:** posee 6 columnas, unidad sanitaria. Sin paredes, puede ser ampliada.
- **Unidad Básica-Techo de Plástico:** posee 6 columnas, unidad sanitaria y techo de plástico. Con paredes y puede ser ampliada.
- **Unidad Básica-Losa de Hormigón:** posee 6 columnas, unidad sanitaria, el techo es una losa de hormigón. Con paredes y puede ser ampliada.
- **Casa Puente:** posee 4 columnas, unidad sanitaria, el techo es una losa de hormigón. Con paredes y no puede ser ampliada.

- **Unidad Trifamiliar:** comprendida por 3 departamentos, en conjunto se forma por 12 columnas

Esta información fue corroborada en los planos estructurales y arquitectónicos del proyecto de urbanización de Solanda de 1980, obtenidas en el MIDUV y adjuntada en el ANEXO N° 3.

3.1.2 EXPLORACIÓN DE CAMPO

Con el fin de definir los patrones de agrietamiento, constatar la configuración estructural actual de las viviendas y determinar las características de los elementos estructurales como dimensiones y acero de refuerzo, se realizó un recorrido por el sector especificado obteniendo por observación, para la mayoría de las casas, que:

- Las viviendas van desde 1 piso hasta 4 pisos con terraza.



Figura 12-Número de pisos de viviendas

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- La distribución de columnas presenta la misma configuración con respecto a los planos obtenidos en el MIDUVI.
- Existe un gran número de estructuras en las que el primer piso es usado como local comercial en donde la distribución de paredes discuerda respecto a los planos del proyecto.



Figura 13-Locales comerciales en plana baja

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Los tipos de vivienda conocida como Casa Puente, previsto en las entradas de todos los pasajes del sector, fueron ampliadas en su parte inferior reduciendo el ancho de la calle a aproximadamente 3 m (originalmente de 5m). Además, en altura se incrementó a 2 pisos más.

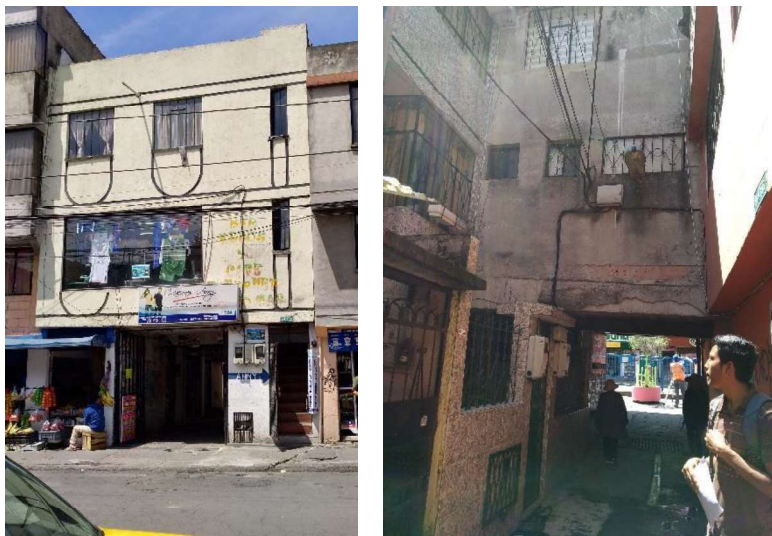


Figura 14-Casa Puente ampliada en elevación y en horizontal.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Aunque en los planos del proyecto no se había previsto volados de losa. Las viviendas poseen volados de hasta 1 m.



Figura 15-Volados en viviendas de Solanda-Sector1.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- De las ampliaciones sin acabados, realizados tanto en elevación como en horizontal, se pudo observar que el refuerzo longitudinal en elementos estructurales es $4\emptyset 14$ y $4\emptyset 16$ en vigas y columnas respectivamente.



Figura 16-Refuerzo en ampliaciones sin acabados.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

3.1.3 PROBLEMÁTICA

De la inspección visual realizada externamente en el mes de marzo de 2019 se evidenció la existencia de grietas en la mayoría de las viviendas, recalcando que en muchos casos el usuario de la vivienda agrietada ha cubierto las grietas con mortero y/o pintura.

A continuación, se muestra ejemplos de las grietas (resaltadas en rojo) observadas en las viviendas y se señala la causa más probable de acuerdo con el catálogo de patologías de (Genescà & Rosell, 1997). Esto permitirá definir la aplicación de vectores de desplazamientos en la modelación estructural posterior.

En la Figura 17, Figura 18 y Figura 19 se puede observar las grietas debido al asentamiento de la cimentación en el extremo izquierdo de la vivienda. Las grietas forman ligeramente un ángulo de 45° y son paralelas.



Figura 17-Grietas en vivienda regular de 3 pisos

Elaborado por: Casco & Parra, 2019



Figura 18-Grietas en vivienda de 3 pisos

Elaborado por: Casco & Parra, 2019



Figura 19–Grietas en Casa puente ampliada. Se puede observar una separación hacia el lado izquierdo respecto la vivienda adyacente.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

En la Figura 20 y Figura 21 se puede observar las grietas debido al asentamiento de la cimentación en el extremo derecho de la vivienda. De igual manera, las grietas forman ligeramente un ángulo de 45° y son paralelas.



Figura 20-Grietas en vivienda de 3 pisos con terraza

Elaborado por: Casco & Parra, 2019



Figura 21-Grietas en vivienda de 3 pisos con terraza

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

En la Figura 22 se puede observar las grietas y fallo de la mampostería debido al asentamiento de la cimentación en el centro (ligeramente en la derecha) de la vivienda. Las grietas forman ángulos de 45° y no paralelas, sino formando una escuadra.



Figura 22-Grietas formando escuadra a 45° sobre la ventana.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

3.2 SELECCIÓN DE PARÁMETROS OBSERVADOS.

De acuerdo con la información obtenida en los planos estructurales del proyecto de urbanización de Solanda de 1980, el informe de (Vidal & Goyes, 2016) y una observación de campo realizada en el mes de marzo de 2019, se estableció las siguientes características estructurales para las viviendas con las que se llevó a cabo la simulación.

3.2.1 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.

La respuesta de una vivienda, sean deformaciones y/o daños en elementos estructurales o no estructurales ante las solicitaciones a las que es sometida, depende del comportamiento de su sistema estructural.

La *Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras* de la NEC 2015 presenta las tipologías estructurales encontradas en la mayoría del territorio ecuatoriano. Los datos recabados anteriormente muestran que el sistema estructural dominante de las viviendas del sector Solanda-Sector 1 corresponde a Pórticos de Hormigón Armado, definido como: “*elementos estructurales vigas y columnas de hormigón armado*”.

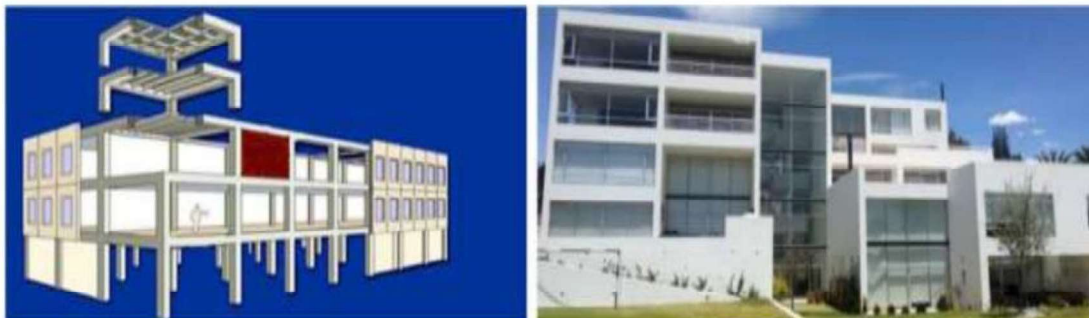


Figura 23- Tipo de sistema estructural: Pórticos de hormigón armado

Fuente: (NEC-SE-RE-2015, 2015)

El aporte a la rigidez de la estructura, de la mampostería se consideró tomando en cuenta que esta se encuentra únicamente en el perímetro del área de construcción, es decir confinada entre los pórticos perimetrales, ya que interiormente las paredes de mampostería presentan una distribución muy variable entre cada tipología.

3.2.2 DIMENSIONES DE VIVIENDAS

Los datos geométricos necesarios en la evaluación estructural comprenden los siguientes aspectos:

Altura de las edificaciones: de acuerdo con los planos del proyecto de 1980 mencionado anteriormente, las edificaciones tienen alturas de entre piso de 2.4 m con espesor de losa de 0.2 m por lo que se adoptó esta dimensión en todas las tipologías establecidas anteriormente.

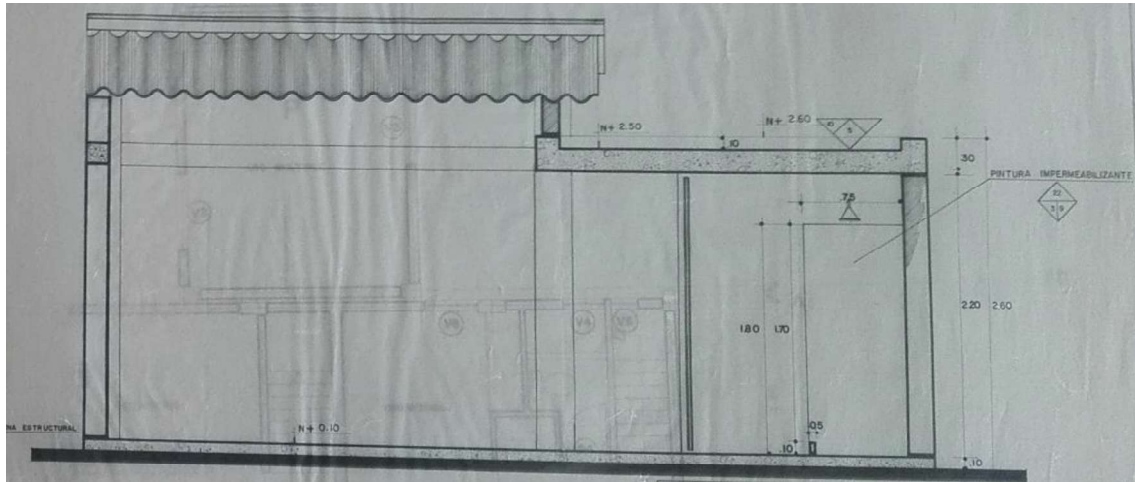


Figura 24-Elevación vivienda Piso Techo

Fuente: Archivo MIDUVI

Distribución en planta: de igual manera, se adoptó las dimensiones dadas en los planos del proyecto de 1980, para la determinación de áreas de construcción y vanos de vigas.

3.2.3 TIPOLOGÍAS ADOPTADAS, REPRESENTACIÓN GRÁFICA

Para el análisis se consideró que las estructuras han alcanzado su totalidad en construcción, dado que en la observación de campo realizada se constató que en la mayor parte de las viviendas alcanzaban los límites de diseño e incluso en algunos casos los sobrepasaban. A continuación, se muestra una representación gráfica de las tipologías adoptadas.

- Viviendas BT-DT de 2 pisos, 16 columnas
- Viviendas BT-DT de 4 pisos, 16 columnas

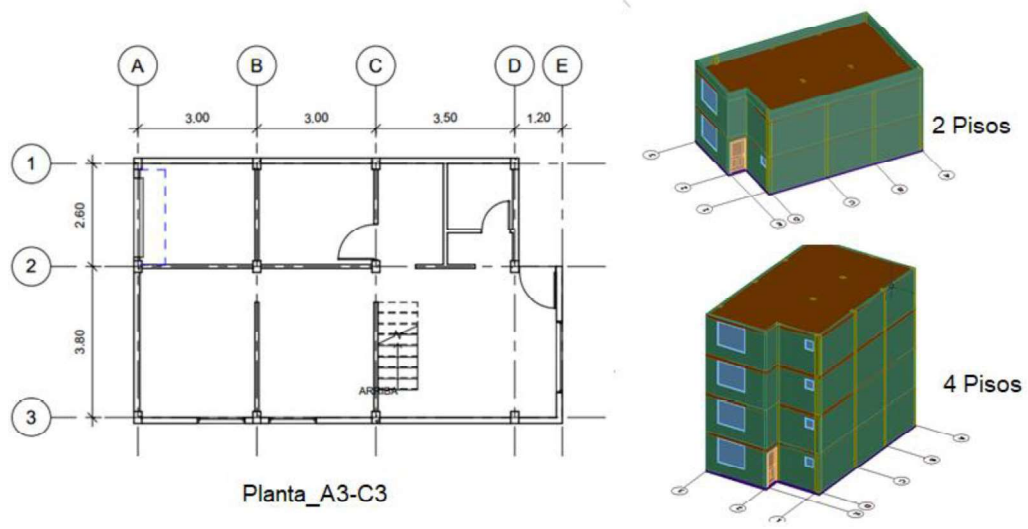


Figura 25-Viviendas BT-DT

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Viviendas A3-C3 de 2 pisos, 12 columnas
- Viviendas A3-C3 de 4 pisos, 12 columnas

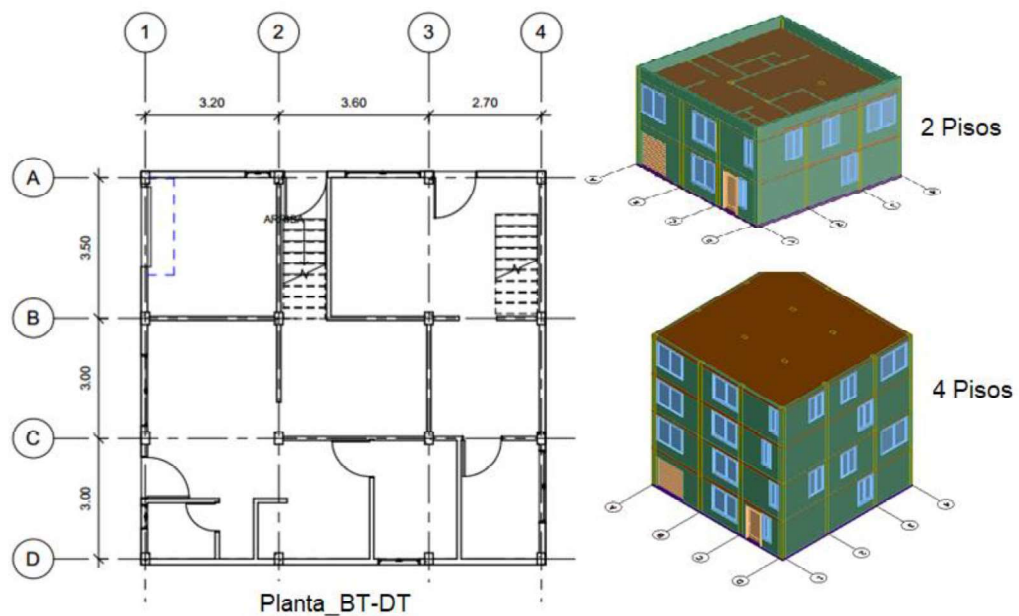


Figura 26-Viviendas BT-DT

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

3.2.4 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES Y SECCIONES

3.2.4.1 Resistencia del hormigón.

La resistencia del hormigón se establece como valor más probable 180 kg/cm^2 , mientras que el valor mínimo como 100 kg/cm^2 y un valor máximo de 273 kg/cm^2 , datos obtenidos a través de criterios de expertos y tomando consideraciones como el aumento de la resistencia del hormigón a través del tiempo y el tema de informalidad que implica la obtención de resistencia del hormigón por debajo de las establecidas en los códigos de construcción actuales.

Se consideró un valor más probable menor a 210 kg/cm^2 (valor establecido en los planos estructurales en el proyecto Solanda como se puede observar en la Figura 27), debido a la informalidad por modificaciones de las viviendas y en base a recomendaciones y hallazgos de varios estudios en los cuales se obtienen resistencias bajas para construcciones informales en la ciudad de Quito como son las tesis de (Estrada & Vivanco, 2019) y (Aguilar & Lumbi, 2014), así como por recomendaciones del estudio realizado por (CIB TASK GROUP 40, 2005), en dónde se establece que la resistencia a compresión del hormigón en construcciones informales en Latinoamérica presenta valores que van desde los 100 a 180 kg/cm^2 .

RESUMEN DE MATERIALES								
HORMIGÓN $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$			HIERRO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$					
DESCRIPCIÓN	CASA BT-01	CASA BT-02	Var com (mm.)	8	10	12	14	16
COLUMNAS	0.70 m ³	0.87	6 m.	8	12	2	8	80
VIGAS DE LOSAS	0.10 m ³	1.20	9 m.	87	6			
ESCALERAS	1.07 m ³	1.45	12 m.		17	8	10	
LOSAS PERFORADAS	10.00 m ³	100.00 m ³	Peso (kg)	222.16	204.27	96.23	205.78	570.06
REBARROS DE LOSAS	0.000 m ³	0.000 m ³	TOTAL	1297.04 kg = 28.33 qq				
REBARROS DE PISO	0.00 m ³	0.00 m ³						
REBARROS DE PARED	0.00 m ³	0.00 m ³						
REBARROS DE ESCALERA	0.00 m ³	0.00 m ³						
REBARROS DE LOSA	0.00 m ³	0.00 m ³						

Figura 27- Especificaciones de materiales en el Proyecto Solanda.

Fuente: MIDUVI.

3.2.4.2 Módulo de elasticidad inicial del hormigón

El módulo de elasticidad inicial del hormigón se considerará como una variable determinística, la cual estará en función de la resistencia a compresión a los 28 días del hormigón. De acuerdo con la NEC-SE-HM, para hormigones de densidad normal.

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (3-1)}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad para el hormigón (kgf/cm^2)

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón (kgf/cm^2)

3.2.4.3 Secciones de elementos.

Las secciones por ocuparse en el modelamiento son secciones rectangulares con las siguientes dimensiones:

- Columnas: 20x20, 20x25, 20x30, 25x25 y 25x30 (Dimensiones en centímetros)
- Vigas:20x40 (Dimensiones en centímetros)

Las secciones de las columnas se determinaron a través de investigaciones de campo y se concluyó que las mencionadas anteriormente son las que predominan en el sector de estudio, además se corroboró que las vigas y columnas (20x40 y 20x30, respectivamente) sí fueron construidas conforme a los planos de proyecto de urbanización de Solanda como se puede apreciar en la

Figura 28 y Figura 29 que corresponden a la columna de una de las viviendas del sector en proceso de demolición. Las demás secciones corresponden a ampliaciones de la estructura posteriormente realizados de las viviendas.



Figura 28- Columna dimensión larga (30 cm)

Elaborado por: Casco & Parra, 2019



Figura 29- Columna dimensión corta (20 cm).

Elaborado por: Casco & Parra, 2019.

3.2.4.4 Armado longitudinal y transversal de elementos.

El armado longitudinal de los elementos se estableció a partir de los planos estructurales del proyecto, así como también de las observaciones de armados visibles en elementos estructurales de las viviendas. Obteniéndose de esta manera

armados longitudinales de 4 $\phi 16$, mientras que el armado transversal son estribos de $\phi 8$ con separaciones cada 10 y 20 cm, para los extremos y partes medias de los elementos estructurales respectivamente. Se estableció el mismo armado longitudinal y transversal tanto para columnas como vigas.



Figura 30- Separación de 10 cm en extremos de la columna.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

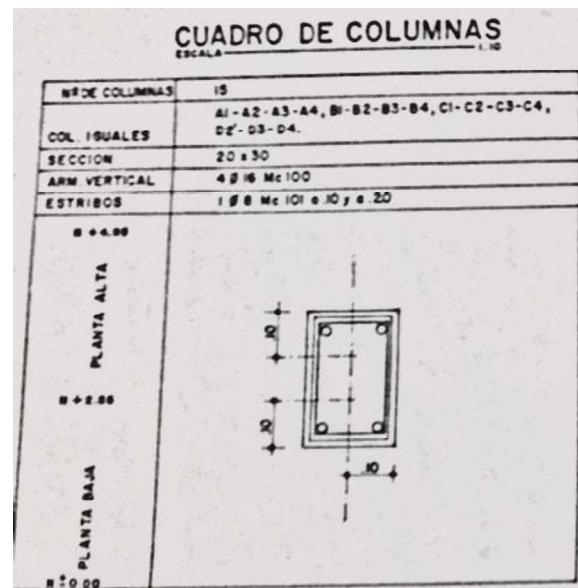


Figura 31- Cuadro de columnas (Proyecto Solanda)

Fuente: MIDUVI.

Para el esfuerzo de fluencia del acero se consideraron dos valores medios: 4200 kg/cm² para acero longitudinal y 2800 kg/cm² para el refuerzo transversal, valores obtenidos de los planos estructurales como se muestra en la Figura 32. Estos valores son considerados como los valores más probables y a su vez tendrán en cuenta una variación de ± 200 kg/cm², debido a la aleatoriedad de esfuerzo producto del proceso de producción.

NOTAS GENERALES.	
— EN LOSA DE ENTREPISO Y CUBIERTA	SE COLOCARA HIERRO
MALLA ARMEX A R 64.	
— f'_c DEL HORMIGON 210 kg/cm ²	
— f_y DEL ACERO DE REFUERZO; 4200 kg/cm ² ($f_y = 2800$ para $\phi 8$ mm.)	

Figura 32- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Fuente: MIDUVI.

3.2.5 DESCRIPCIÓN PROBABILÍSTICA DE PARÁMETROS

3.2.5.1 Distribución probabilística de las propiedades de elementos estructurales

Dentro de la simulación de Montecarlo, un paso importante es la selección de la distribución probabilística para las variables aleatorias, para esto, en este estudio se establecieron dos grupos de variables aleatorias: continuas y discretas, las cuales se presentan a continuación en la Tabla 5 con sus correspondientes funciones de probabilidad y parámetros necesarios para definir las.

Tabla 5- Funciones de probabilidad y parámetros para variables en estudio.

Variable	Tipo	Distribución	Parámetros	
Resistencia del Hormigón (f_c)	Continua	Log-normal	Media: 180 kg/cm ² Varianza: 36 kg/cm ² Valor máximo: 273 kg/cm ² Valor mínimo: 100 kg/cm ²	
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (F_y)	Continua	Log-normal	Media acero longitudinal: 4200 kg/cm ² Varianza acero longitudinal: 294 kg/cm ² Media acero transversal: 2800 kg/cm ² Varianza acero transversal: 196 kg/cm ²	
Secciones transversales de elementos columna	Discreta		Sección(cm ²)	Probabilidad
			20x20	0.142
			20x25	0.123
			25x25	0.209
			20x30	0.526
Número de ejes a Asentar	Discreta	Uniforme	$P = 1/(\text{NET}-2)$ NET: número total de ejes del modelo P: probabilidad	

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Las funciones de probabilidad y sus parámetros se establecieron a partir de los siguientes criterios:

- **Resistencia del Hormigón ($f'c$):** se seleccionó una función de distribución Log-normal con un coeficiente de variación de 20%, recomendado por estudios realizados por (Mirza et al., 1979b), citado por (Ghosh, 1991), en los que se establece que los hormigones de bajo control en su elaboración presentan distribuciones log-normal con coeficientes de variación entre 10% y 20%. El coeficiente seleccionado (20%) obedece a la significativa dispersión de datos en el sector de estudio.
- **Esfuerzo de fluencia del acero (F_y):** se seleccionará una función de probabilidad log-normal con coeficiente de variación del 7% de acuerdo con los estudios realizados por (Mirza et al. 1979b), citado por (Ghosh, 1991), para barras de acero de grado 40 y 60 en los que se encontró coeficientes de variación entre el 4% y 7%. Entonces, para los valores medios de 4200 kg/cm² y 2800 kg/cm², los valores de varianza se obtienen mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma^2 = C_v * |\bar{x}| \quad \text{Ec. (3-2)}$$

Donde:

σ^2 : Varianza

C_v : Coeficiente de variación

\bar{x} : valor medio de la variable.

- **Secciones transversales de elementos columna:** Las probabilidades para cada sección transversal de las columnas, fueron obtenidas mediante el levantamiento de información en sitio y a través de encuestas, la probabilidad se obtuvo dividiendo el número de casos de la sección para el número total de muestras. Con lo cual se obtuvieron las probabilidades antes presentadas en la Tabla 5. A continuación, se presenta el número de casos encontrados por sección, así como su probabilidad de ocurrencia.

Tabla 6- Probabilidad y cantidad de casos por secciones.

Sección (cmxcm)	# Casos	Probabilidad
20x20	61	0.142
20x25	53	0.123
25x25	90	0.209
20x30	226	0.526
Total	430	1.0

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- **Número de ejes a asentar**

El número de ejes es una variable relacionada al comportamiento del suelo del sector de interés, dado que en esta investigación no se cuenta con estudios de suelo se la consideró como variable discreta con distribución probabilística uniforme, donde la probabilidad de ocurrencia se describe con la Ec. (3-3)

$$P = \frac{1}{NET - 2} \quad \text{Ec. (3-3)}$$

Donde:

NET: número total de ejes del modelo (8, para viviendas BT-DT y 7, para viviendas A3-C3) y, los posibles valores de esta variable se calculan con la ecuación Ec. (3-4)

$$NEA = NET - 2 \quad \text{Ec. (3-4)}$$

Donde:

NEA: número de ejes a asentarse

NET: número total de ejes del modelo

La Ec. (3-4), hace posible que al menos una columna no se asiente, condición necesaria ya que a partir de esta (o de varias columnas que no se asienten) se establece el nivel de referencia desde donde se miden los asentamientos.

3.2.6 TIPOS DE SOLICITACIONES

Los tres tipos de solicitaciones a los que se encuentran sometidas cada tipología estructural definida son:

- Carga muerta
- Carga viva
- Asentamientos diferenciales

Las cuales se detallan a continuación:

3.2.6.1 Carga muerta

Como cargas permanentes se consideró el peso propio de cada elemento estructural (vigas y columnas, calculados automáticamente en OpenSees), una carga adicional de 250 kgf/m² que representa recubrimientos, acabados e instalaciones, así como la mampostería de las divisiones y, como peso propio de losa 300 kgf/m².

Dado que los componentes estructurales son en su mayoría de hormigón armado, para el cálculo de la carga muerta en función de la geometría de los elementos, se ha tomado su peso unitario como 2.4 T/m³, de acuerdo con la NEC-SE-CG (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

3.2.6.2 Carga viva

De acuerdo con la NEC-SE-CG (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015), la carga viva para edificaciones correspondiente a vivienda (unifamiliar y bifamiliar) es de 200 kgf/m².

Tabla 7- Resumen de Carga viva y muerta consideradas

Tipología	Cargas de losa (kN/m ²)			
	Viva	P. Propio	C. Permanente	Total
A3-C3	1.962	2.943	2.4525	7.3575
BT-DT	1.962	2.943	2.4525	7.3575
Terrazas	1.962	2.943	0	4.905

3.2.6.3 Asentamientos diferenciales

Los asentamientos diferenciales fueron considerados como desplazamientos verticales aplicados en los apoyos de las columnas, los cuales reciben una disminución progresiva de la componente vertical de la fuerza de reacción hasta que esta desaparezca o hasta que se genere una condición de falla en la estructura.

Las columnas que reciben las cargas de asentamiento diferencial son aquellas que se encuentren en el mismo eje (longitudinal o transversal), el cual es seleccionado aleatoriamente, permitiéndose que sean uno o más ejes los seleccionados para asentarse simultáneamente. El número de ejes a asentarse guarda relación con las características geomecánicas del suelo, dado que este estudio no contempla estudios de suelo, se desconoce un patrón que indique la probabilidad de ocurrencia de un determinado número de ejes a asentarse relacionado con el comportamiento del suelo del sector de interés, por lo que se optó por establecer, que el número de ejes a asentar será una variable aleatoria de tipo discreta con distribución uniforme.

3.3 MODELACIÓN NO-LINEAL EN OPENSEES

Los análisis se llevaron a cabo mediante el entorno de trabajo de OPENSEES de elementos finitos en 3D, el cual puede ser importado como una librería externa (previa instalación) en Python.

La generación de elementos en este entorno se basa en modelos teóricos de materiales y secciones que se detallan a continuación.

3.3.1 CARACTERIZACIÓN DE MODELOS

3.3.1.1 Tipos de Materiales

Los materiales seleccionados son aquellos cuyo modelo constitutivo se describe con una relación esfuerzo deformación uniaxial, para lo cual OpenSees permite el uso del comando **uniaxialMaterial** que principalmente depende del tipo de material elegido. A continuación, se describen los materiales seleccionados para la

representación de elementos (tipo fibra) de hormigón armado usados en el modelo estructural.

Hormigón no confinado

Para la representación de un hormigón no confinado OpenSees permite el uso del material **Concrete01** el cual construye un material de hormigón basado en el modelo de Kent-Scott-Park, sin resistencia a la tracción (University of California, Berkeley, 2012). Está en función de los siguientes parámetros:

- f_{pc} : resistencia máxima a la compresión del hormigón, a los 28 días
- eps_{c0} : deformación del hormigón a la resistencia máxima
- f_{pcu} : resistencia al aplastamiento del hormigón, resistencia última
- eps_u : deformación del hormigón a la fuerza de aplastamiento

Hormigón confinado

La modelación de hormigón confinado se realizó de igual manera con el material Concrete01 con diferencia de que los parámetros mencionados se modifican de acuerdo al modelo de Mander (Mander, Priestley, & Park, 1988), el cual toma en cuenta la influencia del confinamiento, es decir, define un esfuerzo de confinamiento lateral efectivo que depende de la configuración del refuerzo transversal y longitudinal.

En la Figura 33 se puede ver la diferencia entre la curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado y no confinado.

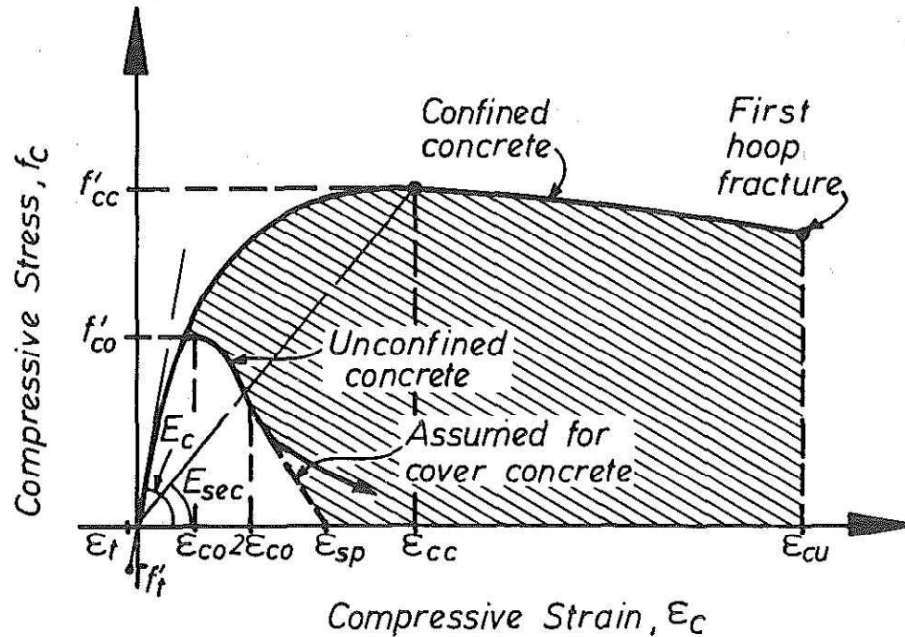


Figura 33-Modelo de esfuerzo deformación propuesto para carga monotónica de hormigón confinado y no confinado.

Fuente: (Mander, Priestley, & Park, 1988)

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, se generó con el material **Steel01** que describe un material de comportamiento uniaxial bilineal con endurecimiento cinemático, de acuerdo con la Figura 34. Los parámetros que intervienen son los siguientes:

- F_y : esfuerzo de cedencia
- E_0 : pendiente inicial elástica
- b : relación deformación-endurecimiento (relación entre la pendiente post-fluencia y la pendiente inicial elástica)
- a_1, a_2, a_3, a_4 : parámetros opcionales, si se requiere que el material presente endurecimiento isotrópico (no usados en esta investigación).

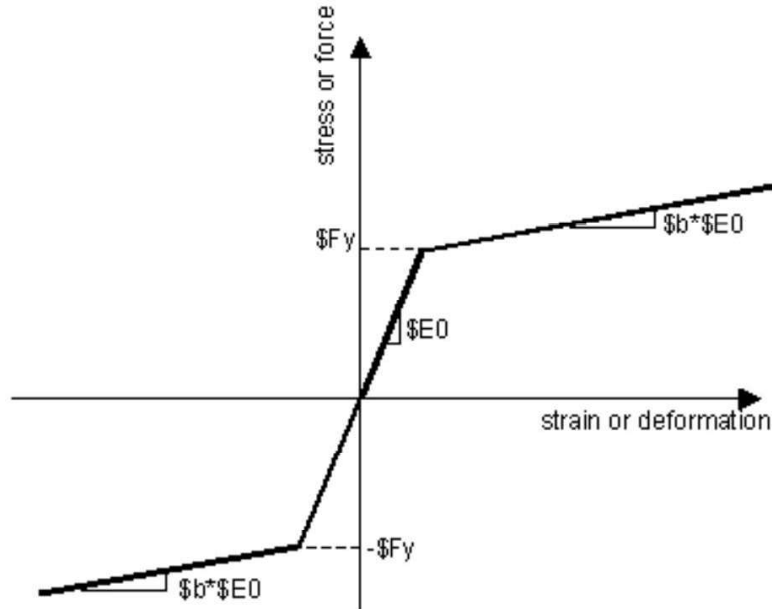


Figura 34- Diagrama Bilineal para el acero

Fuente: OpenSeesWiki,2012

3.3.1.2 Tipo de sección

La sección de hormigón armado se conforma por la combinación de los materiales anteriormente mencionados, sean: un núcleo de hormigón confinado, recubrimiento del refuerzo con hormigón no confinado y un armado longitudinal de acero de refuerzo.

Para la combinación de estos materiales en una sección, OpenSees permite el uso del comando **section** tipo '**Fiber**', en donde el estado tenso-deformacional de la sección se obtiene por la integración de la respuesta de sus componentes, satisfaciendo el equilibrio de fuerzas internas y/o compatibilidad de deformaciones.

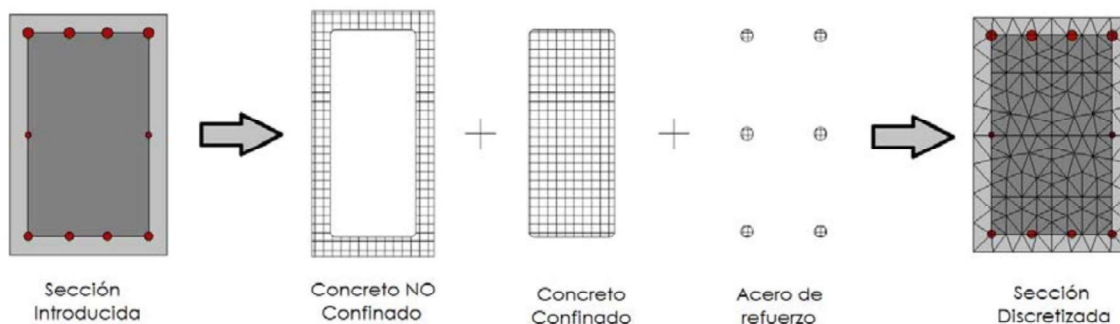


Figura 35- Composición de una sección de hormigón armado

Fuente: (Cabrero, 2014)

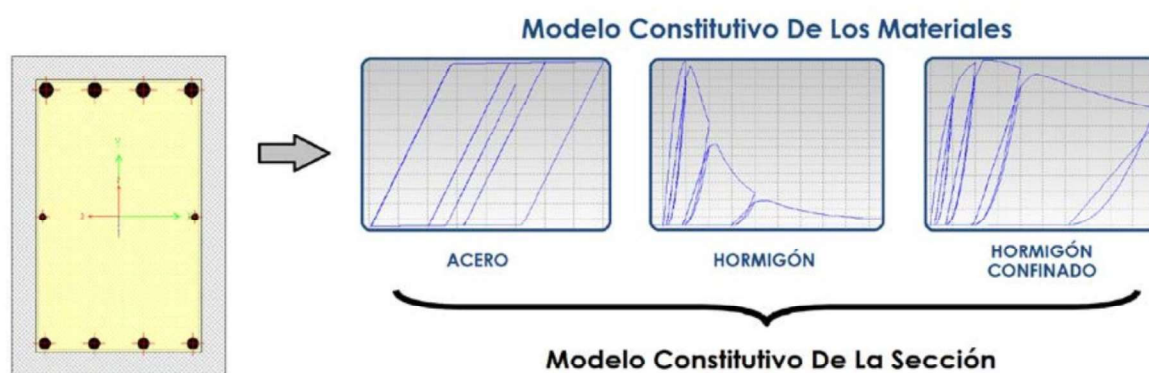


Figura 36- Modelo constitutivo de la sección por integración

Fuente: (Cabrero, 2014)

3.3.1.3 Tipos de Elementos

Vigas y Columnas

El uso de secciones tipo fibra que integran la respuesta no lineal de una combinación de distintos materiales permite la generación de elementos con comportamiento no lineal.

Los pórticos que conforman el sistema resistente de cargas en esta investigación se conforman de vigas y columnas, los cuales son modelados como elementos tipo

viga-columna de plasticidad distribuida, es decir, captan la no linealidad a lo largo de todo el elemento.

El comando seleccionado de OpenSees para definir este tipo de elemento es **forceBeamColum** el cual considera una formulación iterativa basada en fuerzas para aproximar la respuesta no lineal a lo largo del elemento. Los parámetros que principalmente requiere son:

- iNode, jNode: nodos inicial y final entre los que se genera el elemento
- transfTag: indicador del tipo de transformación de rigidez y la resistencia del elemento, del sistema local al sistema de coordenadas global del sistema.
- integrationTag: cadena que indica el tipo de integración numérica (y sus argumentos específicos) lo que permite evaluar la plasticidad distribuida del elemento.

Mampostería

Además del sistema aporticado se consideró la influencia de las paredes en el perímetro de las estructuras analizadas. Estas se representaron bajo un modelo de puntal equivalente, el cual considera el comportamiento de la mampostería como un elemento con respuesta uniaxial sin resistencia a tracción, los cuales se ubican diagonalmente en los pórticos perimetrales, como se muestra en la Figura 37.

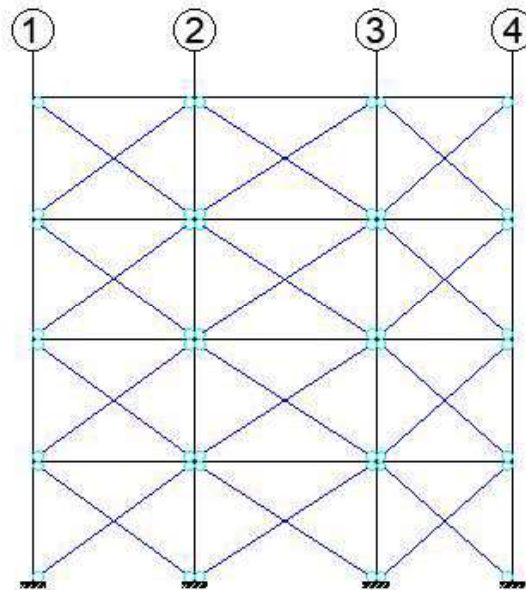


Figura 37- Diagonales equivalentes ubicados en los pórticos

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

En OpenSees, el detallamiento de esta modelación se realizó usando el material **Pinching4**, el cual permite definir un modelo constitutivo de respuesta carga-deformación con degradación bajo carga cíclica (University of California, Berkeley, 2012) de acuerdo con la Figura 38.

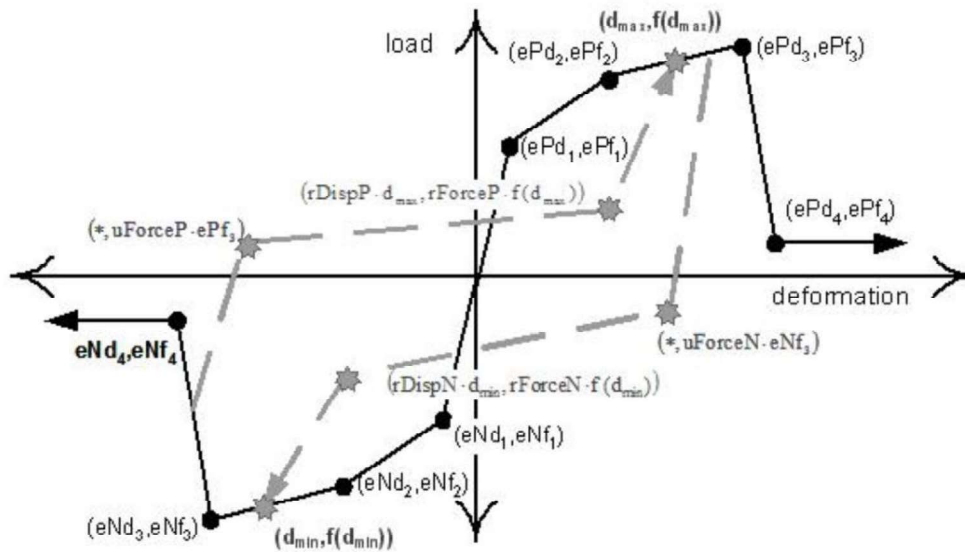


Figura 38-Pinching4 Material

Fuente: (University of California, Berkeley, 2012)

Los puntos que definen este modelo constitutivo se tomaron de acuerdo a las curvas de fragilidad realizadas para mampostería local en la tesis de (Grijalva & Narváez, 2018), de acuerdo a lo siguiente:

- eNd1, eNf1: punto de la curva de fragilidad para daño leve con 90% de probabilidad
- eNd2, eNf2: punto de la curva de fragilidad para daño moderado con 90% de probabilidad
- eNd3, eNf3: punto de la curva de fragilidad para daño severo con 90% de probabilidad
- eNd4, eNf4: punto de la curva de fragilidad para colapso con 90% de probabilidad

Los puntos que definen la resistencia a tensión se asumieron muy cercanos a cero. El resto de los parámetros que controlan la degradación cíclica del material se describen en el ANEXO N° 2, tomados de una calibración realizada en la investigación llevada por (Mohammad, Liberatore, Mollaioli, & Tesfamariam, 2017).

Por otro lado, la diagonal se representa con el tipo de elemento **corotational truss** el cual es un elemento que trabaja únicamente de forma axial. Los parámetros de mayor influencia en este caso son:

- A : área de la sección transversal del elemento.
- mat tag: etiqueta de material uniaxial asignado al elemento.
- eleNodes: nodos inicial y final entre los que se genera el elemento

De los parámetros anteriores, la sección transversal (A) requiere especial atención, el cual se define como sigue:

$$A = t * a \quad \text{Ec. (3-5)}$$

Donde:

t : espesor de la pared de mampostería

a : ancho equivalente del puntal

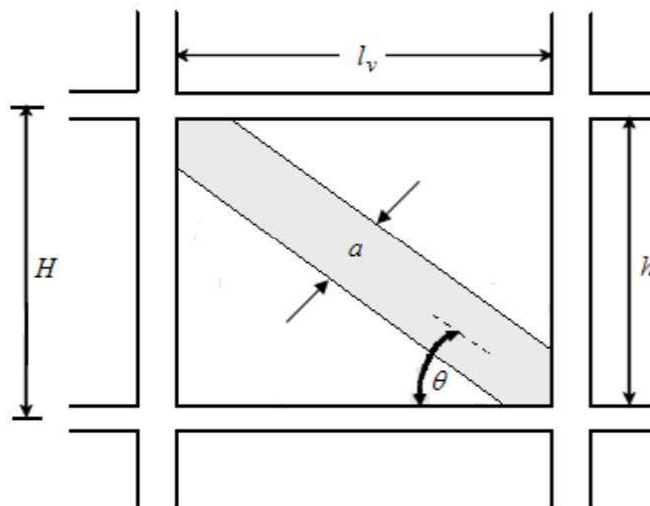


Figura 39- Propiedades geométricas del puntal equivalente

Fuente: (Carrillo, 2008)

El ancho equivalente del puntal se determinó de acuerdo con el modelo de (Mainstone & Weeks, 1972), adoptada por la FEMA 306, definido por la Ec. (3-6).

$$a = 0,175 * dm * (\lambda_h * H)^{-0,4} \quad \text{Ec. (3-6)}$$

Donde:

dm : longitud de la diagonal equivalente, $\sqrt{h^2 + l_p^2}$

λ_h : parámetro de rigidez relativa

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{Em * t * \sin(2\theta)}{4 * Ec * I_{col} * h}} \quad \text{Ec. (3-7)}$$

Em : modulo de elasticidad de la mampostería

θ : ángulo que forma el puntal respecto a las vigas

Ec : módulo de elasticidad de los miembros del pórtico (vigas y columnas)

I_{col} : inercia de las columnas

h : altura del panel de mampostería

Cabe mencionar que los parámetros necesarios para la generación de los materiales considerados en este análisis son variables aleatorias que siguen una distribución de probabilidad como se mencionó en la sección 3.2.5, los cuales son seleccionados aleatoriamente para la ejecución de los modelos (de acuerdo con la simulación de Monte Carlo), excepto en el caso de la mampostería, donde los parámetros se consideraron constantes debido a que provienen de fuente experimental.

3.3.2 APLICACIÓN DE CARGAS

Cargas distribuidas en vigas

Se consideró que la carga gravitatoria de la losa se reparte en las vigas a 45°, generándose cargas de tipo triangular y trapezoidal sobre estas, de acuerdo con la Figura 40.

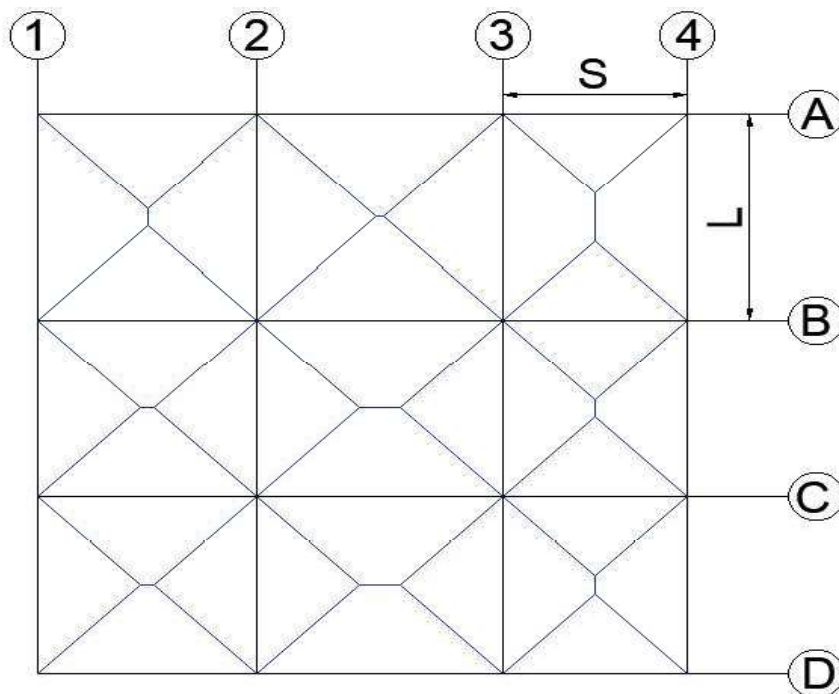


Figura 40- Áreas aportantes para vigas

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

OpenSees no facilita la aplicación de estos tipos de carga distribuida en los elementos por lo que se procedió a transformarlas en una carga rectangular equivalente de acuerdo con (Aguilar, 2014):

Carga triangular

$$P_o = \frac{W s}{3} \quad \text{Ec. (3-8)}$$

Carga trapezoidal

$$P_o = \frac{W s}{3} \left(\frac{3 - m^2}{2} \right)$$

$$m = \frac{s}{L}$$

Donde:

P_o : carga equivalente por metro lineal

s : menor dimensión

L : mayor dimensión

W : carga por unidad de superficie

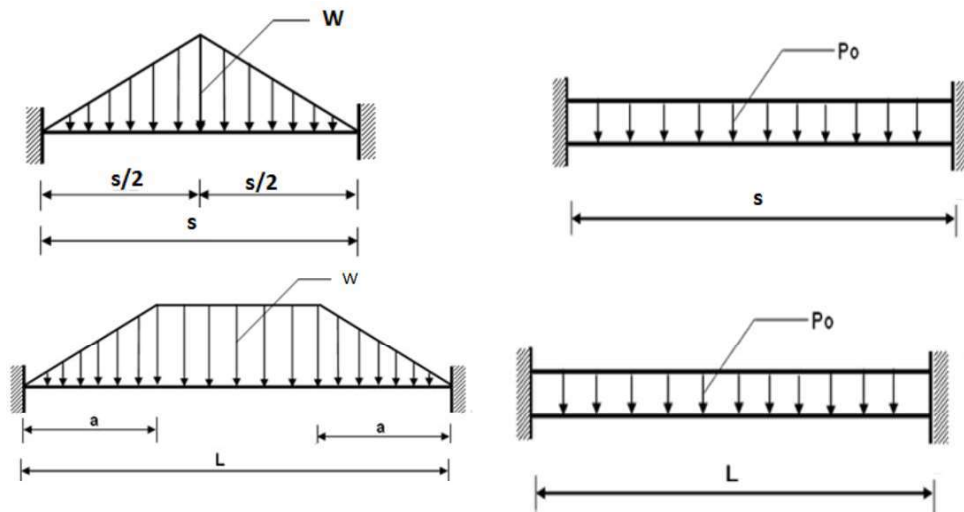


Figura 41- Carga rectangular equivalente para carga triangular y trapezoidal

Fuente: (Aguiar, 2014)

Asentamientos diferenciales

Los asentamientos diferenciales se aplicaron en los modelos mediante la disminución de la componente vertical de las fuerzas de reacciones de las columnas a asentar, dicha disminución se la realiza hasta que se produzca la falla en la estructura o hasta que se pierda completamente el apoyo en la base de la columna, es decir cuando la componente vertical de la reacción sea igual a cero. A continuación, se detalla el proceso llevado en la aplicación de los asentamientos diferenciales:

- 1) Obtener del valor de las fuerzas de reacción de la estructura en las bases de las columnas considerando las cargas gravitatorias, para aquellas columnas que se asientan.

- 2) Reemplazar el apoyo de las columnas que se asientan, por un apoyo que permita el desplazamiento únicamente del grado de libertad traslacional en sentido vertical.
- 3) Regresar a la estructura a su estado inicial, mediante la incorporación de la componente vertical de la fuerza de reacción correspondiente a cada columna por asentarse.
- 4) Reducir la magnitud de la fuerza de reacción hasta llegar al fallo de la estructura o hasta que la magnitud de la fuerza sea igual a cero.
- 5) Medir el asentamiento generado en cada columna al final de este proceso y cuantificar los asentamientos diferenciales.

En la Figura 42 se presenta un esquema de la aplicación de los asentamientos diferenciales en las columnas de un pórtico, el cual representa un eje de columnas en una estructura (como se detalló anteriormente los asentamientos pueden producirse en un eje de columnas o en varios ejes simultáneamente), mientras que en la Figura 44 se detalla el asentamiento (d3) de la columna 3 de la Figura 43, además que se nota que la reacción R_{3Z} se encuentra multiplicada por un factor F que representa la disminución de la fuerza de reacción en su componente vertical, siendo este siempre menor que 1 y, 0 cuando se produce una pérdida total del apoyo de la columna.

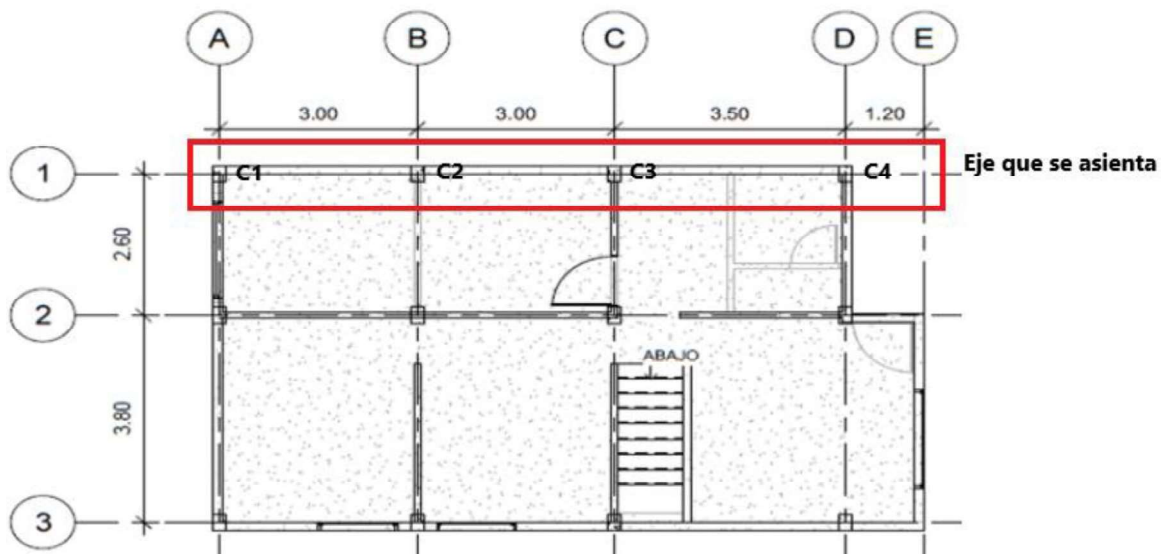


Figura 42-Asentamientos en la estructura (uno o varios ejes)

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

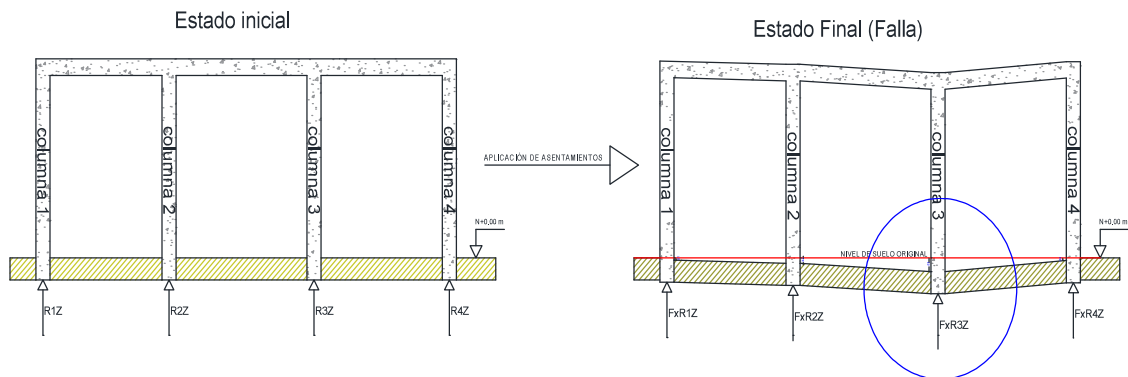


Figura 43- Aplicación Asentamientos diferenciales

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

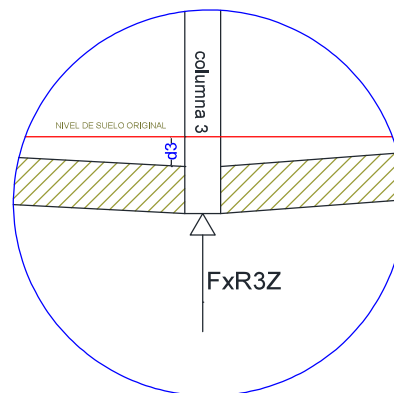


Figura 44- Detalle asentamiento columna 3

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

3.3.3 DETERMINACIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Como estados límite, para el presente trabajo se establecieron los niveles de desempeño detallados en la norma (ASCE 41, 2017), norma utilizada para la evaluación sísmica y reforzamiento de edificaciones existentes, como se describe a continuación:

- **IO:** límite de ocupación inmediata, se presenta daño relativamente limitado, la estructura mantiene una porción significativa de su resistencia y rigidez original.
- **LS:** límite de seguridad de vida, al sobrepasar este límite se presenta un daño sustancial a la estructura, ocurriendo una pérdida significativa de su rigidez original. Luego de este límite existe un rango importante de deformaciones antes del colapso.
- **CP:** límite de prevención de colapso, al sobrepasar este límite el edificio presenta un daño extremo, al producirse deformaciones mayores a este límite se producirá la inestabilidad de la estructura y colapsó.

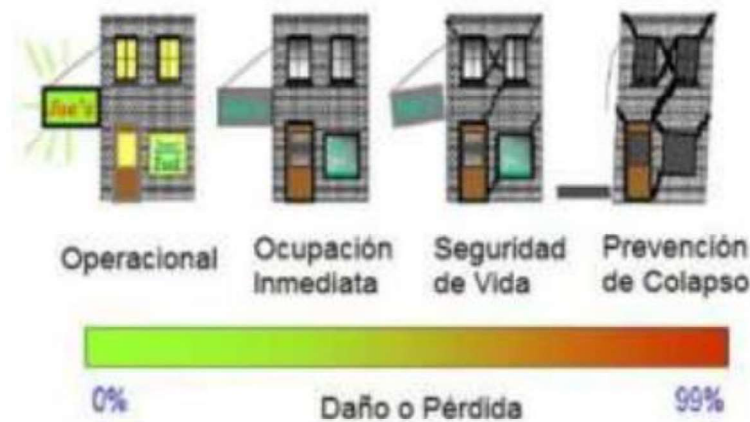


Figura 45-Estados de falla.

Fuente: (NEC-SE-RE-2015, 2015)

La superación de los estados límite antes descritos se determinó de acuerdo con la (ASCE 41, 2017) la cual presenta criterios de aceptación para procedimientos de análisis no lineales y para cada tipo de elemento estructural, encontrándose en la Tabla 10-7 de esta norma los criterios de aceptación para vigas y en la Tabla 10-8 los criterios de aceptación para columnas.

Estos criterios de aceptación se basan en el ángulo de rotación plástica de los elementos. Para el caso de las vigas se trabajó con los criterios presentados en la condición 3 de la Tabla 10-7, la cual es utilizada para vigas controladas por un

inadecuado desarrollo de los anclajes a lo largo del elemento, criterio considerado debido a la antigüedad de las estructuras y a la informalidad de las modificaciones y ampliaciones realizadas, para el caso de columnas se utilizó la Tabla 10-8 y se aplicó el mismo criterio utilizado para las vigas.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{L_{pl}}{h_w}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{v^d}{\rho_w \sqrt{f_c E}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^c			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Figura 46-Criterios para vigas (Tabla 10-7 ASCE-2017)

Fuente: (ASCE 41, 2017)

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, a and b (radians) Residual Strength Ratio, c	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 a ≤ 0.005	0.5 b ^b	0.7 b ^b
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c	0.0	0.5 b	0.7 b
$a = \left(\frac{1}{8} \rho_t \frac{f_{yIE}}{f_{cE}} \right) \geq 0.0$ $\left(\frac{1}{8} \rho_t \frac{f_{yIE}}{f_{cE}} \right) \leq 0.025^d$			
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^a \right) \geq 0.0$ $\left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^a \right) \leq 0.06$			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

Figura 47-Criterios para columnas (Tabla 10-8-ASCE-2017)

Fuente: (ASCE 41, 2017)

De manera general se estableció que las estructuras de las viviendas alcanzan un estado límite cuando cualquiera de sus elementos llega al estado límite

considerado. Se fijó como estado límite máximo la superación del límite CP, de acuerdo con su definición.

3.4 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE LAS VARIABLES SELECCIONADAS

El modelo de OpenSees fue sometido a un análisis de sensibilidad de los siguientes parámetros de entrada (considerados en este estudio como variables de entrada): Resistencia a la compresión del hormigón (f_c), Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal (f_{yl}), del acero transversal (f_{yt}), Dimensión de secciones de columnas y, Número de ejes a asentar.

Este análisis permite determinar el porcentaje de influencia de cada parámetro, es decir, las propiedades mecánicas más (o menos) significativas en la capacidad de las estructuras y se hace con la finalidad de disminuir el número de parámetros a ser considerados como variables en la simulación de Monte Carlo.

Entonces, para el análisis de sensibilidad de una variable específica, se mantienen constantes (con su valor más probable) las demás variables involucradas y se procede a ejecutar los modelos para diferentes valores (entre su rango mínimo a máximo) de la variable de la cual se requiere conocer su sensibilidad. En el caso de análisis de sensibilidad de una variable discreta (dimensión de secciones de columnas y, número de ejes a asentar) el modelo se ejecuta con todos los valores posibles de esta variable.

Bajo estas condiciones de los modelos, se procede a aplicar los asentamientos diferenciales (como se describe en la sección 3.3.2) para cada uno de los ejes individualmente, en donde se mide el asentamiento alcanzado en cada estado límite (IO, LS, CP).

Cabe mencionar que este análisis de sensibilidad se realizó para cada tipología de vivienda.

3.5 DETERMINACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE DAÑO ESTRUCTURAL USANDO SIMULACIÓN DE MONTE CARLO.

Tras llevarse a cabo los modelos de OpenSees mediante el método de simulación de Monte Carlo de acuerdo con lo señalado en el Capítulo 2, es decir, tras la simulación de 10000 modelos, para cada tipología establecida, con características aleatorias, se obtienen los asentamientos alcanzados en cada estado límite establecido. El tratamiento de estos datos se lleva a cabo con el programa Minitab 19 el cual nos facilita la identificación de propiedades estadísticas como, media, desviación estándar y varianza; así como la determinación de la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos obtenidos y finalmente generar la función de distribución acumulada de cada estado límite.

3.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO

A continuación, se presenta de manera resumida, la aplicación de la metodología explicada en la vivienda A3-C3 4 pisos.

3.6.1 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

3.6.1.1 Resistencia a compresión del hormigón, $f'c$.

Para el análisis de sensibilidad de la resistencia a compresión del hormigón $f'c$, se estableció un total de 21 casos: 10 con $f'c$ por encima del su valor más probable hasta llegar al valor máximo espaciados de manera equitativa, 10 con $f'c$ por debajo de su valor más probable hasta el valor mínimo, espaciados de manera equitativa, y 1 con $f'c$ más probable. Además, se consideró el asentamiento de un solo eje a la vez.

Tabla 8- Valores máximo, mínimo y más probable $f'c$

Valor	kg/cm ²	kN/m ²
máximo	273	26773
(+) probable	180	17652
mínimo	100	9806

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en la vivienda tipo A3-C3 de 2 pisos, eje asentado: 'eje-1', y estado límite: CP. Los ejes y distribución en planta de la vivienda tipo A3-C3 se puede encontrar en el ANEXO N° 3. En la Tabla 9 y Tabla 10 se detallan los asentamientos y valores de las distorsiones angulares de las columnas del eje-1 comprendido por las columnas 1,4,7 y 10, los cuales se presentan de manera gráfica en la Figura 48 y Figura 49 respectivamente, cabe destacar que el valor de distorsión angular que se presenta para cada columna es el valor de distorsión angular máximo que se obtiene al dividir el asentamiento diferencial máximo producidos entre la columna que se detalla y otra columna de la estructura para la distancia que las separa, finalmente los valores de distorsiones máximas y asentamiento diferencial máximo que se presentan corresponden a los valores de distorsión máxima y asentamiento diferencial máximo de toda la estructura, es decir es el valor máximo de todas las distorsiones angulares y asentamiento diferencial de las columnas que se asientan para cada variación de la variable.

Tabla 9- Asentamiento y distorsión angular casa A3-C3 eje 1, columnas 1 y 4.

Tipo A3-C2 Eje-1	f'c [kN/m ²]	% de variación	Asentamiento columna 1 [m]	Distorsión angular columna1	Asentamiento columna 4 [m]	Distorsión angular columna4
Vmax	26773	51.67	-0.01979	0.00761	-0.02354	0.00906
1	25860.9	46.50	-0.01977	0.00761	-0.02350	0.00904
2	24948.8	41.34	-0.01976	0.00760	-0.02347	0.00903
3	24036.7	36.17	-0.01975	0.00759	-0.02343	0.00901
4	23124.6	31.00	-0.01980	0.00762	-0.02332	0.00897
5	22212.5	25.84	-0.01981	0.00762	-0.02331	0.00897
6	21300.4	20.67	-0.01969	0.00757	-0.02317	0.00891
7	20388.3	15.50	-0.01969	0.00757	-0.02328	0.00896
8	19476.2	10.33	-0.01966	0.00756	-0.02323	0.00893
9	18564.1	5.17	-0.01963	0.00755	-0.02318	0.00892
Vmed	17652	0.00	-0.01962	0.00755	-0.02320	0.00892
11	16867.4	-4.44	-0.01960	0.00754	-0.02310	0.00889
12	16082.8	-8.89	-0.01959	0.00754	-0.02307	0.00887
13	15298.2	-13.33	-0.01964	0.00755	-0.02318	0.00891

14	14513.6	-17.78	-0.01957	0.00753	-0.02300	0.00885
15	13729	-22.22	-0.01957	0.00753	-0.02298	0.00884
16	12944.4	-26.67	-0.01955	0.00752	-0.02294	0.00882
17	12159.8	-31.11	-0.01954	0.00752	-0.02291	0.00881
18	11375.2	-35.56	-0.01947	0.00749	-0.02282	0.00878
19	10590.6	-40.00	-0.01945	0.00748	-0.02277	0.00876
Vmin	9806	-44.45	-0.01944	0.00748	-0.02273	0.00874

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 10- Asentamiento y distorsión angular casa A3-C3 eje1, columnas 7 y 10.

Asentamiento columna 7 [m]	Distorsión angular columna7	Asentamiento columna 10 [m]	Distorsión angular columna10	Distorsión angular máxima	Asentamiento diferencial máximo [m]
-0.02510	0.00965	-0.02156	0.00829	0.00965	-0.02510
-0.02506	0.00964	-0.02156	0.00829	0.00964	-0.02506
-0.02502	0.00962	-0.02155	0.00829	0.00962	-0.02502
-0.02498	0.00961	-0.02154	0.00828	0.00961	-0.02498
-0.02481	0.00954	-0.02149	0.00827	0.00954	-0.02481
-0.02480	0.00954	-0.02151	0.00827	0.00954	-0.02480
-0.02465	0.00948	-0.02140	0.00823	0.00948	-0.02465
-0.02479	0.00954	-0.02150	0.00827	0.00954	-0.02479
-0.02473	0.00951	-0.02147	0.00826	0.00951	-0.02473
-0.02467	0.00949	-0.02145	0.00825	0.00949	-0.02467
-0.02466	0.00948	-0.02147	0.00826	0.00948	-0.02466
-0.02456	0.00945	-0.02142	0.00824	0.00945	-0.02456
-0.02451	0.00943	-0.02141	0.00823	0.00943	-0.02451
-0.02462	0.00947	-0.02156	0.00829	0.00947	-0.02462
-0.02440	0.00939	-0.02138	0.00822	0.00939	-0.02440
-0.02437	0.00937	-0.02137	0.00822	0.00937	-0.02437
-0.02431	0.00935	-0.02135	0.00821	0.00935	-0.02431
-0.02426	0.00933	-0.02134	0.00821	0.00933	-0.02426
-0.02416	0.00929	-0.02129	0.00819	0.00929	-0.02416
-0.02409	0.00927	-0.02126	0.00818	0.00927	-0.02409
-0.02403	0.00924	-0.02124	0.00817	0.00924	-0.02403

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

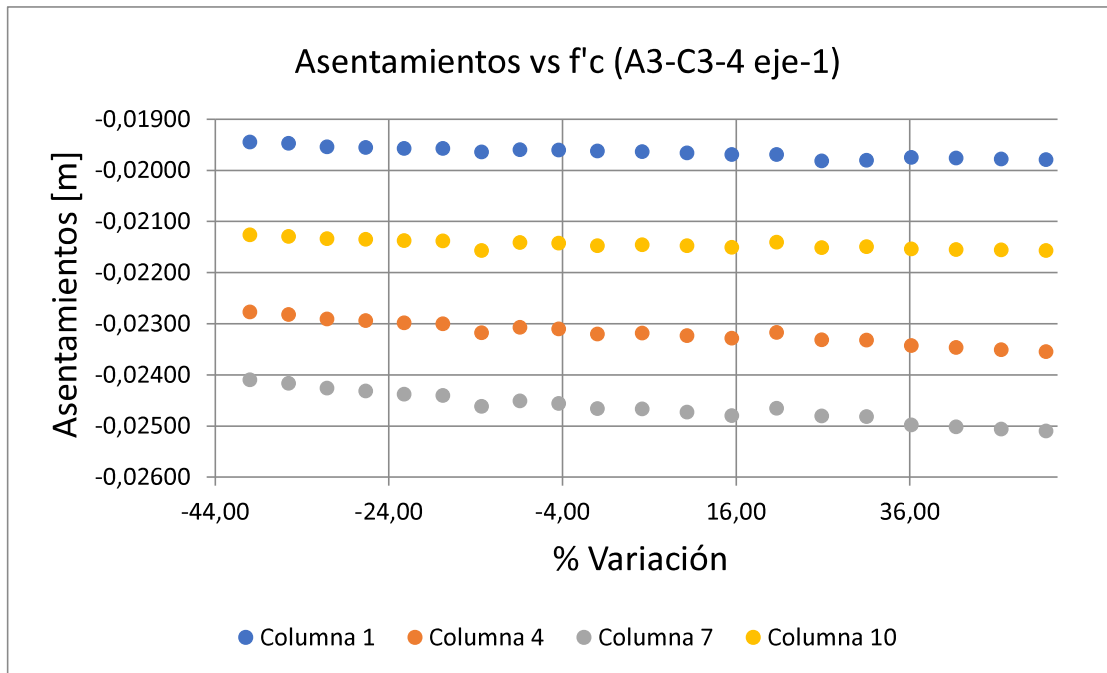


Figura 48-Asentamientos eje-1 vs % variación f'c (Vivienda tipo A3-C3-4 pisos)

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

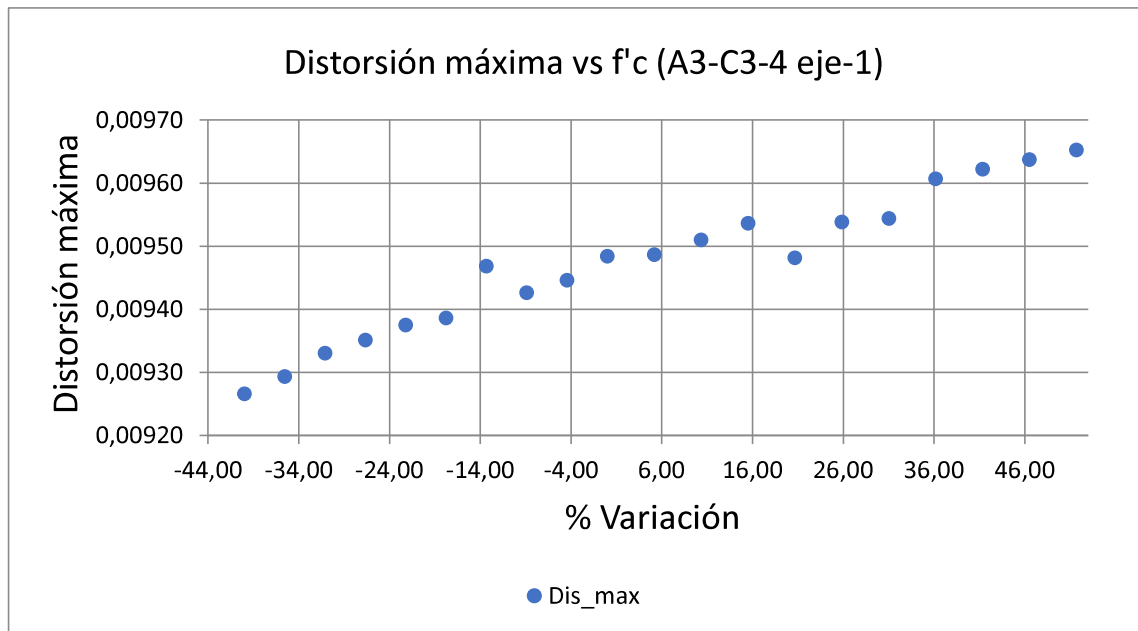


Figura 49-Distorsión angular máxima eje 1 vs variación f'c (Vivienda tipo A3-C3 4 pisos)

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

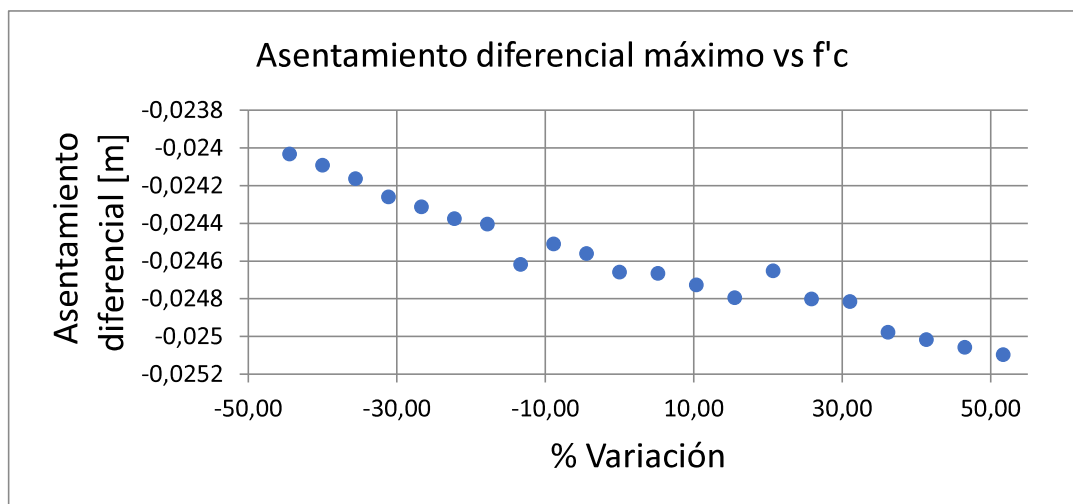


Figura 50-Asentamiento diferencial máximo eje-1 vs f'c (Vivienda tipo A3-C3 4 pisos)

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Posteriormente se obtiene los valores de distorsión angular máxima y mínima, asentamiento diferencial máximo y mínimo y se calcula el porcentaje de variación con respecto al valor más probable, f'c de 17652 kN/m² (180 kg/cm²), los cuales se presentan en la Tabla 11.

$$\% \text{ Variación distorsión} = \frac{(\text{Máx o Min}) - \text{probable}}{\text{Probable}} * 100 \quad \text{Ec. (3-9)}$$

Tabla 11-Distorsión angular máxima, mínima y asentamiento diferencial máximo, mínimo eje 1 variable f'c

	Distorsión angular máxima	% Variación distorsión	Asentamiento diferencial Max [m]	% Variación Asentamiento diferencial
Máxima	0.009653	1.778922	-0.0251	1.778923
Mínima	0.009243	-2.53672	-0.02403	-2.53672
Probable	0.009484	0	-0.02466	0

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

A continuación, en la Tabla 12 se presentan los valores obtenidos para el resto de los ejes de la variable $f'c$ y del estado límite CP.

Tabla 12-Tabla resumen variable $f'c$, Estado CP Modelo: A3-C3 4pisos.

Resistencia hormigón $f'c$ Estado: CP Modelo: A3-C3 4pisos					
$f'c$ Max=		26773	kN/m2		
$f'c$ Min=		9806	KN/m2		
Eje		Distorsión Angular	%Variación	Asentamiento diferencial [m]	%Variación
eje-1	Máximo	0.00965	1.77892	-0.02510	1.77892
	Mínimo	0.00924	-2.53672	-0.02403	-2.53672
	Probable	0.00948		-0.02466	
eje-2	Máximo	0.02619	17.62337	-0.06809	17.62338
	Mínimo	0.01733	-22.15249	-0.04506	-22.15249
	Probable	0.02226		-0.05788	
eje-3	Máximo	0.01006	0.30835	-0.03823	0.30835
	Mínimo	0.00998	-0.46100	-0.03794	-0.46100
	Probable	0.01003		-0.03811	
eje-A	Máximo	0.02743	264.73380	-0.08229	264.73378
	Mínimo	0.00735	-2.20581	-0.02206	-2.20581
	Probable	0.00752		-0.02256	
eje-B	Máximo	0.03009	155.40608	-0.08818	149.50576
	Mínimo	0.01178	0.00000	-0.03534	0.00000
	Probable	0.01178		-0.03534	
eje-D	Máximo	0.00657	0.68875	-0.02301	0.68874
	Mínimo	0.00651	-0.26309	-0.02279	-0.26309
	Probable	0.00653		-0.02285	
eje-C	Máximo	0.01259	2.49397	-0.03776	2.49396
	Mínimo	0.01223	-0.39394	-0.03670	-0.39395
	Probable	0.01228		-0.03684	
Máximo		0.03009	264.7337952	-0.088180589	-22.1524888
Mínimo		0.006511193	-22.15249062	-0.022064607	264.733776
Δ Variación		0.023577435	286.8862858	-0.066115982	-286.886265

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Finalmente, para obtener la sensibilidad de la variable se utiliza la ecuación 2.26 en la cual nuestras medidas de prestación o variables de salida a analizar son la distorsión angular y asentamiento diferencial, siendo $\psi(x+\Delta x)$ y $\psi(x-\Delta x)$ los valores

máximos y mínimos de todos los ejes respectivamente, mientras $2\Delta x$ corresponde a la diferencia del valor máximo y el valor mínimo de la variable analizada, en el caso de la resistencia del hormigón $f'c$ Max es 26773 kN/m², mientras $f'c$ min es 9806 kN/m² con lo cual se obtiene un valor de $2\Delta x$ de 16967 kN/m², a continuación se presenta la sensibilidad obtenida para la variable $f'c$.

Tabla 13-Sensibilidad $f'c$ Estado: CP Modelo: A3-C3 4 pisos

Sensibilidad $f'c$ Estado: CP Modelo: A3-C3 4 pisos				
	Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
$\psi(x+\Delta x)$	0.03009	adimensional	-0.08818	m
$\psi(x-\Delta x)$	0.00651	adimensional	-0.02206	m
$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
Sensibilidad	1.38961E-06	1/[kN/m ²]	-3.89674E-06	m/[kN/m ²]

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Las tablas resumen para el resto de los estados límites de la variable $f'c$, así como de su valor de sensibilidad se encuentran en el ANEXO N° 4.

3.6.1.2 Esfuerzo de fluencia f_y de acero longitudinal y Esfuerzo de fluencia f_{yt} de acero transversal.

Para el cálculo de sensibilidad del esfuerzo de fluencia del acero longitudinal f_y y del acero transversal f_{yt} se realizó el mismo proceso de la sección 3.6.1.1. Se mantuvo constante todas las variables a excepción de f_y o f_{yt} en sus respectivos análisis. Las variables toman distintos valores desde su valor más probable hasta su valor máximo a través de 10 incrementos de igual magnitud y, desde el valor más probable hasta su valor mínimo de con 10 decrementos de magnitud igual, a continuación, se presentan los rangos de variación para la f_y y f_{yt} .

Tabla 14-Rangos de valores f_y

Valor	kg/cm ²	kN/m ²
máximo	5040	494256
(+) probable	4200	411880
mínimo	3800	372653

Tabla 15-Rangos de valores f_{yt}

Valor	kg/cm ²	kN/m ²
máximo	3100	304007
(+) probable	2800	274587
mínimo	2500	245167

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Las tablas resumen para los diferentes estados límites, así como su valor de sensibilidad para cada variable se pueden encontrar en el ANEXO N° 4.

3.6.1.3 Secciones de columnas.

Las secciones transversales al ser variables discretas, se consideró medir la influencia del cambio de sección transversal de las columnas con respecto a la sección de columnas más predominante en el sector, siendo esta la sección de 20x30 cm, para una mejor interpretación de la influencia de las columnas, se decidió ordenar las secciones de las columnas de acuerdo con su área, valores que se muestran en la Tabla 16.

Tabla 16-Área secciones de columnas

Sección (m, m)	Área (m ²)
0.20x0.20	0.04
0.20x0.25	0.05
0.20x0.30	0.06
0.25x0.25	0.0625
0.25x0.30	0.075

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

En la Tabla 17 y Tabla 18 se presentan los valores de distorsión angular y asentamientos diferenciales de las columnas del eje 1 de la casa A3-C3 de 4 pisos para las diferentes secciones de columnas presentes en la zona de estudio.

Tabla 17-Asentamiento y distorsión angular casa A3-C3(4 pisos) Variable:
Secciones

	Base [m]	Altura [m]	b*h	Sección	Asentamiento columna 1 [m]	Distorsión angular Columna 1	Asentamiento columna 4 [m]	Distorsión angular columna 4
1	0.2	0.2	0.04	0.2x0.20	-0.01933	0.00743	-0.02278	0.00876
2	0.2	0.25	0.05	0.2x0.25	-0.01954	0.00751	-0.02303	0.00886
med	0.2	0.3	0.06	0.2x0.30	-0.01962	0.00755	-0.02320	0.00892
3	0.25	0.25	0.0625	0.25x0.25	-0.01981	0.00762	-0.02358	0.00907
4	0.25	0.3	0.075	0.25x0.30	-0.01986	0.00764	-0.02357	0.00906

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 18- Asentamientos diferenciales máximos y distorsión angular máxima casa A3-C3 (4 pisos).

Asentamiento columna 7	Distorsión angular Columna 7	Asentamiento columna 10	Distorsión angular Columna 10	Distorsión angular máxima	Asentamiento diferencial máximo [m]
-0.02418	0.00930	-0.02128	0.00818	0.00930	-0.02418
-0.02446	0.00941	-0.02142	0.00824	0.00941	-0.02446
-0.02466	0.00948	-0.02147	0.00826	0.00948	-0.02466
-0.02519	0.00969	-0.02182	0.00839	0.00969	-0.02519
-0.02517	0.00968	-0.02169	0.00834	0.00968	-0.02517

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Posteriormente se obtiene los valores de distorsión angular máxima y mínima, asentamiento diferencial máximo y mínimo y se calcula el porcentaje de variación con respecto al valor más probable, correspondiente a la sección 0.20x0.30, los cuales se presentan en la Tabla 19.

Tabla 19-Distorsión angular máxima, mínima y asentamiento diferencial máximo y mínimo Estado: CP Variable: Secciones

	Distorsión angular máxima	% Variación	Asentamiento diferencial máximo [m]	% Variación
Máxima	0.00969	2.16826	-0.02519	2.16826
Mínima	0.00930	-1.95584	-0.02418	-1.95584
Probable	0.00948	0.00000	-0.02466	0.00000

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

A continuación, en la Tabla 20, se presentan los valores obtenidos para el resto de los ejes de la variable secciones y el estado límite CP.

Tabla 20- Tabla resumen Variable: secciones Estado: CP Modelo: A3-C3 4 pisos.

Variable: secciones Estado: CP Modelo: A3-C3 4pisos					
A Max=		0.075	m2		
A Min=		0.04	m2		
Eje		Distorsión Angular	%Variación	Asentamiento diferencial [m]	%Variación
eje-1	Máximo	0.00969	2.16826	-0.02519	2.16826
	Mínimo	0.00930	-1.95584	-0.02418	-1.95584
	Probable	0.00948		-0.02466	
eje-2	Máximo	0.02224	0.00000	-0.05782	0.00000
	Mínimo	0.01791	-19.46659	-0.04656	-19.46659
	Probable	0.02224		-0.05782	
eje-3	Máximo	0.01035	3.22139	-0.03934	3.22139
	Mínimo	0.00925	-7.73012	-0.03517	-7.73012
	Probable	0.01003		-0.03811	
eje-A	Máximo	0.00755	0.40540	-0.02265	0.40539
	Mínimo	0.00704	-6.37907	-0.02112	-6.37907
	Probable	0.00752		-0.02256	
eje-B	Máximo	0.02465	109.23636	-0.07395	109.23635
	Mínimo	0.01178	0.00000	-0.03534	0.00000
	Probable	0.01178		-0.03534	
eje-C	Máximo	0.01376	12.04197	-0.04128	12.04197
	Mínimo	0.01228	0.00000	-0.03684	0.00000
	Probable	0.01228		-0.03684	
eje-D	Máximo	0.01495	128.95963	-0.05232	128.95962
	Mínimo	0.00643	-1.55499	-0.02249	-1.55499

Probable	0.00653		-0.02285	
Máximo	0.02465	128.95963	-0.07395	-19.46659
Mínimo	0.00643	-19.46659	-0.02112	128.95962
Δ Variación	0.01822	148.42622	-0.05283	-148.42621

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Finalmente, para obtener la sensibilidad de la variable se utiliza la ecuación 2.26 en la cual nuestras medidas de prestación o variables de salida a analizar son la distorsión angular y asentamiento diferencial, siendo $\psi(x+\Delta x)$ y $\psi(x-\Delta x)$ los valores máximos y mínimos de asentamiento y distorsión angular, de todos los ejes respectivamente, mientras $2\Delta x$ corresponde a la diferencia del valor máximo y el valor mínimo de la variable analizada, en el caso de la secciones se consideró como valor mínimo el área de sección que presenta el área mínima la cual corresponde a un área de 0.04 m² y como valor máximo el área de 0.075 m², a continuación se presenta la sensibilidad obtenida para la variable secciones.

Tabla 21-Sensibilidad de las secciones Estado: CP Modelo: A3-C3 4 pisos

	Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial [m]	Unidad
$\psi(x+\Delta x)$	0.02465	adimensional	-0.07395	m
$\psi(x-\Delta x)$	0.00643	adimensional	-0.02112	m
$2\Delta x$	0.035	m ²	0.035	m ²
Sensibilidad	0.0052647344	m/ (0.01m ²)	-0.01509300242	1/ (0.01m ²)

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

3.6.1.4 Número de ejes asentados.

Como se explica en la sección 3.2.6.3, el número de ejes es una variable relacionada al comportamiento del suelo del sector de interés, por lo que se la consideró como variable discreta con distribución probabilística uniforme, entonces solo podrá tomar valores enteros. Estas características son suficientes para llevar a cabo la simulación de Monte Carlo, pero el análisis de sensibilidad se dificulta ya que se desconoce un patrón predominante del número de ejes a asentar respecto al cual se calcule su sensibilidad.

Dado que en la literatura actual no se pudo encontrar una metodología que permita solventar este caso, el análisis de sensibilidad, por estado límite, del número de ejes a asentar se obtuvo al correr un total de 10 modelos para cada variación de este parámetro, de los cuales respectivamente se obtiene el promedio de asentamientos diferenciales y distorsiones angulares. Estos valores promedio, y adicionalmente el máximo y el mínimo promedios, son valores que permiten compararlos con el resto de las variables y estados límites de manera aproximada para conocer su grado de influencia.

Los posibles valores de esta variable se calcula con la Ec. (3-4), descrita en la sección 3.2.5.1 En la Tabla 22, se presentan los promedios de los 10 modelos ejecutados por cada número de ejes a asentar, para el estado límite CP, de la casa A3-C3 4 pisos. Estos valores también se presentan gráficamente en la Figura 51 y Figura 52.

Tabla 22-Asentamiento diferencial promedio y Distorsión angular promedio
Variable: N ejes asentados

N ejes asentados	Asentamiento diferencial promedio [m]	Distorsión angular promedio	N modelos pasan estado límite
1	-0.031167171	0.01080717	10
2	-0.052553942	0.015817565	7
3	-0.050844046	0.014137512	2
4	-	-	0
5	-	-	0

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

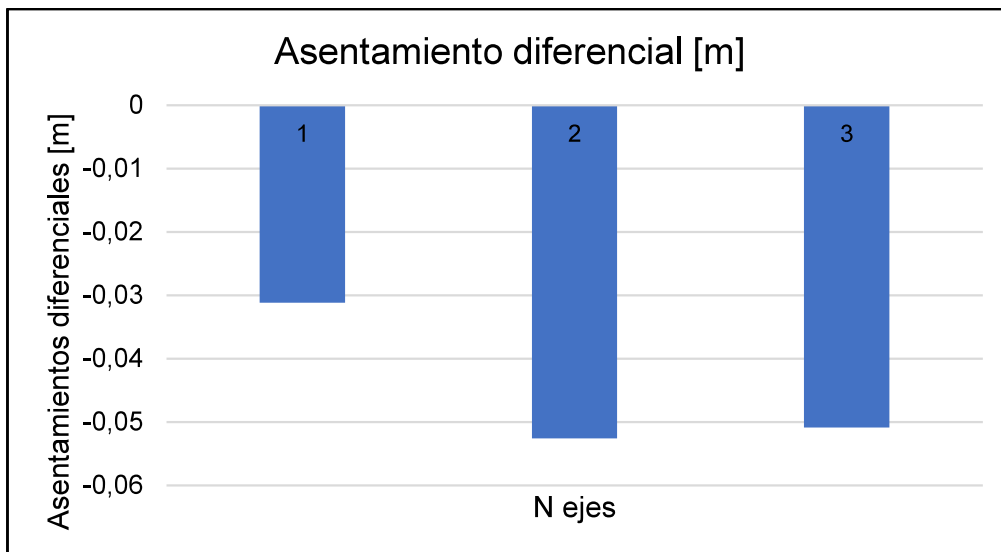


Figura 51- Asentamientos diferenciales promedios para distinto número de ejes que se asientan.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

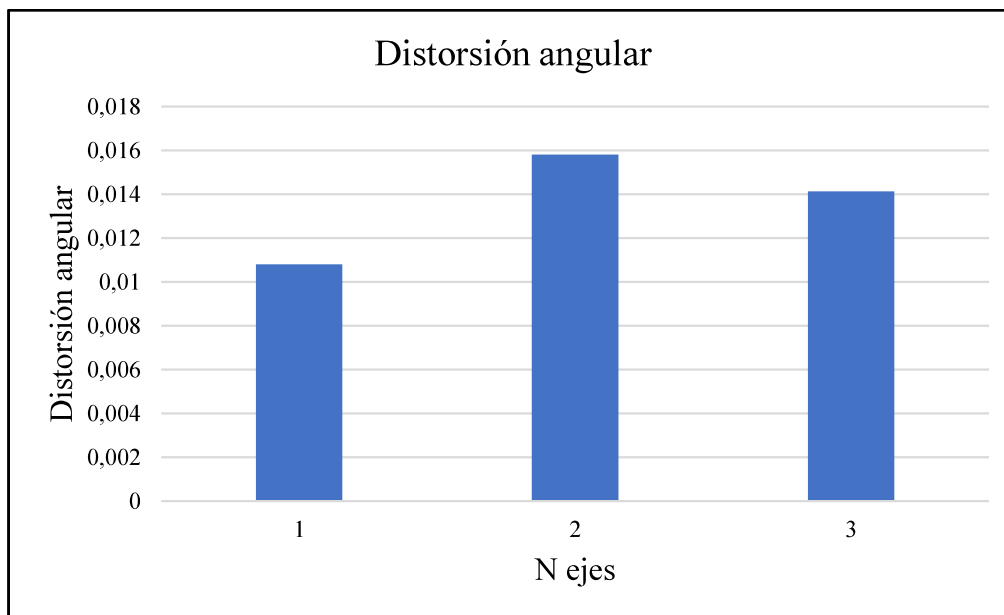


Figura 52- Distorsión angular promedio para distinto número de ejes que se asientan.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

El máximo y el mínimo de los asentamientos diferenciales promedios y distorsión angular promedio se presentan en la Tabla 23, valores comparables con otros estados límite (LS, IO) y con otras variables de las que se conoce su sensibilidad.

Tabla 23-Maximos y mínimos asentamiento diferencial máximo y distorsión angular máximo Variable: N ejes asentados

	Asentamiento diferencial [m]	Distorsión angular
Máximo	-0.052553942	0.015817565
mínimo	-0.031167171	0.01080717
variación	-0.02138677	0.005010395

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

3.6.2 SIMULACIÓN MONTE CARLO

Una vez realizado el análisis de sensibilidad para cada tipo de modelo, para la aplicación del método de simulación de Montecarlo se utilizaron todas las variables aleatorias descritas en el numeral 3.2.5.1, debido a que con el proceso de análisis de sensibilidad no se pudo descartar ninguna variable.

Como primer paso en el desarrollo del método de simulación de Montecarlo se generó 10000 números aleatorios entre 0-1 por variable, a los cuales posteriormente se les aplicó la prueba de media y varianza y chi cuadrado para determinar la uniformidad de su distribución y la calidad de ajuste de datos, así como los cuartiles 25%, 50%, 75%. A continuación, se muestran los resultados de los números aleatorios generados.

Tabla 24- Prueba de media y desviación estándar de números aleatorios

	Hormigón f'c	Acero longitudinal fy	Acero Transversal fyt	Secciones	Ejes
cantidad	10000	10000	10000	10000	10000
media	0.5031	0.5004	0.5039	0.5003	0.4990
Desviación estándar	0.2883	0.2887	0.2891	0.2901	0.2883
mínimo	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001

25%	0.2572	0.2483	0.2511	0.2471	0.2521
50%	0.5074	0.4993	0.5077	0.5007	0.4967
75%	0.7536	0.7525	0.7563	0.7531	0.7497
máximo	0.9998	0.9995	1.0000	0.9998	0.9998

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Como se puede observar en la Tabla 24, los números aleatorios cumplen con la condición de que su media sea muy cercana a 0.5 y su varianza cercana a $1/12 \approx 0.0833$, lo cual en términos de desviación estándar es igual a 0.02886.

Para la aplicación de la prueba Chi cuadrado a los datos aleatorios, se decidió dividir los datos en 10 intervalos, con lo cual se obtuvo una frecuencia esperada $n/k=1000$ de acuerdo a la ecuación 3-10, para posteriormente compararla con las frecuencias obtenidas, obteniéndose que los datos generados sí siguen una distribución uniforme como se puede apreciar en la Figura 53 que corresponde a una representación gráfica de los números aleatorios utilizados para la variable f_c .

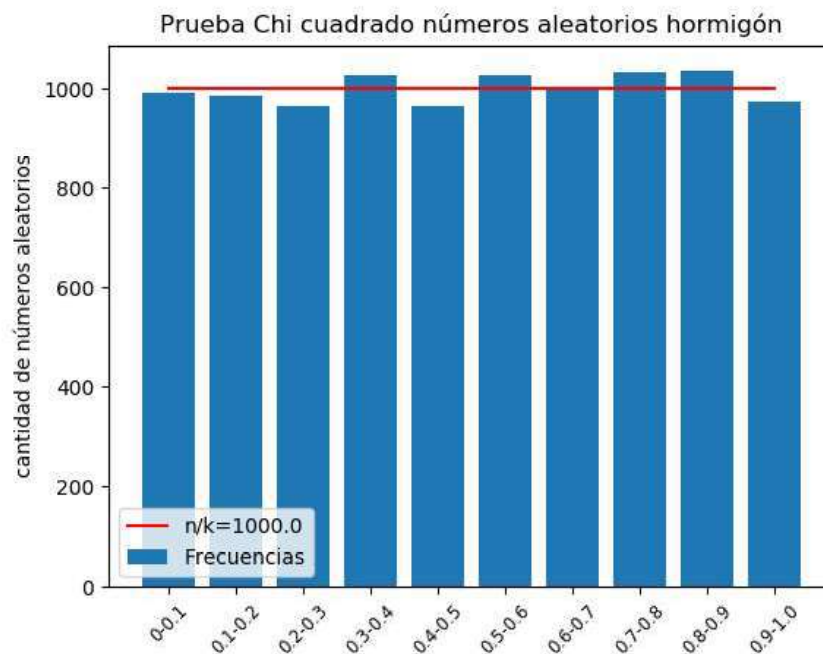


Figura 53- Prueba Chi cuadrada representación gráfica Variable: f_c .

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Una vez realizadas las pruebas correspondientes a los números aleatorios se procedió a generar los valores correspondientes de cada variable de entrada, considerada como aleatoria, aplicando el método de transformación inversa como se explicó anteriormente (sección 2.4.4.3), este método requiere de la función de distribución acumulada que a su vez se generaron a partir de las funciones de distribución de probabilidad previamente definidas en el numeral 3.2.5. A continuación, en la Figura 54 y Figura 55 se presentan las curvas de distribución acumulada tanto para una variable discreta (secciones de columnas) y una variable continua (f_c), respectivamente.

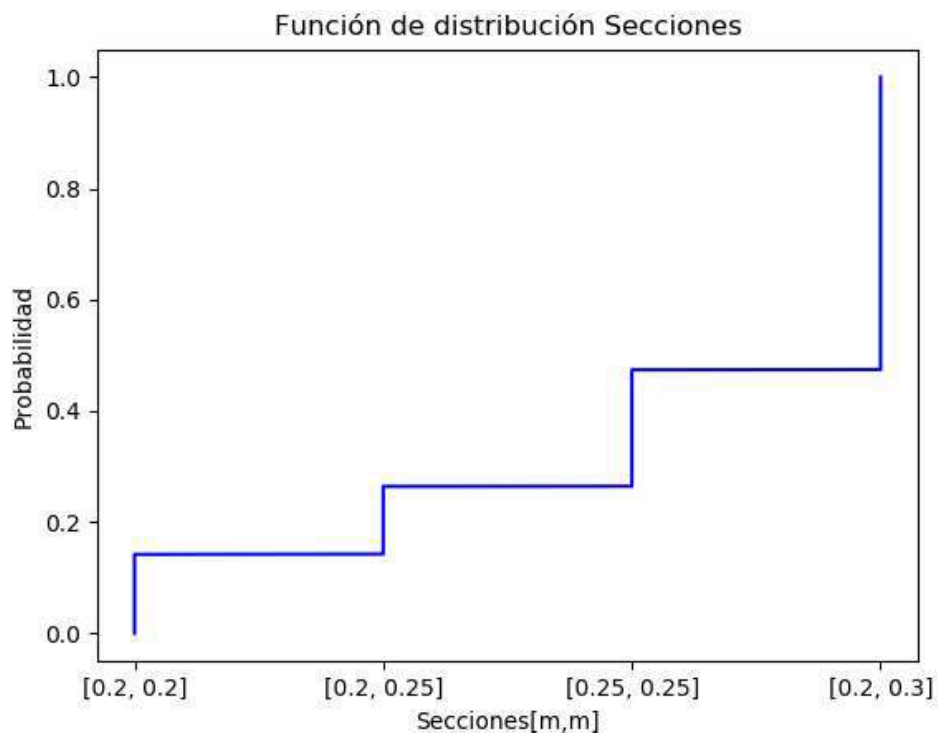


Figura 54-Función de distribución acumulada variable discreta secciones.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

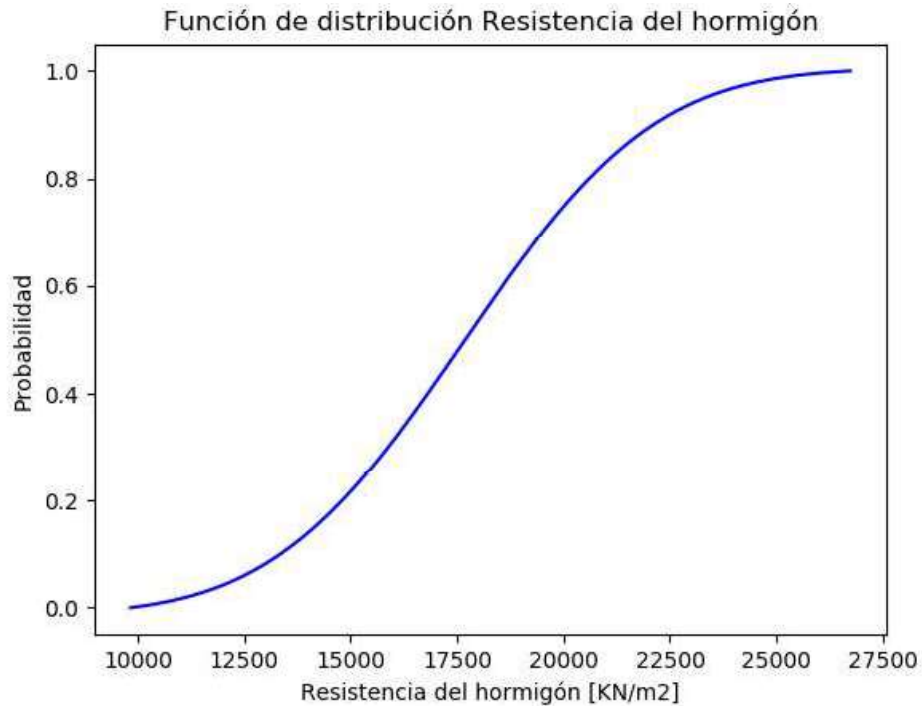


Figura 55-Función de distribución acumulada variable continua variable $f'c$ distribución log-normal.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

De esta manera se obtuvo una base de datos con 10000 combinaciones aleatorias como variables de entrada de los modelos. En la Tabla 25 se puede observar una parte de la base de datos generada para la casa A3-C3 4 pisos.

Tabla 25-Base de datos Modelo A3-C3 4 pisos, representación de los 12 primeros modelos.

	$f'c$ [kN/m ²]	F_y [kN/m ²]	F_{yt} [kN/m ²]	Columna Base [m]	Columna Altura [m]	Ejes
0	20363.29	459574.445	258339.976	0.2	0.3	0.912
1	18181.548	476346.92	251234.286	0.2	0.3	0.543
2	17204.229	401046.934	302001.307	0.2	0.25	0.882
3	14008.025	389157.6	293643.963	0.2	0.2	0.437
4	19451.842	422591.294	262319.995	0.2	0.25	0.493

5	17447.375	463437.346	265732.442	0.25	0.25	0.142
6	17635.933	409203.992	249071.012	0.2	0.3	0.129
7	18601.042	429518.427	301153.873	0.2	0.3	0.383
8	21722.617	395587.364	247342.821	0.2	0.3	0.620
9	15829.553	441877.937	247497.022	0.2	0.3	0.668
10	18970.761	441949.957	285519.927	0.25	0.25	0.156
11	14573.395	481514.874	286279.434	0.2	0.3	0.887
12	14891.97	375695.821	258410.265	0.2	0.3	0.613

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Posteriormente, de cada simulación se obtuvieron los valores de distorsión máxima y asentamiento diferencial máximo alcanzados en cada estado límite (CP, LS, IO), es de esperarse que existan modelos cuyas características aleatorias provoquen la inestabilidad de la estructura antes que se alcance todos los estados límites establecidos.

En la Figura 56 se representa el estado inicial de la estructura; el color verde indica qué elemento no sobrepasa el estado límite IO, mientras que la Figura 57 presenta el resultado de una estructura deformada al aplicar los asentamientos diferenciales, donde los elementos de color rojo son los elementos que superan el estado límite CP, los elementos de color anaranjado representan los elementos que superan el estado límite LS, mientras los elementos en amarillo representan los elementos que sobrepasan el estado límite IO.

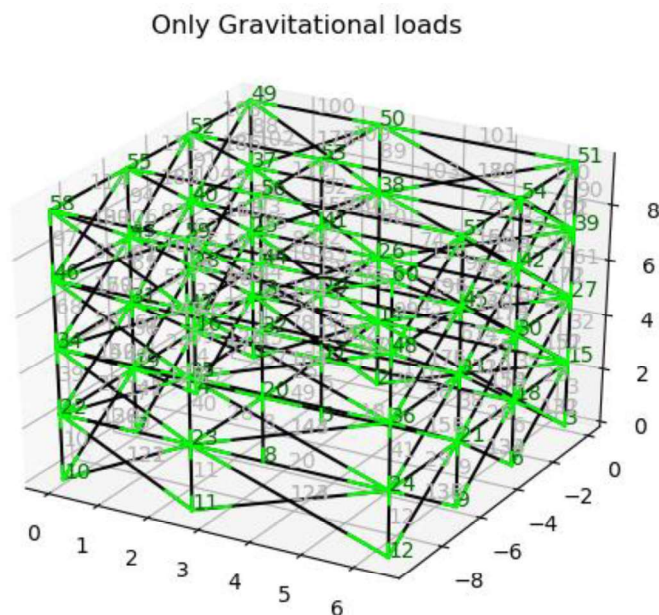


Figura 56- Estado inicial de la estructura casa A3-C3 4 pisos (solo cargas gravitatorias).

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

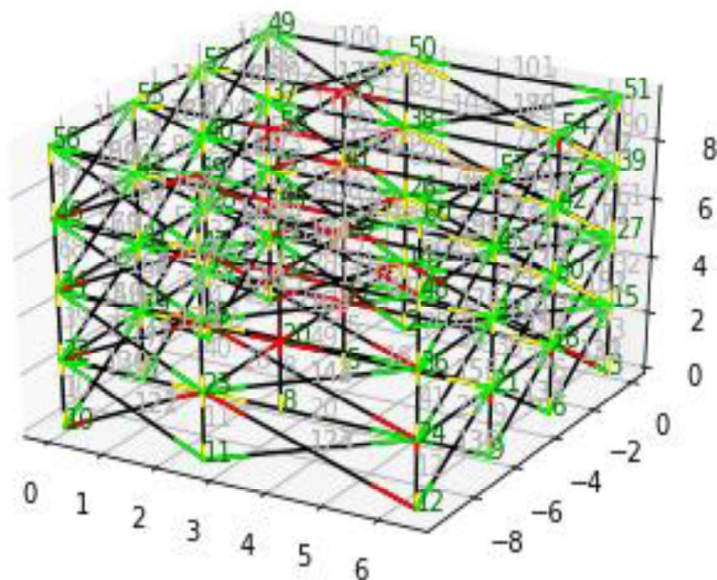


Figura 57- Estado finales de la estructura casa A3-C3 4 pisos (Asentamientos diferenciales).

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Los asentamientos diferenciales y distorsiones angulares de cada estado límite obtenidos, son procesados con ayuda del programa Minitab, en el cual como primer paso se comprobó la convergencia de los modelos, esto se hace observando que la media muestral de los datos obtenidos no tenga cambios significativos respecto al incremento del número de simulaciones realizadas. A manera de ejemplo, en la Figura 58 y Figura 59 se presenta la gráfica de convergencia para el estado límite CP del modelo de casa A3-C3 4 pisos, tanto para los asentamientos diferenciales como para la distorsión angular respectivamente. Las restantes gráficas de convergencia, para el resto de las tipologías de viviendas y estados límites, se encuentran en el ANEXO N° 5.

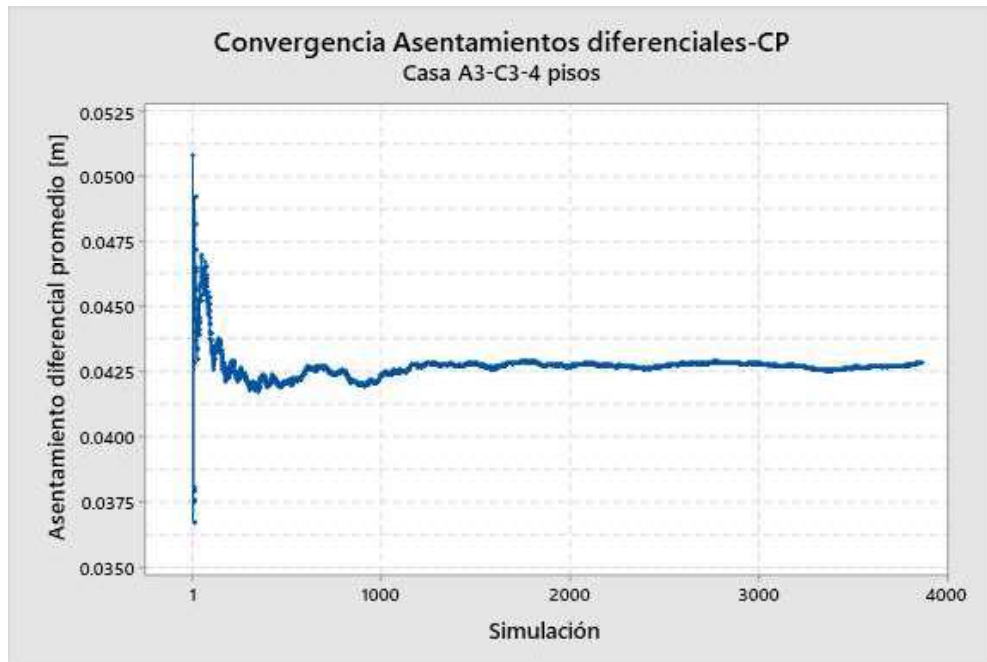


Figura 58-Convergencia asentamientos diferenciales estado CP Casa A3-C3 4pisos.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

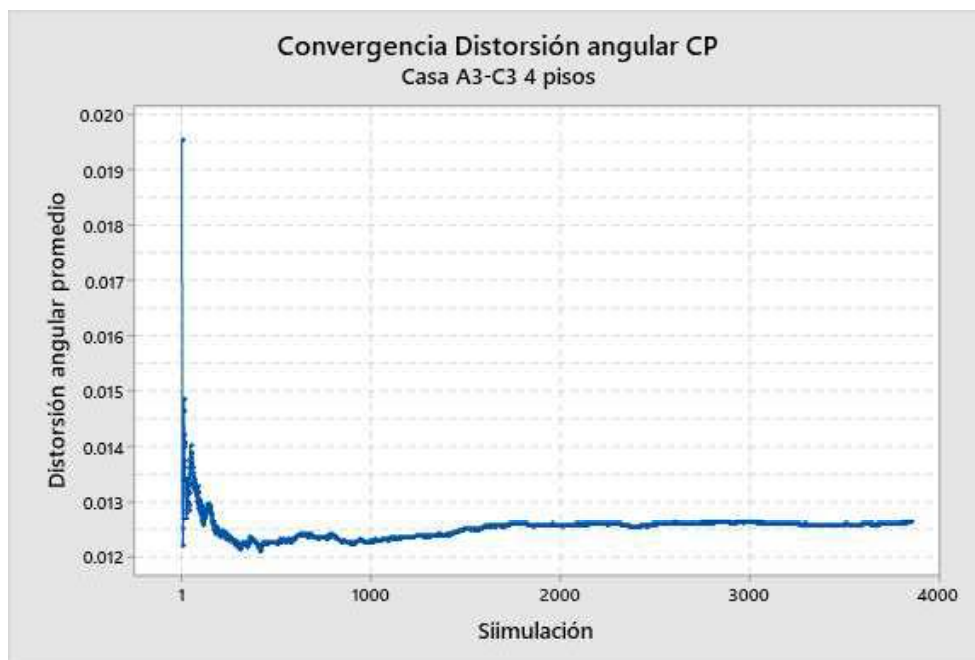


Figura 59-Convergencia distorsión angular estado CP Casa A3-C3 4pisos

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Finalmente, una vez que se comprobó la convergencia se procedió a identificar la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos obtenidos, para lo cual se usó la prueba de Anderson Darling (sección 2.5), la cual se lleva a cabo automáticamente en el programa MiniTab. La interfaz de MiniTab nos permite observar los resultados del test de Anderson Darling llevado a cabo para varias distribuciones de probabilidad teóricas, estableciendo que la que mejor que se ajusta al conjunto de datos es aquella cuyo indicativo Anderson-Darling (AD) es menor respecto a las demás.

A continuación, se presentan los resultados de la prueba Anderson-Darling para el estado límite CP de la tipología de vivienda A3-C3 de 4 pisos. Las pruebas de bondad de ajuste para el resto de las variables y estados límite se puede encontrar en el ANEXO N° 6.

Prueba de bondad de ajuste

Distribución	AD	P
Normal	89.829	<0.005
Lognormal de 3 parámetros	48.946	*
Exponencial de 2 parámetros	587.063	<0.010
Weibull de 3 parámetros	65.121	<0.005
Valor extremo más pequeño	186.224	<0.010
Valor extremo por máximos	49.502	<0.010
Gamma de 3 parámetros	52.064	*
Logística	79.778	<0.005
Log logística de 3 parámetros	51.578	*

Figura 60-Prueba de bondad de ajuste de asentamientos diferenciales estado CP
Vivienda A3-C3 4pisos.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Una vez identificada la función a la que mejor se ajustan los datos obtenidos de los modelos, con ayuda de MiniTab, se procedió a construir la CDF (función de distribución acumulada) para el estado límite CP de los datos de asentamientos diferenciales, en la Figura 61 la curva de color rojo representa la curva teórica que mejor se ajusta, mientras que la curva de color azul representa una función de distribución acumulada discreta generada con los valores obtenidos de las simulaciones.

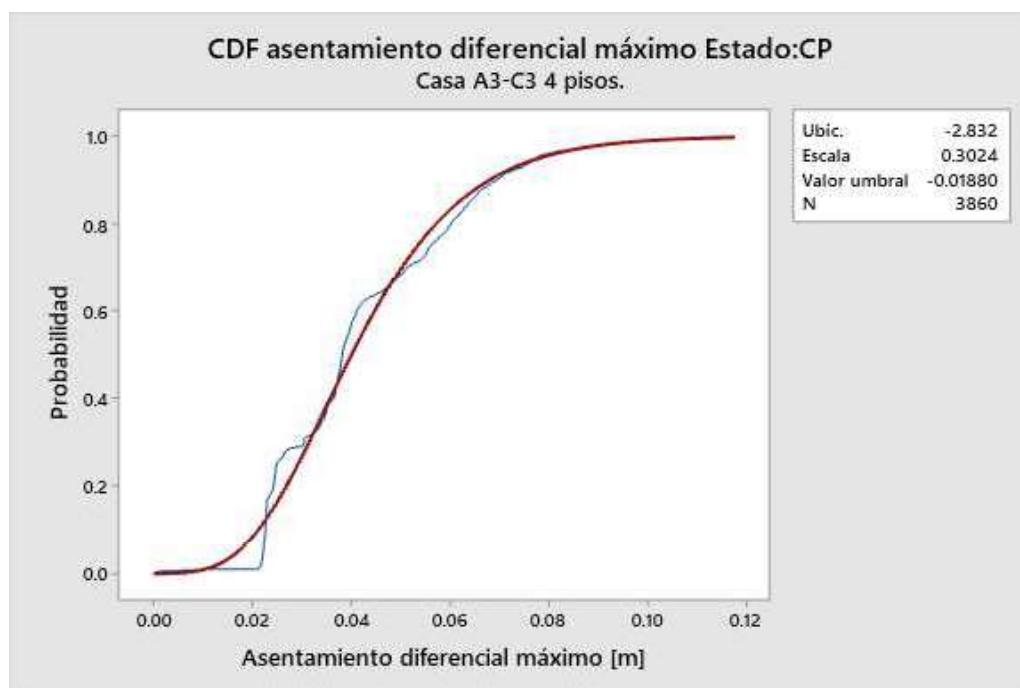


Figura 61-CDF Asentamiento diferencial máximo Estado: CP Vivienda: A3-C3 4 pisos.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Este proceso se repitió para los restantes estados límites LS y IO, generándose sus correspondientes CDF's, Para una mejor interpretación de los resultados se decidió presentar las CDF's en una misma gráfica, obteniéndose el resultado que se presenta en la Figura 62, en donde la curva de color azul representa al estado límite CP, la línea de color rojo al estado límite LS y la línea de color verde al estado límite IO.

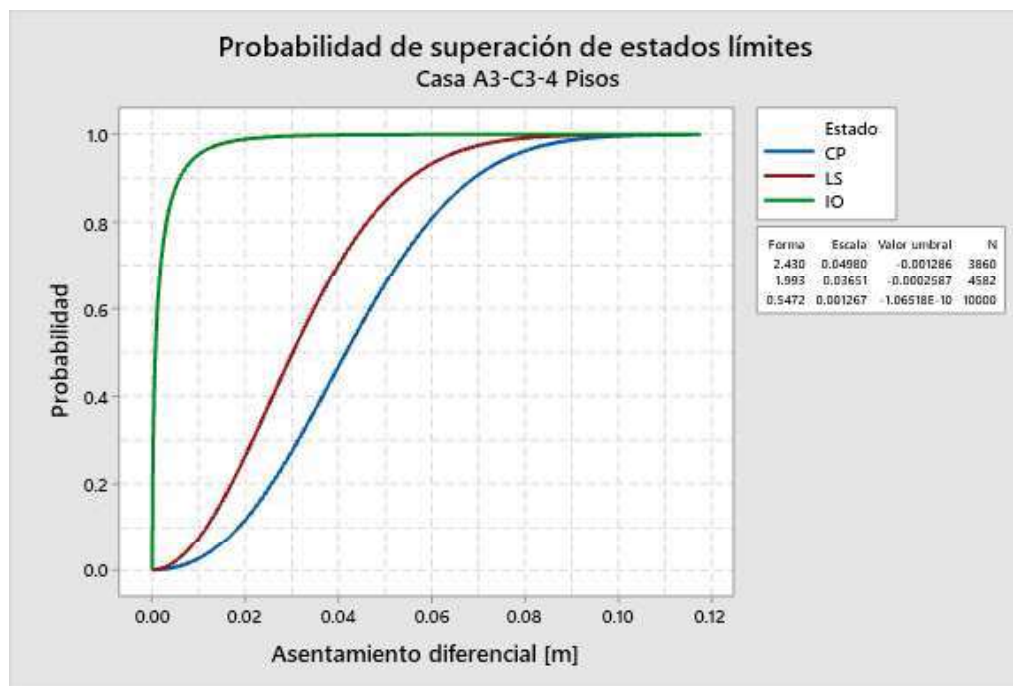


Figura 62-Probabilidad de superación estados límites Casa A3-C3 4 pisos.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

4.1.1 RESULTADOS Y ANÁLISIS VARIABLES f'_c , F_y , F_{yt} Y SECCIONES DE COLUMNAS.

De las Tablas 26 a la 37 se presentan los resultados del análisis de sensibilidad para las cuatro tipologías de viviendas previamente establecidas, los resultados se presentan considerando los 3 estados límites previamente escogidos, en todas las tablas se puede apreciar que el parámetro de mayor influencia son las secciones de columnas, debido a que es la variable que presenta una mayor tasa de variación o sensibilidad, además se observa un comportamiento no lineal de las variables, ya que para distintos estados límites su tasa de variación o sensibilidad varía, con lo cual se puede deducir las siguientes premisas para las siguientes variables:

- **Hormigón f'_c :** el hormigón presenta la mayor sensibilidad para el estado límite LS, siendo este un poco mayor si se lo compara con la sensibilidad en el estado límite CP, además se observa que para todos los estados límites la resistencia f'_c del hormigón es el segundo parámetro que más influye, la reducción de la influencia del hormigón en el estado CP se debe a que para dicho estado la estructura de las viviendas se encuentran en un rango plástico en donde existe un mayor aporte del acero para definir el comportamiento del modelo.
- **Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt} :** El esfuerzo de fluencia f_{yt} es el parámetro que menor importancia presenta para el estado límite IO, además se observa que su sensibilidad para los estados límites LS y CP varía muy poco siendo ligeramente un poco más influyente para el estado LS.
- **Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y :** El esfuerzo de fluencia de acero longitudinal se observa que presenta baja sensibilidad para el

estado IO, y su nivel de importancia aumenta para los estados límites LS y CP, siendo para este último en el cual su sensibilidad es mayor.

Si bien en todos los estados límites se observa que el parámetro de mayor influencia son las secciones de columnas, de manera general es la variable que presenta un menor rango de valores entre los cuales varia, es decir que aunque su importancia sea grande al tener un rango de variación muy pequeño su influencia en el método de Montecarlo se va a reducir considerablemente, mientras que el resto de variables aunque presenten sensibilidades bajas presentan rangos de variación muy amplios lo cual va a presentar un mayor impacto sobre los datos que se impongan en el método de Montecarlo, por tal motivo es necesario la utilización de todas las variables previamente consideradas para aplicar el método de simulación de Montecarlo.

- **Vivienda Tipo A3-C3 2 pisos.**
 - Estado Límite CP

Tabla 26-Sensibilidad Estado límite CP Vivienda A3-C3-2

Variable	Estado límite CP sensibilidad Vivienda A3-C3-2				
Resistencia Hormigón f_c		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,012283691	adimensional	-0,036384973	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0,006579169	adimensional	-0,022687069	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m2	16967	kN/m2
	Sensibilidad	3,36213E-07	1/[kN/m2]	-8,07326E-07	m/[kN/m2]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,012939935	adimensional	-0,036629579	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0,006607575	adimensional	-0,022688443	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m2	121603	kN/m2
	Sensibilidad	5,2074E-08	1/[kN/m2]	-1,14645E-07	m/[kN/m2]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_y		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,012253981	adimensional	-0,036386216	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0,006610436	adimensional	-0,023136526	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m2	58840	kN/m2
	Sensibilidad	9,59134E-08	1/[kN/m2]	-2,25182E-07	m/[kN/m2]
Secciones de columnas		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,012238223	adimensional	-0,036756924	m

	$\psi(x-\Delta x)$	0,006488728	adimensional	-0,022104257	m
	$2\Delta x$	0,035	m ²	0,035	m ²
	Sensibilidad	0,164271277	1/m ²	-0,418647635	m/m ²

- Estado Límite LS

Tabla 27- Sensibilidad Estado Límite LS Vivienda A3-C3-2

Variable	Estado límite LS sensibilidad Vivienda A3-C3-2				
Resistencia Hormigón f_c		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,020902008	adimensional	-0,079427629	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0,003617481	adimensional	-0,012661184	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
	Sensibilidad	1,01871E-06	1/[kN/m ²]	-3,93508E-06	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,012887012	adimensional	-0,033506231	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0,003648464	adimensional	-0,012769623	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m ²	121603	kN/m ²
	Sensibilidad	7,5973E-08	1/[kN/m ²]	-1,70527E-07	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_y		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,006544039	adimensional	-0,020998934	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0,00365027	adimensional	-0,012775946	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m ²	58840	kN/m ²
	Sensibilidad	4,91803E-08	1/[kN/m ²]	-1,39752E-07	m/[kN/m ²]
Secciones de columnas		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,015786222	adimensional	-0,041044178	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0,003587061	adimensional	-0,012498492	m
	$2\Delta x$	0,035	m ²	0,035	m ²
	Sensibilidad	0,348547476	1/m ²	-0,81559102	m/m ²

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Estado Límite IO

Tabla 28- Sensibilidad Estado límite IO Vivienda A3-C3-2

Variable	Estado límite IO sensibilidad Vivienda A3-C3-2				
Resistencia Hormigón f_c		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,000384615	adimensional	-6,63466E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	3,53259E-06	adimensional	-1,05978E-05	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²

	Sensibilidad	2,24602E-08	1/[kN/m2]	-3,28572E-09	m/[kN/m2]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,000384615	adimensional	-5,87244E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	3,71921E-06	adimensional	-1,07996E-05	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m2	121603	kN/m2
	Sensibilidad	3,13229E-09	1/[kN/m2]	-3,94108E-10	m/[kN/m2]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_y		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,000384615	adimensional	-0,189668107	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0,000263158	adimensional	-0,016893221	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m2	58840	kN/m2
	Sensibilidad	2,0642E-09	1/[kN/m2]	-2,93635E-06	m/[kN/m2]
Secciones de columnas		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
	$\psi(x+\Delta x)$	0,000384615	adimensional	-0,05319287	m
	$\psi(x-\Delta x)$	3,62176E-06	adimensional	-1,08653E-05	m
	$2\Delta x$	0,035	m2	0,035	m2
	Sensibilidad	0,010885532	1/m2	-1,519485846	m/m2

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- **Vivienda Tipo A3-C3 4 pisos.**
 - Estado Límite CP

Tabla 29-Sensibilidad Estado límite CP Vivienda A3-C3-4

Estado límite CP sensibilidad Vivienda DT-BT-4					
Variable		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
Resistencia Hormigón f_c	$\psi(x+\Delta x)$	0.03	adimensional	-0.088	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.01	adimensional	-0.022	m
	$2\Delta x$	16967.00	kN/m2	16967	kN/m2
	Sensibilidad	1.39E-06	1/[kN/m2]	-3.90E-06	m/[kN/m2]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y	$\psi(x+\Delta x)$	0.032	adimensional	-0.093	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.007	adimensional	-0.022	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m2	121603	kN/m2
	Sensibilidad	2.07E-07	1/[kN/m2]	-5.82E-07	m/[kN/m2]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt}	$\psi(x+\Delta x)$	0.031	adimensional	-0.092	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.007	adimensional	-0.023	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m2	58840	kN/m2
	Sensibilidad	4.11E-07	1/[kN/m2]	-1.18E-06	m/[kN/m2]
Secciones de columnas	$\psi(x+\Delta x)$	0.025	adimensional	-0.074	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.006	adimensional	-0.021	m
	$2\Delta x$	0.035	m2	0.035	m2
	Sensibilidad	0.521	1/m2	-1.509	m/m2

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Estado límite LS.

Tabla 30-Sensibilidad Estado límite LS Vivienda A3-C3-4

Estado límite LS sensibilidad Vivienda DT-BT-4					
Variable		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento o diferencial	Unidad
Resistencia Hormigón f_c	$\psi(x+\Delta x)$	0.03137053 5	adimensional	-0.094111605	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.00341419 9	adimensional	-0.011332131	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
	Sensibilidad	1.64769E-06	1/[kN/m ²]	-4.87885E-06	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y	$\psi(x+\Delta x)$	0.01870094 1	adimensional	-0.056532265	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.00344115 1	adimensional	-0.011619696	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m ²	121603	kN/m ²
	Sensibilidad	1.25489E-07	1/[kN/m ²]	-3.69338E-07	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt}	$\psi(x+\Delta x)$	0.03069938 3	adimensional	-0.09209815	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.00344022 3	adimensional	-0.011614223	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m ²	58840	kN/m ²
	Sensibilidad	4.63276E-07	1/[kN/m ²]	-1.36784E-06	m/[kN/m ²]
Secciones de columnas	$\psi(x+\Delta x)$	0.01624925 2	adimensional	-0.056872384	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.00341201 7	adimensional	-0.011111485	m
	$2\Delta x$	0.035	m ²	0.035	m ²
	Sensibilidad	0.36677816 6	1/m ²	-1.307454254	m/m ²

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Estado límite IO.

Tabla 31-Sensibilidad Estado límite IO Vivienda DT-BT-4

Estado límite IO sensibilidad Vivienda DT-BT-4					
Variable		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad

Resistencia Hormigón f_c	$\psi(x+\Delta x)$	0.00038462	adimensional	-6.39865E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	4.8444E-06	adimensional	-1.45333E-05	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
	Sensibilidad	2.2383E-08	1/[kN/m ²]	-2.91467E-09	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y	$\psi(x+\Delta x)$	0.00038462	adimensional	-6.09264E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	4.6461E-06	adimensional	-1.39384E-05	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m ²	121603	kN/m ²
	Sensibilidad	3.1247E-09	1/[kN/m ²]	-3.86405E-10	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt}	$\psi(x+\Delta x)$	0.00038462	adimensional	-0.000174893	m
	$\psi(x-\Delta x)$	4.7731E-06	adimensional	-1.43192E-05	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m ²	58840	kN/m ²
	Sensibilidad	6.4555E-09	1/[kN/m ²]	-2.72899E-09	m/[kN/m ²]
Secciones de columnas	$\psi(x+\Delta x)$	0.00038462	adimensional	-0.039754121	m
	$\psi(x-\Delta x)$	4.5303E-06	adimensional	-1.35909E-05	m
	$2\Delta x$	0.035	m ²	0.035	m ²
	Sensibilidad	0.01085957	1/m ²	-1.135443706	m/m ²

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- **Vivienda Tipo BT-DT 2 pisos.**

- Estado Límite CP

Tabla 32-Sensibilidad estado límite CP Vivienda Tipo DT-BT-2 pisos

Estado límite CP sensibilidad Vivienda DT-BT-2					
Variable		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
Resistencia Hormigón f_c	$\psi(x+\Delta x)$	0.027	adimensional	-0.083	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.008	adimensional	-0.023	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
	Sensibilidad	1.12E-06	1/[kN/m ²]	-3.56E-06	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y	$\psi(x+\Delta x)$	0.027	adimensional	-0.075	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.008	adimensional	-0.023	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m ²	121603	kN/m ²
	Sensibilidad	1.56E-07	1/[kN/m ²]	-4.29E-07	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt}	$\psi(x+\Delta x)$	0.027	adimensional	-0.073	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.008	adimensional	-0.023	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m ²	58840	kN/m ²
	Sensibilidad	3.21E-07	1/[kN/m ²]	-8.47E-07	m/[kN/m ²]
Secciones de columnas	$\psi(x+\Delta x)$	0.027	adimensional	-0.079	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.008	adimensional	-0.023	m
	$2\Delta x$	0.035	m ²	0.035	m ²
	Sensibilidad	0.541	1/m ²	-1.598	m/m ²

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Estado límite LS.

Tabla 33-Sensibilidad estado límite LS Vivienda DT-BT-2 pisos.

Estado límite LS sensibilidad Vivienda DT-BT-2					
Variable		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
Resistencia Hormigón f_c	$\psi(x+\Delta x)$	0.029	adimensional	-0.102	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.004	adimensional	-0.013	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
	Sensibilidad	1.47E-06	1/[kN/m ²]	-5.24E-06	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y	$\psi(x+\Delta x)$	0.014	adimensional	-0.044	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.004	adimensional	-0.013	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m ²	121603	kN/m ²
	Sensibilidad	8.29E-08	1/[kN/m ²]	-2.57E-07	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt}	$\psi(x+\Delta x)$	0.014	adimensional	-0.039	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.004	adimensional	-0.013	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m ²	58840	kN/m ²
	Sensibilidad	1.69E-07	1/[kN/m ²]	-4.29E-07	m/[kN/m ²]
Secciones de columnas	$\psi(x+\Delta x)$	0.014	adimensional	-0.041	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.004	adimensional	-0.013	m
	$2\Delta x$	0.035	m ²	0.035	m ²
	Sensibilidad	0.2840	1/m ²	-0.781	m/m ²

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Estado límite IO.

Tabla 34-Sensibilidad Estado límite IO Vivienda DT-BT-2.

Estado límite IO sensibilidad Vivienda DT-BT-2					
Variable		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
Resistencia Hormigón f_c	$\psi(x+\Delta x)$	3.704E-04	adimensional	-1.664E-04	m
	$\psi(x-\Delta x)$	3.723E-06	adimensional	-1.005E-05	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
	Sensibilidad	2.161E-08	1/[kN/m ²]	-9.217E-09	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero	$\psi(x+\Delta x)$	3.704E-04	adimensional	-6.260E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	1.368E-05	adimensional	-1.029E-05	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m ²	121603	kN/m ²

longitudinal f_y	Sensibilidad	2.933E-09	1/[kN/m ²]	-4.302E-10	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt}	$\psi(x+\Delta x)$	3.704E-04	adimensional	-5.918E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	1.516E-05	adimensional	-1.066E-05	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m ²	58840	kN/m ²
	Sensibilidad	6.037E-09	1/[kN/m ²]	-8.247E-10	m/[kN/m ²]
Secciones de columnas	$\psi(x+\Delta x)$	3.704E-04	adimensional	-2.892E-04	m
	$\psi(x-\Delta x)$	3.908E-06	adimensional	-1.055E-05	m
	$2\Delta x$	0.035	m ²	0.035	m ²
	Sensibilidad	1.047E-02	1/m ²	-7.961E-03	m/m ²

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- **Vivienda Tipo DT-BT 4 pisos.**
 - Estado Límite CP

Tabla 35-Sensibilidad Estado limite CP vivienda DT-BT 4 Pisos.

Estado límite CP sensibilidad Vivienda DT-BT-4					
Variable		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
Resistencia Hormigón f_c	$\psi(x+\Delta x)$	0.027	adimensional	-0.085	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.007	adimensional	-0.022	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
	Sensibilidad	1.13E-06	1/[kN/m ²]	-3.71E-06	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y	$\psi(x+\Delta x)$	0.024	adimensional	-0.078	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.008	adimensional	-0.022	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m ²	121603	kN/m ²
	Sensibilidad	1.38E-07	1/[kN/m ²]	-4.56E-07	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt}	$\psi(x+\Delta x)$	0.024	adimensional	-0.078	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.008	adimensional	-0.023	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m ²	58840	kN/m ²
	Sensibilidad	2.86E-07	1/[kN/m ²]	-9.44E-07	m/[kN/m ²]
Secciones de columnas	$\psi(x+\Delta x)$	0.031	adimensional	-0.107	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.007	adimensional	-0.022	m
	$2\Delta x$	0.035	m ²	0.035	m ²
	Sensibilidad	0.661	1/m ²	-2.414	m/m ²

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Estado límite LS.

Tabla 36-Sensibilidad Estado LS Vivienda Tipo DT-BT 4 Pisos.

Estado límite LS sensibilidad Vivienda DT-BT-4					
Variable		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
Resistencia Hormigón f_c	$\psi(x+\Delta x)$	0.014	adimensional	-0.046	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.004	adimensional	-0.012	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
	Sensibilidad	6.14E-07	1/[kN/m ²]	-2.03E-06	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y	$\psi(x+\Delta x)$	0.014	adimensional	-0.045	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.004	adimensional	-0.012	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m ²	121603	kN/m ²
	Sensibilidad	7.87E-08	1/[kN/m ²]	-2.75E-07	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt}	$\psi(x+\Delta x)$	0.013	adimensional	-0.044	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.004	adimensional	-0.012	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m ²	58840	kN/m ²
	Sensibilidad	1.56E-07	1/[kN/m ²]	-5.42E-07	m/[kN/m ²]
Secciones de columnas	$\psi(x+\Delta x)$	0.031	adimensional	-0.107	m
	$\psi(x-\Delta x)$	0.004	adimensional	-0.012	m
	$2\Delta x$	0.035	m ²	0.035	m ²
	Sensibilidad	0.757	1/m ²	-2.716	m/m ²

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

- Estado IO.

Tabla 37-Sensibilidad Estado IO Vivienda Tipo DT-BT 4Pisos.

Estado límite IO sensibilidad Vivienda DT-BT-4					
Variable		Distorsión angular	Unidad	Asentamiento diferencial	Unidad
Resistencia Hormigón f_c	$\psi(x+\Delta x)$	3.70E-04	adimensional	-7.24E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	6.20E-06	adimensional	-1.43E-05	m
	$2\Delta x$	16967	kN/m ²	16967	kN/m ²
	Sensibilidad	2.15E-08	1/[kN/m ²]	-3.42E-09	m/[kN/m ²]
Esfuerzo de fluencia acero longitudinal f_y	$\psi(x+\Delta x)$	3.70E-04	adimensional	-6.99E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	2.86E-04	adimensional	-1.52E-05	m
	$2\Delta x$	121603	kN/m ²	121603	kN/m ²
	Sensibilidad	6.96E-10	1/[kN/m ²]	-4.51E-10	m/[kN/m ²]

Esfuerzo de fluencia acero transversal f_{yt}	$\psi(x+\Delta x)$	3.70E-04	adimensional	-6.62E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	2.86E-04	adimensional	-1.55E-05	m
	$2\Delta x$	58840	kN/m ²	58840	kN/m ²
	Sensibilidad	1.44E-09	1/[kN/m ²]	-8.61E-10	m/[kN/m ²]
Secciones de columnas	$\psi(x+\Delta x)$	3.70E-04	adimensional	-7.93E-05	m
	$\psi(x-\Delta x)$	5.47E-06	adimensional	-1.48E-05	m
	$2\Delta x$	0.035	m ²	0.035	m ²
	Sensibilidad	0.0104	1/m ²	-0.0018	m/m ²

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

4.1.2 NÚMERO DE EJES ASENTADOS.

Los números de ejes asentados al ser una variable de la cual no se puede obtener una tasa de variación o sensibilidad ya que no tiene un valor más probable respecto al cual se pueda medir la sensibilidad, se obtuvo los valores máximos y mínimos de asentamientos diferenciales y distorsión angular que se pueden presentar al variar el número de ejes asentados al mantener constantes el resto de variables con sus valores más probables, para ver su influencia en los diferentes estados límites se obtuvo la variación que es la diferencia entre el valor máximo y valor mínimo, valores que se presentan en las Tablas 38 a 41.

Tabla 38-N ejes asentados variación Vivienda A3-C3-4

Vivienda A3-C3-4		Asentamiento diferencial [m]	Distorsión angular
CP	Máximo	-0.0526	0.0158
	Mínimo	-0.0312	0.0108
	Δ variación	-0.0214	0.0050
LS	Máximo	-0.0387	0.0116
	Mínimo	-0.0214	0.0072
	Δ variación	-0.0172	0.0044
IO	Máximo	-4.53E-03	3.79E-04
	Mínimo	-2.85E-05	3.44E-04
	Δ variación	-4.50E-03	3.51648E-05

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 39-N ejes asentados variación. Vivienda A3-C3-2

Vivienda A3-C3-2		Asentamiento diferencial [m]	Distorsión angular
CP	Máximo	-0,04810	0,01155
	Mínimo	-0,02735	0,00972
	Δ variación	-0,02075	0,00183
LS	Máximo	-0,08118	0,01374
	Mínimo	-0,01483	0,00528
	Δ variación	-0,06635	0,00847
IO	Máximo	-0,00172	0,00037
	Mínimo	-0,00003	0,00035
	Δ variación	-0,00169	0,00003

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 40-N ejes asentados variación Vivienda DT-BT-2

Vivienda DT-BT-2		Asentamiento diferencial [m]	Distorsión angular
CP	Máximo	-0.1002	0.0857
	Mínimo	-0.0421	0.0136
	Δ variación	-0.0581	0.0721
LS	Máximo	-0.1152	0.0130
	Mínimo	-0.0226	0.0073
	Δ variación	-0.0926	0.0057
IO	Máximo	-0.0022	0.0004
	Mínimo	-3.51E-05	2.83E-04
	Δ variación	-2.14E-03	7.99E-05

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 41-N ejes asentados variación Vivienda BT-DT-4

Vivienda DT-BT-4		Asentamiento diferencial [m]	Distorsión angular
CP	Máximo	-0.0825	0.0132

	Mínimo	-0.0329	0.0102
	Δ variación	-0.0496	0.0030
LS	Máximo	-0.0714	0.0118
	Mínimo	-0.0171	0.0054
	Δ variación	-0.0543	0.0064
IO	Máximo	-0.0063	0.0132
	Mínimo	0.0000	0.0102
	Δ variación	-0.0062	0.0030

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

De los resultados obtenidos en las Tablas 38 a 41 se puede observar que la mayor variación se da en el estado límite CP y que disminuye para el estado límite LS y IO, además se pudo encontrar que un aumento en el número de ejes que se asientan generan valores de distorsiones angulares y asentamientos diferenciales mayores, pero produce que un menor número de modelos lleguen a superar el estado límite de cómo se puede observar en la Tabla 42 y se representa gráficamente en la Figura 63, Figura 64 y Figura 65.

Tabla 42-Número de ejes asentados asentamientos diferenciales promedios y distorsión angular promedio.

Casa DT-BT-2 Estado límite: CP			
Número de ejes asentados	Asentamiento diferencial promedio [m]	Distorsión angular promedio	Modelos que superan estado límite
1	-0.042138115	0.013611119	10
2	-0.045930163	0.013772817	10
3	-0.05735394	0.016049972	6
4	-0.075760454	0.017252465	4
5	-0.100213455	0.085746392	2
6			0

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

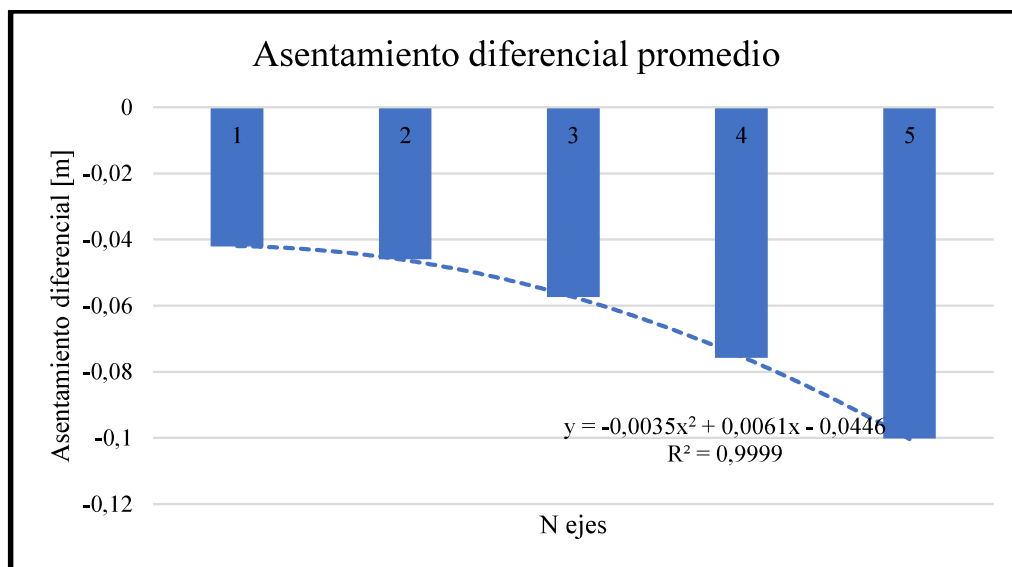


Figura 63-Variación del asentamiento diferencial en función del número de ejes asentados

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

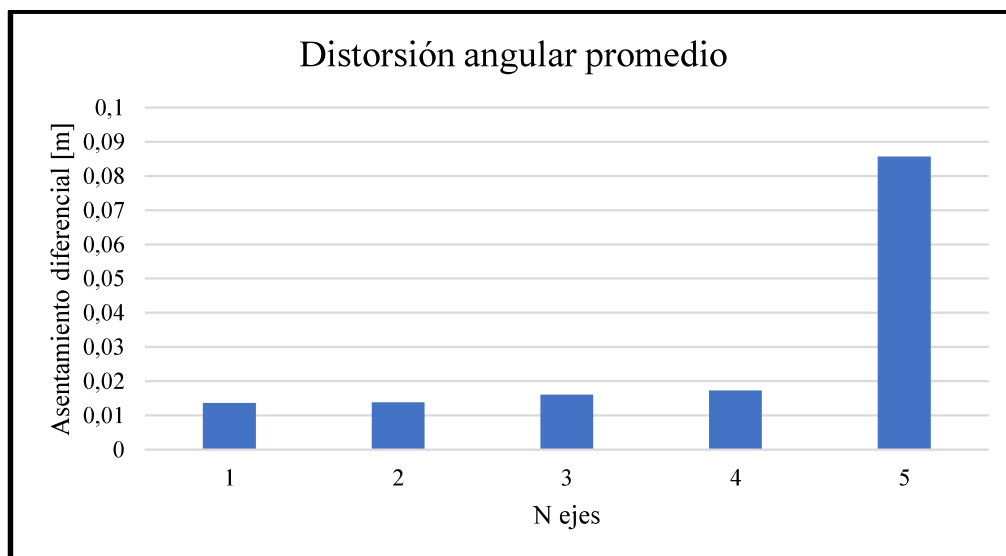


Figura 64-Variación de la distorsión angular en función del número de ejes asentados.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

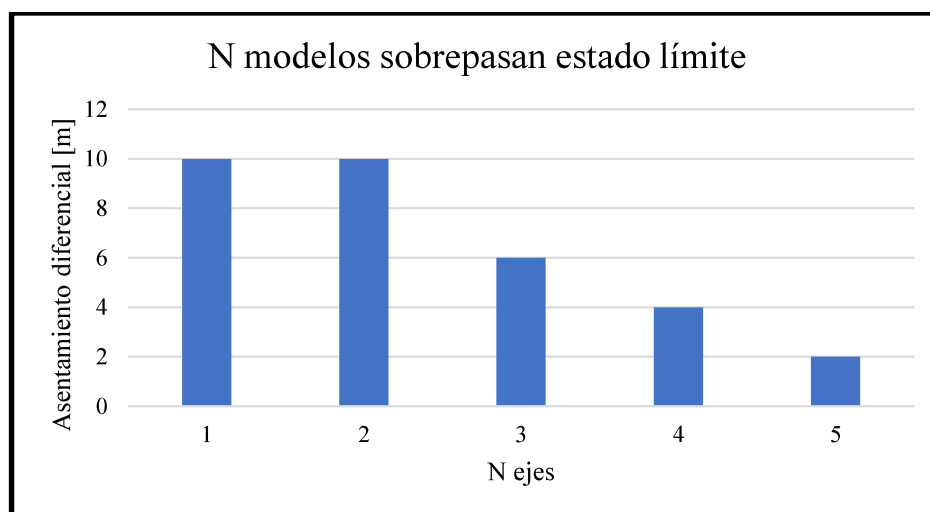


Figura 65-Número de modelos que sobrepasan el estado límite CP en función del número de ejes asentados.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Como ya se expuso en el ejemplo presentado en la sección 0 al no contar con una metodología que permita encontrar una sensibilidad o tasa de variación para la variable número de ejes asentados, en el método de Montecarlo se utilizó el número de ejes asentados como una variable discreta en la cual todos los ejes presentan la misma posibilidad de asentarse, además se determinó el número total de viviendas que superan el estado límite para cada tipología de vivienda y estado límite.

4.2 RESULTADOS OBTENIDOS POR SIMULACIÓN DE MONTECARLO

Del total de 10000 modelos que se corrieron para cada tipología de vivienda se cuantificaron por cada estado límite el total de viviendas que sobrepasaron dicho estado. Además, del total de datos obtenidos por cada estado límite se calculó estadísticas muestrales como son la media, desviación estándar, cuartiles y coeficiente de asimetría, así como los valores máximo y mínimo obtenidos de la muestra de datos, los cuales se presentan de la Tabla 43 a la Tabla 50.

Tabla 43- Estadísticas muestrales A3-C3 2

Casa A3-C3 4								
Variable	N Pasan	Media	Desv.Est .	Mínimo	Q1	Mediana	Q3	Máximo
Asentamientos diferenciales-CP	4096	0,0389	0,016156	0,02160	0,02655	0,034580	0,04658	0,11643
Asentamientos diferenciales-LS	5087	0,0289	0,016927	0,01155	0,01639	0,021521	0,03605	0,09910
Asentamientos diferenciales-IO	9997	0,0008	0,000991	0,00001	0,00005	0,000287	0,00139	0,00617
Distorsión angular-CP	4096	0,0108	0,002807	0,00617	0,00946	0,010799	0,01207	0,02540
Distorsión angular-LS	5087	0,0076	0,003204	0,00330	0,00551	0,006483	0,01005	0,02331
Distorsión angular-IO	9997	0,0001	0,000148	0,00000	0,00002	0,000201	0,00033	0,00056

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 44- Coeficiente de asimetría Casa A3-C3 2

Casa A3-C3 4	
Variable	Asimetría
Asentamientos diferenciales-CP	157,267
Asentamientos diferenciales-LS	138,798
Asentamientos diferenciales-IO	170,981
Distorsión angular-CP	116,403
Distorsión angular-LS	100,352
Distorsión angular-IO	0,0608712

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 45-Estadísticas muestrales Casa A3-C3 4

Casa A3-C3 4								
Variable	N Pasa n	Media	Desv.Es t.	Mínim o	Q1	Median a	Q3	Máximo
Asentamient os diferenciales- CP	3860	0.0428	0.0191	0.0003	0.0249	0.0381	0.0560	0.1175
Asentamient os diferenciales- LS	4582	0.0319	0.0171	0.0002	0.0180	0.0305	0.0441	0.1047
Asentamient os diferenciales- IO	9998	0.0020	0.0030	1.29E- 05	0.00006	0.0005	0.0036	0.0250
Distorsión angular-CP	3860	0.0126	0.00553	0.006	0.00931	0.01110	0.01396	0.04020
Distorsión angular-LS	4582	0.0089	0.00427	0.0032	0.00579	0.00756	0.01192	0.03024
Distorsión angular-IO	9998	0.0003 1	0.00015 8	4.285 E-06	0.00028 6	0.00033 3	0.00038 5	0.00081 3

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 46-Coefficiente de asimetría Casa A3-C3 4

Variable	Asimetría
Asentamientos diferenciales-CP	0.87
Asentamientos diferenciales-LS	0.76
Asentamientos diferenciales-IO	2.54
Distorsión angular- CP	1.59
Distorsión angular- LS	0.77
Distorsión angular- IO	-0.36

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 47-Estadísticas muestrales Casa DT-BT 2

Casa DT-BT-2								
Variable	N	Media	Desv.Es t.	Mínimo	Q1	Mediana	Q3	Máximo
Asentamientos diferenciales-CP	5214	0.06161	0.03617	0.02305	0.03107	0.05710	0.07429	0.24002
Asentamientos diferenciales-LS	6301	0.04569	0.03039	0.01319	0.01946	0.03717	0.05810	0.19192
Asentamientos diferenciales-IO	9988	0.00255	0.00411	0.00001	0.00006	0.00023	0.00352	0.03258
Distorsión angular-CP	5214	0.01586	0.00684	0.00712	0.01027	0.01402	0.02068	0.04562
Distorsión angular-LS	6301	0.01022	0.00436	0.0039	0.00644	0.01049	0.01278	0.03169
Distorsión angular-IO	9988	0.00033	0.00008	0.000005	0.00033	0.00033	0.00037	0.00092

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 48-Coeficiente de asimetría Casa DT-BT 2

Variable	Asimetría
Asentamientos diferenciales-CP	1.59
Asentamientos diferenciales-LS	1.19
Asentamientos diferenciales-IO	2.4
Distorsión angular-CP	0.78
Distorsión angular-LS	0.83
Distorsión angular-IO	-1.08

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 49-Estadísticas muestrales Casa DT-BT 4

Variable	N	Media	Desv.Es t.	Mínimo	Q1	Mediana	Q3	Máximo
Asentamientos diferenciales-CP	3978	0.045956	0.021068	0.00011	0.026904	0.039487	0.061479	0.137562
Asentamientos diferenciales-LS	5324	0.034017	0.019381	2.970E-04	0.018918	0.031572	0.044044	0.127166
Asentamientos diferenciales-IO	9992	0.002558	0.004117	1.399E-05	0.000064	0.000236	0.003524	0.032587
Distorsión angular-CP	3978	0.012405	0.004498	0.006968	0.008644	0.011722	0.013995	0.032952
Distorsión angular-LS	5324	0.008666	0.003551	0.003708	0.006106	0.007529	0.011687	0.024964
Distorsión angular-IO	9992	0.000337	0.000084	5.35587E-06	0.000333	0.000333	0.00037	0.001458

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 50-Coeficiente de asimetría Casa DT-BT 4

Variable	Asimetría
Asentamientos diferenciales-CP	0.84
Asentamientos diferenciales-LS	1.31
Asentamientos diferenciales-IO	2.39
Distorsión angular-CP	1.29
Distorsión angular-LS	0.67
Distorsión angular-IO	-0.37

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

4.2.1 CARACTERIZACIÓN DEL ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MÁXIMO OBTENIDO EN LA MODELACIÓN

Con cada tipología y estado límite, una vez obtenido sus estadísticas muestrales, se procedió a determinar la probabilidad que tienen las casas del sector de superar dichos estados límite, para esto se dividió el número de modelos que sobrepasan el estado límite entre el total de simulaciones realizadas. Posteriormente se

determinó las distribuciones a la que se ajustan cada conjunto de datos, resultados que se presentan en la Tabla 51, Tabla 52, Tabla 53 y Tabla 54.

Tabla 51- Distribuciones probabilísticas Casa A3-C3 2

Casa A3-C3 2						
Datos	Estado Limite	Total, simulaciones	N modelos superan	Probabilidad	Distribución probabilística	Anderson-Darling
Asentamientos diferenciales	CP	10000	4096	0.4096	Log-normal	41.649
	LS	10000	5087	0.5087	Log-normal	33.574
	IO	10000	9997	0.9997	Log-normal	215.496
Distorsión angular	CP	10000	4096	0.4096	Weibull 3 parámetros	30.431
	LS	10000	5087	0.5087	Weibull 3 parámetros	57.696
	IO	10000	9997	0.9997	Weibull 3 parámetros	405.574

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 52- Distribuciones probabilísticas Casa A3-C3 4.

Casa A3-C3 4						
Datos	Estado Limite	Total, simulaciones	N modelos superan	Probabilidad	Distribución probabilística	Anderson-Darling
Asentamientos diferenciales	CP	10000	3860	0.386	Log-normal 3 parámetros	49.097
	LS	10000	4582	0.4582	Log-normal 3 parámetros	54.886
	IO	10000	9998	0.9998	Log-normal 3 parámetros	369.365
Distorsión angular	CP	10000	3860	0.3860	Weibull 3 parámetros	31.383
	LS	10000	4582	0.4582	Weibull 3 parámetros	30.732
	IO	10000	9998	0.9998	Weibull 3 parámetros	635.902

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 53-Distribuciones probabilísticas Casa DT-BT 2.

Casa DT-BT-2						
Datos	Estado Limite	Total simulaciones	N modelos superan	Probabilidad	Distribución probabilística	Anderson-Darling
Asentamientos diferenciales	CP	10000	5214	0.5214	Log-normal	73.186
	LS	10000	6301	0.6301	Log-normal	74.087
	IO	10000	9988	0.9988	Log-normal	356.788
Distorsión angular	CP	10000	5214	0.5214	Weibull 3 parámetros	31.003
	LS	10000	6301	0.6301	Weibull 3 parámetros	130.744
	IO	10000	9988	0.9988	Weibull 3 parámetros	984.126

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

Tabla 54-Distribuciones probabilísticas Casa DT-BT 2.

Casa DT-BT 4						
Datos	Estado Limite	Total simulaciones	N modelos superan	Probabilidad	Distribución probabilística	Anderson-Darling
Asentamientos diferenciales	CP	10000	3978	0.3978	Log-normal 3 parámetros	74.834
	LS	10000	5324	0.5324	Log-normal 3 parámetros	45.823
	IO	10000	9992	0.9992	Log-normal 3 parámetros	350.268
Distorsión angular	CP	10000	3978	0.3978	Weibull 3 parámetros	30.959
	LS	10000	5324	0.5324	Weibull 3 parámetros	56.988
	IO	10000	9992	0.9992	Weibull 3 parámetros	1392.494

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

De acuerdo a los datos obtenidos para las cuatro tipologías de vivienda se pudo apreciar que los datos de asentamiento diferencial se ajustan a funciones de distribución de probabilidad Weibull de 3 parámetros, log-normal simple y log normal de 3 parámetros, mientras que los datos de distorsión angular se ajusta a la función de distribución Weibull de 3 parámetros, todas estas funciones tienen como característica que pueden presentar asimetría por lo cual al tener datos que presentan asimetría positiva es decir una mayor acumulación de datos por sobre debajo de la media muestral su uso resulta adecuado para representar las CDF'S de los asentamientos diferenciales y distorsión angular.

4.2.2 GENERACIÓN DE FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA.

Las curvas de distribución acumulada (CDF), fueron realizadas en el programa MiniTab de acuerdo con las distribuciones probabilísticas que se presentan en las tablas de la sección 4.1.3. En las curvas CDF se puede conocer la probabilidad que presentan las viviendas de superar un estado límite ante un asentamiento diferencial o distorsión angular dada, los resultados se presentan a continuación.

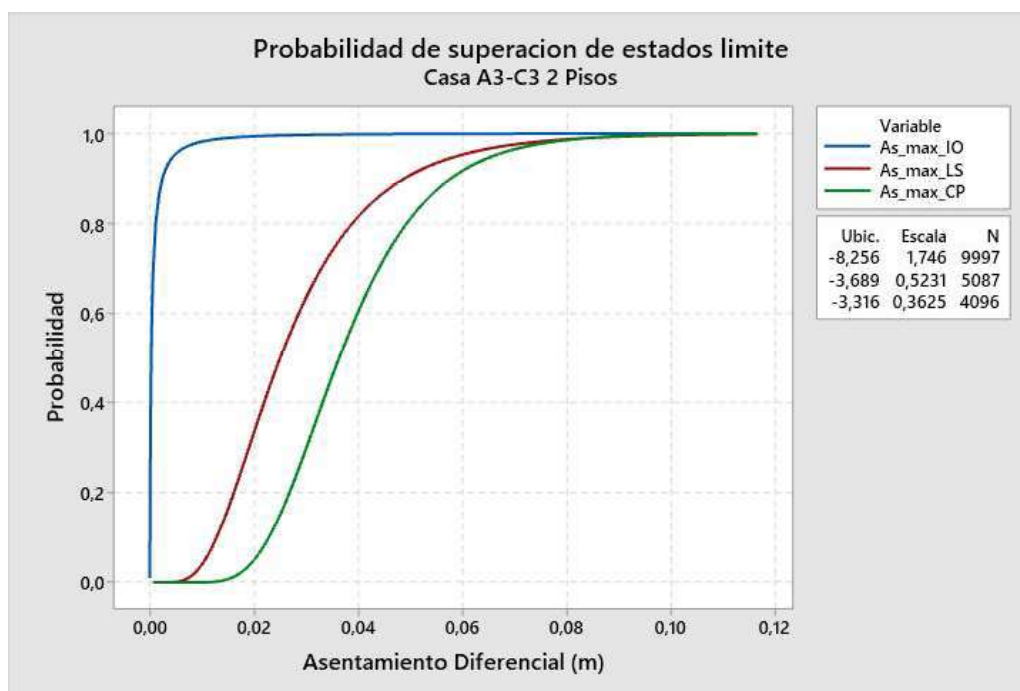


Figura 66-CDF asentamientos diferenciales Casa A3-C3 2 Pisos

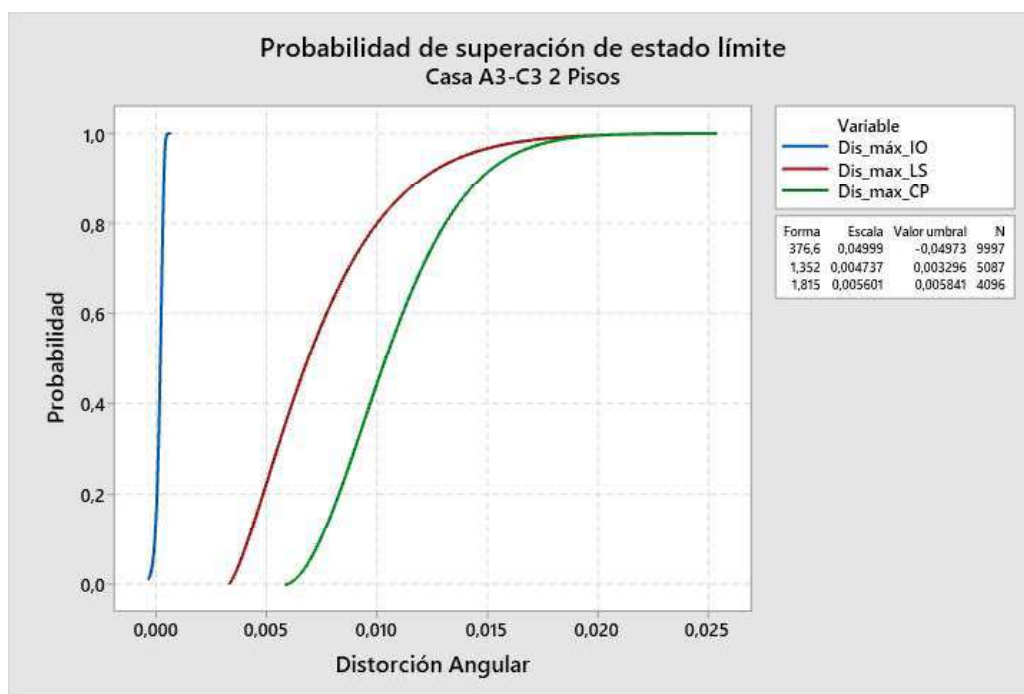


Figura 67-CDF distorsión angular Casa A3-C3 2 Pisos

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

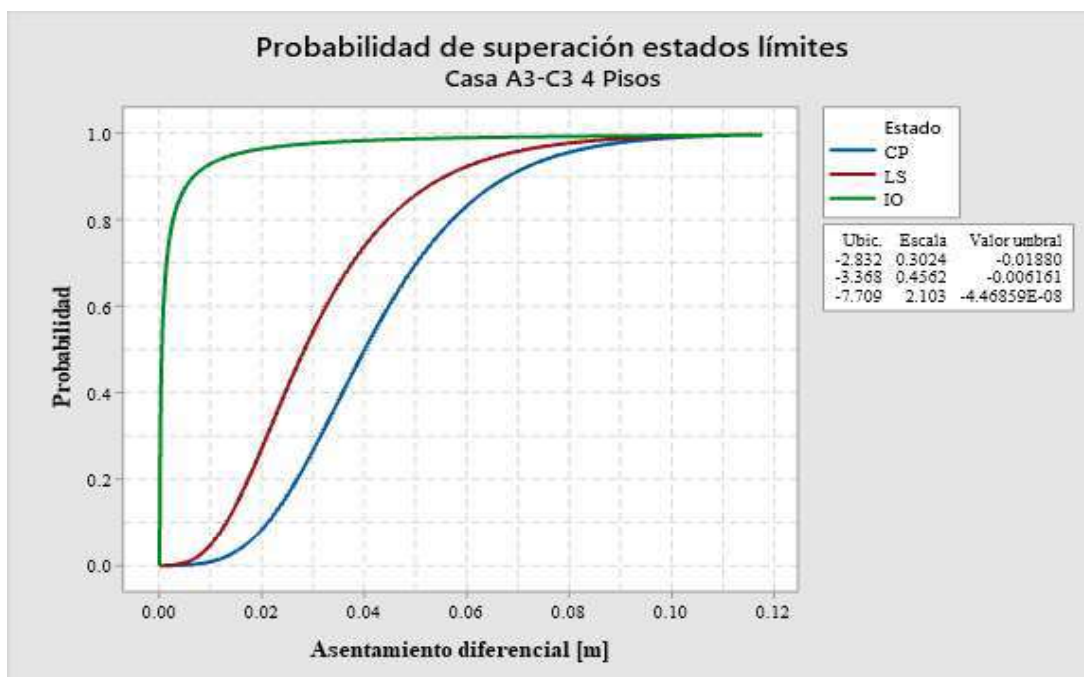


Figura 68-CDF asentamientos diferenciales Casa A3-C3 4 Pisos.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

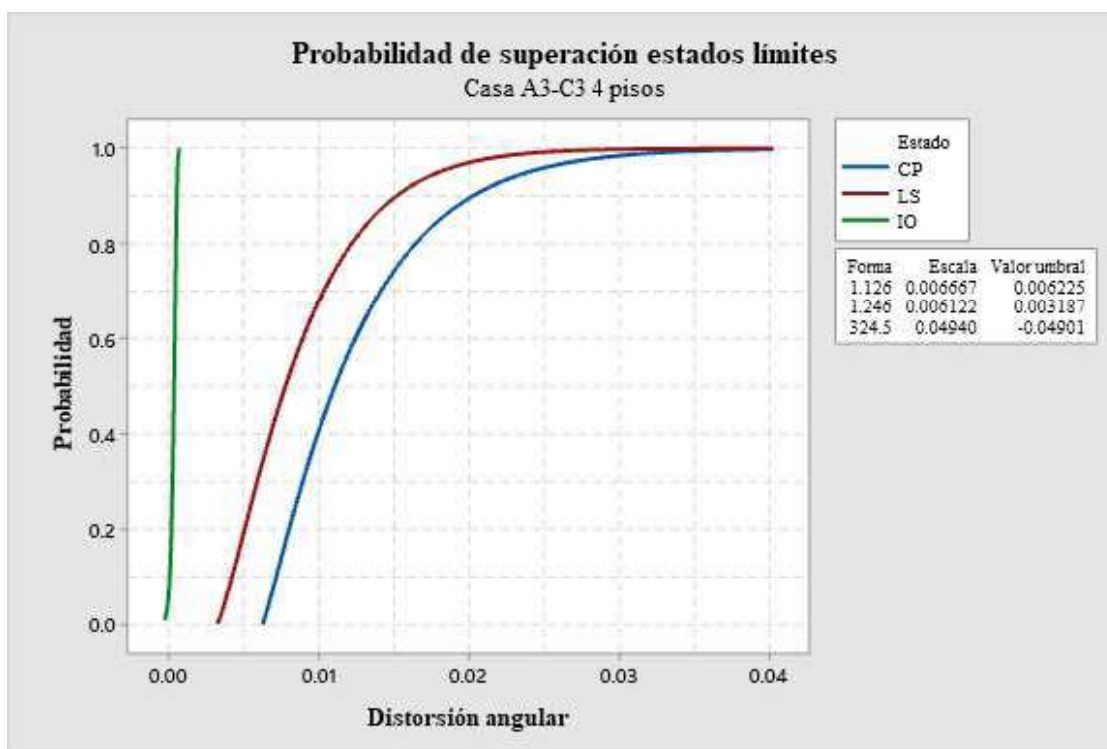


Figura 69-CDF distorsión angular Casa A3-C3 4 Pisos

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

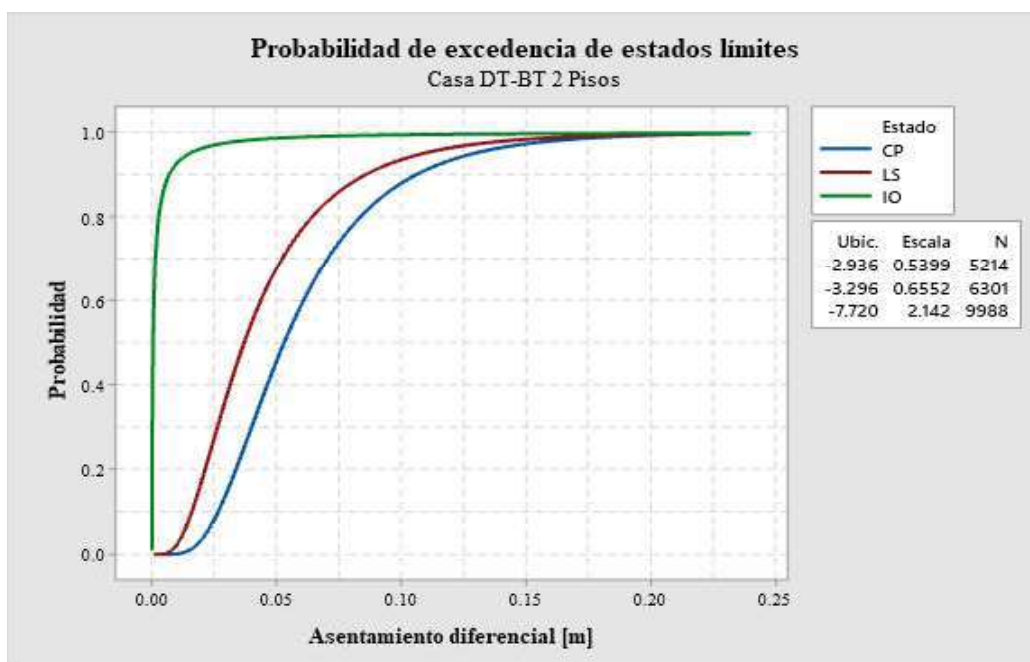


Figura 70-CDF asentamientos diferenciales Casa DT-BT 2 Pisos.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

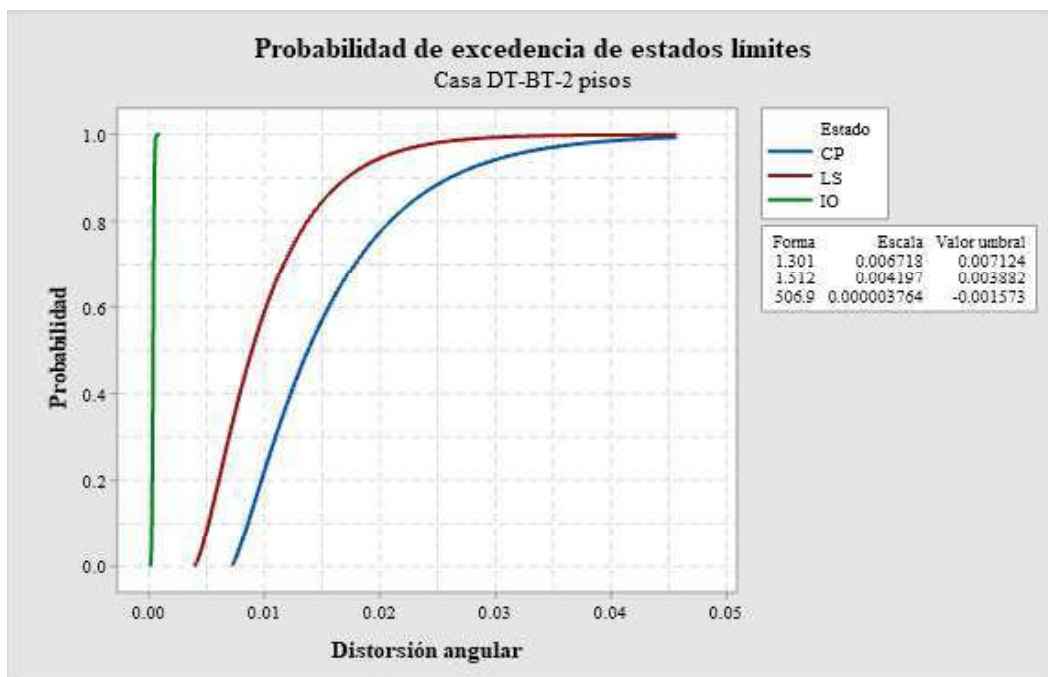


Figura 71-CDF distorsión angular Casa DT-BT 2

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

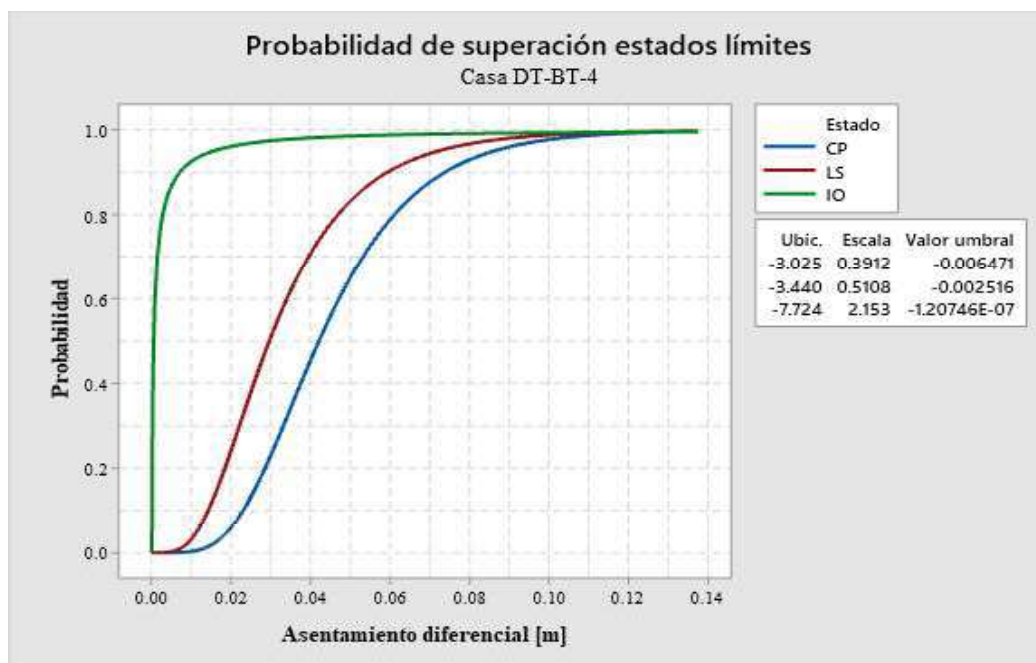


Figura 72-CDF asentamientos diferenciales Casa DT-BT 4 Pisos.

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

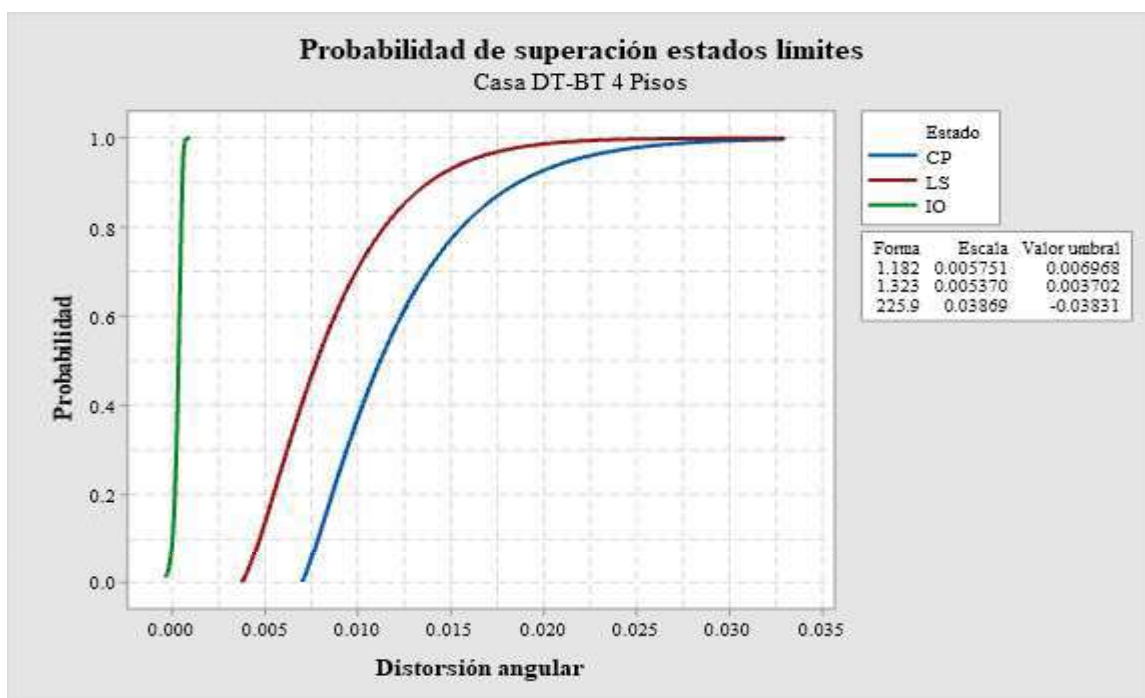


Figura 73-CDF distorsión angular Casa DT-BT 4 Pisos

Elaborado por: Casco & Parra, 2019

A partir de las CDF de probabilidad de excedencia de estados límites, se puede observar que el número de pisos influye considerablemente en los asentamientos diferenciales máximos que pueden soportar las viviendas para no sobrepasar un determinado estado límite o nivel de daño, siendo que a mayor número de pisos las viviendas presentan menor capacidad ante asentamientos diferenciales, además se puede observar que el comportamiento de las curvas es sesgado hacia la izquierda lo que implica que con asentamientos diferenciales muy pequeños se alcancen probabilidades altas de superar un estado límite.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Realizado el análisis de sensibilidad para las 5 variables de entrada del modelo seleccionadas, procedimiento necesario para proceder con el Método de Simulación de Monte Carlo, se observa que la variable: Dimensión de secciones de columnas, presenta mayor influencia en el resultado del análisis no lineal llevado a cabo, respecto a las demás variables, es decir la variación de asentamiento máximo obtenido con esta variable es mayor a las variaciones de asentamiento máximo obtenidos con las 4 variables restantes.

Considerando a la variable dimensión de sección de columnas, como la variable de mayor influencia en la variación del asentamiento máximo, hay que considerar que es la variable de menor rango de variación lo que lleva a generar variables aleatorias muy repetidas, es decir su influencia en el método de Montecarlo se reduce considerablemente, mientras que el resto de variables, aunque presenten sensibilidades bajas tienen rangos de variación muy amplios lo cual indica un mayor impacto sobre los datos que se impongan en el método de Montecarlo, por tal motivo la utilización de todas las variables son necesarias para aplicar el método de simulación de Montecarlo.

Individualmente para las tipologías de viviendas, el análisis de sensibilidad muestra que el grado de influencia (en el resultado) que tienen los parámetros seleccionados, incrementa a medida que las estructuras incursionan en el rango no lineal. De acuerdo con esto, mientras las estructuras que no superen el estado límite IO, el nivel de influencia de cualquier parámetro es muy bajo (para el rango establecido a las variables en este estudio) por lo que de considerar un análisis elástico lineal para las estructuras no haría falta considerar las variables como aleatorias sino como determinísticas con su valor más probable.

Respecto a la selección de funciones de probabilidad que se ajustan a los conjuntos de datos tanto para asentamiento diferencial como para distorsión angular, los

resultados provenientes de la simulación de Monte Carlo muestran que no siempre estos resultados se ajustan a una misma función de probabilidad, y mucho menos a una distribución normal, hecho que en muchos casos encontrados en la literatura se afirma cuando se habla de procesos que involucran una gran cantidad de variables aleatorias.

La consideración de distribución de probabilidad uniforme para la variable número de ejes asentados, tiene un significado físico en el que las estructuras se asientan en un tipo de suelo no específico para el sector, es decir que queda abierta la posibilidad de que la configuración estructural seleccionada se pueda implantar en cualquier tipo de suelo de cualquier localidad que cuente con datos probabilísticos referentes al suelo, la única forma de llevar a que los resultados sean reales del sector sería incluyendo características probabilísticas en base a datos de suelo del sector. Únicamente decimos que el estudio se aplica al Solanda debido a que las características estructurales de las viviendas si corresponden al sector (por ejemplo las 4 tipologías establecidas en los modelos estructurales, representativas del sector).

Los asentamientos diferenciales máximos obtenidos para un daño estructural en el que se supera el estado límite CP (prevención de colapso) con una probabilidad del 100% son: 12cm para las estructuras tipo A3-C3 2pisos, 11cm para las estructuras tipo A3-C3 4pisos, 20cm para las estructuras tipo DT-BT 2pisos y 12.5 cm para las estructuras tipo DT-BT 4pisos. Lo cual indica que las estructuras con más altura superan el estado límite con menores asentamientos. Esto se debe a que las estructuras, mientras más pisos tenga, más sollicitación de carga muerta y carga viva reciben las vigas cuando las columnas se asientan por lo que fallan antes de lograr grandes asentamientos diferenciales.

Se pudo evidenciar que los elementos estructurales mayormente afectados, para las condiciones de análisis (modelo estático no lineal) llevado a cabo, fueron las vigas conectadas a las columnas que conformaban al eje (o ejes) seleccionado para asentarse. Esto se debe a que las vigas son las primeras en recibir los esfuerzos producto de la disminución de la resistencia del suelo.

En cuanto al comportamiento general de los modelos, se pudo evidenciar que el comportamiento se encuentra dominado por los elementos vigas y columnas que componen los marcos estructurales, debido a que las mamposterías presentan una degradación de la rigidez rápida por lo cual su aporte es considerable para el rango lineal, pero casi nulo en el rango plástico de los modelos.

5.2 RECOMENDACIONES

Los resultados obtenidos pueden presentar mayor grado de veracidad, si las variables de entrada contemplan distribuciones de probabilidad que se ajusten a datos experimentales provenientes de ensayos que proporcionen información de las características mecánicas de los materiales que conforman la estructura. En el capítulo 10 del (ASCE 41, 2017) se detallan procedimientos estandarizados que permiten lograr este fin.

Con el fin de optimizar el tiempo de ejecución u optimizar el costo computacional de las simulaciones, se puede optar otros métodos estocásticos aproximados como el método FORM y SORM, mencionados en la sección 2.4, tomando en cuenta que estos métodos ofrecen resultados menos precisos ya que se linealiza la función de estado límite.

Existen métodos más sofisticados que permiten realizar el análisis de sensibilidad como por ejemplo el método discreto descrito en la sección 2.6.2.2, el cual no pudo ser llevado a cabo en esta investigación dada la limitación de OpenSees ya que no se tiene acceso a las matrices de rigidez de la estructura, necesarias en el método discreto de análisis de sensibilidad. Con un algoritmo que elimine esta limitación se puede obtener un análisis de sensibilidad más eficiente y preciso.

La información estadística de parámetros mecánicos de materiales, principalmente de la resistencia del hormigón es muy pobre en el Ecuador, más aun tratándose de hormigón usado e construcción de viviendas informales por lo que una recopilación de información o muestreo a nivel regional de este parámetro se hace indispensable al momento de llevar a cabo procesos con modelos probabilísticos que actualmente son herramientas potentes que poco a poco se vuelven eficientes gracias al avance

de la tecnología y que permitirían cuantificar la vulnerabilidad estructural en zonas con construcciones informales.

A manera de continuar con la evaluación integral de la vulnerabilidad estructural de las viviendas de Solanda Sector 1 se puede llevar a cabo el método de Simulación de Monte Carlo, cuya metodología se ha descrito en esta investigación, aplicado a la determinación de la capacidad de las estructuras ante cargas dinámicas o sísmicas.

Así mismo en posteriores análisis se puede contemplar otras características estructurales de las viviendas de Solanda, no contempladas en este estudio, como son la consideración de cadenas de amarre en los modelos, así como tomar en cuenta los daños que hasta la actualidad han sufrido estas estructuras.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguar, R. (2014). Análisis Matricial de Estructuras con CEINCI-LAB. Quito: Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción - ESPE.*
- Aguilar, I., & Lumbi, E. (Agosto de 2014). Diagnóstico y propuesta de reforzamiento estructural de una edificación representativa en el barrio Atucucho, de Quito (TESIS DE PREGRADO). Quito, Ecuador: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.*
- Anderson, T. W., & Darling, D. A. (Diciembre de 1954). A test of goodness of fit. Journal of the American Statistical Association, 49, 765-769.*
- ASCE 41. (2017). American Society of Civil Engineers. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.*
- ASCE, S. A. (2000). "Uniformación y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificios. Virginia, Estados Unidos: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias FEMA 356.*
- Barragué, L. C. (2010). Metodología eficiente de optimización de diseño basada en fiabilidad aplicada a estructuras. Logroño-España: (Tesis Doctoral) Universidad de La Rioja.*
- Bastidas-Arteaga, E., & Abdel-Hamid, S. (2014). Reliability Analysis Methods. ALERT Doctoral School 2014-Stochastic Analysis and Inverse Modelling, 53-77.*
- Braja M.Das. (2011). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (7ma Edición). México, D.F: Cengage Learning Editores.*
- Bucheli, J., & Realpe, G. (2018). Edstudio de Diagnóstico Preliminar "Asentamientos de viviendas en el barrio de Solanda, en la ciudad de Quito en la provincia de Pichincha". Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.*

- Cabrero, A. (16 de Mayo de 2014). *Evaluacion del confinamiento en las columnas de estructuras aporticadas bajo carga sísmica mediante análisis no lineal. (Tesina de Especialidad) Escola de Camis.*
- Carrillo, C. (Febrero de 2008). *Comparación de la respuesta sísmica incorporando y desacoplando la mampostería y técnicas de reforzamiento (Tesis de Pregado). Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército.*
- Castillo, E., & Mínguez, R. (2008). *Métodos Matemático-Informáticos de Optimización para la ingeniería. Ciudad Real: (Curso de Master y Doctorado) Universidad de Castilla- La Mancha.*
- CIB TASK GROUP 40. (Abril de 2005). *Sustainable Livelihoods in the Informal Settlements. Barquisimeto: CIB Report.*
- Delgado Vargas, M. (1996). *Ingeniería de Fundaciones. Santa Fe- Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.*
- Ditlevsen, O., & Madsen, H. (2007). *Structural Reliability Methods. Lyngby-Dinamarca: Technical University of Denmark.*
- Estrada, K., & Vivanco, N. (Julio de 2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, análisis estructural y diseño del reforzamiento de una vivienda de tres pisos ubicada en el norte de Quito-Ecuador (TESIS DE PREGRADO). Quito: ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.*
- Genescà, J., & Rosell, J. (1997). *Recomanacions per al reconeixement, la diagnosi i la teràpia d'estructures de fàbrica de maó. Catalunya, España: Institut de tecnologia de la construcció de Catalunya.*
- Ghosh, S. N. (1991). *Cement and Concrete Science & Technology. New Delhi: ABI Books Pvt. Ltd.*
- González, J. (2013). *Confiabilidad Estructural del deslizamiento de la superestructura por inundación de un puente en el estado de México. México: Universidad Autónoma del Estado de México.*

- Grijalva, L., & Narváez, H. (noviembre de 2018). *Elaboracion de curvas de fragilidad para ensayos experimentales realizados sobre mamposterías de bloques de concreto y ladrillos en Quito. (Tesis de Grado). Quito: Escuela Politécnica Nacional.*
- Heriquez, S., Aline, P., & Valdés, P. (s.f.). *Casos de asentamientos inadmisibles en suelos finos. Santiago de Chile: (Trabajo final de diploma) Universidad de Chile.*
- Holický, M. (2009). *Reliability analysis for structural design. Stellenbosch: Sun Press.*
- Krawinkler, H., & Seneviratna. (1998). *Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. Estados Unidos.*
- Mainstone, R. J., & Weeks, G. A. (1972). *The Influence of a Bounding frame on Racking Stiffnesses and Strengths of Brick Walls. Building Research Station, Garston, Watford, 27, 165-171.*
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering ASCE, 1804-1826.*
- Marinilli, A. (2009). *Análisis Probabilístico Simplificado de Pórticos de Concreto Reforzado Ante Acciones Sísmicas. Boletín Técnico IMME Vol 47 No 2, 27-36.*
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-CG. Cargas (No Sísmicas). Ecuador.*
- Mohammad, N., Liberatore, L., Mollaioli, F., & Tesfamariam, S. (2017). *Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. Engineering Structures, 150, 599-621. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.002*
- Morales, N., Osorio, S., & Vargas, E. (Enero de 2006). *"Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura*

utilizando análisis estático no lineal (pushover). El Salvador: Universidad de el Salvador.

Moya Andino, G. A. (11 de Marzo de 2015). Estudio y Análisis del comportamiento estructural de cimentaciones superficiales por efectos de consolidación del suelo de fundación, según la metodología propuesta por la norma ecuatoriana de la construcción. Ambato, Ecuador: (Tesis de Pregrado) Universidad Técnica de Ambato.

NEC-SE-RE-2015. (2015). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Guía para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras. Ecuador.

Negulescu, C., & Foerster, E. (2010). Parametric studies and quantitative assessment of the vulnerability of a RC frame building exposed to differential settlements. Francia: Natural Hazard and Earth System Sciences.

Paulina, L. (2004). Tesis de Maestría "Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado. Ambato, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.

Pitilakis, K., Crowley, H., & Kaynia, A. (2014). Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk. New York: Springer.

Python Software Foundation. (2019). Python.org. Obtenido de <https://docs.python.org/3.6/library/random.html>

Rico, S. E. (2018, 2019). PyMOTW-3 es. Obtenido de <https://rico-schmidt.name/pymotw-3/random/>

Rypley, B. D. (1987). Stochastic Simulation. New York: John Wiley & Sons, Inc.

SSCS, S. S. (1996). "Evaluation and retrofit of concrete building". California, Estados Unidos: Applied Technology Council (ATC-40).

Taylor, H. M., & Samuel, K. (1998). An Introduction to Stochastic Modeling. Third Edition. San Diego: Academic Press.

- Thomopoulos, N. T. (2013). Statistical Methods for Building Simulation Models. Essentials of Monte Carlo Simulation. New York: Springer New York Heidelberg Dordrecht London.*
- Thomopoulos, N. T. (2013). Statistical Methods for Building Simulation Models. Essentials of Monte Carlo Simulation. New York: Springer New York Heidelberg Dordrecht London.*
- UC Regents. (2006). OpenSees. Obtenido de berkeley.edu.*
- University of California, Berkeley. (10 de Mayo de 2012). OpenSeesWiki. Obtenido de http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modeling_Commands*
- Valencia, J. (2012). Análisis del método modal push-over y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el cantón de Ambato. Ambato, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.*
- Vélez-Pareja, I. (2003). Análisis de Sensibilidad. Bogotá: Decisiones empresariales bajo riesgo e incertidumbre. .*
- Vidal, V., & Goyes, F. (2016). Las cajitas de fosforo: The Solanda Housing Project. Massachusetts: Massachusetts Institute of Technology.*