

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE SEIS PISOS,
MEDIANTE UN ANÁLISIS LINEAL CONTROLADO POR
DERIVAS INELÁSTICAS Y UNA COMPROBACIÓN CON UN
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, APLICANDO LA TÉCNICA DE
PUSHOVER**

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

ALEX WLADIMIR LLANO IZA

alexito.llano@hotmail.com

DIRECTOR: M. en I. CARLOS ANDRÉS CELI SÁNCHEZ

normando.1945@gmail.com

CODIRECTOR: M. en I. DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

diegososacaiza@gmail.com

Quito, Mayo 2015

DECLARACIÓN

Yo ALEX WLADIMIR LLANO IZA, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he 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 en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

Alex Wladimir Llano Iza

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por ALEX WLADIMIR LLANO IZA, bajo mi supervisión.

M. en ING. CARLOS CELI
DIRECTOR DEL PROYECTO

M. en ING. DIEGO SOSA
CODIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A Dios por permitirme estudiar en la Escuela Politécnica Nacional y darme todas sus bendiciones para culminar una etapa de mi vida llena de aprendizajes.

A mis padres y a mis hermanos por estar siempre pendientes de mis actos y llenando mi vida de consejos y alegrías.

Al M. en Ing. Carlos Celi por ser una guía y un amigo, que me ha brindado con total apertura, todos sus conocimientos y experiencias.

Al M. en Ing. Diego Sosa por la apertura y horas dedicadas a la revisión y supervisión de esta investigación

A los profesores de la Escuela Politécnica Nacional, por brindarme sus valiosos conocimientos y sus experiencias.

A Gabriela por estar presente y estar pendiente de mí en todo momento. Muchas gracias.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios.

A mis padres Elsa y Cesar, y a mis hermanos, Gabriela, Andrés y Marc. Les amo.

A mi novia Gabriela B. por haber compartido conmigo toda esta etapa de mi vida y ser un apoyo para cumplir este momento único, te amo.

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTO	IV
DEDICATORIA	V
CONTENIDO	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XV
RESUMEN.....	XVIII
ABSTRACT.....	XX
PRESENTACIÓN	XXI
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVOS	2
1.1.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.2 JUSTIFICACIÓN	3
1.3 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A UTILIZAR	3
1.4 ALCANCE	5
CAPÍTULO 2	6
DISEÑO ESTRUCTURAL ESTÁTICO LINEAL CONTROLADO POR DERIVAS INELÁSTICAS	6
2.1 INTRODUCCIÓN	7
2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES A UTILIZAR...8	8
2.2.1 HORMIGÓN ARMADO.....	8
2.2.1.1 Hormigón.....	8
2.2.1.1.1 <i>Conglomerante</i>	9
2.2.1.1.2 <i>Áridos</i>	10
2.2.1.1.3 <i>Aditivos</i>	10
2.2.1.2 Acero	11
2.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO	12
2.3.1 CARGAS MUERTAS.....	12

2.3.2 CARGA VIVA.....	13
2.3.3 PREDIMENSIONAMIENTO	13
2.3.3.1 Predimensionamiento de vigas	13
2.3.3.2 Predimensionamiento de columnas.....	14
2.3.3.3 Predimensionamiento de losas.....	16
2.4 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL EN BASE A LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)	18
2.4.1 ANÁLISIS POR FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES.....	18
2.4.1.1 Factor de importancia de la estructura	19
2.4.1.2 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	20
2.4.1.2.1 <i>Calculo del periodo fundamental de vibración T</i>	21
2.4.1.2.2 <i>Calculo de los periodos límite de vibración</i>	21
2.4.1.3 Factor de reducción de resistencia sísmica.....	24
2.4.1.4 Factor de configuración estructural en planta y en elevación	25
2.4.1.5 Carga sísmica reactiva.....	26
2.4.1.6 Distribución vertical de fuerzas (Método Estático).....	28
2.4.2 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES	31
2.5 MODELACIÓN EN EL PROGRAMA SAP2000	32
2.5.1 MODELO TRIDIMENSIONAL	32
2.5.1.1 Geometría General	32
2.5.1.2 Definición de materiales.....	33
2.5.1.3 Geometría de los elementos de hormigón.....	33
2.5.1.4 Asignación de cargas.....	36
2.4.1.5 Diafragmas rígidos de piso	37
2.5.2 RESULTADOS	38
2.5.2.1 Comprobación de la carga reactiva y cortante basal.....	38
2.5.2.2 Justificación de los modelos matemáticos tridimensionales realizados	42
2.6 ANÁLISIS DE LAS DERIVAS DE PISO SEGÚN NEC.....	43
2.6.1 DERIVAS PRODUCIDAS POR EL MÉTODO ESTÁTICO	44
2.6.2 DERIVAS PRODUCIDAS POR EL MÉTODO DINÁMICO	45
2.7 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	46
2.7.1 COLUMNAS	47

2.7.1.1 Diseño a flexo-compresión.....	47
2.7.1.2 Diseño del refuerzo transversal	48
2.7.2 VIGAS.....	52
2.7.2.1 Diseño a flexión.....	52
2.7.2.2 Diseño a corte	57
2.7.3 CONEXIÓN VIGA - COLUMNA	60
2.7.3.1 Columna fuerte – viga débil	60
2.7.3.2 Nudo fuerte – viga débil	60
2.7.4 LOSAS.....	63
2.7.5 CONSIDERACIONES FINALES PARA EL DISEÑO.....	65
CAPÍTULO 3	66
VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO.....	66
3.1 CONSIDERACIONES NO LINEALES DE LOS MATERIALES.....	67
3.1.1 MODELOS PARA CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO	68
3.1.2 MODELO PARA EL ACERO DE REFUERZO.....	71
3.2 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA.....	71
3.3 CÁLCULO DE LA CURVA DE CAPACIDAD POR MEDIO DEL PROGRAMA SAP2000	74
3.3.1 MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL	79
3.3.2 PROCEDIMIENTO PARA MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL.....	80
3.3.2.1 Creación de los casos de carga (load cases) no lineales	84
3.3.2.2 Asignación de rotulas plásticas.	86
3.3.3 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD.....	88
3.4 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	89
3.4.1 ESPECTRO DE CAPACIDAD	90
3.4.2 ESPECTRO DE DEMANDA	91
3.4.3 PUNTO DE DESEMPEÑO.....	94
3.5 OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE SAP2000	95
3.6 SÍNTESIS DEL DESARROLLO DEL NSP, PARA CALCULAR EL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	103

CAPÍTULO 4	105
ANÁLISIS DE RESULTADOS	105
4.1 GENERALIDADES	105
4.2 RESUMEN DE CONCEPTOS BÁSICOS	105
4.2.1 ANÁLISIS LINEAL	105
4.2.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (NSP)	105
4.2.3 DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO	105
4.2.4 DERIVA INELÁSTICA MÁXIMA.....	106
4.2.5 RÓTULAS PLÁSTICAS.....	106
4.2.6 TÉCNICA DEL PUSHOVER	106
4.2.7 CURVA DE CAPACIDAD	106
4.2.8 NIVELES DE DESEMPEÑO	106
4.2.9 PUNTO DE DESEMPEÑO.....	106
4.3 ANÁLISIS Y CORRELACIÓN DE LOS RESULTADOS	107
4.3.1 VERIFICACIÓN DEL ANÁLISIS LINEAL MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	107
4.3.2 VARIACIONES DE RESULTADOS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS REALIZADOS EN EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	118
4.3.2.1 Corte Basal	118
4.3.2.2 Desplazamiento	119
4.3.2.3 Variación del punto de desempeño y del punto CP (Collapse Prevention)	120
4.3.2.4 Análisis de rótulas plásticas.....	124
4.3.3 COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO	126
4.3.4 ANÁLISIS DE ELEMENTOS DÉBILES DE LA ESTRUCTURA ..	128
CAPÍTULO 5	129
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	129
5.1 CONCLUSIONES	129
5.2 RECOMENDACIONES.....	131
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133
ANEXOS	135

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 VISTA 3D DE LA FACHADA FRONTAL Y LATERAL DEL EDIFICIO.....	4
FIGURA 1.2 PLANTA ESTRUCTURAL Y SISTEMA ESTRUCTURAL.....	4
FIGURA 2.1 RESPUESTA ESTRUCTURAL EN FUNCIÓN DE LA FUERZA Y EL DESPLAZAMIENTO.....	7
FIGURA 2.2 CURVA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DEL MODELO TRILINEAL.....	11
FIGURA 2.3 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA DE 50 CM X 60CM.....	15
FIGURA 2.4 LOSA ALIVIANA DE ESPESOR DE 20CM Y ALIVIANAMIENTOS DE 40 CM.....	17
FIGURA 2.5 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES SEGÚN EL NEC.....	22
FIGURA 2.6 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS POR NIVEL.....	30
FIGURA 2.7 ESPECTRO ELÁSTICO E INELÁSTICO DE ACELERACIONES SEGÚN NEC.....	32
FIGURA 2.8 CUADRO DE EJES EN PLANTA Y ELEVACIÓN.....	33
FIGURA 2.9 REPRESENTACIÓN DE INERCIA GRUESAS Y AGRIETADAS.....	35
FIGURA 2.10 SECCIONES DE ELEMENTOS EN PÓRTICO TIPO.....	35
FIGURA 2.11 TABLA DE INGRESO DE COEFICIENTE SÍSMICO.....	36
FIGURA 2.12 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIONES.....	37
FIGURA 2.13 DESPLAZAMIENTOS SEGÚN TIPO DE MODELO (PÓRTICO EJE F).....	38
FIGURA 2.14 DIAGRAMA DE MOMENTOS POR EL SISMO X (PÓRTICO EJE 4)	42

FIGURA 2.15 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA DE 55X60 (1.5% DE CUANTÍA DE ACERO LONGITUDINAL).....	48
FIGURA 2.16 MOMENTOS FLECTORES DE LA ENVOLVENTE DE DISEÑO EN NERVIOS DE UN PANEL TÍPICO DE LOSA.....	63
FIGURA 3.1 DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN.....	67
FIGURA 3.2 DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL ACERO.....	68
FIGURA 3.3 COMPARACIÓN DE LAS CURVAS ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN (CONFINADO Y NO CONFINADO)	70
FIGURA 3.4 CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL ACERO.....	71
FIGURA 3.5 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA, CON SUS PUNTOS NOTABLES.....	72
FIGURA 3.6 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA, COLUMNA DE 55X60 cm.....	74
FIGURA 3.7 CURVA DE CAPACIDAD TÍPICA.....	75
FIGURA 3.8 GENERALIZACIÓN DE LA RELACIÓN FUERZA DEFORMACIÓN (CURVA DE CAPACIDAD PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN)	76
FIGURA 3.9 PÓRTICO EMPLEADO PARA EL NSP (SENTIDO X).....	80
FIGURA 3.10 PROPIEDADES NO LINEALES DEL HORMIGÓN.....	81
FIGURA 3.11 PROPIEDADES NO LINEALES DEL ACERO DE REFUERZO.....	81
FIGURA 3.12 FUERAS LATERALES OBTENIDAS PARA EL ANÁLISIS NSP.	83
FIGURA 3.13 PARÁMETROS DEL CASO DE CARGA (LOAD CASE) GNL.....	85
FIGURA 3.14 PARÁMETROS DEL CASO DE CARGA (LOAD CASE) AENL.....	85
FIGURA 3.15 ASIGNACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DE CONTROL.....	86
FIGURA 3.16 ASIGNACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS A COLUMNAS.....	87
FIGURA 3.17 ASIGNACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS A VIGAS.....	87

FIGURA 3.18 MODELO 5 COMBINACIÓN DE ZONAS PLÁSTICAS (SENTIDO X)	88
FIGURA 3.19 MODELO 5 DE COMBINACIÓN DE ZONAS PLÁSTICAS.....	89
FIGURA 3.20 ESPECTRO DE RESPUESTA EN FORMATO ADRS.....	92
FIGURA 3.21 PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA (MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD)	95
FIGURA 3.22 PARÁMETROS ASIGNADOS EN EL SOFTWARE SAP2000 (MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD).....	96
FIGURA 3.23 GRAFICO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DEL MODELO 5, SAP2000.....	97
FIGURA 3.24 SECUENCIA DE FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS DEL MODELO 5 EN SENTIDO X, HASTA EL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	99
FIGURA 3.25 SECUENCIA DE FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS DEL MODELO 10 EN SENTIDO Y, HASTA EL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	101
FIGURA 3.26 INTERSECCIÓN GRÁFICA DEL ESPECTRO DE DEMANDA CON EL ESPECTRO DE CAPACIDAD, MODELOS DEL 1 AL 5 SENTIDO X.....	102
FIGURA 3.27 INTERSECCIÓN GRÁFICA DEL ESPECTRO DE DEMANDA CON EL ESPECTRO DE CAPACIDAD, MODELOS DEL 1 AL 5 SENTIDO Y.....	102
FIGURA 4.1 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 1 y 2 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	108
FIGURA 4.2 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 3 Y 4 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	108
FIGURA 4.3 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 5 Y 6 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	109
FIGURA 4.4 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 7 Y 8 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	109
FIGURA 4.5 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 9 Y 10 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	110

FIGURA 4.6 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 11 Y 12 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	110
FIGURA 4.7 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 13 Y 14 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	111
FIGURA 4.8 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 15 Y 16 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	111
FIGURA 4.9 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 17 Y 18 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	112
FIGURA 4.10 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 19 Y 20 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)	112
FIGURA 4.11 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 1 Y 2 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)	113
FIGURA 4.12 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 3 Y 4 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)	113
FIGURA 4.13 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 5 Y 6 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)	114
FIGURA 4.14 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 7 Y 8 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)	114
FIGURA 4.15 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 9 Y 10 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)	115
FIGURA 4.16 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 11 Y 12 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y).....	115
FIGURA 4.17 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 13 Y 14 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)	116
FIGURA 4.18 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 15 Y 16 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)	116
FIGURA 4.19 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 17 Y 18 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)	117
FIGURA 4.20 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 19 Y 20 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)	117
FIGURA 4.21 VARIACIÓN DEL CORTE BASAL EN FUNCIÓN DE LOS MODELOS REALIZADOS SENTIDO X.....	118

FIGURA 4.22 VARIACIÓN DEL CORTE BASAL EN FUNCIÓN DE LOS MODELOS REALIZADOS SENTIDO Y.....	119
FIGURA 4.23 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN FUNCIÓN DE LOS MODELOS REALIZADOS SENTIDO X.....	119
FIGURA 4.24 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN FUNCIÓN DE LOS MODELOS REALIZADOS SENTIDO Y.....	120
FIGURA 4.25 VARIACIÓN PUNTO DE DESEMPEÑO DE CADA MODELO REALIZADO SENTIDO X.....	120
FIGURA 4.26 VARIACIÓN PUNTO DE DESEMPEÑO DE CADA MODELO REALIZADO SENTIDO Y.....	121
FIGURA 4.27 VARIACIÓN DEL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENCIÓN) DE CADA MODELO REALIZADO SENTIDO X.....	121
FIGURA 4.28 VARIACIÓN DEL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENCIÓN) DE CADA MODELO REALIZADO SENTIDO Y.....	122
FIGURA 4.29 VARIACIÓN DEL CORTE BASAL SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y EL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENTION).....	122
FIGURA 4.30 VARIACIÓN DEL CORTE BASAL SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y EL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENTION).....	123
FIGURA 4.31 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y EL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENTION).....	123
FIGURA 4.32 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y EL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENTION).....	124
FIGURA 4.33 PORCENTAJES DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA, SENTIDO X.....	125
FIGURA 4.34 PORCENTAJES DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA, SENTIDO Y.....	125
FIGURA 4.35 RESPUESTA ESTRUCTURAL LINEAL Y NO LINEAL.....	126
FIGURA 4.36 MOMENTOS DE LA CARGA AENL SENTIDO X.....	128
FIGURA 4.37 MOMENTOS DE LA CARGA AENL SENTIDO Y.....	128

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 DIÁMETROS MÍNIMOS Y MÁXIMOS DE LAS VARILLAS DE REFUERZO.....	11
TABLA 2.2 SOBRECARGAS MÍNIMAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS.....	13
TABLA 2.3 SECCIONES DEL PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	14
TABLA 2.4 SECCIONES DEL PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	16
TABLA 2.5 TIPOS DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.....	19
TABLA 2.6 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO F_a	23
TABLA 2.7 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO F_d	23
TABLA 2.8 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO F_s	23
TABLA 2.9 COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL.....	24
TABLA 2.10 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES RECOMENDADAS.....	26
TABLA 2.11 CÁLCULO DEL PESO W	27
TABLA 2.12 REPARTICIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA POR NIVELES (MÉTODO ESTÁTICO)	29
TABLA 2.13 REVALUACIÓN DEL PERIODO DE VIBRACIÓN SEGÚN EL MÉTODO 2 DEL NEC.....	29
TABLA 2.14 RESULTADO DE REACCIONES VERTICALES EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA, DE CADA MODELO REALIZADO.....	39
TABLA 2.15 RESULTADO DE REACCIONES HORIZONTALES EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA, DE CADA MODELO REALIZADO.....	40
TABLA 2.16 DERIVAS MÁXIMAS PRODUCIDAS POR EL SISMO X EN EL PÓRTICO 7.....	44
TABLA 2.17 DERIVAS MÁXIMAS PRODUCIDAS POR EL SISMO Y EN EL PÓRTICO F.....	45

TABLA 2.18 DERIVAS MÁXIMAS PRODUCIDAS POR EL ESPECTRO DE RESPUESTA EN EL PÓRTICO F.....	45
TABLA 2.19 CALCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA DE 55X60 CM.....	50
TABLA 2.20 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA EJE 4 N+3.24.....	53
TABLA 2.21 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA EJE D N+3.24.....	55
TABLA 2.22 DISEÑO A CORTE DE VIGA EJE 4 N+3.24.....	58
TABLA 2.23 DISEÑO A CORTE DE VIGA EJE D N+3.24.....	59
TABLA 2.24 DISEÑO CONEXIÓN VIGA – COLUMNA EJE 4D.....	61
TABLA 2.25 DISEÑO DE UN NERVIÓ INTERMEDIO, DE UN PANEL INTERNO DE LOSA N+3.24.....	64
TABLA 3.1 DATOS DEL HORMIGÓN CONFINADO Y NO CONFINADO.....	70
TABLA 3.2 PUNTOS NOTABLES DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA PARA UNA COLUMNAS DE 55X60 CM.....	73
TABLA 3.3 PARÁMETROS DE MODELAMIENTO Y CRITERIOS NUMÉRICOS ACEPTADOS PARA EL PROCEDIMIENTO NO-LINEAL EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADO.....	77
TABLA 3.4 PARÁMETROS DE MODELAMIENTO Y CRITERIOS NUMÉRICOS ACEPTADOS PARA EL PROCEDIMIENTO NO-LINEAL EN COLUMNAS DE HORMIGÓN REFORZADO.....	78
TABLA 3.5 PARÁMETROS DE MODELAMIENTO Y CRITERIOS NUMÉRICOS ACEPTADOS PARA EL PROCEDIMIENTO NO-LINEAL EN LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN REFORZADO.....	79
TABLA 3.6 RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN.....	82
TABLA 3.7 CARGAS GRAVITACIONALES EN METROS LINEALES.....	83
TABLA 3.8 VALORES PARA OBTENER EL FACTOR K.....	93
TABLA 3.9 PUNTO DE DESEMPEÑO DEL MODELO 20.....	97
TABLA 3.10 RESUMEN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS REALIZADOS EN EL SENTIDO X.....	98

TABLA 3.11 RESUMEN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS REALIZADOS EN EL SENTIDO Y.....	100
TABLA 4.1 CICLOS DE CARGA DE CARGA HASTA LLEGAR AL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS 1,2 Y DE UN MODELO SIN MECANISMOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	127

RESUMEN

En el presente año en el país se aprobó un nuevo cuerpo normativo llamado Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC [12], el cual indica que en el caso de edificaciones esenciales se debe realizar una verificación del desempeño estructural. Esta disposición obliga a aplicar otro tipo de filosofía de diseño para comprobar el desempeño estructural; puesto que si se emplea únicamente el análisis lineal no es posible cuantificar el probable comportamiento de la estructura, cuando sea sometida a acciones sísmicas; ya que el análisis lineal simplemente permite limitar el desplazamiento lateral de la edificación, en función de una deriva inelástica.

Por lo cual, en la presente investigación, primero se recurre a un análisis lineal para obtener el diseño estructural de una edificación esencial de seis pisos; y consecutivamente se verifica el desempeño de la estructura con la ayuda de un análisis estático no lineal o NSP.

Cada metodología que se aplica en esta tesis, se desarrolla de la siguiente manera. Primero, el análisis lineal emplea el software SAP2000 [17] para elaborar el modelo matemático tridimensional de la estructura. Con los resultados del modelo, se diseñan las vigas y columnas que conforman la edificación, tomando en cuenta las recomendaciones del código ACI 318-08 [1] y del cuerpo normativo NEC [12].

El análisis NSP se basa en la metodología de zonas plásticas y se aplica a un pórtico central, en cada dirección principal de la estructura. Este análisis se desarrolla con la ayuda del software SAP2000 [17], el cual emplea los criterios de los códigos FEMA 356 [8] y ATC 40 [5], para obtener el desempeño estructural.

Dentro del NSP, se realizan 20 modelos con distintas variaciones de zonas plásticas en cada pórtico que se analiza.

Finalmente se verifica el desempeño de la estructura y el probable nivel de daño que pueda presentar la edificación, en función de los puntos de desempeño de todos los modelos realizados.

ABSTRACT

In the present year, in our country, a new regulatory body called Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC [12], was approved. which states that in the case of essential buildings should conduct a verification of the structural performance. That provision requires implementing other design philosophies to verify the structural performance; because if the linear analysis is used not only possible to quantify the likely behavior of the structure when subjected to seismic actions; because the linear analysis simply to limit the lateral movement of the building, according to an inelastic drift.

Therefore, in this research, first to a linear analysis is used for the structural design of a six-story building essential; and sequentially is verified the performing of the structure with the aid of a nonlinear static analysis or NSP.

Each methodology used in this thesis is developed as follows. First, the analysis uses linear SAP2000 [17] software to develop three-dimensional mathematical model of the structure. With the model results, the beams and columns that make up the building are designed, taking into account the recommendations of ACI 318-08 [1] code and the regulatory body NEC [12].

NSP analysis is based on the methodology of plastic zones and is applied to a central frame in each principal direction of the structure. This analysis is executed using the SAP2000 [17] software, which uses the criteria of FEMA 356 [8] and ATC 40 [8] codes for structural performance.

Within the NSP, 20 models with different variations of plastic zones in each frames analyzes are performed.

Finally the performance of the structure and the likely level of damage that may occur in the building, depending on the points of performance of all models made is verified.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación está conformado por cinco capítulos, estructurados de la siguiente manera:

- **CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN**

Se describen los motivos y la importancia de realizar la presente investigación, asimismo los objetivos, la justificación y una breve descripción de la estructura que se analiza.

- **CAPITULO 2: DISEÑO ESTRUCTURAL ESTÁTICO NO LINEAL CONTROLADO POR DERIVAS INELÁSTICAS**

Se presenta una breve introducción del análisis lineal y de los materiales estructurales que componen la edificación que se analiza. Asimismo se describe todo el proceso de cálculo y diseño de los elementos estructurales que conforman la edificación empelando los cuerpos normativos ACI 318-08 [1] y NEC [12].

- **CAPITULO 3: VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO**

Se realiza un análisis teórico de las principales propiedades y parámetros que conlleva el desarrollo del análisis estático no lineal o NSP, basado en zonas plásticas.

Asimismo, en este capítulo se describe el proceso para realizar el análisis NSP con la ayuda del software SAP2000 [17], donde se desarrollan 20 modelos en cada dirección de la estructura, con diferente ubicación de zonas plásticas. Posteriormente se obtiene el punto de desempeño de todos los modelos que se realizan.

- **CAPITULO 4: ANÁLISIS DE RESULTADOS**

Se definen brevemente los conceptos principales que se emplean en el presente proyecto; y consecutivamente mediante figuras se relaciona el análisis

lineal con el NSP, y de igual forma se analiza la variación de resultados que se presentan dentro del análisis estático no lineal.

- **CAPITULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Se relacionan los resultados para presentar las conclusiones y recomendaciones obtenidas de la investigación realizada.

Adicionalmente se presentan los anexos, que contienen los prediseño y diseños de los elementos estructurales, y los planos estructurales de la edificación. Asimismo en los anexos se presentan los esquemas de los modelos que se realizan con distinta ubicación de zonas plásticas.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En el año 2014, en Ecuador, se aprobó el cuerpo normativo de construcción denominado Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) [12]. En el tomo de Rehabilitación Sísmica de Estructuras de dicho cuerpo normativo manifiesta que, en el caso de edificaciones esenciales o de ocupación especial como: hospitales, centros médicos, escuelas o colegios, se debe ejecutar un análisis de verificación del desempeño sísmico.

En este sentido, la presente investigación busca realizar un diseño estructural de un edificio esencial, con el objetivo de que la edificación tenga un nivel de desempeño estructural que satisfaga las disposiciones del cuerpo normativo ecuatoriano.

Asimismo se pone en cuestión la eficiencia de la filosofía de diseño por última resistencia (o diseño basado en fuerzas) y la validez del mismo, puesto que dicha filosofía de análisis lineal, emplea en sus procesos un factor de reducción de resistencia sísmica, que está en función de la ductilidad de la estructura, parámetro inherente de los elementos estructurales que conforman la edificación, es decir la ductilidad es propia de cada edificio; y actualmente los códigos y cuerpos normativos sugieren un procedimiento inapropiado e inexacto para obtener el valor del factor de reducción de resistencia sísmica, por esta razón el diseño basado en desempeño se plantea para solventar las falencias propias del diseño basado en fuerzas.

Debido a las anteriores consideraciones, esta investigación se divide en dos partes fundamentales. La primera consta de un diseño estructural, realizado a través de un análisis lineal controlado por derivas inelásticas. Este diseño estructural también cumple con las recomendaciones sismo resistentes dispuestas por la normativa NEC [12]. La segunda parte es un análisis estático no

lineal o NSP (Nonlinear-Static-Pushover, por sus siglas en inglés) de la estructura, mediante la metodología de zonas plásticas, asumiendo una posición teórica de mecanismo de disipación de energía igual al 5% y 2.5% de la luz en ambos extremos de los miembros estructurales.

Esta investigación se aplica a un edificio de seis pisos, con 5 vanos en el eje “X” y 6 vanos en el eje “Y”. Dicha edificación pertenece a la categoría de esencial, por tal motivo, las cargas horizontales y verticales aplicadas y también los parámetros sísmo resistentes están considerados en base a la categoría de edificaciones esenciales.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar un diseño estructural de una edificación de seis pisos, mediante un análisis lineal controlado por derivadas inelásticas y comprobar a través de un análisis estático no lineal, aplicando la técnica de PUSHOVER.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Elaborar un pre-diseño de la edificación, utilizando criterios básicos de diseño.
- Elaborar un modelo tridimensional en el software SAP2000 [17].
- Elaborar un diseño estructural que satisfaga las recomendaciones del NEC [12] y el ACI 318-08 [1].
- Realizar el análisis no lineal de la edificación, mediante el método de zonas plásticas, utilizando los procesos de los documentos FEMA 273 [9], FEMA 356 [8] y ATC40 [5].
- Realizar una comparación de filosofías de diseño, entre el diseño lineal controlado por derivadas inelásticas y el diseño por desempeño.

1.2 JUSTIFICACIÓN

En la actualidad aproximadamente el 95% de cálculos estructurales correspondientes a edificios, que se realizan en la ciudad de Quito, se basan en un análisis lineal controlado por derivas inelásticas, según la entrevista realizada al Ing. Santiago Vasquez, Técnico del departamento de revisión y aprobación de planos estructurales de la Entidad Colaboradora de Pichincha; es decir no se realiza ningún otro tipo de verificación o comprobación del cálculo estructural, y los desastres que han ocurrido por causas sísmicas a lo largo de la historia del país, demuestran que un análisis lineal controlado por derivas inelásticas no es suficiente para asegurar que las estructuras no colapsen, por ende es necesario avanzar a otras técnicas y procedimientos no lineales que permitan prever el desempeño de una estructura y controlar los niveles de daño estructurales y no estructurales.

1.3 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A UTILIZAR

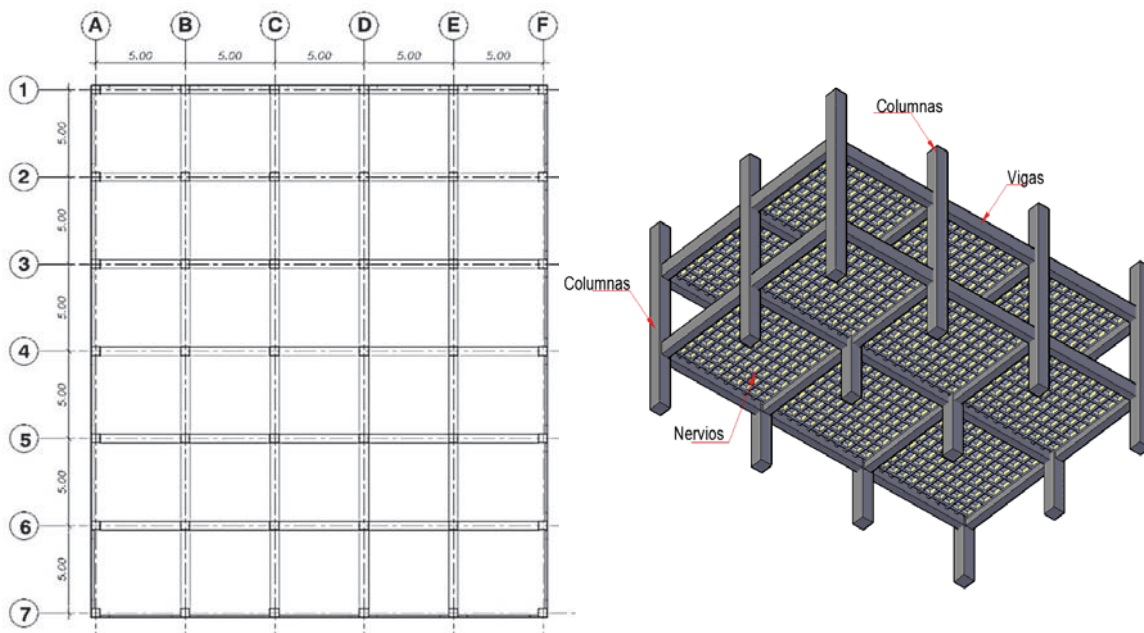
La estructura que se estudia es un edificio que reproduce un centro de salud. El edificio está emplazado en la ciudad de Quito, es de hormigón armado, consta de seis pisos y tiene una altura de 19.44 m.

La planta del edificio es regular, y la longitud de los vanos en ambos sentidos son iguales, en general la geometría del edificio es regular, tal como se puede observar en la figura 1.1.

El sistema estructural del proyecto funciona con losas nervadas en dos direcciones, apoyadas sobre vigas descolgadas, estribadas en columnas. Todo el sistema en conjunto conforma pórticos espaciales ubicados en todos los ejes del edificio, como se observa en la figura 1.2.

FIGURA 1.1 VISTA 3D DE LA FACHADA FRONTAL Y LATERAL DEL EDIFICIO

ELABORADO POR: Alex Llano

FIGURA 1.2 PLANTA ESTRUCTURAL Y SISTEMA ESTRUCTURAL

ELABORADO POR: Alex Llano.

1.4 ALCANCE

El alcance de esta investigación es:

- Elaborar un diseño estructural en base a los parámetros del análisis lineal estático, en donde se desea conocer:
 - El cortante basal que afecta al edificio
 - Secciones de elementos estructurales y armado longitudinal como transversal de los mismos.
 - Deriva inelástica máxima de cada piso
- Aplicar un análisis no lineal a la estructura mediante la técnica de PUSHOVER y conocer:
 - La curva de capacidad de la edificación.
 - En que rango de desempeño se ubica la estructura.
 - Conocer donde se generan las primeras rotulas plásticas del modelo estructural.
 - El valor de fuerza horizontal (Cortante Basal), con el cual la estructura se encuentra en el colapso.
- Comparar los resultados que se obtienen de la aplicación del análisis lineal y el análisis estático no lineal.

CAPÍTULO 2

DISEÑO ESTRUCTURAL ESTÁTICO LINEAL CONTROLADO POR DERIVAS INELÁSTICAS

En el presente capítulo se expone la manera en que se realiza el análisis lineal para obtener el diseño estructural de la edificación descrita en el capítulo anterior; aquello implica algunos procesos que se indican a continuación.

Para la elaboración de este segmento del estudio, se comienza con una breve introducción acerca del análisis lineal, y posterior a aquello se define cada uno de los materiales estructurales utilizados, puesto que es importante caracterizar brevemente cada uno de ellos para poder entender e interpretar su comportamiento en el caso de un diseño estructural lineal y un no lineal.

Posteriormente, se realiza un predimensionamiento del proyecto previa a la obtención de la cuantificación de cargas. Luego se calcula las fuerzas horizontales (sísmicas), y con la ayuda de la herramienta SAP2000 [17] se realiza el modelo matemático tridimensional del proyecto. A continuación el diseño estructural se modifica o se corrige en el software SAP2000 [17], para obtener una estructura que cumpla con el parámetro de derivas inelásticas, que consiste en controlar los valores máximos de derivas de piso, de tal manera que sean iguales o menores al 2%. Consecutivamente se procede a diseñar todos los elementos estructurales.

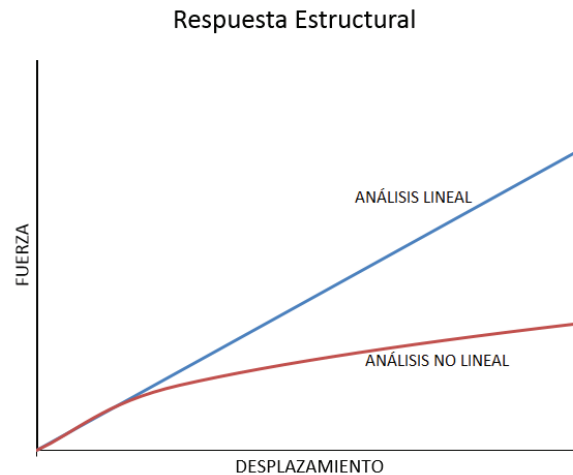
Para este capítulo, es importante mencionar que: en el proceso de diseño estructural se sigue las recomendaciones del: ACI 318-08 [1] NEC [12] y Placencia [15].

2.1 INTRODUCCIÓN

En este análisis se considera una teoría elástico lineal, en la que se obtienen los desplazamientos, deformaciones, esfuerzos y fuerzas de reacción, bajo el efecto de cargas laterales aplicadas, las cuales provienen de un espectro elástico de respuesta o de un método estático equivalente, de esta manera este análisis lineal puede ser estático o dinámico. Según el NEC [12] este análisis es considerado como una metodología de diseño basado en fuerzas.

El análisis estático lineal o AEL, considera que la relación entre efecto de carga y respuesta de la estructura es lineal, así como también la relación esfuerzo deformación de los materiales, es decir cumplen la ley de Hooke. En la figura 2.1 se ejemplifica la respuesta estructural del AEL.

FIGURA 2.1 RESPUESTA ESTRUCTURAL EN FUNCIÓN DE LA FUERZA Y EL DESPLAZAMIENTO



ELABORADO POR: Alex Llano

Al AEL y al análisis dinámico lineal se los puede resumir con las siguientes ecuaciones matriciales, respectivamente:

$$\{F\} = [K] * \{D\} \quad (2.1)$$

$$\{F\} = [K] * \{D\} + [M] * \{A\} + [C] * \{V\} \quad (2.2)$$

Donde:

$\{F\}$ = Vector de fuerzas laterales.

$\{D\}$ = Vector de desplazamientos.

$\{A\}$ = Vector de aceleraciones.

$\{V\}$ = Vector de velocidades.

$[K]$ = Matriz de rigidez de la estructura.

$[M]$ = Matriz de masa.

$[C]$ = Matriz de amortiguamiento.

El análisis dinámico lineal tiene mayor complejidad que el análisis lineal, pero tiene mayor compatibilidad con la realidad, puesto que considera la respuesta dinámica de la estructura para realizar todos sus procedimientos.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES A UTILIZAR

2.2.1 HORMIGÓN ARMADO

Es el material en el cual se integran las propiedades del hormigón simple y del acero de refuerzo, para lograr que una edificación tenga la capacidad para soportar las cargas de servicio adoptadas, y ductilidad para disipar eficientemente las fuerzas horizontales y gravitacionales, provenientes de las acciones extremas, que se presenten a lo largo de la vida útil de la edificación.

2.2.1.1 Hormigón

Es un material compuesto, que con la ayuda de un conglomerante (que en la mayoría de casos es el cemento portland), más agregados como agua, áridos y

aditivos específicos, forman una roca artificial, que obtiene mayor resistencia de trabajo con el pasar del tiempo.

Este material tiene excelente resistencia a la compresión, puesto que puede soportar gran cantidad de carga axial, con relativamente poco volumen de hormigón, pero cuando los esfuerzos son de tracción, este material es inútil prácticamente y necesita la ayuda del acero de refuerzo, del cual se hablará más adelante.

La resistencia normal del hormigón está entre 180 a 500 [kg/cm²], con densidades que varían entre 2200 a 2400 [kg/m³].

Para el diseño lineal se considera la resistencia del hormigón según el Cap. 21.1.4.2 del ACI 318-08 [1], que expresa: “la resistencia especificada a la compresión del concreto f_c , no debe ser menor que 210 Kg/cm²”, por tal motivo se escoge la mínima compresión exigida según el ACI 318-08 [1]; y para el módulo de elasticidad se adopta 200000 Kg/cm², que es un valor más real para nuestro medio, debido a que los componentes del hormigón, producidos a nivel nacional no son de buena calidad y no cumplen parámetros mecánicos como por ejemplo resistencia y abrasión.

A continuación se describirán brevemente tres componentes principales del hormigón.

2.2.1.1.1 Conglomerante

El cemento es un conglomerante hidráulico, (que endurece cuando se combina con agua), ya que al combinarse con agua forma una pasta que fragua y por medio de reacciones y procesos de hidratación, endurece y con el paso del tiempo conserva su resistencia y estabilidad incluso bajo el agua.

Este conglomerante es producto de la mezcla de calizas, margas y arcillas, las cuales se mezclan en proporciones definidas, para posteriormente calcinar esta

mezcla a una temperatura de 1450 °C para obtener clinker, material elemental del cemento portland.

2.2.1.1.2 Áridos

Los materiales áridos son las gravas y arenas que constituyen la estructura granular del hormigón. Las gravas son producto de algunos procesos como son la fragmentación de material pétreo, o del desgaste natural originado por el constante movimiento en los lechos de un río.

Según el ACI 318-08 [1], los diámetros de las gravas o agregado grueso, no deben ser superiores a:

- 1/5 de la menor separación entre los lados del encofrado,
- 1/3 de la altura de la losa,
- 3/4 del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo.

En el caso de las arenas o agregado fino es primordial realizar una correcta graduación de las arenas para que este material cumpla con sus funciones como por ejemplo la trabajabilidad y retención de agua.

Todos los áridos deben cumplir los requisitos del ASTM C33 y ASTM C330.

2.2.1.1.3 Aditivos

Los aditivos son productos que modifican algunas propiedades físicas del hormigón, tales como, tiempo de fraguado, de endurecimiento, también se los aplica para que sean reductores de agua, y mejoren la impermeabilidad del hormigón.

Es necesario tener presente que la aplicación de aditivos, siempre debe estar controlado por las normas expuestas en el capítulo 3 del ACI 318-08 [1].

2.2.1.2 Acero

Es una aleación de hierro con un porcentaje de carbono y pequeñas proporciones de otros elementos metálicos. Esta aleación, en forma de barras, es un excelente componente del hormigón armado, ya que es un material apto para resistir los esfuerzos de tracción, e incluso tiene una eficiente capacidad de resistir sollicitaciones de cortante y torsión.

TABLA 2.1 DIÁMETROS MÍNIMOS Y MÁXIMOS DE LAS VARILLAS DE REFUERZO

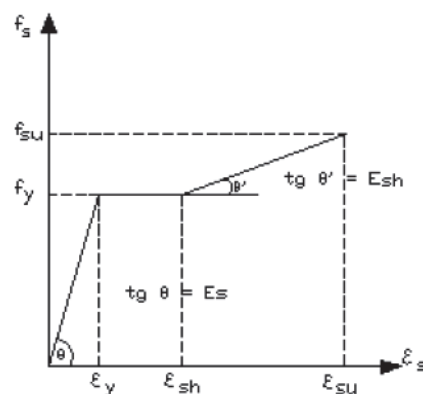
Tipo	Diámetro mínimo de barra	Diámetro máximo de barra
Barras corrugadas	8 mm	36 mm
Alambre para mallas	4 mm	10 mm
Estribos	10 mm	16 mm

FUENTE: NEC

ELABORADO POR: Alex Llano.

En el acero el esfuerzo de fluencia es la condición, en la cual el acero continua deformándose sin necesidad de incrementar cargas de tracción. En la curva esfuerzo-deformación, es la recta horizontal que sucede después del rango elástico.

FIGURA 2.2 CURVA ESFUERZO VS DEFORMACIÓN DEL MODELO TRILINEAL



FUENTE: ASPD (2003)

2.3 CUANTIFICACIÓN DE CARGAS Y PREDIMENSIONAMIENTO

Todos los parámetros y criterios para obtener los valores correspondientes a cargas vivas y sísmicas, deben relacionarse con el uso o categoría que tiene la edificación; para el caso de la investigación, estos valores de carga se fundamentan en la categoría de edificación esencial, como esta descrito en el CAPÍTULO 1.

2.3.1 CARGAS MUERTAS

Este de tipo de cargas, actúan permanentemente y son de acción gravitatoria; está compuesta por:

- El peso propio de los elementos estructurales que son columnas, vigas y losas.
- Por la carga muerta sobre impuesta que corresponde al peso de instalaciones, recubrimientos y paredes.

El peso propio de los elementos estructurales se los calcula directamente con el programa SAP2000 [17]. Es decir que los pesos de vigas, columnas y nervios están considerados por el programa; en el caso de la losa se realiza el siguiente proceso: en el programa SAP2000 [17], se crean una sección de área tipo membrana de 5 cm de espesor, y una sección de viga de 10 cm x 20 cm; estas dimensiones se eligen por que se asume una sección de losa alivianada de 20 cm de espesor, con alivianamientos de 40 cm x 40 cm x 15 cm, de tal manera que la membrana funciona como loseta y la viga como nervio. Estos elementos distribuyen las cargas aplicadas y de pesos propio, a las vigas y se dibujan en todos los paneles de cada planta del edificio.

Cabe mencionar que las dimensiones de la sección asumida de losa alivianada expuesta en el párrafo anterior, será verificada en el subcapítulo predimensionamiento de losa.

La carga muerta sobrepuesta se asume con un valor de 350 Kg/m^2 , que es un valor aceptable; puesto que la suma de los pesos de mampostería (150 kg/m^2) instalaciones (30 Kg/m^2), recubrimiento de piso (44 kg/m^2), enlucido y masillado (88 kg/m^2) resultan en un valor que se halla en el rango de 300 a 450 kg/m^2 .

2.3.2 CARGA VIVA

Son las cargas provenientes del uso y ocupación de las edificaciones; que pueden variar a lo largo de la vida útil del edificio.

Estas cargas se determinan de acuerdo a las recomendaciones del NEC [12], que expone lo siguiente:

TABLA 2.2 SOBRECARGAS MÍNIMAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Hospitales		
Sala de quirófanos	2.90	4.50
Sala de pacientes	2.00	4.50
Corredores de pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50

FUENTE: NEC

ELABORADO POR: Alex Llano.

2.3.3 PREDIMENSIONAMIENTO

2.3.3.1 Predimensionamiento de vigas

Primero se asume un valor de carga, que refleja aproximadamente la suma de las cargas gravitacionales, por tal razón se asume un valor de 1.5 T/m^2 . A continuación se escoge una viga interna del edificio y se calcula la carga uniformemente distribuida que afecta a la viga. Conocido el valor de carga, se emplea la ecuación de momento de empotramiento perfecto, para calcular los momentos negativos que afectan los extremos de la viga. Finalmente se utiliza

parte del proceso del diseño de vigas rectangulares simplemente armadas para obtener la sección de viga.

Los resultados de momentos flectores y cálculos realizados para obtener las secciones de viga se han desarrollado en el ANEXO 1.

Del resultado del predimensionamiento se obtiene las siguientes secciones de viga.

TABLA 2.3 SECCIONES DEL PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Nivel (m)	Sección	
	b (m)	h (m)
N+19,44	0,30	0,40
N+16,20	0,30	0,40
N+12,96	0,35	0,45
N+9,72	0,35	0,45
N+6,48	0,35	0,45
N+3,24	0,35	0,45

ELABORADO POR: Alex Llano

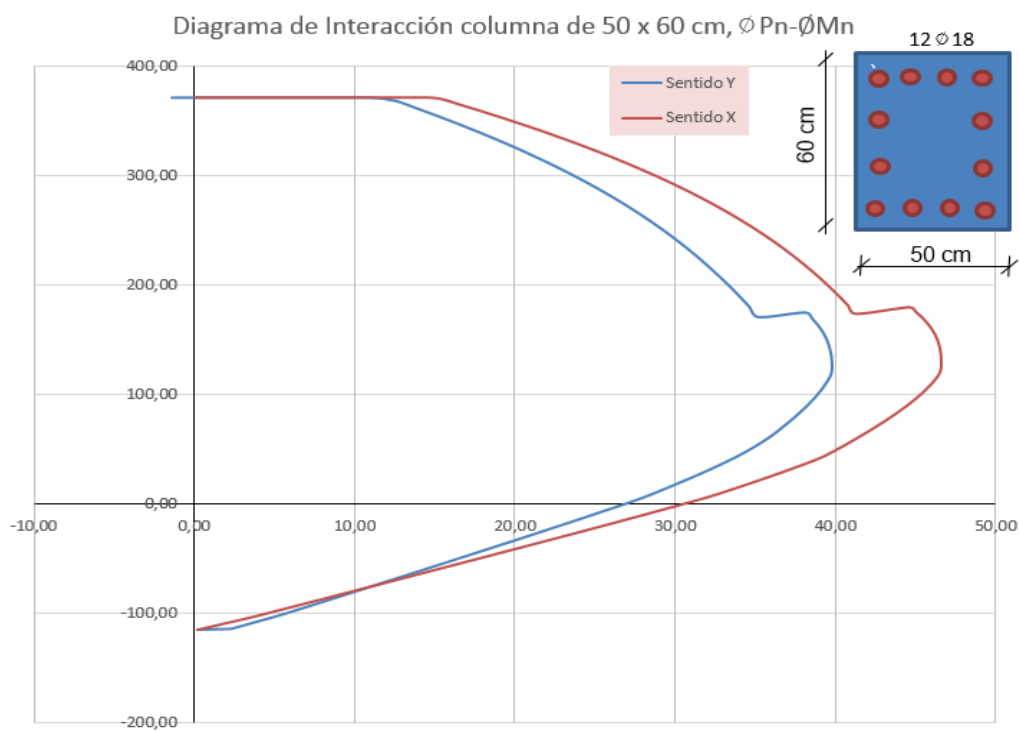
Para las vigas de los dos niveles superiores se adopta una sección menor, debido a que las cargas gravitacionales disminuyen en magnitud.

2.3.3.2 Predimensionamiento de columnas

Se establece el área cooperante, que afecta a una columna interior del edificio. El área antes mencionada se multiplica por el valor de carga última adoptado igual 1.5 T/m^2 , a su vez el resultado de este producto se vuelve a multiplicar por el número de pisos del proyecto, de esta manera se obtiene un valor aproximado de la carga axial que soporta una columna interior de la planta baja del edificio. Este procedimiento esta detallado en el ANEXO 1.

Se propone una sección de columna igual a 50 cm x 60 cm, con 12 varillas de $\phi 18$. Las cargas actuantes sobre la columna son la combinación de la carga axial obtenida anteriormente, y el momento último calculado en el prediseño de vigas; posteriormente se verifica, con el diagrama de interacción propio de la columna (**FIGURA 2.3**), si la capacidad de la columna es suficiente para soportar la combinación de acciones descritas anteriormente.

FIGURA 2.3 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA DE 50 CM X 60CM



ELABORADO POR: Alex Llano.

Tal como se procede en las vigas, las secciones de las columnas en los dos últimos pisos se disminuyen en 10 %, tanto en largo y ancho, por tal motivo las secciones de columnas provenientes del prediseño son las siguientes.

TABLA 2.4 SECCIONES DEL PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Nivel (m)	Sección	
	Largo (m)	Ancho (m)
N+19,44	0,55	0,45
N+16,20	0,55	0,45
N+12,96	0,60	0,50
N+9,72	0,60	0,50
N+6,48	0,60	0,50
N+3,24	0,60	0,50

ELABORADO POR: Alex Llano

2.3.3.3 Predimensionamiento de losas

Se calcula el valor αfm , parámetro que determina el espesor de una losa maciza, según el ACI 318-08 [1].

El parámetro αfm , según su magnitud involucra tres condiciones que se establecen como se indica a continuación:

- Si αfm es menor o igual a 0.2, el espesor mínimo de losa será igual a 125 mm, si se utiliza ábacos.
- Si αfm es mayor que 0.2 y menor a 2.0, el espesor mínimo de losa corresponde a la siguiente ecuación:

$$h = \frac{ln * (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5 * \beta(\alpha fm - 0.2)} \quad (2.3)$$

Dónde:

h= Espesor mínimo de losa maciza.

ln= Longitud del claro libre mayor en las dos direcciones.

fy= Esfuerzo de fluencia del acero.

β = Relación de las dimensiones larga a corta de las luces libres.

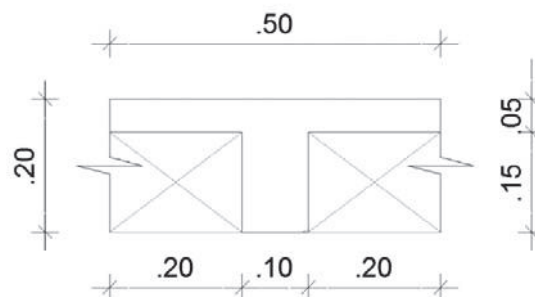
α_{fm} = Valor promedio de los valores de α_f para todas las vigas en los bordes de un panel.

- Si α_{fm} es mayor que 2.0, el espesor mínimo de losa corresponde a la siguiente ecuación

$$h = \frac{ln * (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9 * \beta} \quad (2.4)$$

Según los resultados del ANEXO 1, la magnitud de α_{fm} es igual a 2,71 razón por la cual se emplea la ecuación 2.4 y se obtiene un valor de espesor o peralte de losa maciza igual a 9,5 cm. con el peralte de losa maciza definido se asume una sección de losa alivianada de 20 cm de altura, con 5 cm de loseta de compresión y alivianamientos de 40 cm x 40 cm x 15 cm, tal como se visualiza en la figura 2.4.

FIGURA 2.4 LOSA ALIVIANA DE ESPESOR DE 20CM Y ALIVIANAMIENTOS DE 40 CM



ELABORADO POR: Alex Llano.

La inercia de la losa alivianada es 12.708,33 cm⁴, de tal forma que se puede relacionar la inercia calculada previamente, con la inercia de una losa maciza, como se indica a continuación:

$$Inercia \text{ de losa maciza} = Inercia \text{ de losa alivianada}$$

$$\frac{b * h^3}{12} = 12708.33 \text{ cm}^4 \quad (2.5)$$

Con la igualdad de inercias se conoce el valor del espesor de una losa maciza (h), en función de la inercia de la losa aliviada, de la siguiente manera:

$$h = \sqrt[3]{\frac{12708.33 * 12}{50}} = 14.50 \text{ cm} > 9.50 \text{ cm}$$

Con lo cual se verifica que la altura es mayor que el espesor de losa maciza de 9.5 cm, y razonablemente se determina que la sección asumida de losa aliviada es aceptable para el predimensionamiento.

2.4 CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL EN BASE A LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)

En este subcapítulo se encuentran las dos metodologías con las que se realiza el cálculo de las fuerzas sísmicas que afectan al edificio. Estas fuerzas resultantes se aplican en la dirección de cada eje principal de la estructura y dependen de la acción del sismo de diseño.

2.4.1 ANÁLISIS POR FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

Este análisis se basa en la aplicación de cargas horizontales distribuidas a lo alto del edificio. Estas cargas provienen del corte basal, que a su vez es el producto de varios parámetros, incluyendo una fracción de carga viva más el total del peso del edificio, y se lo calcula como:

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (2.6)$$

Dónde:

I= Factor de Importancia.

S_a= Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.

R= Factor de reducción de respuesta estructural.

ϕ_P = Factor de configuración estructural en planta.

ϕ_E = Factor de configuración estructural en elevación.

W= Carga sísmica reactiva.

Este análisis estático debe ser aplicado cuando las configuraciones, tanto en planta y elevación son regulares, y cuando la altura del edificio no sobrepase los 30 metros.

A continuación se describirán brevemente cada una de los valores que componen el cortante basal propio de la estructura.

2.4.1.1 Factor de importancia de la estructura

La función de este parámetro, en el corte basal, es incrementar la demanda sísmica según la funcionalidad que brinda la estructura a la sociedad; de este modo disminuir la posibilidad de que el sistema estructural sufra daños que impidan su uso después de la ocurrencia de un sismo. El factor de importancia, se clasifico de acuerdo a la categoría de la tabla 2.5.

TABLA 2.5 TIPOS DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA

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

FUENTE: NEC [12]

ELABORADO POR: Alex Llano

Para el caso de la investigación se escogió el valor de 1.5, ya que el proyecto será un centro médico.

NEC [12] expone que “en el caso de edificaciones esenciales y de ocupación especial deben pasar por una verificación de su correcto desempeño en el rango inelástico ante el sismo de diseño”, por tal motivo siempre es justificable realizar un análisis no lineal a las estructuras.

2.4.1.2 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Esta variable, que se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad, se calcula en base a:

- El factor de zona sísmica Z
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura
- Los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Los factores antes mencionados se relacionan mediante las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2.7)$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (2.8)$$

Dónde:

η = Razón entre la aceleración espectral,

- $\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$ Provincias del Oriente.

F_a = Coeficiente de amplificación del suelo.

T = Periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_c = Periodo límite de vibración.

r = Coeficiente referente al perfil del suelo.

El valor Z (zona sísmica), cuyo valor depende del lugar geográfico donde está emplazada la estructura, tiene el valor de 0.4; este valor es correspondiente a la ciudad de Quito, lugar donde se desarrolla este proyecto.

2.4.1.2.1 *Calculo del periodo fundamental de vibración T*

Se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$T = Ct * (hn)^\alpha \quad (2.9)$$

Donde

hn = Altura máxima del edificio desde la base de la estructura.

Ct, α = Estos valores dependen del sistema estructural del edificio. (Para lo cual se escoge $Ct = 0.055$ y $\alpha=0.9$, ya que dichos valores corresponden a un sistema de pórticos espaciales sismo resistentes con vigas descolgadas.)

$$T = 0.055 * (19.44)^{0.9} = 0.7946 \text{ seg.}$$

Cabe mencionar que la ecuación 2.9, comprende a un cálculo aproximado del periodo fundamental, razón por la cual es recomendable realizar otro procedimiento para calcular el periodo fundamental. Se recomienda usar el **Método 2** expuesto en el NEC [12].

2.4.1.2.2 *Calculo de los periodos límite de vibración*

Estos valores limitan el intervalo de la meseta del espectro elástico de aceleraciones, tal como se observa en la figura 2.4, e involucran algunos factores de amplificación del suelo, y su valor se obtiene de las siguientes expresiones.

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (2.10)$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (2.11)$$

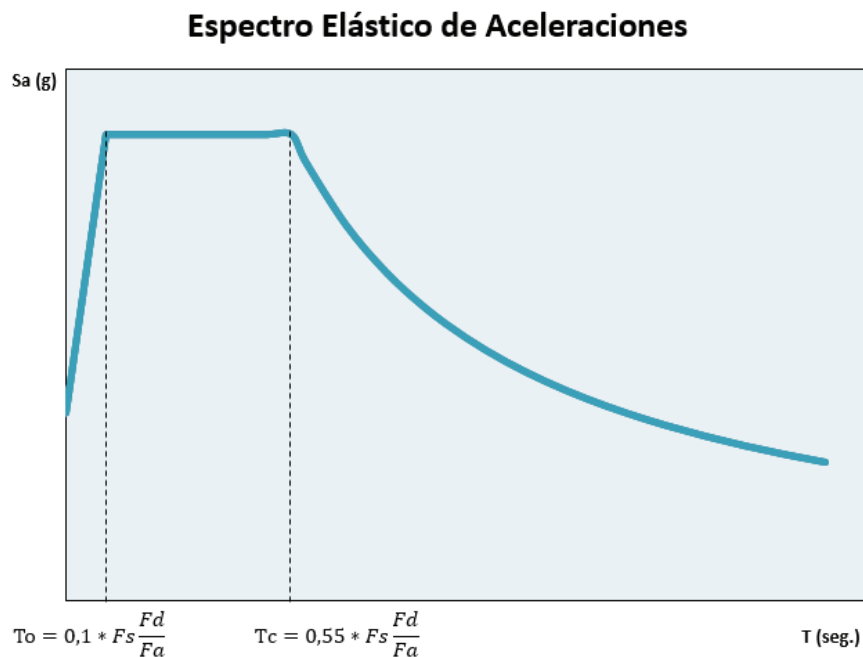
Donde:

F_s = Coeficiente de amplificación de suelo.

F_d = Coeficiente de amplificación del suelo.

Los coeficientes de amplificación del suelo dependen de las características mecánicas del suelo.

FIGURA 2.5 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES SEGÚN EL NEC



FUENTE: NEC

ELABORADO POR: Alex Llano.

Se asume que la capacidad portante del suelo es de 20 T/m², por tal motivo el tipo de perfil del suelo se categoriza como C; asumida esa categoría, se clasifica el valor de F_a , F_d y F_s conforme a las tres tablas que se muestran a continuación:

TABLA 2.6 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fa

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

FUENTE: NEC

ELABORADO POR: Alex Llano

TABLA 2.7 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fd

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5

FUENTE: NEC

ELABORADO POR: Alex Llano

TABLA 2.8 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fs

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2

FUENTE: NEC

ELABORADO POR: Alex Llano.

Los valores que se resaltan en cada una de las tablas son los que se utilizan para los cálculos.

$$T_o = 0.10 * 1.11 * \frac{1.11}{1.2} = 0.103 \text{ seg.}$$

$$T_c = 0.55 * 1.11 * \frac{1.11}{1.2} = 0.565 \text{ seg.}$$

Como el valor de T_c es mayor que T se escoge la ecuación (2.4) y se determina el valor de S_a :

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.56}{0.79}\right)^1 = 0.8459$$

2.4.1.3 Factor de reducción de resistencia sísmica

El valor R se emplea para reducir la intensidad de las fuerzas sísmicas, y depende de la ductilidad del sistema estructura. La normativa NEC [12] presenta la tabla 2.9 para obtener el valor de R , que depende del sistema estructural empleado.

Un adecuado valor de R permite que la edificación logre disipar energía correctamente a través de deformaciones inelásticas.

TABLA 2.9 COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R , Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HA , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4	3

metros.	
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

FUENTE: NEC

Según la definición del sistema estructural, con el cual funciona esta edificación, le corresponde un valor de $R=8$.

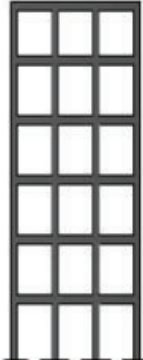
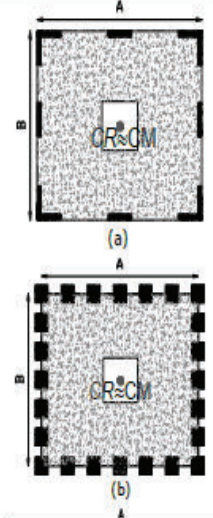
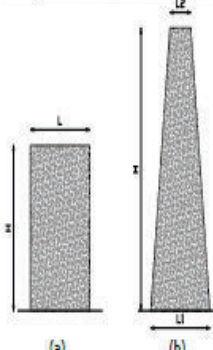
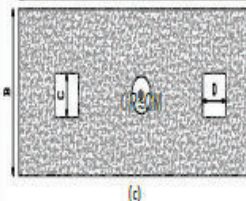
Actualmente en el factor R se encuentra una de las mayores deficiencias del análisis lineal, puesto que de este factor depende la demanda sísmica de diseño; y su forma de cálculo en los cuerpos normativos no presentan la suficiente importancia y complejidad, ya que investigaciones como las de Aguiar [3] exponen que este factor, además de depender de la ductilidad de sistema estructural, obedece de igual forma al periodo de vibración de la estructura, al tipo de suelo y a otros factores inherentes al sistema estructural.

2.4.1.4 Factor de configuración estructural en planta y en elevación

Estos factores pretenden acrecentar la magnitud del sismo de diseño mediante una penalización de las irregularidades tanto en planta como en elevación, que tiene una edificación.

Para el caso de la estructura de la investigación estos dos coeficientes, tienen el valor de 1, puesto que la configuración o geometría de la edificación es regular en planta y elevación; además cumple con las configuraciones recomendadas por la NEC [12], expuestas en la tabla 2.10.

TABLA 2.10 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES RECOMENDADAS

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{E1}=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{P1}=1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aportricados, es constante en todos los niveles.</p> <p>$\phi_{E1}=1$</p> 	<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa.</p> <p>$\phi_{P1}=1$</p> 
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional.</p> <p>$\phi_{E1}=1$</p> 	

FUENTE: NEC

2.4.1.5 Carga sísmica reactiva

Este valor se obtiene de la suma del 100% de la carga muerta (peso propio del edificio más carga muerta sobreimpuesta) más el 25% de la carga viva.

En la tabla 2.11 se presenta el peso aproximado W de la estructura.

TABLA 2.11 CÁLCULO DEL PESO W

CALCULO DEL PESO W					
No de Piso	Sección	Peso Propio (Ton)	Carga muerta sobreimpuesta (Ton)	25 %*Carga Viva (Ton)	Peso Total / Piso (Ton)
Piso 1	Col 55x60	107,90	273,11	78,03	813,23
	Vig 35x45	134,34			
	Ner10x20	129,75			
	LOSETA	90,10			
Piso 2	Col 55x60	107,90	273,11	78,03	813,23
	Vig 40x45	134,34			
	Vig 35x45	129,75			
	Ner10x20	90,10			
Piso 3	Col 55x60	53,95	273,11	78,03	808,33
	Col 50x60	49,05			
	Vig 35x45	134,34			
	Ner10x20	129,75			
	LOSETA	90,10			
Piso 4	Col 50x60	98,09	273,11	78,03	803,42
	Vig 35x45	134,34			
	Ner10x20	129,75			
	LOSETA	90,10			
Piso 5	Col 50x60	49,05	273,11	78,03	762,85
	Col45x55	40,46			
	Vig30x40	102,36			
	Ner10x20	129,75			
	LOSETA	90,10			
Piso 6	Col45x55	40,46	156,06	39,02	557,75
	Vig30x40	102,36			
	Ner10x20	129,75			
	LOSETA	90,10			
	Σ=	2608,07	1521,59	429,17	4558,82

ELABORADO POR: Alex Llano.

Como se observa en la tabla 2.11, el peso W es 4558.82 toneladas, con este valor se conoce el valor del corte basal que afecta al edificio, utilizando la ecuación 2.6

$$V = \frac{1.5 * 0.8459}{8 * 1 * 1} * 4558.82$$

$$V = 723.08 T.$$

2.4.1.6 Distribución vertical de fuerzas (Método Estático)

Se realiza mediante el proceso descrito en NEC [12].

$$F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V \quad (2.12)$$

Dónde:

W_x = Peso por piso de la estructura.

h_x = Altura de cada piso.

k = Coeficiente en función del periodo.

V = Valor del corte basal del edificio.

El valor del coeficiente k , se obtiene a partir de los siguientes intervalos del período:

- Si $T \leq 0.5$ entonces $k=1$
- Si T se encuentra entre $0.5 < T \leq 2.5$, entonces $k=0.75+0.5*T$
- Si $T > 2.5$ entonces $k=2$

En la tabla 2.12, se presenta la distribución del cortante basal en cada uno de los pisos del edificio.

TABLA 2.12 REPARTICIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA POR NIVELES (MÉTODO ESTÁTICO)

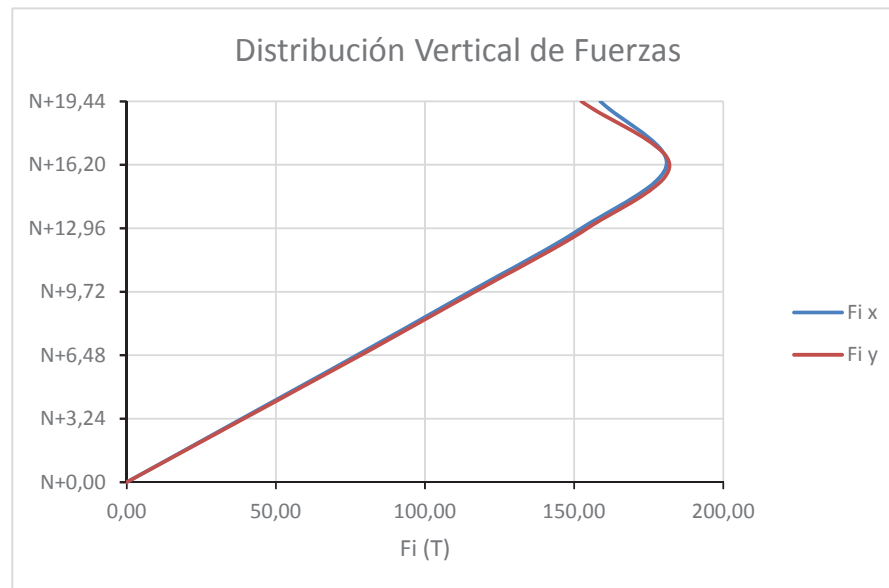
Nivel	Wi (T)	hi (T)	Wixhi (T*m)	Wixhi^k (T*m)	Wixhi/ΣWixhi (T*m)	Wixhi^k/Σwixhi^k (T*m)	Fix (T)	Fiy (T)	Vix (T)	Viy (T)
N+19,44	557,75	19,44	10842,66	27528,90	0,22	0,21	158,79	152,46	158,79	152,46
N+16,20	762,85	16,2	12358,17	32858,29	0,25	0,25	180,99	181,97	339,78	334,42
N+12,96	803,42	12,96	10412,32	27896,78	0,21	0,21	152,49	154,49	492,26	488,92
N+9,72	808,23	9,72	7856,00	21066,36	0,16	0,16	115,05	116,67	607,31	605,58
N+6,48	813,23	6,48	5269,73	14143,97	0,11	0,11	77,18	78,33	684,49	683,91
N+3,24	813,23	3,24	2634,87	7071,99	0,05	0,05	38,59	39,16	723,08	723,08

ELABORADO POR: Alex Llano

TABLA 2.13 REEVALUACIÓN DEL PERIODO DE VIBRACIÓN SEGÚN EL MÉTODO 2 DEL NEC

Nivel	Tixx (ton/cm)	Tiyy (ton/cm)	Δ ix (cm)	Δ iy (cm)	dix (cm)	diy (cm)	Fix*dix (T-cm)	Fiy*diy (T-cm)	Wi*dix^2 (T-cm)	Wi*diy^2 (T-cm)	Tx (seg)	Ty (seg)
N+19,44	1849,03	1237,78	0,08	0,12	1,08	1,38	172,22	211,00	656,06	1068,35	0,42	0,47
N+16,20	2667,27	1852,26	0,13	0,18	0,99	1,26	180,75	229,43	760,83	1212,71		
N+12,96	2667,27	1852,26	0,18	0,26	0,87	1,08	132,86	166,90	609,92	937,61		
N+9,72	2934,00	2465,38	0,21	0,25	0,69	0,82	79,01	95,24	381,16	538,61		
N+6,48	2934,00	2465,38	0,23	0,28	0,48	0,58	37,02	44,70	187,17	264,87		
N+3,24	2934,00	2465,38	0,25	0,29	0,25	0,29	9,51	11,49	49,39	69,95		
						Sumatoria =	611,37	758,76	2644,53	4092,10		

ELABORADO POR: Alex Llano

FIGURA 2.6 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS POR NIVEL

ELABORADO POR: Alex Llano.

En la tabla 2.12 se indica el revaluó del periodo de vibración, mediante la ecuación 2.13 del NEC [12]. Dicha revaluación se utiliza para establecer mayor compatibilidad entre los resultados que se obtienen de cálculos manuales y los resultados que calcula el programa SAP2000 [17], puesto que las ecuaciones descritas anteriormente para el cálculo del periodo fundamental de vibración son generales y no involucran parámetros específicos del edificio como son la rigidez de piso o la geometría de la edificación.

$$F_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} * V \quad (2.13)$$

En la figura 2.6, se observa claramente como la distribución de fuerzas sísmicas es prácticamente triangular, pero dicha distribución no refleja con precisión la realidad, ya que las masas dentro de un edificio no se reparten equitativamente en cada planta del edificio. Por tal motivo se realiza otro tipo de análisis, en el cual se considera la respuesta dinámica de la estructura. De tal forma que en el

siguiente subcapítulo se desarrolla el cálculo de las fuerzas sísmicas con la aplicación de un análisis dinámico basado en el espectro de aceleraciones.

2.4.2 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES

El análisis modal espectral, calcula los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones en cada modo de vibración usando un espectro elástico de aceleración. Posteriormente combina todos los valores máximos por medio del método de Combinación Cuadrática Completa, CQC (por sus siglas en inglés) o el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, SRSS (por sus siglas en inglés), para obtener los valores de desplazamiento y fuerzas correspondientes a cada nivel del edificio.

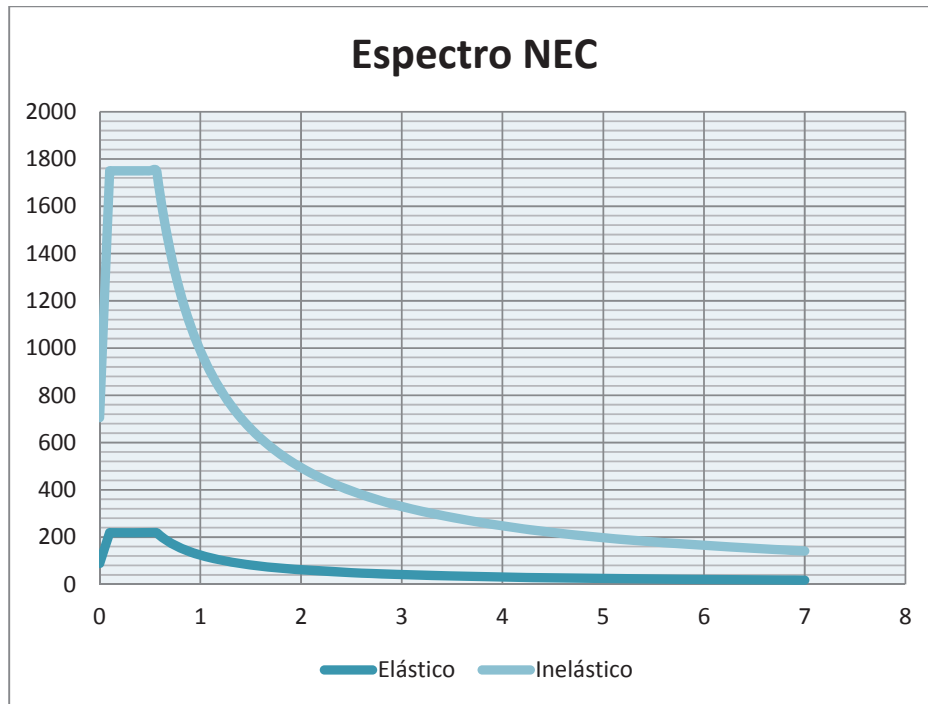
El espectro elástico del edificio, se obtiene con los siguientes parámetros:

Z=	0,4	R=	6
l=	1,5	r=	1
n=	2,48	Φ_p =	1
Fa=	1,2	Φ_e =	1
Fd=	1,3		
Fs=	1,3		

Además se utiliza las ecuaciones 2.7 y 2.8, descritas anteriormente.

En la figura 2.7, se exponen los espectros elástico e inelástico de aceleración. El espectro que se utiliza para el diseño estructural es el espectro elástico, ya que este espectro considera la ductilidad proporcionada por el sistema estructural.

FIGURA 2.7 ESPECTRO ELÁSTICO E INELÁSTICO DE ACELERACIONES SEGÚN NEC



ELABORADO POR: Alex Llano.

2.5 MODELACIÓN EN EL PROGRAMA SAP2000

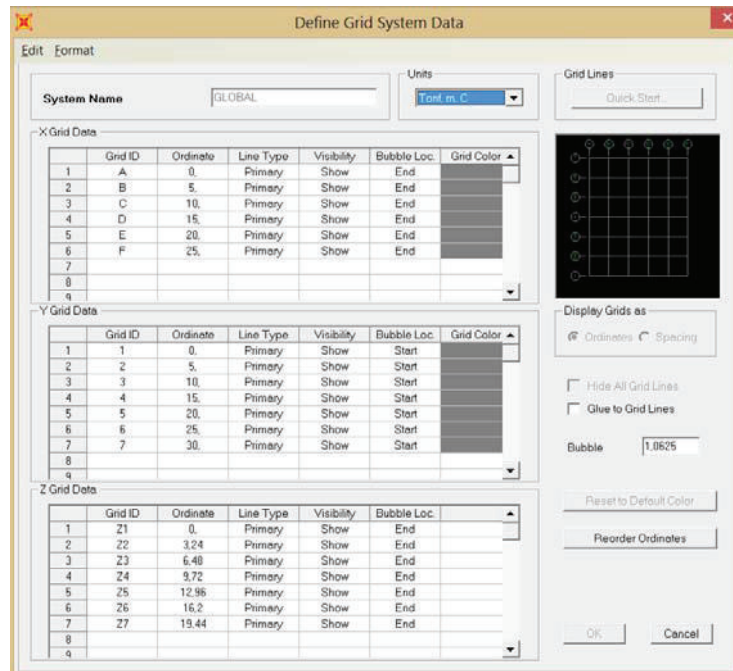
Se utiliza la herramienta computacional SAP2000 [17], para construir un modelo matemático tridimensional de la estructura y posteriormente se verifica que el diseño estructural cumpla con las recomendaciones Sismo-Resistentes de las normativas NEC [12] y ACI 318-08 [1]. Cumplidas dichas recomendaciones se realizan los diseños finales de vigas, columnas y losas.

2.5.1 MODELO TRIDIMENSIONAL

2.5.1.1 Geometría General

Se define los grids (ejes) de la estructura en planta y en elevación, tal como se indica en la figura 2.8.

FIGURA 2.8 CUADRO DE EJES EN PLANTA Y ELEVACIÓN



FUENTE: SAP2000 [17]

ELABORADO POR: Alex Llano

2.5.1.2 Definición de materiales

Para las columnas, vigas, loseta y nervios de hormigón se crea un material llamado $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ con los siguientes parámetros:

- Peso específico del hormigón: 2.4 t/m³
- Resistencia del hormigón: 210 kg/cm²
- Fluencia del acero: 4200 kg/cm²
- Módulo de Poisson: 0.2

2.5.1.3 Geometría de los elementos de hormigón

Según el prediseño que se describió en el subcapítulo anterior, se emplean columnas de 55x60 cm en los tres primeros pisos, para el cuarto y el quinto piso se utilizan columnas de 50x60cm y en el último piso columnas de 45x55cm.

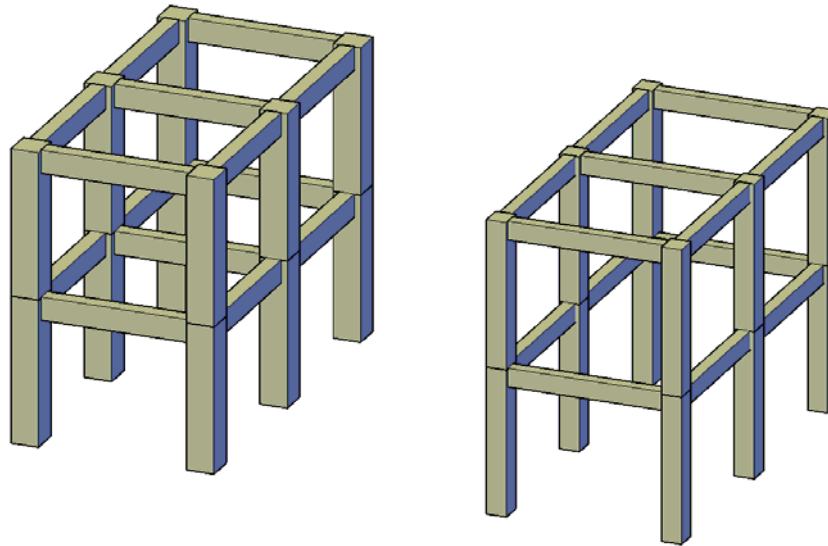
En las vigas se utilizaron dos secciones diferentes, la primera de 35x45 cm en los cuatro primeros pisos y de 30x40 cm en los dos últimos pisos.

Para el cálculo de las derivas máximas inelásticas y las rigideces, los elementos de hormigón armado deben presentar una disminución de inercia es decir se debe trabajar con inercias agrietadas. De esta manera se asigna a las columnas un agrietamiento correspondiente a $0.8 \cdot I_g$, donde I_g es la inercia gruesa de la sección. Este valor se fundamenta en que las columnas son elementos que contienen mayor cuantía de acero a flexión que las vigas y soportan mayor cantidad de carga axial, parámetros que disminuyen el agrietamiento.

En el caso de las vigas para establecer un valor de agrietamiento, se debe considerar la cuantía de acero a flexión, además de como esta considerada la inercia de la losa y los nervios, en tal caso como se explicará más adelante, solo los nervios aportan con rigidez, por tal motivo a las vigas se les considera una disminución del 40% de su inercia gruesa resultando $0.6 \cdot I_g$. En la figura 2.9 se representa un esquema simbólico de lo que representa las inercias agrietadas.

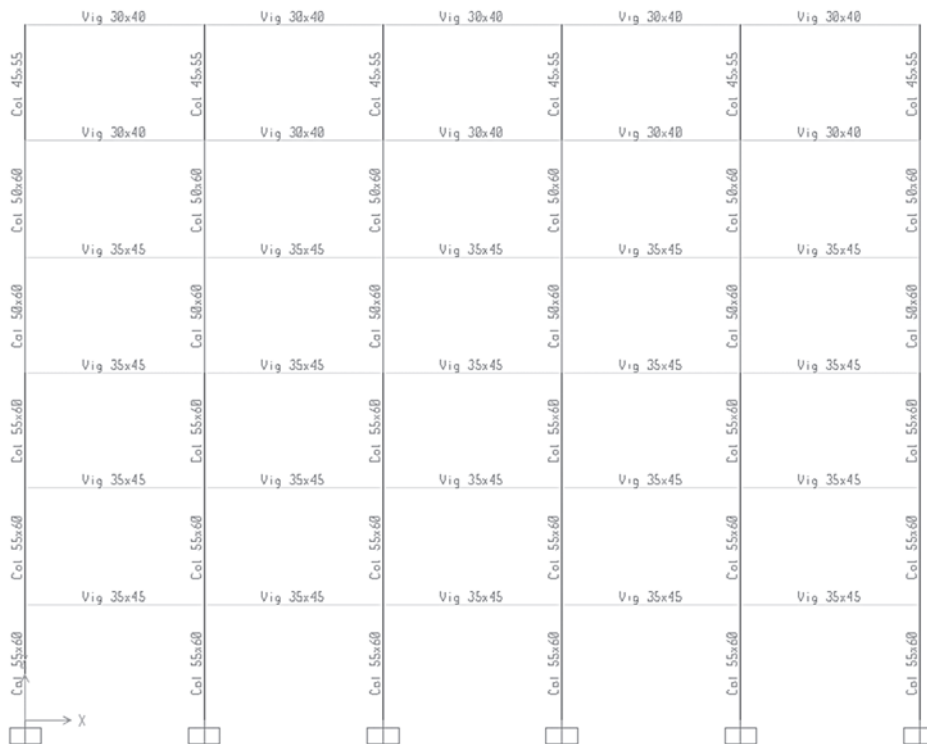
La losa se compone de nervios de 10x20cm y de una loseta tipo membrana de 5cm de espesor; los nervios no se agrietan para este modelo de tal forma que su inercia se mantiene intacta. Para la loseta el agrietamiento es total, es decir se disminuirá toda su inercia gruesa, ya que esta loseta solo servirá para transmitir las cargas gravitacionales a las vigas y nervios, y estos a su vez a las columnas. Por tal motivo los nervios mantienen su inercia sin alteraciones, ya que estos elementos son los que brindan rigidez axial a la losa.

FIGURA 2.9 REPRESENTACIÓN DE INERCIAS GRUESAS Y AGRIETADAS
 Inercias Gruesas Inercias Agrietadas



ELABORADO POR: Alex Llano.

FIGURA 2.10 SECCIONES DE ELEMENTOS EN PÓRTICO TIPO



FUENTE: SAP2000 [17]

ELABORADO POR: Alex Llano

2.5.1.4 Asignación de cargas

Las cargas gravitacionales se aplican uniformemente en el elemento tipo membrana que conforma la loseta; las cargas aplicadas son:

- Carga viva: 400 kg/cm²
- Carga muerta de paredes, instalaciones, recubrimientos, etc.: 350 kg/cm²

Las cargas sísmicas se aplican mediante dos métodos, el estático y dinámico.

En el método estático se modifican los coeficientes sísmicos que presenta el software SAP2000 [17].

El primer valor que se modifica es el coeficiente C, que corresponde al porcentaje de la carga reactiva, que forma el cortante basal que afecta a la estructura, cuyo valor corresponde al 15.86 %. También se debe variar la dirección en los análisis

Los coeficientes que se modifican son los que se señalan en la figura 2.11.

FIGURA 2.11 TABLA DE INGRESO DE COEFICIENTE SÍSMICO

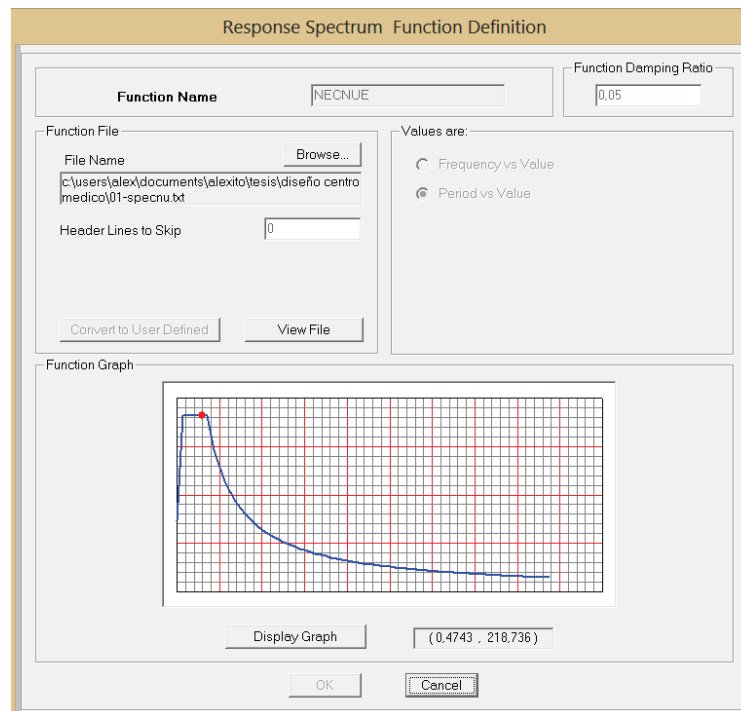
FUENTE: SAP2000 [17]

ELABORADO POR: Alex Llano

En el caso del método dinámico, como se menciona anteriormente, se desarrolla por el análisis modal espectral, de tal forma que se debe ingresar el espectro de

respuesta en el programa informático SAP2000 [17]. La forma de ingresar este espectro es desde un archivo de texto con extensión txt. Posteriormente se comprueba que los valores de la gráfica calculada sean los mismos que se presentan en el software SAP2000 [17].

FIGURA 2.12 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIONES



FUENTE: SAP2000 [17]

ELABORADO POR: Alex Llano

2.4.1.5 Diafragmas rígidos de piso

Esta herramienta tiene como fin unir todos los nudos de cada planta, con un diafragma rígido, (para cada nivel de la estructura), para que todos los nudos de la planta se desplacen unificadamente.

Para la presente investigación se desarrollan dos modelos tridimensionales; uno de ellos presenta diafragmas rígidos respectivos a cada nivel del edificio y el otro modelo no tiene diafragmas rígidos. En la figura 2.13 se presentan dos imágenes de pórticos deformados, respectivas a cada modelo realizado.

Como se observa, en la figura 2.13, el valor del desplazamiento por carga sísmica, es diferente en cada imagen, puesto que la condición de diafragma hace que todos los elementos estructurales de la planta aporten con su rigidez para soportar cargas horizontales, por tal motivo la deformación disminuye.

Asimismo el modelo que presenta mayor deformación, denota que existe menos rigidez horizontal que afronte la aplicación de fuerzas horizontales, de tal manera que la justificación de la realización de los dos modelos se explica con los resultados.

FIGURA 2.13 DESPLAZAMIENTOS SEGÚN TIPO DE MODELO (PÓRTICO EJE F)

Modelo con Diafragmas Rígidos de piso.

Modelo sin Diafragmas Rígidos de piso

Joint Object 15633		Joint Element 15633	
	1	2	3
Trans	0,00375	0,04008	6,287E-04
Rotn	-5,909E-04	6,539E-05	2,498E-04

Joint Object 15633		Joint Element 15633	
	1	2	3
Trans	-2,565E-05	0,08979	5,816E-04
Rotn	-0,00201	2,523E-05	4,407E-05

FUENTE: SAP2000 [17]

ELABORADO POR: Alex Llano

2.5.2 RESULTADOS

Una vez que se realiza la modelación de la estructura, en el software SAP2000 y se obtienen resultados, se ejecutan comprobaciones para confirmar que los datos ingresados en el software arrojan resultados similares a los cálculos manuales.

2.5.2.1 Comprobación de la carga reactiva y cortante basal

Para comprobar que el programa este tomando correctamente la carga reactiva para el cálculo del cortante basal, se crea una combinación de carga llamada

masa que abarca el 100% de la carga muerta total y el 25% de la carga viva. Los resultados se presentan en la tabla 2.14.

TABLA 2.14 RESULTADO DE REACCIONES VERTICALES EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA, DE CADA MODELO REALIZADO

TABLA DE RESULTADOS MODELO CON DIAFRAGMA RÍGIDO DE PISO				TABLA DE RESULTADOS MODELO SIN DIAFRAGMA RÍGIDO DE PISO			
Nudo	Nombre de la carga	Nivel (m)	Fz (Ton)	Nudo	Nombre de la carga	Nivel (m)	Fz (Ton)
43	MASA	N+0,00	51,43	43	MASA	N+0,00	50,68
44	MASA	N+0,00	83,67	44	MASA	N+0,00	83,14
45	MASA	N+0,00	83,93	45	MASA	N+0,00	82,77
46	MASA	N+0,00	83,71	46	MASA	N+0,00	82,75
47	MASA	N+0,00	83,93	47	MASA	N+0,00	82,77
48	MASA	N+0,00	83,67	48	MASA	N+0,00	83,14
49	MASA	N+0,00	51,43	49	MASA	N+0,00	50,68
50	MASA	N+0,00	82,46	50	MASA	N+0,00	82,68
51	MASA	N+0,00	140,80	51	MASA	N+0,00	142,75
52	MASA	N+0,00	141,22	52	MASA	N+0,00	142,15
53	MASA	N+0,00	140,83	53	MASA	N+0,00	142,09
54	MASA	N+0,00	141,22	54	MASA	N+0,00	142,15
55	MASA	N+0,00	140,80	55	MASA	N+0,00	142,75
56	MASA	N+0,00	82,46	56	MASA	N+0,00	82,68
57	MASA	N+0,00	83,08	57	MASA	N+0,00	82,47
58	MASA	N+0,00	141,92	58	MASA	N+0,00	142,47
59	MASA	N+0,00	142,46	59	MASA	N+0,00	141,84
60	MASA	N+0,00	142,04	60	MASA	N+0,00	141,78
61	MASA	N+0,00	142,46	61	MASA	N+0,00	141,84
62	MASA	N+0,00	141,92	62	MASA	N+0,00	142,47
63	MASA	N+0,00	83,08	63	MASA	N+0,00	82,47
64	MASA	N+0,00	83,08	64	MASA	N+0,00	82,47
65	MASA	N+0,00	141,92	65	MASA	N+0,00	142,47
66	MASA	N+0,00	142,46	66	MASA	N+0,00	141,84
67	MASA	N+0,00	142,04	67	MASA	N+0,00	141,78
68	MASA	N+0,00	142,46	68	MASA	N+0,00	141,84
69	MASA	N+0,00	141,92	69	MASA	N+0,00	142,47
70	MASA	N+0,00	83,08	70	MASA	N+0,00	82,47
71	MASA	N+0,00	82,46	71	MASA	N+0,00	82,68
72	MASA	N+0,00	140,80	72	MASA	N+0,00	142,75
73	MASA	N+0,00	141,22	73	MASA	N+0,00	142,15
74	MASA	N+0,00	140,83	74	MASA	N+0,00	142,09
75	MASA	N+0,00	141,22	75	MASA	N+0,00	142,15

TABLA 2.14 CONTINUACIÓN

76	MASA	N+0,00	140,80	76	MASA	N+0,00	142,75
77	MASA	N+0,00	82,46	77	MASA	N+0,00	82,68
78	MASA	N+0,00	51,43	78	MASA	N+0,00	50,68
79	MASA	N+0,00	83,67	79	MASA	N+0,00	83,14
80	MASA	N+0,00	83,93	80	MASA	N+0,00	82,77
81	MASA	N+0,00	83,71	81	MASA	N+0,00	82,75
82	MASA	N+0,00	83,93	82	MASA	N+0,00	82,77
83	MASA	N+0,00	83,67	83	MASA	N+0,00	83,14
84	MASA	N+0,00	51,43	84	MASA	N+0,00	50,68
		$\Sigma=$	4537,0216			$\Sigma=$	4537,0212

ELABORADO POR: Alex Llano

Como se observa en la tabla 2.14, se concluye que las cargas gravitacionales ingresadas en la herramienta computacional, están correctas, ya que la sumatoria de las reacciones verticales en los nudos de planta baja, concuerdan cercanamente con el valor del cálculo realizado manualmente en la tabla 2.11.

Para el caso del cortante basal, se realiza una comprobación similar a la de carga reactiva mencionada anteriormente, puesto que se revisa las reacciones horizontales por carga sísmica en cada modelo matemático tridimensional realizado. Los resultados se presentan a continuación.

TABLA 2.15 RESULTADO DE REACCIONES HORIZONTALES EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA, DE CADA MODELO REALIZADO

TABLA DE RESULTADOS MODELO CON DIAFRAGMA RÍGIDO DE PISO				TABLA DE RESULTADOS MODELO SIN DIAFRAGMA RÍGIDO DE PISO			
Nudo	Nombre de la carga	Nivel (m)	Fx (Ton)	Nudo	Nombre de la carga	Nivel (m)	Fy (Ton)
43	SX	N+0,00	-12,32	43	SY	N+0,00	-14,04
44	SX	N+0,00	-13,26	44	SY	N+0,00	-17,24
45	SX	N+0,00	-13,92	45	SY	N+0,00	-17,23
46	SX	N+0,00	-14,58	46	SY	N+0,00	-17,26
47	SX	N+0,00	-15,24	47	SY	N+0,00	-17,23
48	SX	N+0,00	-15,90	48	SY	N+0,00	-17,24
49	SX	N+0,00	-16,20	49	SY	N+0,00	-14,04

TABLA 2.15 CONTINUACIÓN

50	SX	N+0,00	-15,84	50	SY	N+0,00	-14,89
51	SX	N+0,00	-17,01	51	SY	N+0,00	-18,48
52	SX	N+0,00	-17,86	52	SY	N+0,00	-18,44
53	SX	N+0,00	-18,70	53	SY	N+0,00	-18,46
54	SX	N+0,00	-19,55	54	SY	N+0,00	-18,44
55	SX	N+0,00	-20,39	55	SY	N+0,00	-18,48
56	SX	N+0,00	-20,84	56	SY	N+0,00	-14,89
57	SX	N+0,00	-15,60	57	SY	N+0,00	-15,07
58	SX	N+0,00	-16,74	58	SY	N+0,00	-18,68
59	SX	N+0,00	-17,58	59	SY	N+0,00	-18,63
60	SX	N+0,00	-18,41	60	SY	N+0,00	-18,66
61	SX	N+0,00	-19,24	61	SY	N+0,00	-18,63
62	SX	N+0,00	-20,07	62	SY	N+0,00	-18,68
63	SX	N+0,00	-20,53	63	SY	N+0,00	-15,07
64	SX	N+0,00	-15,60	64	SY	N+0,00	-15,07
65	SX	N+0,00	-16,74	65	SY	N+0,00	-18,68
66	SX	N+0,00	-17,58	66	SY	N+0,00	-18,63
67	SX	N+0,00	-18,41	67	SY	N+0,00	-18,66
68	SX	N+0,00	-19,24	68	SY	N+0,00	-18,63
69	SX	N+0,00	-20,07	69	SY	N+0,00	-18,68
70	SX	N+0,00	-20,53	70	SY	N+0,00	-15,07
71	SX	N+0,00	-15,84	71	SY	N+0,00	-14,89
72	SX	N+0,00	-17,01	72	SY	N+0,00	-18,48
73	SX	N+0,00	-17,86	73	SY	N+0,00	-18,44
74	SX	N+0,00	-18,70	74	SY	N+0,00	-18,46
75	SX	N+0,00	-19,55	75	SY	N+0,00	-18,44
76	SX	N+0,00	-20,39	76	SY	N+0,00	-18,48
77	SX	N+0,00	-20,84	77	SY	N+0,00	-14,89
78	SX	N+0,00	-12,32	78	SY	N+0,00	-14,04
79	SX	N+0,00	-13,26	79	SY	N+0,00	-17,24
80	SX	N+0,00	-13,92	80	SY	N+0,00	-17,23
81	SX	N+0,00	-14,58	81	SY	N+0,00	-17,26
82	SX	N+0,00	-15,24	82	SY	N+0,00	-17,23
83	SX	N+0,00	-15,90	83	SY	N+0,00	-17,24
84	SX	N+0,00	-16,20	84	SY	N+0,00	-14,04
		$\Sigma=$	-719,57			$\Sigma=$	-719,57

ELABORADO POR: Alex Llano

En la tabla 2.15, se observa como la sumatoria de fuerzas horizontales para cada modelo cumple cercanamente con el valor calculado manualmente en el subcapítulo 2.4.1.5, por tal motivo se aceptan como válidos los modelos tridimensionales realizados, y se procede a justificar el desarrollo de los dos

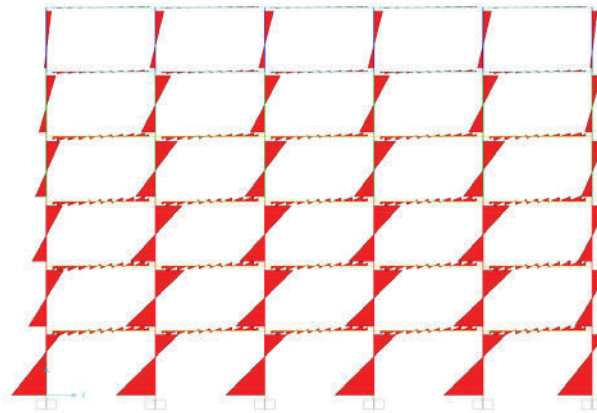
modelos analizados, para posteriormente verificar el cumplimiento de las derivas inelásticas.

2.5.2.2 Justificación de los modelos matemáticos tridimensionales realizados

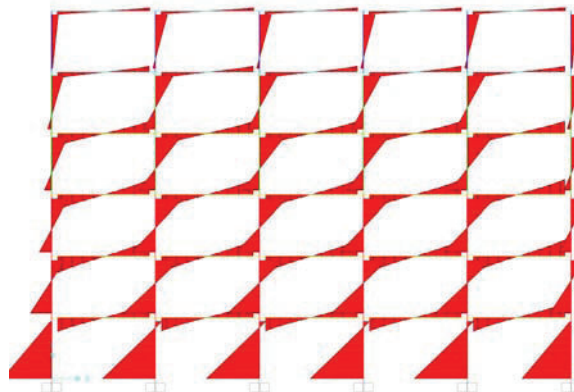
La condición de diafragma rígido, genera que en cada modelo la transmisión de cargas sea distinta, y por lo tanto los valores de esfuerzos cortantes y momentos presentes en columnas, vigas y nervios sean distintos en cada modelo; como se aprecia en la figura 2.14.

FIGURA 2.14 DIAGRAMA DE MOMENTOS POR EL SISMO X (PÓRTICO EJE 4)

Modelo con Diafragmas Rígidos de piso.



Modelo sin Diafragmas Rígidos de piso.



FUENTE: SAP2000 [17]

ELABORADO POR: Alex Llano

Los momentos en cada modelo de la figura 2.14, demuestran diferentes respuestas de los elementos estructurales ante la aplicación de cargas. Puesto que en el modelo con diafragmas rígidos, las columnas presentan mayores valores de momento, que en el modelo sin diafragmas, ya que el diafragma rígido no permite que se deforme axialmente la losa y por ende todos sus elementos disminuyen su disipación de energía provocando mayores esfuerzos a la columna.

Cuando la estructura no presenta diafragmas rígidos de piso, los elementos losa, vigas y nervios se deforman axialmente y se flexionan, por tal motivo las vigas que son elementos en los cuales predomina la deformación por flexión, presentan mayores valores de momentos flectores, que en el modelo matemático con diafragmas rígidos. En el caso de los nervios sucede lo mismo que en las vigas.

Con lo que se menciona previamente, los diseños de columnas, vigas y losas (nervios), corresponden a un distinto modelo matemático tridimensional. En definitiva cada diseño depende de los resultados obtenidos de la envolvente de diseño respectiva de cada modelo realizado.

2.6 ANÁLISIS DE LAS DERIVAS DE PISO SEGÚN NEC

El diseño lineal del edificio tiene que ser verificado mediante derivas inelásticas, para demostrar que la estructura no presenta desplazamientos relativos excesivos entre pisos consecutivos, y verificar que el diseño estructural tenga la suficiente rigidez para soportar el sismo de diseño aplicado a la estructura.

Según la normativa NEC [12], las derivas máximas de cada piso no deben exceder el valor del 2%; cantidad que representa a la deriva inelástica para estructuras de hormigón armado.

En el software SAP2000 [17], se obtienen los valores de los desplazamientos más críticos de cada piso y con la ecuación 2.11, se realiza el cálculo de la deriva

máxima. Con el valor de la deriva máxima de piso calculada, se procede a obtener la deriva máxima inelástica mediante la ecuación 2.12.

El valor de la deriva inelástica máxima debe ser menor al 2%, magnitud máxima permitida según el cuerpo normativo NEC [12].

$$\Delta i = \frac{\delta i - \delta(i - 1)}{H_i} \quad (2.14)$$

$$\Delta m = 0.75 * R * \Delta i \quad (2.15)$$

Dónde:

δi = Es el desplazamiento del piso i.

H_i = Altura de entrepiso.

Δi = Deriva máxima de piso.

Δm = Deriva máxima de inelástica de piso.

R= Factor de reducción de respuesta estructural.

2.6.1 DERIVAS PRODUCIDAS POR EL MÉTODO ESTÁTICO

Se analizan dos pórticos de la estructura del modelo con diafragmas rígidos de piso, donde las derivas máximas están dentro del límite permitido por el NEC [12].

TABLA 2.16 DERIVAS MÁXIMAS PRODUCIDAS POR EL SISMO X EN EL PÓRTICO 7

DERIVAS PÓRTICO 7 SISMO X					
Piso	Nivel	Nombre de la carga	Δi	Δm	<2%
6	N+19,44	SX	0,0010	0,66	ok
5	N+16,20	SX	0,0016	0,96	ok
4	N+12,96	SX	0,0020	1,25	ok
3	N+9,72	SX	0,0024	1,45	ok
2	N+6,48	SX	0,0026	1,57	ok
1	N+3,24	SX	0,0019	1,15	ok
PB	N+0,00	SX	0,0000	0	ok

ELABORADO POR: Alex Llano

TABLA 2.17 DERIVAS MÁXIMAS PRODUCIDAS POR EL SISMO Y EN EL PÓRTICO F

DERIVAS PÓRTICO F SISMO Y					
Piso	Nivel	Nombre de la carga	Δi	Δm	<2%
6	N+19,44	SY	0,0012	0,72	ok
5	N+16,20	SY	0,0017	1,05	ok
4	N+12,96	SY	0,0023	1,40	ok
3	N+9,72	SY	0,0025	1,47	ok
2	N+6,48	SY	0,0027	1,60	ok
1	N+3,24	SY	0,0020	1,21	ok
PB	N+0,00	SY	0,0000	0	ok

ELABORADO POR: Alex Llano.

2.6.2 DERIVAS PRODUCIDAS POR EL MÉTODO DINÁMICO

El cálculo de derivas inelásticas mediante el análisis modal espectral, se verifica en un pórtico con diafragmas rígidos como se muestra en la tabla 2.18.

TABLA 2.18 DERIVAS MÁXIMAS PRODUCIDAS POR EL ESPECTRO DE RESPUESTA EN EL PÓRTICO F.

DERIVAS PÓRTICO F ESPECTRO DE RESPUESTA							
Piso	Nivel	Nombre de la carga	Δix	Δiy	Δmx	Δmy	<2%
6	N+19,44	SPEC	0,0008	0,0009	0,4898	0,5411	ok
5	N+16,20	SPEC	0,0012	0,0013	0,7309	0,7996	ok
4	N+12,96	SPEC	0,0016	0,0018	0,9663	1,0702	ok
3	N+9,72	SPEC	0,0019	0,0019	1,1480	1,1598	ok
2	N+6,48	SPEC	0,0021	0,0021	1,2620	1,2850	ok
1	N+3,24	SPEC	0,0015	0,0016	0,9263	0,9783	ok
PB	N+0,00	SPEC	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	Ok

ELABORADO POR: Alex Llano.

En las tablas 2.16, 2.17 y 2.18 se muestra que las derivas están dentro del límite del 2% de deriva inelástica máxima, es así entonces que se desarrolla el diseño final de los elementos estructurales que componen el edificio.

2.7 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Todos los elementos estructurales deben ser diseñados para las condiciones más críticas que se pueden presentar a lo largo de la vida útil de la estructura: y dicha condición crítica se genera con la aplicación de la envolvente de diseño, que es un diagrama de fuerzas y momentos, que se compone por los valores más altos de esfuerzos cortantes y axiales, y momentos flectores y torsionales, provenientes de las combinaciones de carga. Las combinaciones de carga que se utilizan, son tomadas del NEC [12] y son las siguientes:

- Combinación 1: $1.4 \cdot D$
- Combinación 2: $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$
- Combinación 3: $1.2 \cdot D + 1 \cdot L$
- Combinación 4: $1.2 \cdot D + 1 \cdot S_x + 1 \cdot L$
- Combinación 5: $1.2 \cdot D - 1 \cdot S_x + 1 \cdot L$
- Combinación 6: $1.2 \cdot D + 1 \cdot S_y + 1 \cdot L$
- Combinación 7: $1.2 \cdot D - 1 \cdot S_y + 1 \cdot L$
- Combinación 8: $0.9 \cdot D$
- Combinación 9: $0.9 \cdot D + 1 \cdot S_x$
- Combinación 10: $0.9 \cdot D - 1 \cdot S_x$
- Combinación 11: $0.9 \cdot D + 1 \cdot S_y$
- Combinación 12: $0.9 \cdot D - 1 \cdot S_y$
- Combinación 13: $1.2 \cdot D + \text{SPEC} + 1 \cdot L$
- Combinación 14: $0.9 \cdot D + \text{SPEC}$

Donde:

D= Carga muerta total de la estructura.

L= Carga viva.

S_x= Sismo en dirección X.

S_y= Sismo en dirección Y.

SPEC= Espectro de respuesta.

2.7.1 COLUMNAS

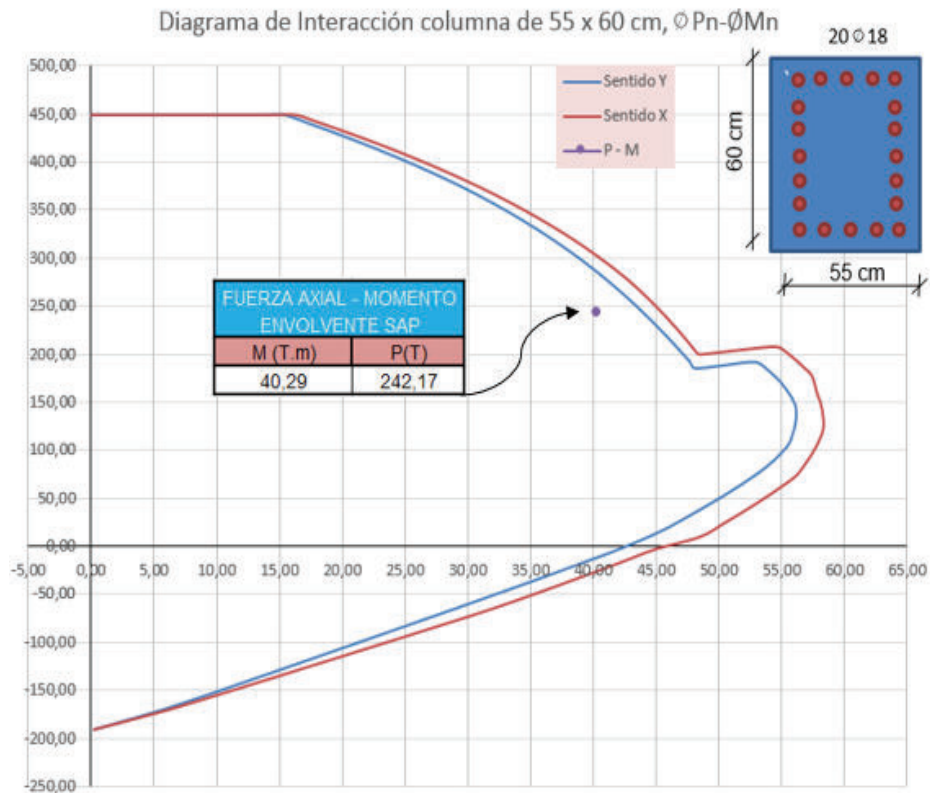
2.7.1.1 Diseño a flexo-compresión

Las secciones de columnas están gobernadas por los momentos de la envolvente de diseño del modelo con diafragmas de losa, puesto que este modelo genera que las columnas absorban mayor cantidad de momento.

El diseño a flexo-compresión, se lo realiza mediante diagramas de interacción (representan la capacidad inherente a la columna) y con los datos de momento flector y carga axial que provienen de la envolvente de diseño que se calcula en software SAP2000 [17].

En la figura 2.15 se expone la comprobación entre la capacidad (diagrama de interacción) y las solicitaciones (momento y carga axial), y se observa que la capacidad es mayor a las solicitaciones, por ende es suficiente la sección y armado propuesto y se procede a calcular el refuerzo transversal.

FIGURA 2.15 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA DE 55X60 (1.5% DE CUANTÍA DE ACERO LONGITUDINAL)



ELABORADO POR: Alex Llano

Los diagramas de interacción de las dos secciones de columnas que se emplean en pisos superiores se encuentran en el ANEXO 2, donde se aprecia que las secciones de columna de 50x60 cm y de 45x55 cm, también tienen mayor capacidad que los puntos de momento y carga axial provenientes de la envolvente de diseño.

2.7.1.2 Diseño del refuerzo transversal

Este tipo de refuerzo es el encargado de resistir el corte actuante en toda la altura de la columna y proporcionar el suficiente confinamiento a la misma.

Dentro de este procedimiento se deben establecer los espaciamientos entre estribos y la longitud L_o , que es la longitud donde se espera exista fluencia de los elementos, dichas longitudes se calculan de acuerdo a la siguientes expresiones.

$$s = \min \left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 * \phi l; 10 \text{ cm} \right) \quad (2.16)$$

$$l_o = \max \left(b; h; \frac{l_c}{6}; 45 \text{ cm} \right) \quad (2.17)$$

Todas las ecuaciones y criterios que se utilizan en esta parte del procedimiento, son tomadas del ACI 318-08 [1] y de Placencia [15]. A continuación en la tabla 2.19, se presenta un desarrollo del diseño del refuerzo transversal en una columna del primer piso.

Cabe mencionar que los diseños de las demás secciones de columnas se encuentran en el ANEXO 2 de esta investigación.

TABLA 2.19 CALCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA DE 55X60 CM

DATOS		Es =	2100000	kg/cm ²
b=	55	f'c =	210	kg/cm ²
h =	60	fy =	4200	kg/cm ²
recub.=	6	Hc=	2,79	m
d =	54			

ACERO LONGITUDINAL		As min=	33cm ²
r min=	0,01	As max=	99cm ²
r max=	0,03		
As asumi=	50,89cm ²	ok	∅ 18

ACERO TRANSVERSAL		ESPESOR EN MITAD		Lo	
d/2	27	6*∅c	min	h	Hc/6
		10,8	15	60 cm	47 cm
				55 cm	45 cm

ESPESOR EN CABEZA Y PIE		RAMAS LARGAS	
b/4	h/4	6*∅c	min
14 cm	15 cm	10,8 cm	10 cm
smin=	10 cm		

RAMAS CORTAS		CONFINAMIENTO	
Ag=	3.300,00 cm ²	Ag=	3.300,00 cm ²
Ac=	2.646,00 cm ²	Ac=	2.646,00 cm ²
Ash1	2,00 cm ²	Ash max=	2,43 cm ²
Ash2	2,43 cm ²	Ash2	2,21 cm ²

RAMAS LARGAS		CONFINAMIENTO	
Ag=	3.300,00 cm ²	Ag=	3.300,00 cm ²
Ac=	2.646,00 cm ²	Ac=	2.646,00 cm ²
Ash1	1,82 cm ²	Ash max=	2,21 cm ²
Ash2	2,21 cm ²	Ash2	2,21 cm ²

TABLA 2.19 CONTINUACIÓN

$\phi_e = 10$

CORTE

Mb x=	74,85 T.m
Vu x=	53,66 T

Mby=	77,29 T.m
Vuy=	55,41 T

Vc=	22,58 T
-----	---------

Vc=	22,81 T
-----	---------

Vs=	40,54 T
Vs<4Vc	ok

Vs=	42,37 T
Vs<4Vc	ok

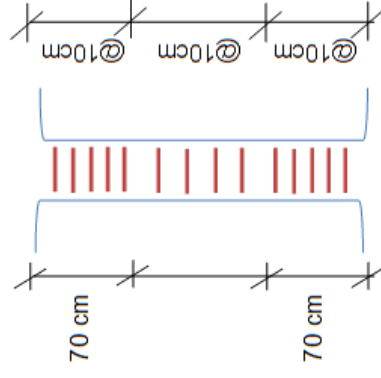
Av=	1,79 cm ²
-----	----------------------

Av=	2,06 cm ²
-----	----------------------

#ramas=	4	CABEZA Y PIE DE COLUMNA	#ramas=	3
---------	---	-------------------------	---------	---

#ramas=	3	MITAD DE COLUMNA	#ramas=	3
---------	---	------------------	---------	---

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS ELEVACION



ELABORADO POR: Alex Llano.

2.7.2 VIGAS

2.7.2.1 Diseño a flexión

Las vigas son elementos que se espera se agoten por flexión, evitando siempre que se agoten por corte; por ende el área de acero longitudinal debe proporcionar ductilidad a la viga para que pueda fluir por flexión.

Para realizar este diseño se siguen las recomendaciones del ACI 318-08 [1] y se ocupa los resultados del modelo tridimensional sin diafragmas de piso, puesto que en este modelo la losa se deforma axialmente y en flexión, provocando que las cargas gravitacionales y sísmicas generen más esfuerzos a las vigas del edificio.

Se deben tener en cuenta dos consideraciones básicas para el cálculo del refuerzo longitudinal, ya que el área del acero de diseño debe estar limitado por las siguientes expresiones.

$$A_s \min = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (2.18)$$

$$A_s \max = 0.75 * \rho_b * b * d \quad (2.19)$$

Donde:

$A_s \min$ = Area de acero mínima.

$A_s \max$ = Area de acero máxima.

ρ_b = Cuantía balanceada de la sección.

b = Base de la sección

d = Longitud desde el centroide del acero de refuerzo hasta la fibra extrema en compresión.

A continuación se muestra el diseño de las vigas del nivel N+3.24 de los ejes 4 y D.

TABLA 2.20 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA EJE 4 N+3.24

DATOS				
b=	35	Cm		
h =	45	Cm		
recub.=	3	Cm		
d =	42	Cm		
Ø=	0,9	flexión		
Es =	2100000	kg/cm ²		
f'c =	210	kg/cm ²		
fy =	4200	kg/cm ²		
B1=	0,85			
Asmin=	4,9	cm ²	(+)	
Asmin=	6,37	cm ²	(-)	
pb =	0,0217			
pmax =	0,0163			
pmin =	0,0033			
Asmax=	23,90	cm ²	(+)	
Asmax=	23,90	cm ²	(-)	

DISEÑO A FLEXIÓN

MOMENTOS VIGA EJE 4 N+3,24

5	5	5	5	5
---	---	---	---	---

Momento de diseño Mu de ENVOLVENTE (Ton-m)

25,04	25,04	24,53	24,55	24,55	24,53	24,54	25,20	25,04
13,65	4,98	13,12	4,66	13,14	13,15	4,67	13,12	13,64

Valores de k

0,215	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210	0,210	0,216	0,215
0,117	0,043	0,117	0,040	0,113	0,113	0,040	0,112	0,117

TABLA 2.20 CONTINUACIÓN

Valores de p											
0,0126	0,0126	0,0123	0,0123	0,0123	0,0123	0,0123	0,0123	0,0123	0,0123	0,0123	0,0126
0,0063	0,0022	0,0063	0,0061	0,0020	0,0061	0,0061	0,0021	0,0061	0,0021	0,0061	0,0063
As Calculado (cm ²)											
18,53	18,53	18,08	18,07	18,07	18,07	18,09	18,07	18,07	18,08	18,67	18,53
9,29	3,22	8,90	8,91	3,01	8,91	8,92	3,01	8,92	8,91	9,25	9,28
As diseño (cm ²)											
18,53	6,370	18,08	18,07	6,370	18,07	18,09	6,370	18,07	6,370	18,67	18,53
9,29	4,90	8,90	8,91	4,90	8,91	8,92	4,90	8,92	8,91	9,25	9,28
Armado de Vigas											
3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22
3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18
4 Ø18		4 Ø18		4 Ø18		4 Ø18		4 Ø18		4 Ø18	

ELABORADO POR: Alex Llano.

TABLA 2.21 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGA EJE D N+3.24

DATOS		Es =	2100000	kg/cm ²	pb =	0,021675					
b=	35	cm	f'c =	210	kg/cm ²	pmax =	0,0162563				
h =	45	cm	fy =	4200	kg/cm ²	pmin =	0,00333333				
recub.=	3	cm	B1=	0,85							
d =	42	cm	Asmin=	4,9	cm ²	Asmax=	23,90	cm ²			
∅=	0,9	flexión	Asmin=	6,37	cm ²	Asmax=	23,90	cm ²			
DISEÑO A FLEXIÓN											
MOMENTOS VIGA EJE D N+3,24											
5	5	5	5	5	5	5	5	5			
Momento de diseño Mu de ENVOLVENTE (Ton-m)											
25,58	25,77	24,96	24,95	24,97	24,98	24,92	24,97	24,95	24,91	25,77	25,58
14,34	5,07	14,10	13,53	4,66	13,57	13,58	4,67	13,58	4,67	13,57	14,34
Valores de k											
0,219	0,221	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,214	0,219
0,123	0,043	0,121	0,116	0,040	0,116	0,116	0,040	0,116	0,040	0,116	0,123

TABLA 2.21 CONTINUACIÓN

Valores de p											
0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013	0,013
0,007	0,002	0,007	0,006	0,002	0,006	0,002	0,006	0,002	0,006	0,002	0,007
As Calculado											
19,01	19,19	18,46	18,45	18,47	18,42	18,47	18,47	18,42	18,47	18,45	18,41
9,80	3,28	9,62	9,23	9,24	3,01	9,24	9,24	3,01	9,24	9,23	9,19
As diseño											
19,01	6,370	19,19	18,45	18,47	6,370	18,47	18,47	6,370	18,47	18,45	6,370
9,80	4,90	9,62	9,23	9,24	4,90	9,24	9,24	4,90	9,24	9,23	4,90
Armado de Vigas											
3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22	3 Ø22
3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18	3 Ø18
4 Ø18		4 Ø18	4 Ø18	4 Ø18	4 Ø18	4 Ø18	4 Ø18	4 Ø18	4 Ø18	4 Ø18	4 Ø18

ELABORADO POR: Alex Llano.

2.7.2.2 Diseño a corte

Las vigas no deben presentar fallas por esfuerzos cortantes, por lo cual este procedimiento involucra:

- Los momentos producidos por la capacidad real a flexión de la viga
- Los valores de fuerzas de corte generadas por las cargas muertas y vivas.

En este diseño se considera un momento probable que como se menciona anteriormente está en función del acero colocado por flexión principalmente, y se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$M_{pr} = 1.4 * A_s \text{ col} * f_y * \left(d - \frac{1.4 * A_s \text{ col} * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad (2.20)$$

A partir del cálculo del momento probable (M_{pr}), se desarrolla la fuerza de sismo real, utilizando la siguiente ecuación.

$$V_{sismo} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \quad (2.21)$$

Donde:

l_n = La longitud libre de la viga, desde cara a cara de columna.

Con el valor del sismo real se puede obtener el valor real del corte último y posteriormente calcular la resistencia del corte proporcionado por el hormigón (V_c) y por el acero (V_s).

En las siguientes tablas se indica el procedimiento realizado en el diseño por corte para dos vigas perpendiculares entre sí, no se debe olvidar de comprobar que la capacidad del corte proporcionado por el hormigón multiplicada por cuatro debe ser mayor o igual al corte proporcionado por el acero de fluencia.

Los diseños por corte y flexión de las demás secciones de viga se encuentran en el ANEXO 2 correspondiente a los diseños finales de los elementos de hormigón armado.

TABLA 2.22 DISEÑO A CORTE DE VIGA EJE 4 N+3.24

DISEÑO A CORTE											
CORTANTES VIGA EJE 5 N+3,24											
	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
VD (Ton)	5,07	5,06	4,93	4,93	4,94	4,94	4,93	4,93	4,93	5,06	5,07
VL (Ton)	2,54	2,53	2,47	2,46	2,47	2,47	2,46	2,47	2,47	2,53	2,54
As(+) (cm2)	19,03	19,03	19,04	19,04	19,04	19,04	19,04	19,04	19,038	19,038	19,038
As(-) (cm2)	10,17	10,17	10,19	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	10,18	10,179	10,179
Mpr (sup)	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99
Mpr (inf)	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27
Vsismo	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47
Vvertical	10,15	10,12	9,87	9,85	9,88	9,88	9,85	9,87	9,87	10,12	10,15
Vu	23,62		23,34		23,35		23,35		23,32		23,59
Vc	11,29		11,29		11,29		11,29		11,29		11,29
Vs	16,49		16,16		16,18		16,18		16,14		16,46
Vs<4Vc	ok		Ok		ok		ok		ok		ok
d/4	8* ϕ v	24* ϕ e	30 cm								
smin=	11cm	s asum=	10cm	d/2=	21						
Estribos											
AV=	0,93		0,92		0,92		0,92		0,92		0,93
ϕ e=	10mm										
ramales=	1,19		1,17		1,17		1,17		1,17		1,19
lo=	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
@=	10cm	20cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
	ϕ 10		ϕ 10		ϕ 10		ϕ 10		ϕ 10		ϕ 10

ELABORADO POR: Alex Llano

TABLA 2.23 DISEÑO A CORTE DE VIGA EJE D N+3.24

DISEÑO A CORTE										
CORTANTES VIGA EJE 5 N+3.24										
	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
VD (Ton)	5,05	5,08	4,93	4,93	4,93	4,93	4,93	4,93	4,93	5,05
VL (Ton)	2,53	2,56	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,53
As(+) (cm ²)	19,03 8	19,038	19,03 8	19,03 8	19,03 8	19,03 8	19,03 8	19,03 8	19,03 8	19,03 8
As(-) (cm ²)	10,17 9	10,179	10,17 9	10,17 9	10,17 9	10,17 9	10,17 9	10,17 9	10,17 9	10,17 9
Mpr (sup)	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99	36,99
Mpr (inf)	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27	22,27
Vsismo	13,47		13,47	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47	13,47
Vvertical	10,11	10,19	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87	10,11
Vu	23,58		23,34	23,34	23,34	23,34	23,34	23,34	23,34	23,64
Vc	11,29		11,29	11,29	11,29	11,29	11,29	11,29	11,29	11,29
Vs	16,45		16,16	16,16	16,16	16,16	16,16	16,16	16,16	16,53
Vs<4Vc	ok		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
d/4	8* ϕ v	24* ϕ e	30 cm							
smin=	11cm	s asum=	10cm	d/2=	21					
Estribos										
AV=	0,93		0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,94
ϕ e=	10mm									
ramales=	1,19		1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,19
lo=	0,9	3,2	0,9	3,2	0,9	3,2	0,9	3,2	0,9	3,2
@=	10cm	20cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
	ϕ 10		ϕ 10	ϕ 10	ϕ 10	ϕ 10	ϕ 10	ϕ 10	ϕ 10	ϕ 10

ELABORADO POR: Alex Llano

2.7.3 CONEXIÓN VIGA - COLUMNA

Una de las hipótesis fundamentales del diseño sismo resistente, es lograr diseñar un nudo fuerte que soporte las acciones provenientes de un evento sísmico, en el cual la columna sea fuerte y la viga débil ante los efectos de flexión; además se debe diseñar para asegurar que la formación de rotulas plásticas se formen en las vigas cuando la estructura se comporte inelásticamente. En resumen se asegura que la conexión viga - columna cumpla con estos dos parámetros:

- Columna fuerte – viga débil.
- Nudo fuerte – viga débil.

2.7.3.1 Columna fuerte – viga débil

El parámetro principal que se verifica en esta parte del diseño de la conexión es, asegurar que la suma de los momentos nominales a flexión de la columna, sea mayor o igual a 1.2 veces la suma de los momentos nominales a flexión en vigas.

De esta manera se asegura que la columna tiene mayor capacidad que las vigas.

Más adelante se presenta el desarrollo del cumplimiento del parámetro anteriormente mencionado.

2.7.3.2 Nudo fuerte – viga débil

En esta parte del diseño, se debe verificar el corte, confinamiento, adherencia y anclaje en el nudo.

En el caso del corte, se revisa que el valor del corte actuante (V_j), sea menor que el valor del corte proporcionado por la sección del hormigón en el nudo (ϕV_n).

El confinamiento se revisa con la sección de hormigón de la columna, mientras que la adherencia y el anclaje con las siguientes condiciones:

- Adherencia: $h_{\text{columna}} > 20 \cdot \phi_v$; $h_{\text{viga}} > 20 \cdot \phi_c$.

- Anclaje: la longitud de desarrollo entre centros de estribos tiene que ser mayor a la longitud de desarrollo requerida.

A continuación se presenta el cálculo de una conexión viga – columna de primer piso.

TABLA 2.24 DISEÑO CONEXIÓN VIGA – COLUMNA EJE 4D

CONEXIÓN NUDO 4D N+3,24					
VIGA 1			VIGA 2		
b=	35	cm	b=	35	cm
h =	45	cm	h =	45	cm
recub.=	4	cm	recub.=	4	cm
d =	41	cm	d =	41	cm

NUDO FUERTE-VIGA DÉBIL	
CORTE	

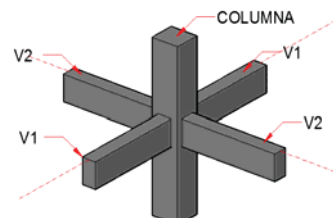
Hc=	3,24						
Varillas Viga 1				Varillas Viga 2			
	#	ϕ (mm)	A (cm ²)		#	ϕ (mm)	A (cm ²)
superior	3	22	11,40	superior	3	22	11,40
	3	18	7,63		3	18	7,63
inferior	4	18	10,18	inferior	4	18	10,18
T1=	111,94 T						
M1=	35,87 T-m						
T2=	59,85 T						
M2=	21,67 T-m						
Vc=	17,76 T						
Vj=	154,04 T						
Y	5,3						
$\phi Vn=$	176,27 T						
$\phi Vn > Vj$	ok						
T1=	111,94 T						
M1=	35,87 T-m						
T2=	59,85 T						
M2=	21,67 T-m						
Vc=	17,76 T						
Vj=	154,04 T						
Y	5,3						
$\phi Vn=$	170,55 T						
$\phi Vn > Vj$	ok						

COLUMNA

bc = 55 cm

hc = 60 cm

CONFINAMIENTO			
20 ϕ	18		
b/4	d/4	6* ϕ_c	
15 cm	14 cm	10,8 cm	15 cm
smin=	10 cm		



RAMAS CORTAS

Ag=	3.300 cm ²		
Ac=	2.646 cm ²		
Ash1	2,00 cm ²	Ash max=	2,43 cm ²
Ash2	2,43 cm ²		
Øe=	10		
# RAMAS	4		

ADHERENCIA

20 Øc < hv	ok
------------	----

20 Øv < hc	ok
------------	----

RAMAS LARGAS

Ag=	3.300 cm ²		
Ac=	2.646 cm ²		
Ash1	1,82 cm ²	Ash max=	2,21 cm ²
Ash2	2,21 cm ²		
# RAMAS	3		

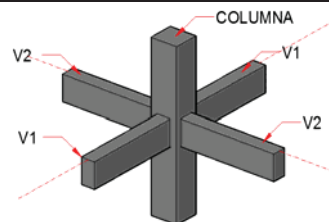
ANCLAJE

ldh req=	37,07 cm		
ldh dis=	49,00 cm		
ldh req < ldh dis	ok		

COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL

VIGA 1			VIGA 2		
b=	35	cm	b=	35	cm
h =	45	cm	h =	45	cm
recub.=	4	cm	recub=	4	cm
d =	41	cm	d =	41	cm
2h=	90	cm	2h=	90	cm

Acero en losa			
	#	Ø (mm)	A (cm ²)
superior	4	16	8,04
inferior	4	12	4,52



As(-)=	31,60
As(+)=	10,18
Mn1(-)=	40,32
Mn2(+)=	16,96
ΣMnv =	57,28

As(-)=	31,60
As(+)=	10,18
Mn1(-)=	40,32
Mn2(+)=	16,96
ΣMnv =	57,28

COLUMNA		
b=	55	cm
h =	60	cm
recub=	6	cm
d =	54	cm
Mo=	51,30	
ΣMnC =	102,68	
ΣMnC > 1,2 ΣMnv	OK	

COLUMNA		
b=	60	cm
h =	55	cm
recub=	6	cm
d =	49	cm
Mo=	45,96	
ΣMnC=	91,58	
ΣMnC > 1,2 ΣMnv	OK	

ELABORADO POR: Alex Llano.

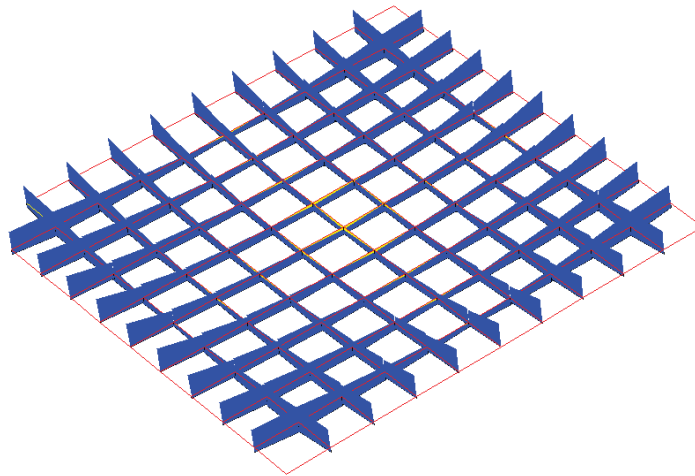
2.7.4 LOSAS

Este diseño se lo realiza con los momentos calculados en los nervios por el programa SAP2000 [17], y se utiliza una simplificación del diseño a flexión propuesta por Placencia [15], descrita en la siguiente ecuación:

$$A_{s \text{ req}} = \frac{30 * Mu}{d} \quad (2.22)$$

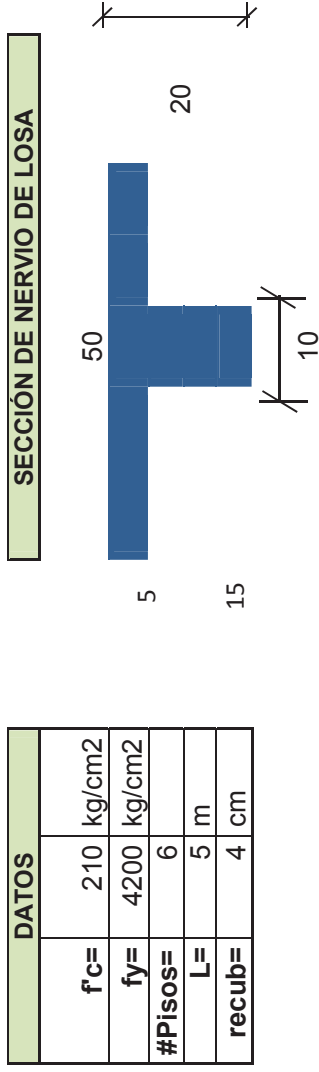
A continuación se muestra los momentos de la envolvente, en los nervios de un cuadrante de losa, y una tabla de diseño de uno de los nervios.

FIGURA 2.16 MOMENTOS FLECTORES DE LA ENVOLVENTE DE DISEÑO EN NERVIOS DE UN PANEL TÍPICO DE LOSA



FUENTE: SAP2000 [17]

TABLA 2.25 DISEÑO DE UN NERVIO INTERMEDIO, DE UN PANEL INTERNO DE LOSA N+3.24



Asmin= 0,5333 cm ² (+)									
Momento Mu de NERVIO MEDIO N+3,24 (Ton-m)									
0,98	1,00	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,98
0,50		0,46		0,46		0,46		0,46	0,5
As requerido (cm ²)									
1,84	1,88	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,84
0,94		0,86		0,86		0,86		0,86	0,94
As diseño (cm ²)									
1,84	1,88	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,84
0,94		0,86		0,86		0,86		0,86	0,94
Armado de Nervios									
1 Ø16	1 Ø16	1 Ø16	1 Ø16	1 Ø16	1 Ø16	1 Ø16	1 Ø16	1 Ø16	1 Ø16
1Ø12		1Ø12		1Ø12		1Ø12		1Ø12	1Ø12

ELABORADO POR: Alex Llano.

El desarrollo del diseño de losas de otros niveles de piso de la estructura se encuentra desarrollado en el ANEXO 2.

2.7.5 CONSIDERACIONES FINALES PARA EL DISEÑO

Para desarrollar los planos estructurales del diseño, se acogen las recomendaciones del ACI 318-08 [1], que implica respetar las longitudes de desarrollo en tensión, en compresión, las longitudes de traslapes y la longitud de los ganchos sísmicos.

Además se debe mencionar que la longitud de los refuerzos de losas y vigas, se desarrollan con el tercio de la longitud de cada lado del vano, y el primer estribo cerrado de confinamiento tanto en columnas y vigas estará situado a no más de 5 cm de la cara del apoyo.

Finalmente los planos estructurales y detalles, desarrollados se encuentran en el ANEXO 3.

CAPÍTULO 3

VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

En este capítulo se presentan los conceptos, parámetros y procedimientos que se emplean para realizar un análisis estático no lineal o NSP, por sus siglas en inglés. Dicho análisis es una de las metodologías no lineales simplificadas del diseño basado en el desempeño sísmico; cuya filosofía de análisis estructural es cuantificar el desempeño sísmico de la estructura según niveles de daño aceptables.

Para la presente investigación se emplea un NSP, donde se aplica la técnica del PUSHOVER para determinar la curva de capacidad resistente de la estructura; dicha curva relaciona el cortante basal y el desplazamiento lateral máximo en el tope del edificio. Asimismo se obtiene la demanda sísmica que afecta a la estructura a partir de un espectro elástico de respuesta; y según los criterios y procedimientos del cuerpo normativo ATC 40 [5], se obtiene el punto de desempeño de la edificación en función de la capacidad de la estructura y de la demanda sísmica.

El NSP considera la respuesta no lineal de la estructura, razón por la cual el presente capítulo comienza con el análisis de las curvas de esfuerzo deformación del hormigón (confinado y no confinado) y el acero, para posteriormente describir la importancia de la relación momento curvatura.

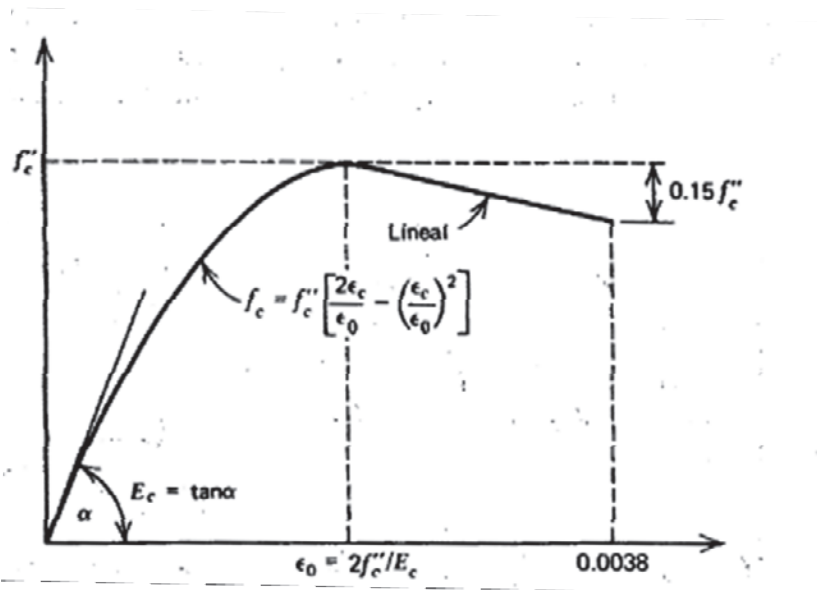
Cabe mencionar que el NSP se realiza utilizando el software SAP2000 [17]; donde se ejecuta un modelo matemático bidimensional con las secciones y armados obtenidos en el capítulo anterior.

3.1 CONSIDERACIONES NO LINEALES DE LOS MATERIALES

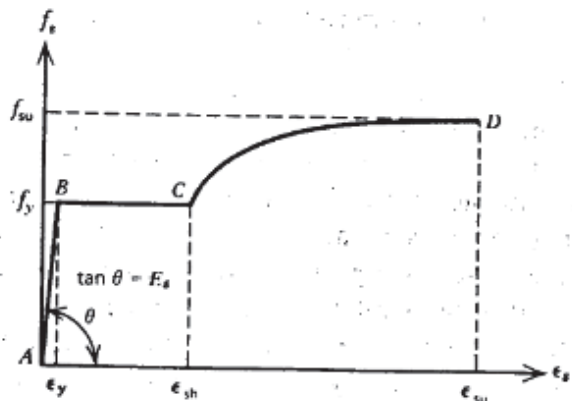
En el diseño sismo resistente se asumen varias hipótesis acerca de los materiales; una de las hipótesis menciona que el concreto y el acero se comportan de acuerdo a la Ley de Hooke, es decir los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones. Esto se cumple cuando las deformaciones son pequeñas pero a medida que la deformación aumenta debido a la aplicación de más carga, la relación esfuerzo deformación deja de ser lineal y los materiales responden conforme la trayectoria de las curvas de esfuerzo deformación, razón por la cual se analizan los modelos de esfuerzo deformación similares a los que emplea el software SAP2000 [17], para la aplicación del NSP.

En las figuras 3.1 y 3.2 se muestran las curvas esfuerzo deformación del hormigón y acero que se hacen referencia en Park y Paulay [13].

FIGURA 3.1 DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN



FUENTE: Park y Paulay, 1978

FIGURA 3.2 DIAGRAMA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL ACERO

FUENTE: Park y Paulay, 1978

3.1.1 MODELOS PARA CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO

Varios autores han realizado muchos ensayos y estudios acerca de las curvas esfuerzo deformación del hormigón, con diferentes variables como la relación agua cemento, la resistencia y peso del concreto, así también como la velocidad y las formas de aplicación de la carga. Para el NSP, es importante considerar la forma de aplicación de cargas o los tipos de cargas, puesto que el NSP aplica la técnica del PUSHOVER, cuya acción se produce a través de cargas monotónicas, por lo cual se recurre al modelo propuesto por Popovics [16].

El modelo de Popovics [16] es aplicable para concreto confinado o no confinado en base a una variable "k" que se encuentra en los análisis realizados en el modelo de Mander [11].

El modelo propuesto por Mander [11] considera que el confinamiento aumenta la capacidad de deformación del concreto, y a su vez la resistencia a compresión del hormigón, por lo cual este modelo tiene como base las ecuaciones de Popovics [16], más la variable k, que representa un factor para transformar el hormigón no confinado a confinado.

Las ecuaciones que se utilizan para obtener la curva esfuerzo deformación según Popovics [16], son las siguientes.

$$f'_{cc} = k * f'_{co} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} * \left(1 + 5 * \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1\right)\right) \quad (3.2)$$

$$E_{sec} = \left(\frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}\right) \quad (3.3)$$

$$r = \frac{E_c}{(E_c - E_{sec})} \quad (3.4)$$

$$f_c = \frac{f'_{cc} * \varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} * \frac{r}{r - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}\right)^r} \quad (3.5)$$

Dónde:

f'_{cc} = Resistencia a la compresión confinada.

f'_{co} = Resistencia a la compresión no confinada.

k = Factor que transforma el hormigón confinado a no confinado.

ε_{cc} = Deformación unitaria del hormigón en f'_{cc} .

ε_{co} = Deformación unitaria del hormigón en f'_{co} asumida como 0.002.

E_{sec} = Módulo secante del hormigón confinado asociado al esfuerzo máximo.

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón.

r = Relación entre el módulo de elasticidad y el modulo secante del hormigón.

f_c = Esfuerzo del hormigón (confinado o no confinado) a una deformación unitaria determinada.

ε_c = Deformación unitaria del hormigón.

Aplicando las ecuaciones antes descritas más los datos indicados en la tabla 3.1, se obtiene la curva esfuerzo deformación para un hormigón confinado y no confinado.

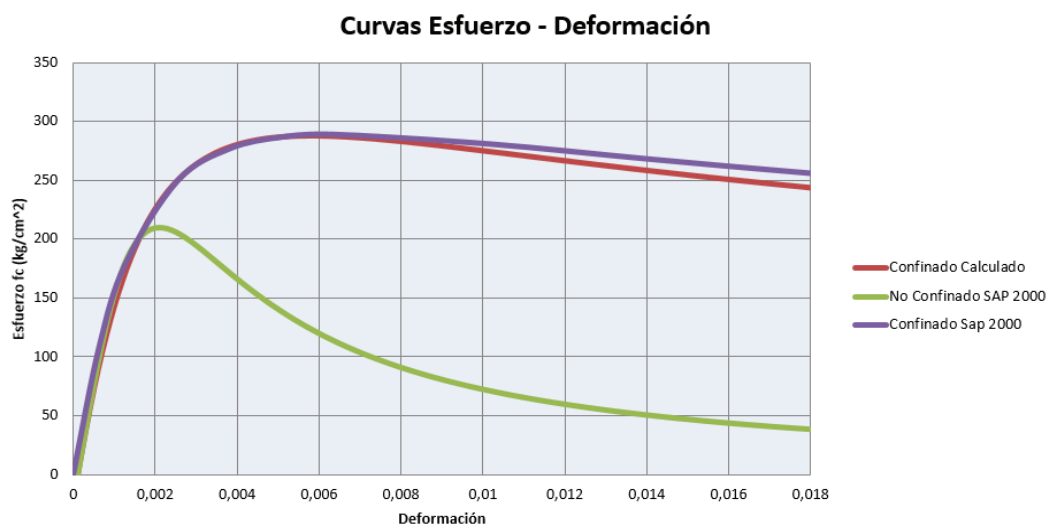
Cabe mencionar que el valor de k de las ecuaciones del modelo de Mander [11], se lo puede calcular o asumir; para el caso de la investigación se usa un valor de k proveniente de una estimación en base a las curvas esfuerzo deformación del software SAP2000 [17], la cual se acerca bastante bien según se indica en la figura 3.3.

TABLA 3.1 DATOS DEL HORMIGÓN CONFINADO Y NO CONFINADO

Hormigón Confinado			
Datos		Cálculos	
$k=$	1,37	$f'_{cc}=$	288 kg/cm ²
$E_c=$	200.000 kg/cm ²	$\epsilon_{cc}=$	0,0057
$f'_{co}=$	210 kg/cm ²	$E_{sec}=$	50.474 kg/cm ²
$\epsilon_{co}=$	0,002	$r=$	1,34
Hormigón No Confinado			
Datos		Cálculos	
$k=$	1	$f'_{cc}=$	210 kg/cm ²
$E_c=$	200.000 kg/cm ²	$\epsilon_{cc}=$	0,002
$f'_{co}=$	210 kg/cm ²	$E_{sec}=$	105.000 kg/cm ²
$\epsilon_{co}=$	0,002	$r=$	2,11

ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 3.3 COMPARACIÓN DE LAS CURVAS ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN (CONFINADO Y NO CONFINADO)



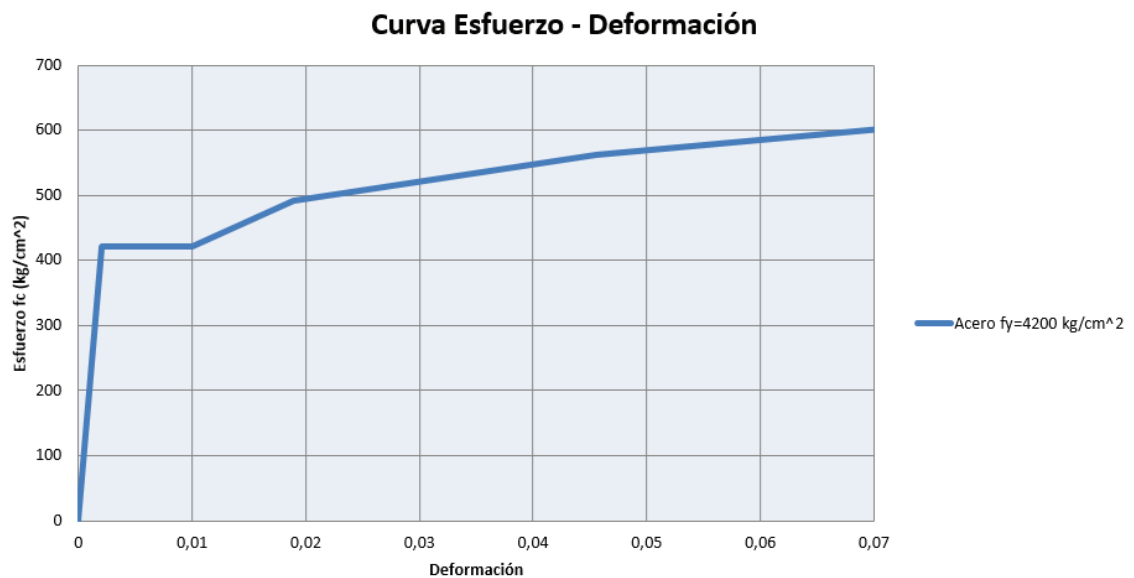
ELABORACIÓN: Alex Llano

3.1.2 MODELO PARA EL ACERO DE REFUERZO

La relación esfuerzo deformación para el acero de refuerzo se basa en el modelo que presenta el SAP2000 [17], donde se muestra una curva esfuerzo deformación típica del acero la cual consta de un tramo inicial elástico lineal, seguidamente un intervalo de cedencia donde se establece la resistencia por cedencia y finalmente la región de endurecimiento por deformación hasta la falla.

La Figura 3.4 contiene la curva esfuerzo deformación presente en el SAP2000 [17].

FIGURA 3.4 CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN DEL ACERO



FUENTE: SAP2000 [17]

ELABORACIÓN: Alex Llano

3.2 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA.

La importancia de conocer la relación momento curvatura, radica básicamente en la rapidez y facilidad de visualizar la ductilidad (por curvatura) y la máxima capacidad a flexión del elemento; estos dos parámetros propios de la relación

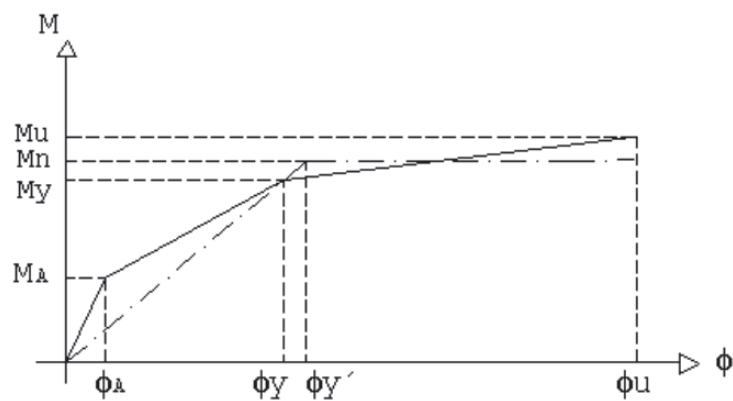
momento curvatura nos permite realizar una comparación con las demandas que se calculan en el diseño lineal de la estructura.

Según el documento ASPD [2], se determina una forma general y simplificada del diagrama $M - \phi$ (momento curvatura) donde se destacan algunos puntos notables que representan básicamente el diagrama. Dichos puntos notables son definidos de la siguiente manera:

- A: Se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a la tracción y comienza el rango elástico.
- Y: Se determina cuando el acero a tracción alcanza su punto de fluencia.
- U: Se ubica cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil.

Esta forma general del diagrama momento curvatura se denomina el método de las dovelas según el ASPD [2]. En la figura 3.5 se muestran el diagrama con los puntos notables definidos anteriormente.

FIGURA 3.5 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA, CON SUS PUNTOS NOTABLES



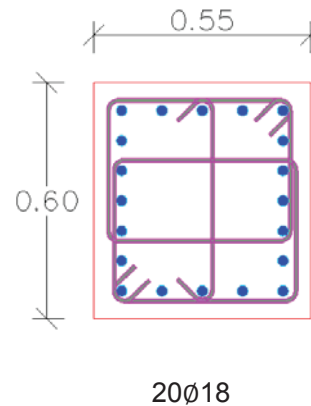
FUENTE: ASPD, 2003

Las ecuaciones aproximadas para determinar los puntos notables (A, Y, U) y los cálculos realizados para obtener los puntos mencionados para una columna de 55x60 cm, se presenta en el ANEXO 4, y los resultados finales se muestran en la tabla 3.2.

TABLA 3.2 PUNTOS NOTABLES DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA PARA UNA COLUMNAS DE 55X60 CM

Punto	Resultados
ϕ_A	0,00158 (1/m)
M_A	33,52589 (T-m)
ϕ_Y	0,03842 (1/m)
M_Y	54,13973 (T-m)
ϕ_U	0,03842 (1/m)
M_U	57,07308 (T-m)

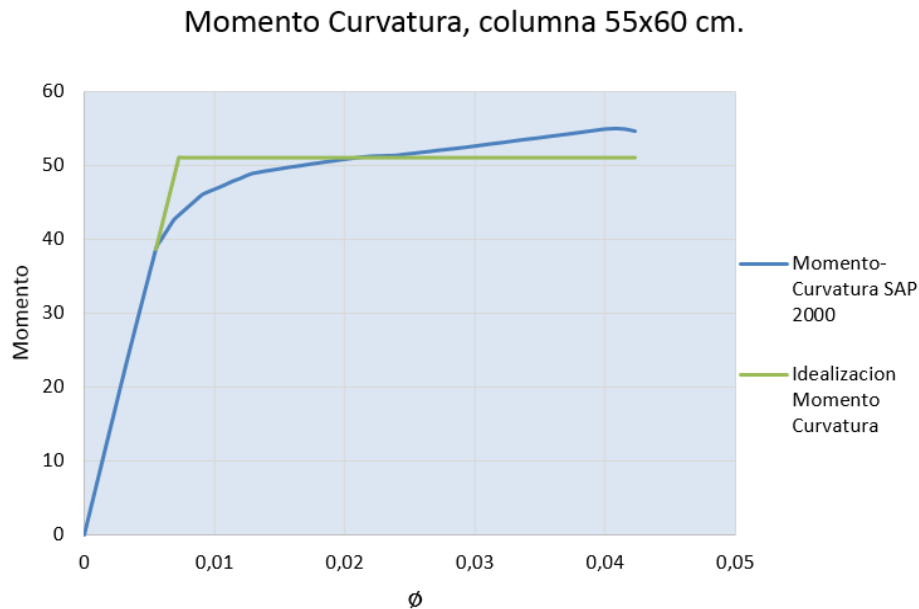
ELABORACIÓN: Alex Llano



En la referencia Celi [6], se presenta una combinación del método de las dovelas con un método convencional para elaborar completamente el diagrama $\mathbf{M} - \phi$, puesto que no es completamente confiable el método de las dovelas.

Para fines teóricos es suficiente esta descripción de la relación momento curvatura, puesto que el programa SAP2000 [17], automáticamente integra los diagramas $\mathbf{M} - \phi$ de todos los elementos del pórtico en estudio, (del cual se hablará más adelante) para obtener la curva de capacidad de la estructura, la cual depende también de la ubicación de las rótulas plásticas y de otros factores que se discuten en el siguiente subcapítulo.

En la figura 3.6 se presenta, el diagrama $\mathbf{M} - \phi$, extraído del software SAP2000 [17], que se realiza para la misma columna de la tabla 3.2.

FIGURA 3.6 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA, COLUMNA DE 55X60 cm

ELABORACIÓN: Alex Llano

3.3 CÁLCULO DE LA CURVA DE CAPACIDAD POR MEDIO DEL PROGRAMA SAP2000

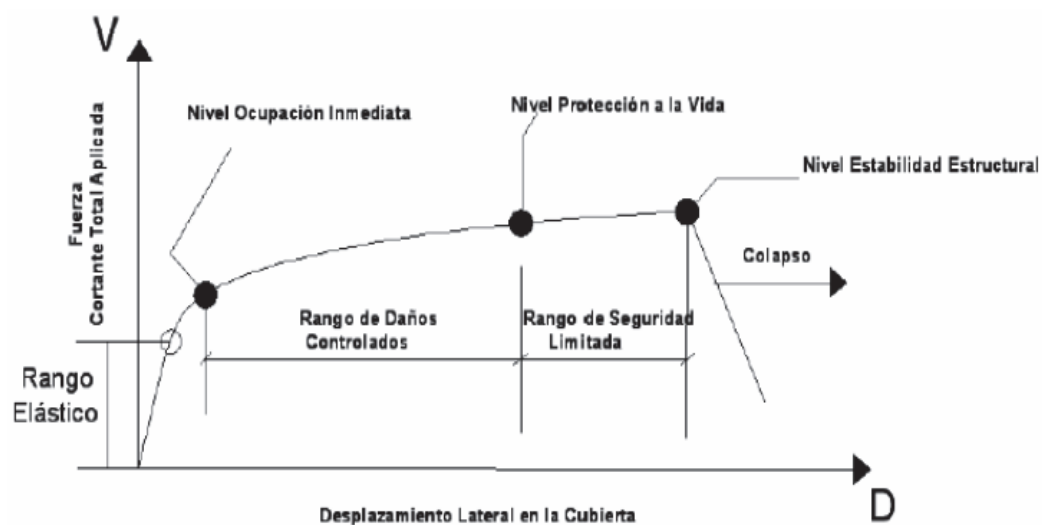
La curva de capacidad representa aproximadamente el comportamiento de la estructura a medida que ingresa en el rango inelástico, y está en función de la relación esfuerzo deformación de los elementos estructurales. Esta curva proviene de cargas laterales incrementales (PUSHOVER) aplicadas a la estructura, donde se relaciona el cortante basal y el desplazamiento lateral máximo en el tope de la estructura.

Con la ayuda de la curva de capacidad, se puede observar los niveles de desempeño que presenta la estructura, a medida que la rigidez global de la misma va disminuyendo. La Figura 3.7 muestra una curva de capacidad típica.

En la Figura 3.8 se observa los distintos puntos de la curva de capacidad que representa a los niveles de desempeño, los cuales se definen según el FEMA 356 [8], de la siguiente manera:

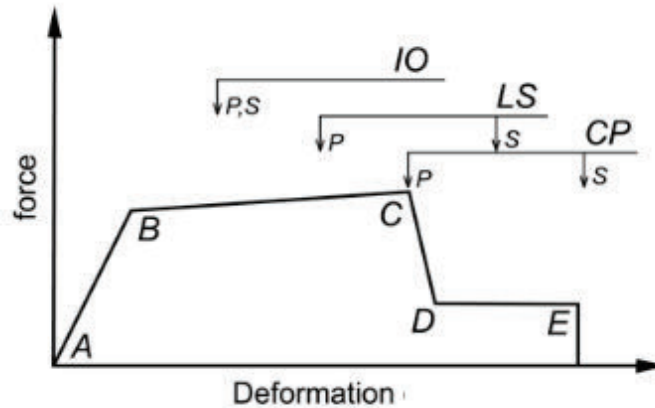
- IO: Immediate Occupancy (Inmediatamente ocupacional): el sistema resiste perfectamente las cargas de diseño verticales y horizontales, existen daños estructurales mínimos.
- LS: Life Safety (Protección a la vida): presenta daños estructurales significativos y su reparación se asume costosa, aunque los elementos estructurales todavía no colapsan.
- CP: Collapse Prevention (Prevención de colapso): en este nivel se ha perdido la rigidez total de algunos elementos estructurales, y el colapso de la estructura es inminente.

FIGURA 3.7 CURVA DE CAPACIDAD TÍPICA



FUENTE: ATC 40, 1996

FIGURA 3.8 GENERALIZACIÓN DE LA RELACIÓN FUERZA DEFORMACIÓN. (CURVA DE CAPACIDAD PARA ELEMENTOS DE HORMIGÓN)



FUENTE: FEMA 356, 2000

Como se menciona anteriormente se realiza el análisis estático no lineal mediante el programa SAP2000 [17], el cual emplea los criterios del cuerpo normativo FEMA 356 [8] para realizar los cálculos internos que son necesarios para ejecutar una parte fundamental del NSP. Esta parte fundamental compete al criterio con el que se obtienen los niveles de desempeño IO, LS y CP, ya que dichos puntos dependen de la magnitud de los giros producidos en las rotulas plásticas asignadas a columnas y a vigas de la estructura.

Los giros se clasifican de acuerdo a las tablas propuestas por el cuerpo normativo FEMA 356 [8]; dichas tablas se aplican acorde al tipo de elemento estructural, sea este viga, columna o muro.

A continuación se presentan las tablas 3.3, 3.4 y 3.5 del cuerpo normativo FEMA 356 [8], para clasificar los niveles de desempeño de vigas y columnas de hormigón reforzado y de la conexión viga columna de hormigón reforzado.

TABLA 3.3 PARÁMETROS DE MODELAMIENTO Y CRITERIOS NUMÉRICOS ACEPTADOS PARA EL PROCEDIMIENTO NO-LINEAL EN VIGAS DE HORMIGÓN REFORZADO

Conditions			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
						LS	CP	LS	CP	
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

FUENTE: FEMA 356, 2000

TABLA 3.4 PARÁMETROS DE MODELAMIENTO Y CRITERIOS NUMÉRICOS ACEPTADOS PARA EL PROCEDIMIENTO NO-LINEAL EN COLUMNAS DE HORMIGÓN REFORZADO

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
						LS	CP	LS	CP	
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

FUENTE: FEMA 356, 2000

TABLA 3.5 PARÁMETROS DE MODELAMIENTO Y CRITERIOS NUMÉRICOS ACEPTADOS PARA EL PROCEDIMIENTO NO-LINEAL EN LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE HORMIGÓN REFORZADO

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Shear Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
LS						CP	LS	CP		
IO										
i. Interior joints^{2,3}										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf.	$\frac{V}{V_n}$ ³								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.015	0.03	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.025
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.015	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
ii. Other joints^{2,3}										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ¹	$\frac{V}{V_n}$								
≤ 0.1	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≤ 0.1	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≥ 0.4	C	≤ 1.2	0.01	0.02	0.2	0.0	0.0	0.0	0.015	0.02
≥ 0.4	C	≥ 1.5	0.01	0.015	0.2	0.0	0.0	0.0	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≤ 1.2	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≤ 0.1	NC	≥ 1.5	0.005	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0075	0.01
≥ 0.4	NC	≤ 1.2	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075
≥ 0.4	NC	≥ 1.5	0.0	0.0	–	0.0	0.0	0.0	0.005	0.0075

FUENTE: FEMA 356, 2000

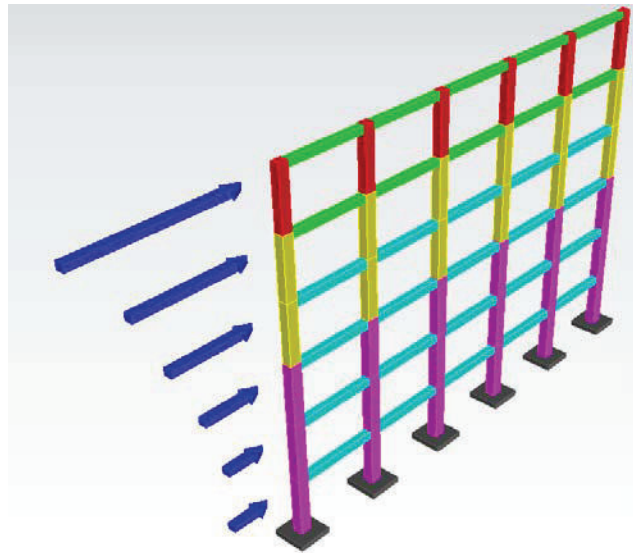
Para la presente investigación la ubicación de las longitudes plásticas asumidas son el 2.5% y al 5% en los extremos de las vigas y en cabeza y pie de columna, dichas zonas plásticas se aplican a un pórtico de la estructura, que se diseña en el capítulo anterior.

3.3.1 MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL

El análisis estático no lineal se realiza para un pórtico de la estructura en forma aislada, donde las cargas monotónicas incrementales se aplican a cada piso, tal como se muestra en la figura 3.9.

Se señala que se realiza el análisis en cada dirección principal de la estructura.

FIGURA 3.9 PÓRTICO EMPLEADO PARA EL NSP (SENTIDO X)



ELABORACIÓN: Alex Llano

3.3.2 PROCEDIMIENTO PARA MODELO MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL

En el software SAP2000 [17], primero se crean dos nuevos materiales para el hormigón y para el acero llamado " $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ " y " $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ " respectivamente. A estos materiales se les asigna las propiedades no lineales del material tal como se indica en la figura 3.10 y 3.11.

Se recuerda que dentro del software SAP2000 [17], se emplea el modelo de esfuerzo deformación de Mander para el hormigón y un modelo llamado "simple" para el acero; dichos modelos se describen en subcapítulos anteriores.

FIGURA 3.10 PROPIEDADES NO LINEALES DEL HORMIGÓN

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: Material Type:

Hysteresis Type: Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: Dilatational Angle:

Units:

Stress-Strain Curve Definition Options:

Parametric User Defined

Parametric Strain Data:

Strain At Unconfined Compressive Strength, f'c:

Ultimate Unconfined Strain Capacity:

Final Compression Slope (Multiplier on E):

ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 3.11 PROPIEDADES NO LINEALES DEL ACERO DE REFUERZO

Nonlinear Material Data

Edit

Material Name: Material Type:

Hysteresis Type: Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: Dilatational Angle:

Units:

Stress-Strain Curve Definition Options:

Parametric User Defined

Parametric Strain Data:

Strain At Onset of Strain Hardening:

Ultimate Strain Capacity:

Final Slope (Multiplier on E):

Use Caltrans Default Controlling Strain Values (Bar Size Dependent)

ELABORACIÓN: Alex Llano

Con los materiales que se mencionan se realizan los elementos estructurales del pórtico, asignando correctamente el acero de refuerzo en las columnas y vigas.

En la tabla 3.6 se indica el área de acero que se asigna a cada uno de las vigas y columnas del modelo matemático que se analiza.

TABLA 3.6 RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN

Elemento	Sección	Área de acero de refuerzo	
Columna	55 x 60 cm	50,89 cm ²	
Columna	50 x 60 cm	45,80 cm ²	
Columna	45 x 55 cm	25,45 cm ²	
Viga (1)	35 x 45 cm	19,04 cm ² (-)	10,18 cm ² (+)
Viga (2)	35 x 45 cm	15,30 cm ² (-)	7,63 cm ² (+)
Viga	30 x 40 cm	12,72 cm ² (-)	6,03 cm ² (+)

ELABORACIÓN: Alex Llano

Con las propiedades que se presentan en la tabla 3.6, se procede a formar el modelo matemático bidimensional en el software SAP2000 [17].

Algunas de las consideraciones del capítulo anterior se aplican a este modelo bidimensional, como los mismos valores de agrietamientos en las secciones, los mismos factores para las fuerzas sísmicas (R , z , I , n , Φ_P , Φ_E , F_a , F_d y F_s) y los mismos valores de carga gravitacional, que se transforman a una distribución lineal, tal como se muestra en la tabla 3.7.

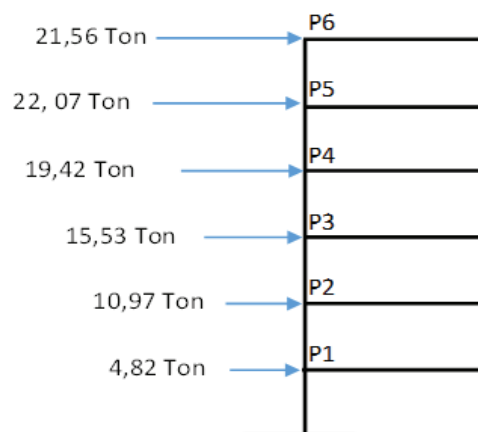
TABLA 3.7 CARGAS GRAVITACIONALES EN METROS LINEALES

Nivel	W Peso Propio (T/ml)	W	
		Sobreimpuesta (T/ml)	W Viva (T/ml)
N+3,24	0,985	0,583	0,667
N+6,48	0,985	0,583	0,667
N+9,72	0,976	0,583	0,667
N+12,96	0,965	0,583	0,667
N+16,20	0,882	0,583	0,667
N+19,44	0,777	0,333	0,333

ELABORACIÓN: Alex Llano

Las cargas laterales se aplican a cada piso del pórtico como una carga puntual, que provienen del análisis modal espectral (AME) que se realizó en el capítulo anterior, porque se desea que las magnitudes de las fuerzas sigan la distribución del AME.

En la figura 3.12 se observa las cargas laterales aplicadas al pórtico en estudio. Estas cargas laterales se ingresan en SAP2000 [17] con el nombre de PUSHOVER.

FIGURA 3.12 FUERAS LATERALES OBTENIDAS PARA EL ANÁLISIS NSP

ELABORACIÓN: Alex Llano.

3.3.2.1 Creación de los casos de carga (load cases) no lineales

Se crean dos estados de carga no lineales, el uno denominado GNL (gravitacional no lineal) y el otro AENL (análisis estático no lineal). El propósito de la creación de estos dos casos de carga es generar un orden lógico para desarrollar el NSP, de tal manera que primero sean aplicadas las cargas gravitacionales, y una vez que estas han deformado a la estructura y disminuido su rigidez, el software SAP2000 [17], comienza con el proceso no lineal, es decir aplica las cargas monotónicas hasta que un nudo extremo del último piso de la estructura alcance una magnitud de desplazamiento asignado.

Según el documento ASPD [2], el colapso de la estructura se presenta cuando el desplazamiento lateral máximo es aproximadamente el 4% de la altura total del edificio H ; en otras investigaciones el colapso se alcanza cuando el desplazamiento lateral máximo es igual al 10% de H . Para la presente investigación el desplazamiento lateral máximo se escoge al 5% de H , de tal manera que las iteraciones del análisis estático no lineal se realizan hasta que el nudo extremo del último piso alcance dicho desplazamiento de control.

En las figuras 3.13, 3.14 y 3.15 se indican los parámetros que se ingresan en el SAP2000 [17], para cada caso de carga no lineal.

Se resalta que el caso de carga GNL, debe ser ingresado con la combinación de cargas gravitacionales más crítica, que se presenta en el cuerpo normativo NEC [12].

FIGURA 3.13 PARÁMETROS DEL CASO DE CARGA (LOAD CASE) GNL

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.2
Load Pattern	DEAD	1.2
Load Pattern	PP	1.2
Load Pattern	VIVA	1.6

Other Parameters

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

ELABORACIÓN: Alex Llano.

FIGURA 3.14 PARÁMETROS DEL CASO DE CARGA (LOAD CASE) AENL

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHOVER	1.
Load Pattern	PUSHOVER	1.

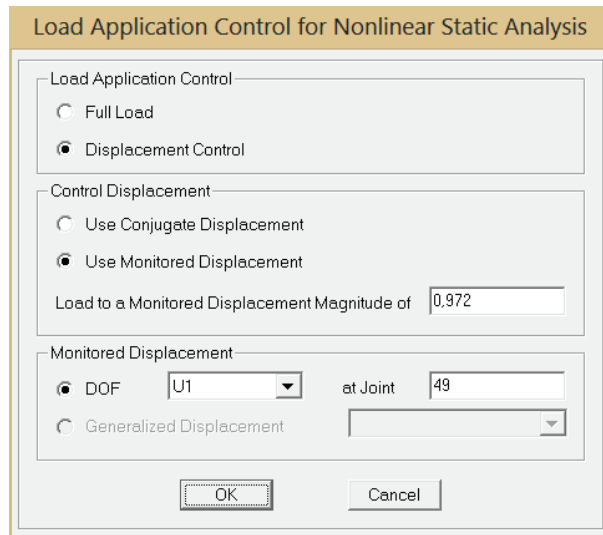
Other Parameters

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

ELABORACIÓN: Alex Llano.

FIGURA 3.15 ASIGNACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO DE CONTROL

ELABORACIÓN: Alex Llano

3.3.2.2 Asignación de rótulas plásticas.

En el software SAP2000 [17] la rótula plástica se representa gráficamente como un punto que se asigna a un elemento estructural y se ubica a una cierta distancia desde un nudo cualquiera de la estructura; dicho punto cuando ya no es capaz de absorber más momento a flexión, empieza a rotar, por lo cual los esfuerzos generados en ese punto se redistribuyen hacia los elementos que confluyen cerca de la rótula plástica o mecanismo de disipación de energía.

Así mismo los giros de los mecanismos de disipación de energía se califican de acuerdo al cuerpo normativo FEMA 356 [8], el cual se basa en los parámetros indicados en la tabla 3.3 para vigas de hormigón armado y la tabla 3.4 para columnas de hormigón armado. Las tablas que se mencionan se muestran en subcapítulos anteriores.

En las Figuras 3.16 y 3.17 se muestra las propiedades de los mecanismos de disipación de energía de columnas y de vigas respectivamente.

FIGURA 3.16 ASIGNACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS A COLUMNAS

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table
Table 6-8 (Concrete Columns - Flexure) Item i

Component Type
 Primary
 Secondary

Degree of Freedom
 M2 P-M2
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

P and V Values From
 Case/Combo AENL
 User Value
 V2 V3

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 3.17 ASIGNACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS A VIGAS

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In FEMA 356

Select a FEMA356 Table
Table 6-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Component Type
 Primary
 Secondary

Degree of Freedom
 M2 M3

V Value From
 Case/Combo GNL
 User Value
 V2

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

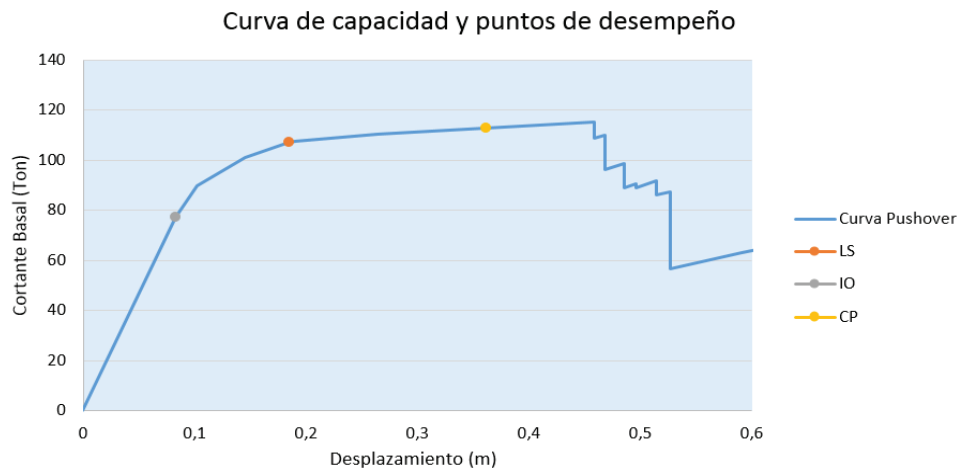
Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
 From Current Design
 User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

ELABORACIÓN: Alex Llano.

Como se menciona anteriormente, los mecanismos de disipación de energía son asignados al 2.5% y al %5 de la longitud del elemento, en los extremos de las

FIGURA 3.19 MODELO 5 DE COMBINACIÓN DE ZONAS PLÁSTICAS

ELABORACIÓN: Alex Llano

El método del espectro de capacidad (MEC), expuesto en el documento ATC 40 [5], emplea la curva de capacidad para calcular el punto de desempeño de la estructura. Cabe señalar que el software SAP2000 [17], realiza el MEC, siguiendo los lineamientos que se presentan en el ATC 40 [5].

3.4 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Este método, es una técnica del análisis sísmico basado en el desempeño; que consiste en comparar la capacidad de la estructura (curva PUSHOVER), con las demandas sobre la estructura (espectro de respuesta), para identificar el punto de desempeño que tiene la edificación. Dicho punto proviene de la intersección gráfica de las curvas de capacidad y demanda transformadas a coordenadas de aceleración espectral y desplazamiento espectral.

Este método a su vez tiene variedad de propósitos, tales como la verificación del diseño de nuevas construcciones, la evaluación de una estructura existente para identificar estados de daño, y correlación de estados de daño de los edificios a diferentes amplitudes de movimientos de tierra.

3.4.1 ESPECTRO DE CAPACIDAD

Se obtiene a partir de la curva de capacidad, la cual se transforma en función de las propiedades dinámicas de la estructura, a un nuevo formato de coordenadas las cuales son desplazamiento espectral para las abscisas y aceleración espectral para las ordenadas.

Las ecuaciones que se aplican para realizar la conversión son las siguientes.

$$PF_1 = V * \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right] / \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right] \quad (3.5)$$

$$\alpha_1 = \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2 / \left\{ \left[\sum_{i=1}^N (w_i) / g \right] * \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right] \right\} \quad (3.6)$$

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.7)$$

$$Sd = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 * \phi_{1,roof}} \quad (3.8)$$

Donde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural de la estructura.

α_1 = Coeficiente de masa modal para el primero modo natural de la estructura.

W_i = Peso en el nivel i .

ϕ_{i1} = Amplitud del primer modo en el piso i .

V = Cortante basal.

W = Peso de la estructura.

Δ_{roof} = Desplazamiento en el tope de la estructura.

Sa = Aceleración espectral.

Sd= Desplazamiento espectral.

ϕ_{roof1} = Amplitud del primer modo en el tope de la estructura.

Las ecuaciones antes descritas se toman de la referencia ATC 40 [5], las cuales emplea el software SAP2000 [17], para calcular el espectro de capacidad.

3.4.2 ESPECTRO DE DEMANDA

Para obtener el espectro de demanda, se utiliza el espectro inelástico de respuesta, al 5% de amortiguamiento (calculado en el anterior capítulo), el cual debe ser transformado a formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra), por sus siglas en inglés; cuyas coordenadas son las mismas que las del espectro de respuesta.

Para poder realizar la conversión es necesario determinar el valor del desplazamiento espectral Sd, para cada punto del espectro inelástico de respuesta. Con la ecuación 3.9, se calcula el valor Sd.

$$Sd = \frac{T^2}{4 * \pi^2} * Sa * g \quad (3.9)$$

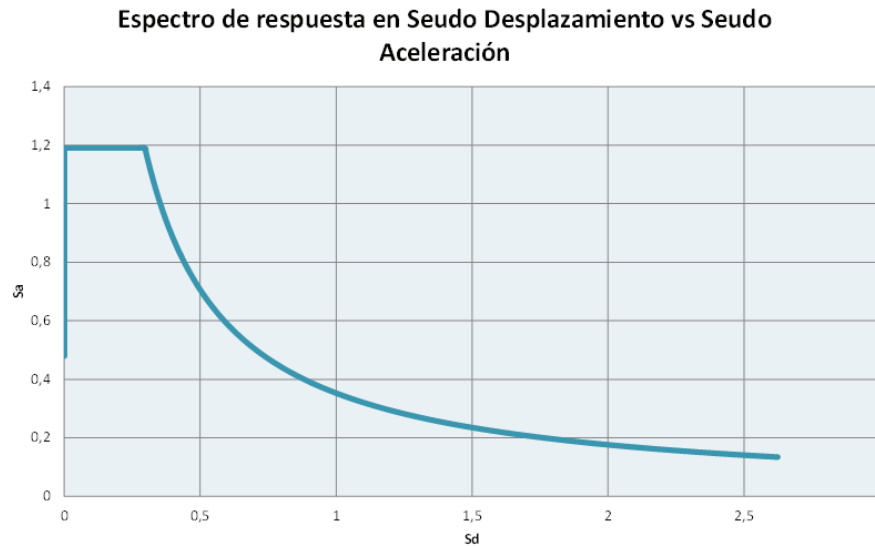
Dónde:

Sd= Desplazamiento espectral.

T= Periodo de cada punto del espectro inelástico de respuesta.

Sa= Aceleración espectral de cada punto del espectro inelástico de repuesta.

En la figura 3.20 se muestra el espectro de respuesta que se calcula en el capítulo anterior en coordenadas ADRS.

FIGURA 3.20 ESPECTRO DE RESPUESTA EN FORMATO ADRS

ELABORACIÓN: Alex Llano

Con el espectro ADRS calculado se procede a reducirlo para obtener el espectro de demanda que se emplea para calcular el punto de desempeño de la estructura. La reducción se realiza para un amortiguamiento mayor al 5%.

Las reducción se basa en las ecuaciones propuestas por el ATC 40 [5], indicadas a continuación.

$$\beta_{eff} = k * \beta_o + 0.05 \quad (3.10)$$

$$\beta_o = \frac{63.7 * k(ap * dpi - dp - api)}{api * dpi} \quad (3.11)$$

Dónde:

β_o = Es el amortiguamiento histórico.

β_{eff} = Es el amortiguamiento viscoso equivalente.

k = Factor de modificación del amortiguamiento.

ap, dp = Coordenadas de fluencia del espectro de capacidad.

api, dpi = Coordenadas ultimas del espectro de capacidad.

Estas ecuaciones permiten el cálculo del espectro de demanda, cuyos resultados dependen del factor k , que a su vez depende del comportamiento estructural del edificio, en la tabla 3.8 se muestran los distintos valores de k según el ATC 40 [5].

TABLA 3.8 VALORES PARA OBTENER EL FACTOR K

Tipo de Comportamiento Estructural	Valor de β_0	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
Tipo A	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51 * (ap * dpi - dp * api)}{api * dpi}$
Tipo B	≤ 16.25	0.67
Tipo B	> 25.0	$1.13 - \frac{0.51 * (ap * dpi - dp * api)}{api * dpi}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

FUENTE: ATC 40 [5]

ELABORACIÓN: Alex Llano

El comportamiento estructural se valora de la siguiente manera:

- Tipo A= Estructura con un buen comportamiento histerético (buen desempeño estructural)
- Tipo B= Estructura con moderado comportamiento histerético (mediano desempeño estructural)
- Tipo C= Estructura con pobre comportamiento histerético (las demás estructuras)

Para la presente investigación se considera una estructura con moderado comportamiento histerético, por lo cual se considera un comportamiento estructural tipo B, para todos los modelos bidimensionales realizados.

Con estas consideraciones se puede obtener el espectro reducido o de demanda, puesto que se aplican las ecuaciones 3.12 y 3.13 que corresponden a las coordenadas del espectro de demanda, SR_A y SR_V .

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 * \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (3.12)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 * \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (3.13)$$

3.4.3 PUNTO DE DESEMPEÑO

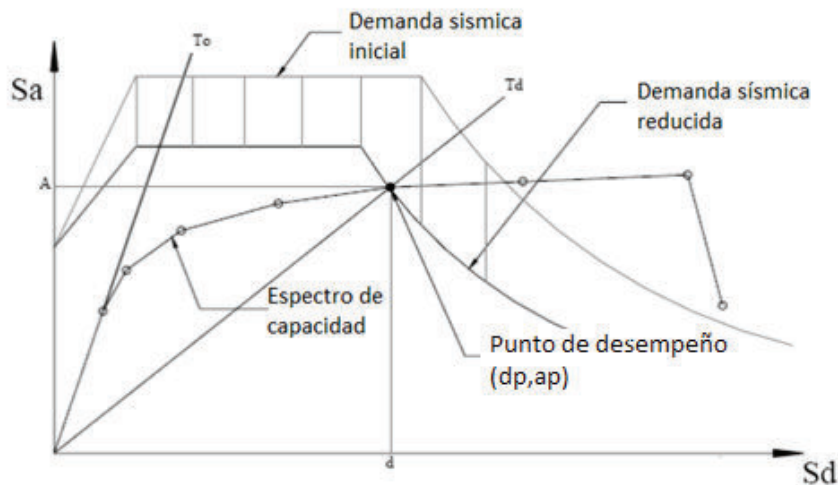
El programa SAP2000 [17], utiliza el procedimiento A, de los tres que presenta el cuerpo normativo ATC 40 [5], para calcular el desempeño de la estructura.

El procedimiento A se resume de la siguiente manera:

1. Se superponen el espectro de capacidad y el espectro inelástico de respuesta en formato ADRS.
2. Se supone un punto de partida d_{pi} , a_{pi} , (coordenadas de seudo desplazamiento y seudo aceleración) el cual puede ser escogido mediante la aproximación de desplazamientos iguales.
3. Se calcula el espectro de demanda según la reducción del espectro en formato ADRS, según las ecuaciones 3.10, 3.11, 3.12 y 3.13.
4. Se determina si el espectro de demanda calculado, se intercepta con el espectro de capacidad en el punto escogido d_{pi} , a_{pi} , con un error tolerable.
5. Si el espectro de demanda y el espectro de capacidad no se interceptan en el punto d_{pi} , a_{pi} con un error tolerable, se vuelve a seleccionar nuevos puntos d_{pi} , a_{pi} y realizar el proceso desde el punto 3.

6. Cuando el espectro de demanda intersecte al espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable, el punto tentativo de desempeño d_{pi} , a_{pi} es el punto de desempeño d_p , a_p tal como se indica en la figura 3.21.

FIGURA 3.21 PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA (MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD)



FUENTE: ATC 40 [5]

MODIFICACIÓN: Alex Llano

3.5 OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE SAP2000

Como se menciona anteriormente el punto de desempeño es aquel donde la capacidad y la demanda se encuentran es decir donde la curva de capacidad y el espectro de demanda se intersectan. Este punto es calculado mediante el software SAP2000 [17], en el que se ajustan algunos parámetros que se asumen y se calculan, para obtener el punto de desempeño; en la figura 3.22, se indican los parámetros que se asignan en el SAP2000 [17], para la obtener el desempeño mediante el método del espectro de capacidad.

FIGURA 3.22 PARÁMETROS ASIGNADOS EN EL SOFTWARE SAP2000 (MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD)

Parameters For ATC-40 Capacity Spectrum

Pushover Parameters Name
Name Desempeño Units Tont. m. C

Plot Axes
 Sa - Sd Sa - T Sd - T Axis Labels and Range Set Axis Data...

Demand Spectrum Definition
 Function specnec SF 10.
 User Coeffs Ca Cv

Damping Parameters Definition
 Inherent + Additional Damping 0.05
 Structural Behavior Type
 A B C User Modify/Show...

Items Visible On Plot
 Show Capacity Curve Color ■
 Show Family of Demand Spectra Color ■
 Damping Ratios

 Show Single Demand Spectrum (ADRS) (Variable Damping) Color ■
 Show Constant Period Lines at Color ■

 Reset Default Colors

Update Plot
 OK Cancel

FUENTE: SAP2000 [17]

ELABORACIÓN: Alex Llano

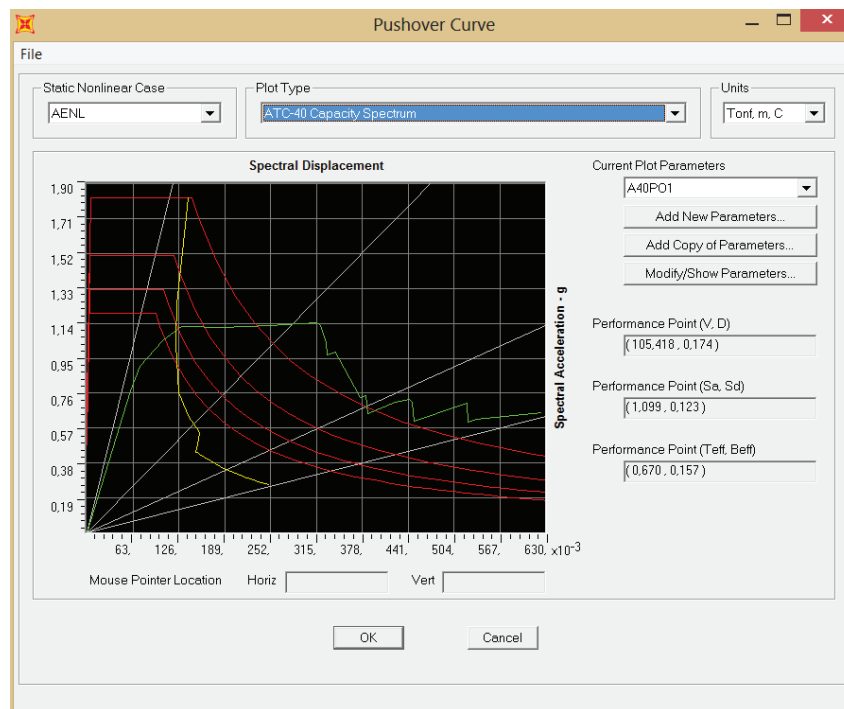
Se recalca que el espectro que se asigna en la Figura 3.22 se calcula en el anterior capítulo; asimismo el parámetro *structural behavior type* es asumido tal como se señala en párrafos anteriores, como tipo B.

Con los parámetros asignados, se presenta el desempeño de la estructura del modelo 5, en la figura 3.23 y en la tabla 3.9.

TABLA 3.9 PUNTO DE DESEMPEÑO DEL MODELO 20

V (Ton)	105,42
d (m)	0,17
Sa	1,11
Sd	0,12

ELABORACIÓN: Alex Llano.

FIGURA 3.23 GRAFICO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DEL MODELO 5, SAP2000

ELABORACIÓN: Alex Llano

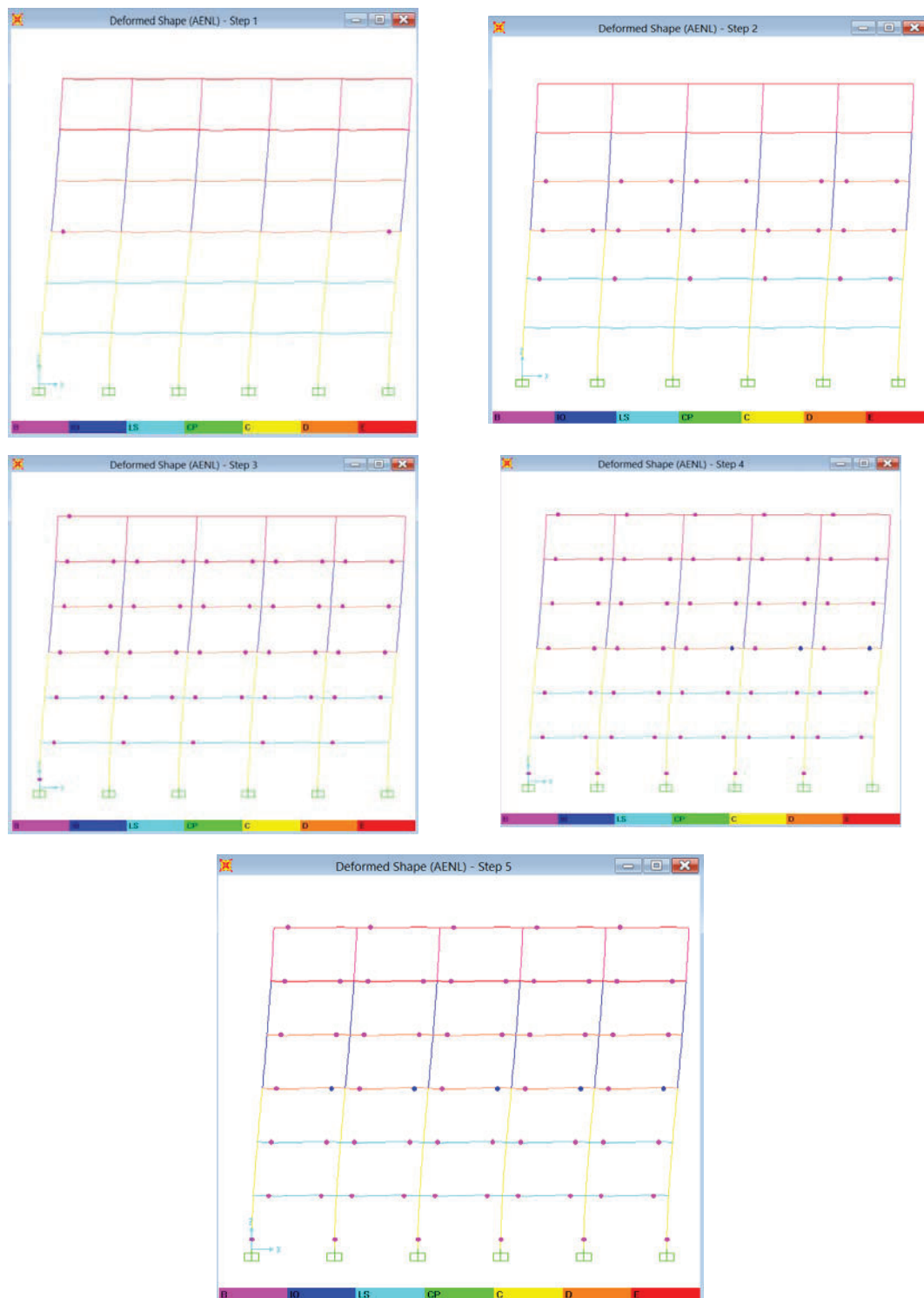
A continuación se muestra un resumen de los puntos de desempeño de los modelos realizados y la intersección gráfica del espectro de capacidad y el espectro de demanda de los primeros 5 modelos realizados, en cada dirección. Asimismo se presenta una secuencia de formación de rotulas plásticas hasta el punto de desempeño.

TABLA 3.10 RESUMEN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS REALIZADOS EN EL SENTIDO X

	SENTIDO X				B		IO		LS		CP	
	V (Ton)	d (m)	Sa	Sd	#	%	#	%	#	%	#	%
Modelo 1	109,42	0,17	1,14	0,12	72	54,55%	60	45,45%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 2	104,98	0,17	1,09	0,12	72	54,55%	60	45,45%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 3	109,00	0,17	1,13	0,12	71	53,79%	61	46,21%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 4	104,94	0,17	1,09	0,12	71	53,79%	58	43,94%	3	2,27%	0	0,00%
Modelo 5	105,42	0,17	1,10	0,12	71	53,79%	56	42,42%	5	3,79%	0	0,00%
Modelo 6	106,64	0,17	1,10	0,12	71	53,79%	61	46,21%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 7	105,80	0,17	1,10	0,12	71	53,79%	61	46,21%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 8	105,85	0,17	1,09	0,12	71	53,79%	61	46,21%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 9	105,47	0,17	1,09	0,12	75	56,82%	57	43,18%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 10	104,97	0,17	1,09	0,12	72	54,55%	60	45,45%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 11	108,55	0,17	1,12	0,12	72	54,55%	60	45,45%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 12	108,38	0,17	1,12	0,12	71	53,79%	61	46,21%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 13	108,34	0,17	1,13	0,12	72	54,55%	60	45,45%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 14	108,25	0,17	1,13	0,12	72	54,55%	60	45,45%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 15	108,68	0,17	1,13	0,12	73	55,30%	59	44,70%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 16	109,43	0,17	1,13	0,12	79	59,85%	53	40,15%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 17	108,53	0,17	1,13	0,12	74	56,06%	58	43,94%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 18	106,64	0,17	1,11	0,12	73	55,30%	59	44,70%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 19	105,86	0,17	1,10	0,12	72	54,55%	60	45,45%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 20	107,56	0,17	1,12	0,12	73	55,30%	59	44,70%	0	0,00%	0	0,00%

ELABORACIÓN: Alex Llano.

FIGURA 3.24 SECUENCIA DE FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS DEL MODELO 5 EN SENTIDO X, HASTA EL PUNTO DE DESEMPEÑO



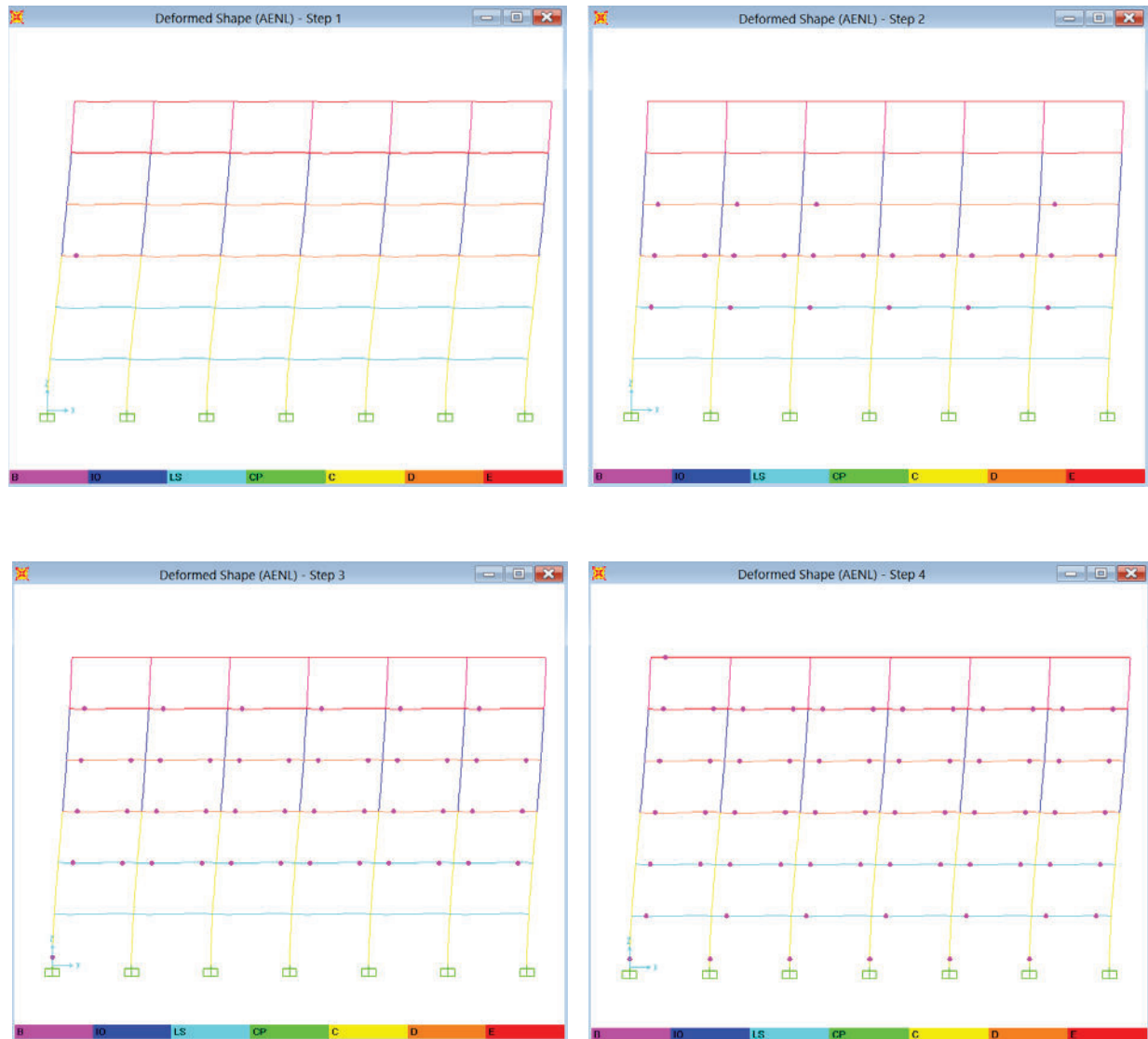
ELABORACIÓN: Alex Llano.

TABLA 3.11 RESUMEN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS REALIZADOS EN EL SENTIDO Y

	SENTIDO Y				B		IO		LS		CP	
	V (Ton)	d (m)	Sa	Sd	#	%	#	%	#	%	#	%
Modelo 1	130,418	0,171	1,142	0,122	84	53,85%	72	46,15%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 2	125,130	0,171	1,098	0,121	87	55,77%	69	44,23%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 3	125,980	0,172	1,110	0,122	90	57,69%	66	42,31%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 4	126,350	0,171	1,111	0,121	85	54,49%	71	45,51%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 5	126,101	0,170	1,103	0,121	83	53,21%	73	46,79%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 6	126,037	0,170	1,100	0,121	86	55,13%	70	44,87%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 7	125,661	0,170	1,099	0,122	89	57,05%	67	42,95%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 8	125,116	0,171	1,098	0,121	85	54,49%	71	45,51%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 9	125,132	0,171	1,098	0,121	87	55,77%	69	44,23%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 10	129,840	0,171	1,132	0,122	94	60,26%	62	39,74%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 11	129,280	0,170	1,126	0,121	84	53,85%	72	46,15%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 12	128,330	0,170	1,117	0,121	89	57,05%	67	42,95%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 13	127,245	0,170	1,111	0,122	88	56,41%	68	43,59%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 14	126,119	0,171	1,106	0,122	85	54,49%	72	46,15%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 15	125,245	0,171	1,101	0,122	84	53,85%	72	46,15%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 16	125,212	0,171	1,100	0,122	84	53,85%	72	46,15%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 17	125,997	0,171	1,105	0,121	87	55,77%	69	44,23%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 18	127,879	0,171	1,122	0,122	86	55,13%	70	44,87%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 19	129,530	0,171	1,135	0,122	85	54,49%	71	45,51%	0	0,00%	0	0,00%
Modelo 20	127,980	0,173	1,128	0,126	86	55,13%	70	44,87%	0	0,00%	0	0,00%

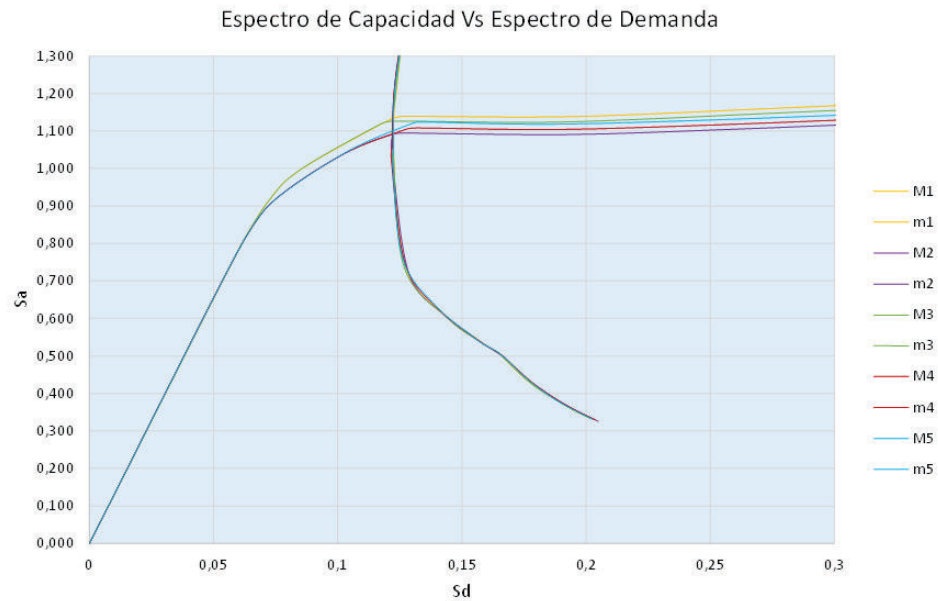
ELABORACIÓN: Alex Llano.

FIGURA 3.25 SECUENCIA DE FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS DEL MODELO 10 EN SENTIDO Y, HASTA EL PUNTO DE DESEMPEÑO



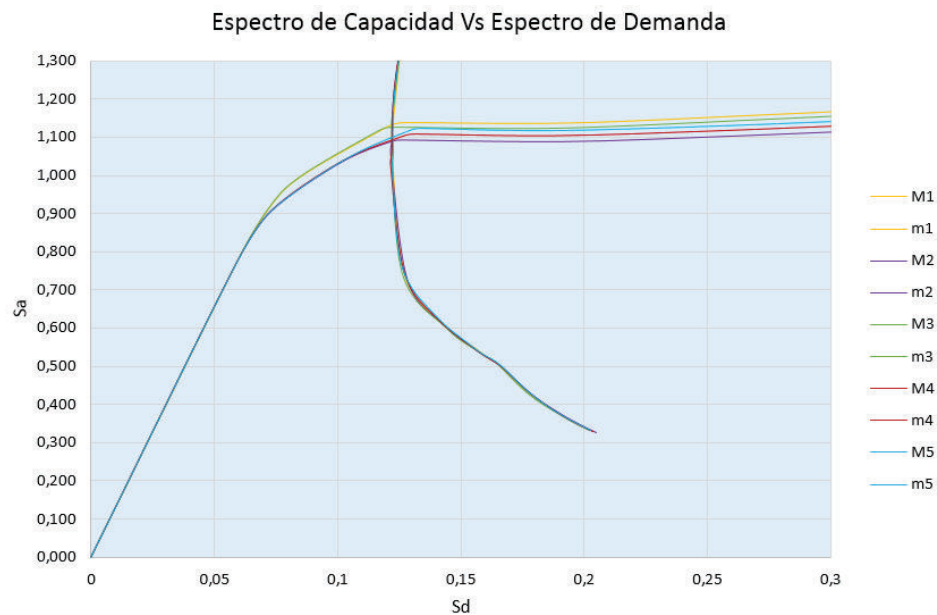
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 3.26 INTERSECCIÓN GRÁFICA DEL ESPECTRO DE DEMANDA CON EL ESPECTRO DE CAPACIDAD, MODELOS DEL 1 AL 5 SENTIDO X



ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 3.27 INTERSECCIÓN GRÁFICA DEL ESPECTRO DE DEMANDA CON EL ESPECTRO DE CAPACIDAD, MODELOS DEL 1 AL 5 SENTIDO Y



ELABORACIÓN: Alex Llano

3.6 SÍNTESIS DEL DESARROLLO DEL NSP, PARA CALCULAR EL DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

1. El primer punto es considerar la respuesta no lineal que presentan los materiales, tanto el hormigón (confinado y no confinado) como el acero de refuerzo, por lo cual se analiza la relación esfuerzo deformación respectiva de cada uno de los elementos antes mencionados.
2. Se evalúa la ductilidad y la capacidad, de los elementos estructurales, mediante los diagramas de momento curvatura, en el cual se integran las relaciones esfuerzo deformación del hormigón y el acero para conocer los puntos de fluencia y de última capacidad del elemento.
3. Se genera un modelo matemático bidimensional, el cual debe estar compuesto por elementos de hormigón reforzado resultantes de un previo análisis lineal. Dichos elementos deben tener asignados cargas gravitacionales linealmente distribuidas (carga muerta, sobrecarga muerta y viva) y en sus extremos puntos teóricos que se prevé que funcionen como mecanismo de disipación de energía, es decir rotulas plásticas.
4. Se aplica la técnica del PUSHOVER, al modelo matemático del punto anterior. Dicha técnica consiste en aplicar cargas laterales monotónicas incrementales para generar desplazamientos laterales y relacionar con el corte basal, para que se pueda trazar la curva de capacidad de la estructura. En este punto se debe notar que a medida que la deformación lateral aumenta se van desarrollando rotulas plásticas, cuyo giro se califica mediante unas tablas empíricas que presenta el cuerpo normativo FEMA 356 [8].
5. Se aplica el método del espectro de capacidad el cual combina la curva de capacidad y el espectro inelástico de respuesta (que se calcula

previamente), en un nuevo formato llamado ADRS, donde las abscisas y las ordenadas, están en unidades de seudo desplazamiento y seudo aceleración respectivamente. Para ello se transforma la curva de capacidad y el espectro inelástico de respuesta a un espectro de capacidad y a un espectro de demanda respectivamente.

6. Finalmente se realiza un proceso iterativo, como se menciona en el ATC 40 [5], hasta que confluyan en un punto asumido el espectro de capacidad y el espectro de demanda y las coordenadas de esa intersección gráfica es el punto de desempeño de la estructura.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 GENERALIDADES

Previo al análisis de resultados que se realiza en el presente capítulo, se describe un resumen de conceptos, para poder establecer parámetros de comparación entre cada filosofía de diseño que se aplica en esta investigación, (análisis estático lineal y análisis estático no lineal). Posterior a aquello se elabora el análisis de resultados, en base a los distintos resultados de desplazamiento, corte basal y niveles de desempeño.

4.2 RESUMEN DE CONCEPTOS BÁSICOS

4.2.1 ANÁLISIS LINEAL

En este análisis se obtienen los desplazamientos, deformaciones, esfuerzos y reacciones, bajo el efecto de cargas laterales aplicadas, las cuales provienen de un espectro de respuesta o de un método estático equivalente.

4.2.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (NSP)

Este análisis permite determinar la capacidad resistente de una estructura y compararla con la demanda sísmica, para establecer un desempeño que está asociado a niveles de daño aceptables.

4.2.3 DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO

Proviene de un desplazamiento lateral elástico, afectado por un factor de reducción de resistencia sísmica, Aguiar [3].

4.2.4 DERIVA INELÁSTICA MÁXIMA

Proviene de la diferencia de desplazamientos laterales elásticos de pisos consecutivos, dividido para la altura de entrepiso y afectado por un factor de reducción de resistencia sísmica

4.2.5 RÓTULAS PLÁSTICAS

Son mecanismos de disipación de energía que se producen en los extremos de los elementos estructurales a una distancia de la cara de apoyo que puede ser calculada, pero para la presente investigación se asumen al 2.5% y al 5% de la longitud del elemento.

4.2.6 TÉCNICA DEL PUSHOVER

Consiste en aplicar cargas laterales monotónicas incrementales, sobre una estructura, para producir un desplazamiento lateral.

4.2.7 CURVA DE CAPACIDAD

Representa, el comportamiento de la estructura, en el rango elástico e inelástico, con respecto a una demanda sísmica aplicada.

4.2.8 NIVELES DE DESEMPEÑO

El criterio para establecer los niveles de desempeño provienen de los cuerpos normativos FEMA 273 [9], FEMA 346 [8] y ATC 40 [5], y son los siguientes:

- IO: Inmediata ocupación (Stand for Inmediate Occupancy)
- LS: Seguridad para la vida (Life Safety)
- CP: Prevención de colapso (Collapse Prevention)

4.2.9 PUNTO DE DESEMPEÑO

Corresponde a una representación gráfica donde la capacidad (curva de capacidad) se intersecta con la demanda (espectro de demanda), en un marco de

coordenadas de seudo aceleración y seudo desplazamiento. Este punto está asociado a un desplazamiento y a un valor de corte basal, que permite calificar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura.

4.3 ANÁLISIS Y CORRELACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.3.1 VERIFICACIÓN DEL ANÁLISIS LINEAL MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

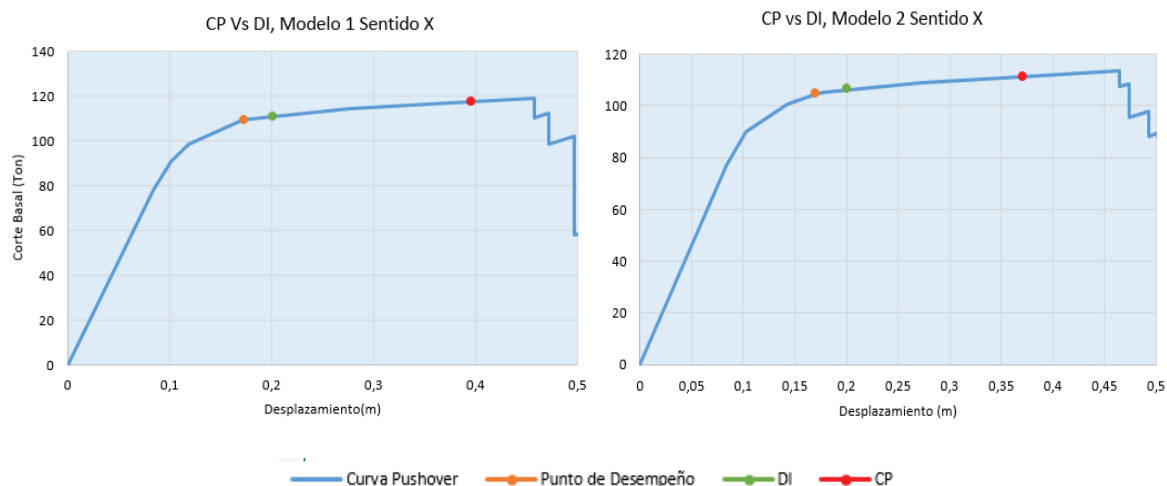
Como se explica en anteriores capítulos, cada análisis aplicado en la actual investigación, realiza un algoritmo matemático distinto, por ende sus datos de entrada y sus datos de salida, también son distintos, pero se puede llegar a una correlación de resultados lógica, al establecer en que cada análisis el desplazamiento generado por cargas laterales pretende ser controlado. En tal razón los dos métodos se pueden comparar mediante un criterio de condiciones extremas, es decir se puede comparar el punto de prevención de colapso CP, (para el NSP), y un desplazamiento inelástico (para el análisis lineal).

El desplazamiento inelástico se obtiene a partir de un desplazamiento elástico afectado por un factor de reducción de resistencia sísmica, como se explica en las definiciones arriba mencionadas.

La comparación se realiza gráficamente donde se indican dos puntos en la curva de capacidad, los cuales corresponden al desplazamiento inelástico (DI), y al punto CP (prevención de colapso).

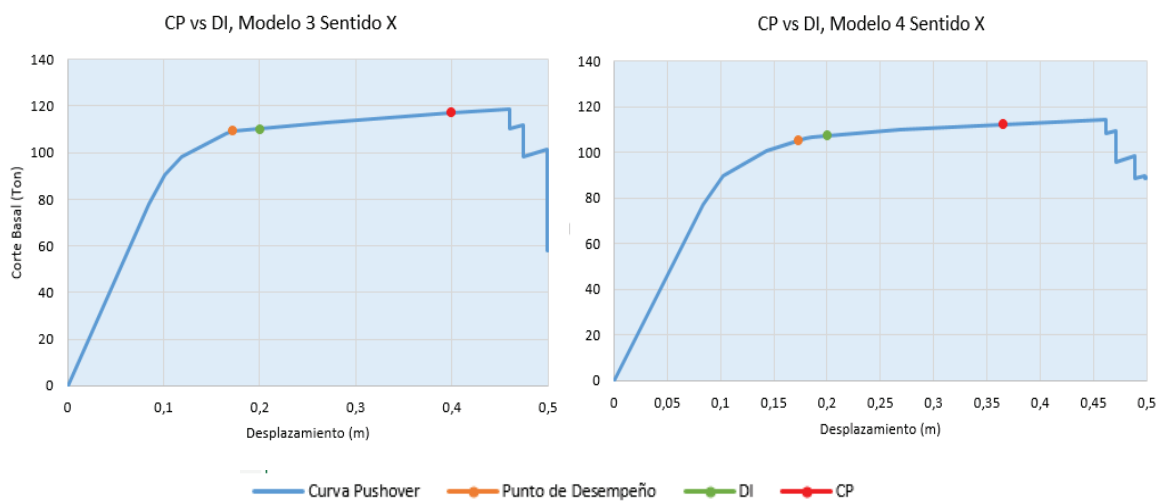
A continuación se muestran las curvas de capacidad de todos los modelos realizados, con los puntos de comparación, antes descritos.

FIGURA 4.1 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 1 y 2 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



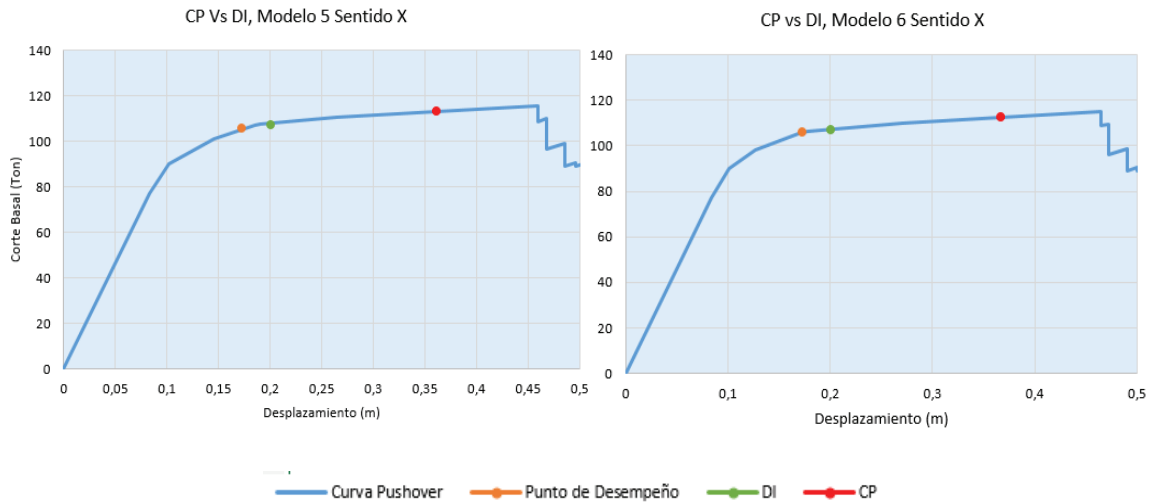
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.2 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 3 Y 4 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



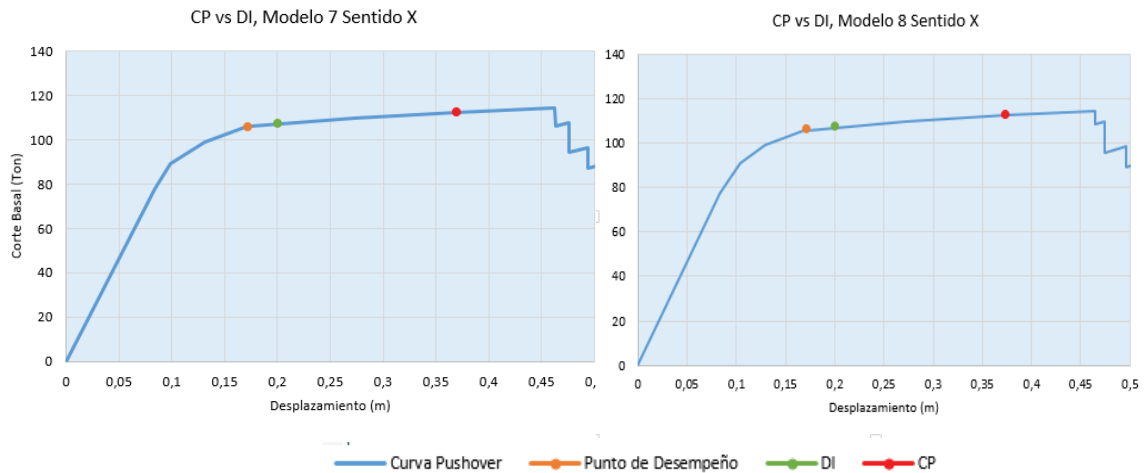
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.3 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 5 Y 6 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



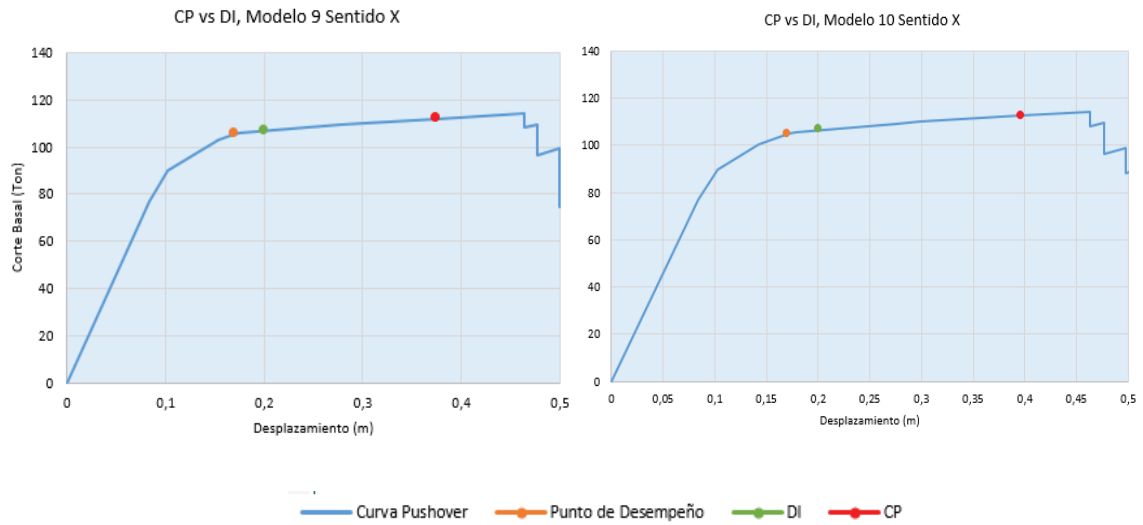
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.4 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 7 Y 8 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



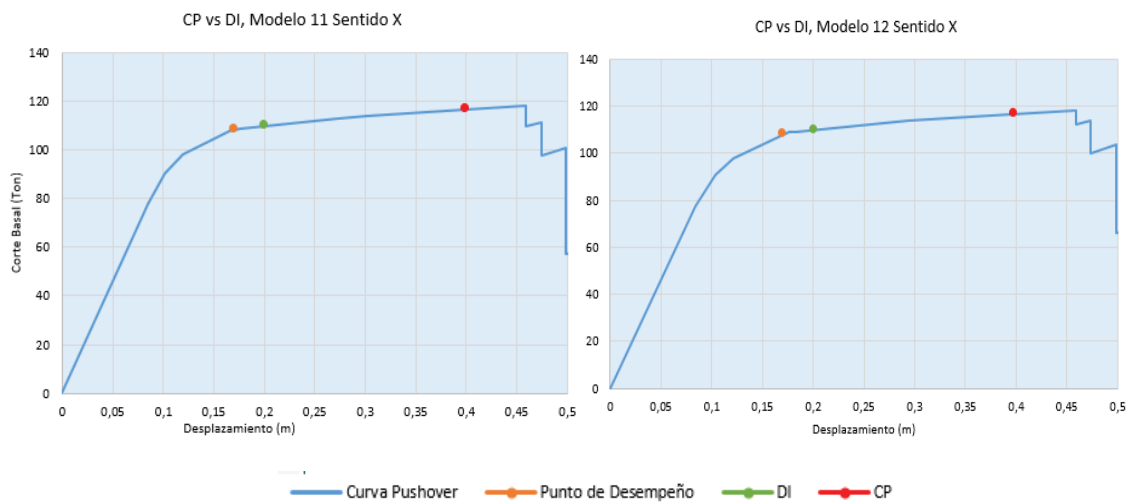
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.5 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 9 Y 10 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



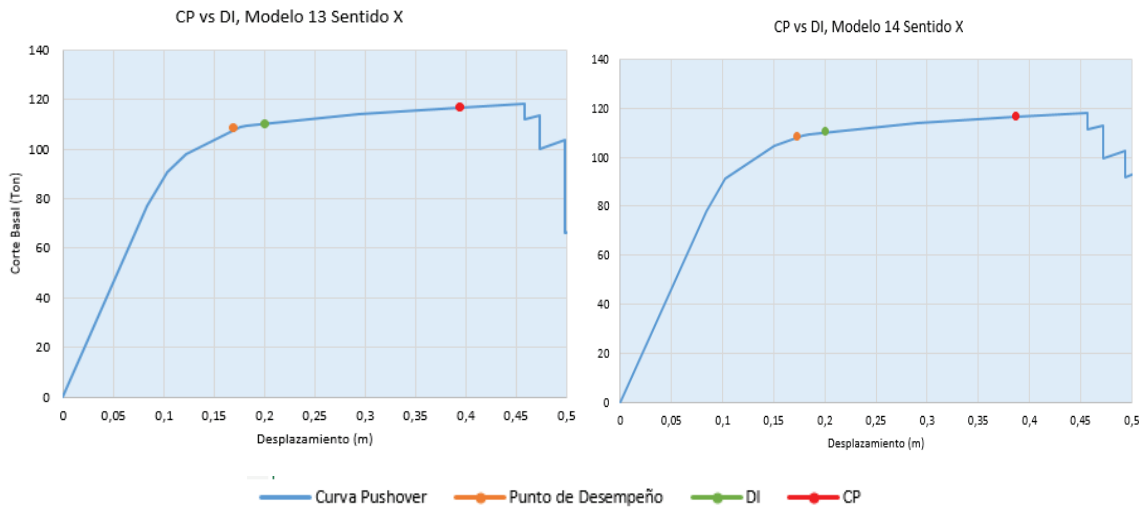
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.6 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 11 Y 12 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



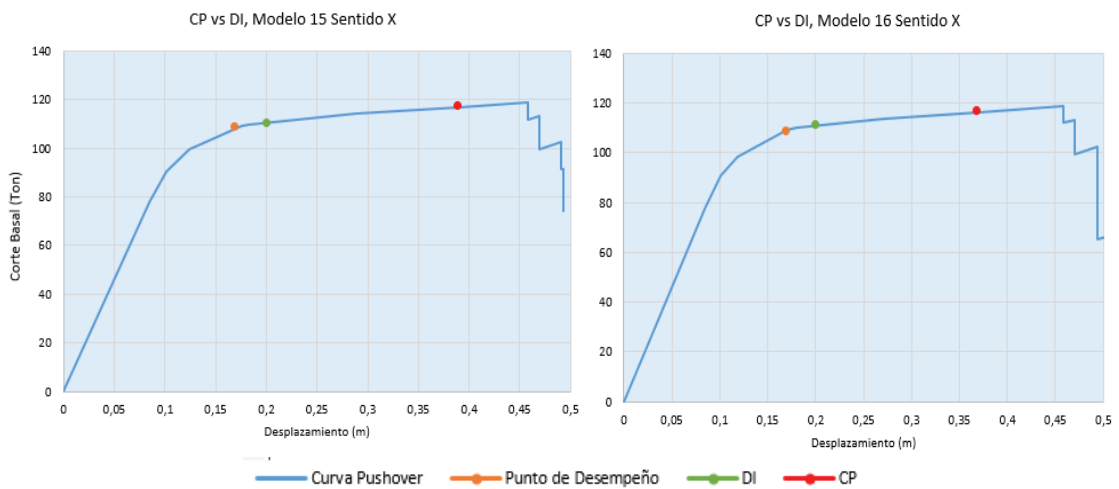
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.7 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 13 Y 14 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



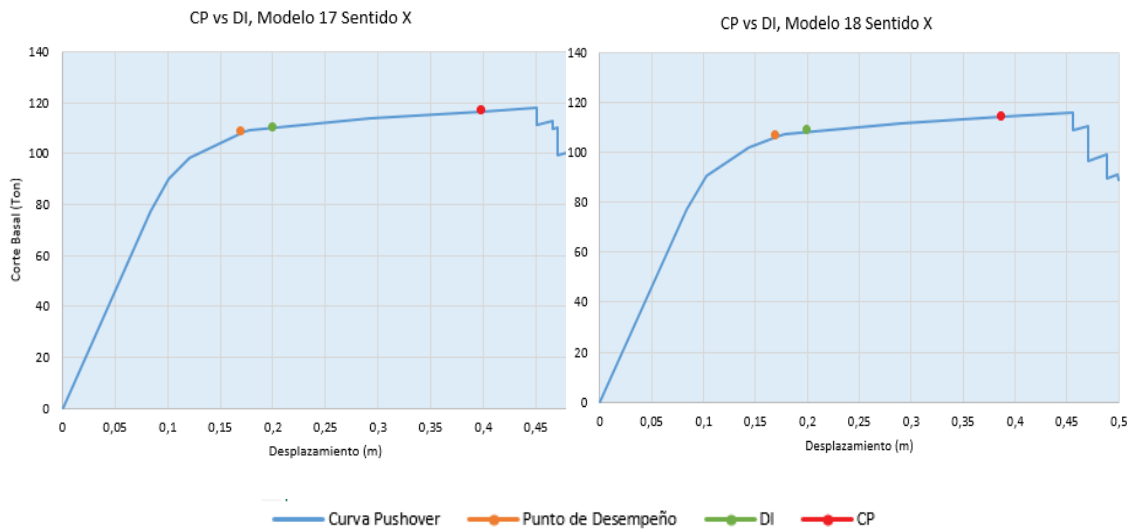
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.8 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 15 Y 16 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



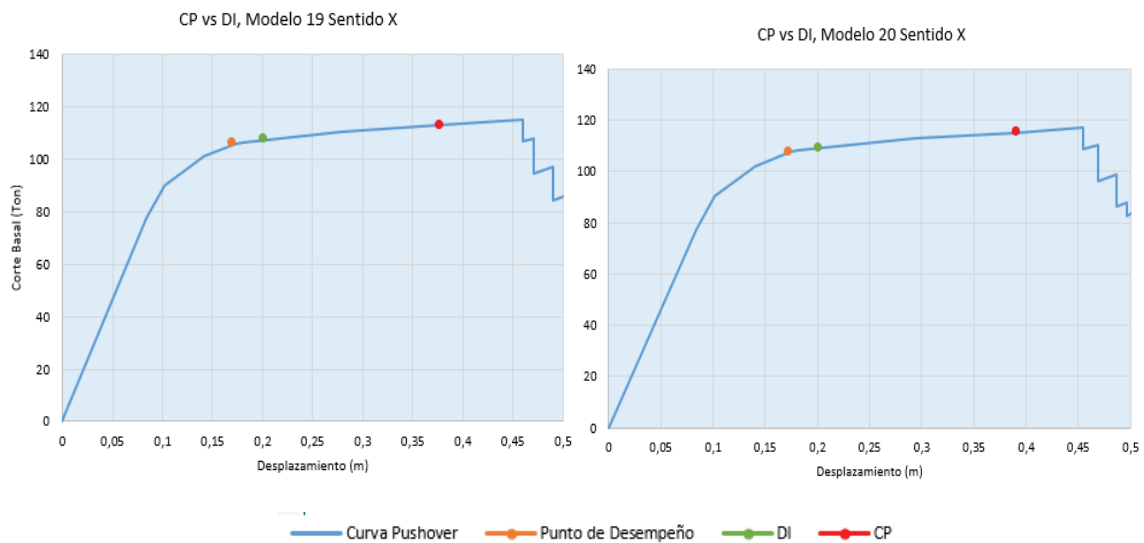
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.9 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 17 Y 18 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



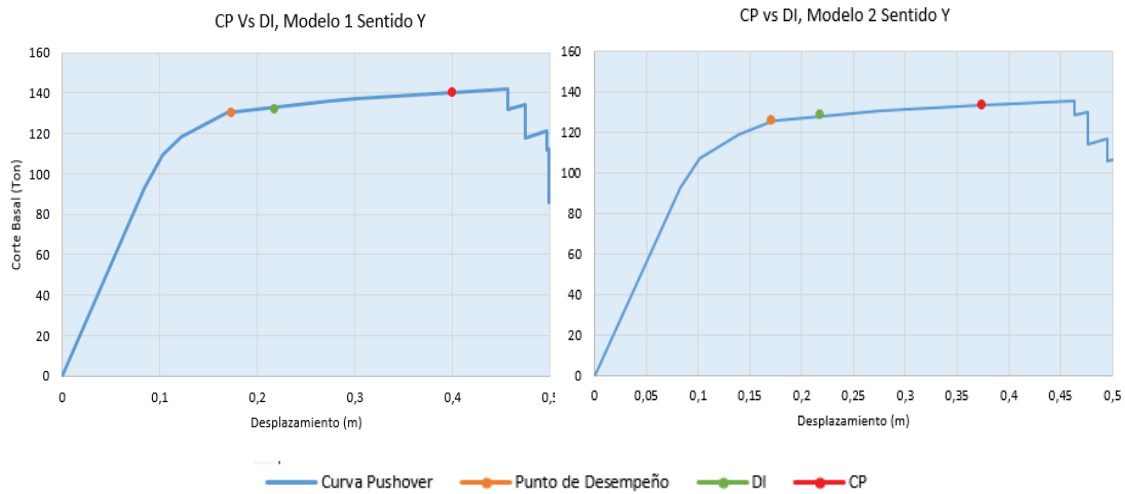
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.10 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 19 Y 20 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO X)



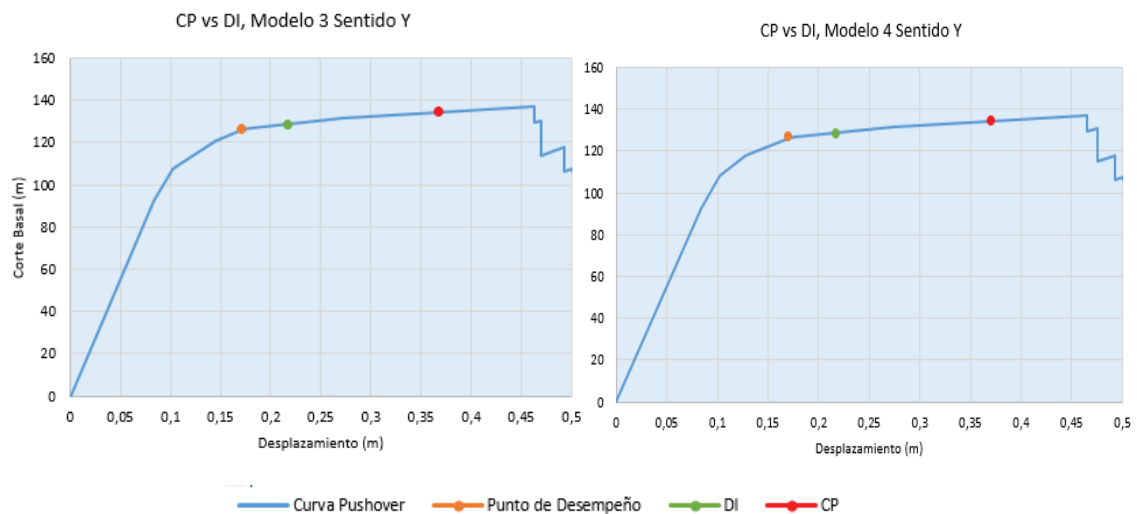
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.11 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 1 Y 2 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



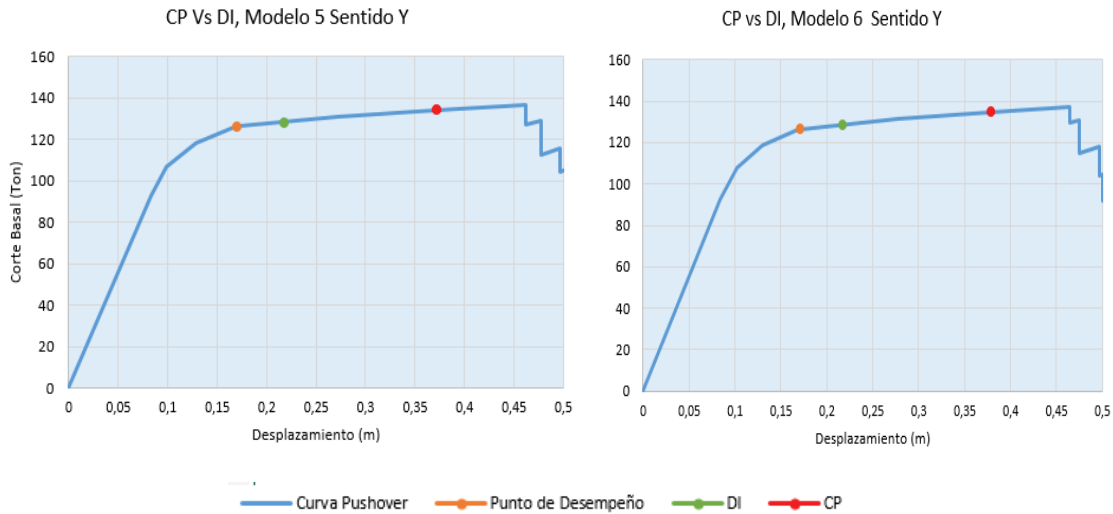
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.12 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 3 Y 4 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



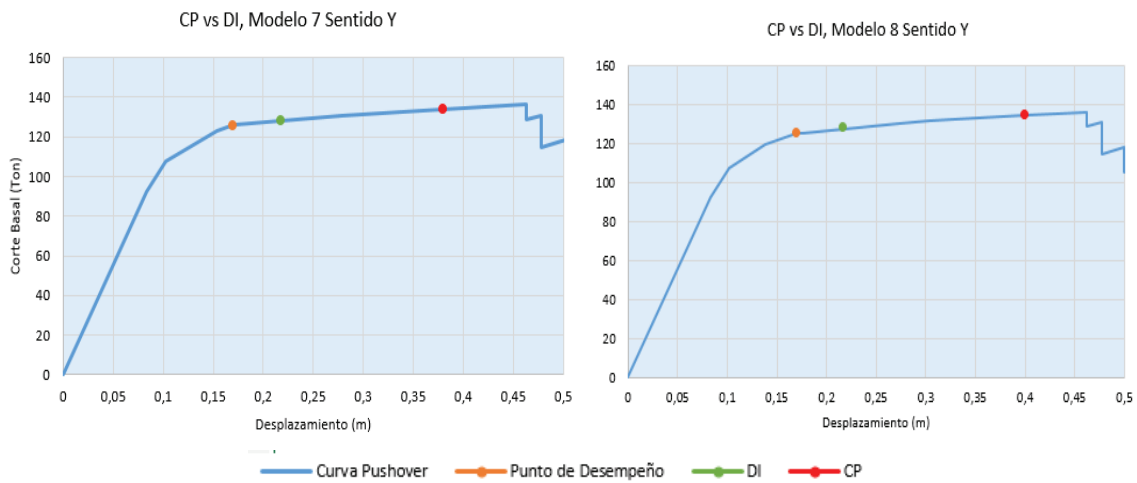
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.13 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 5 Y 6 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



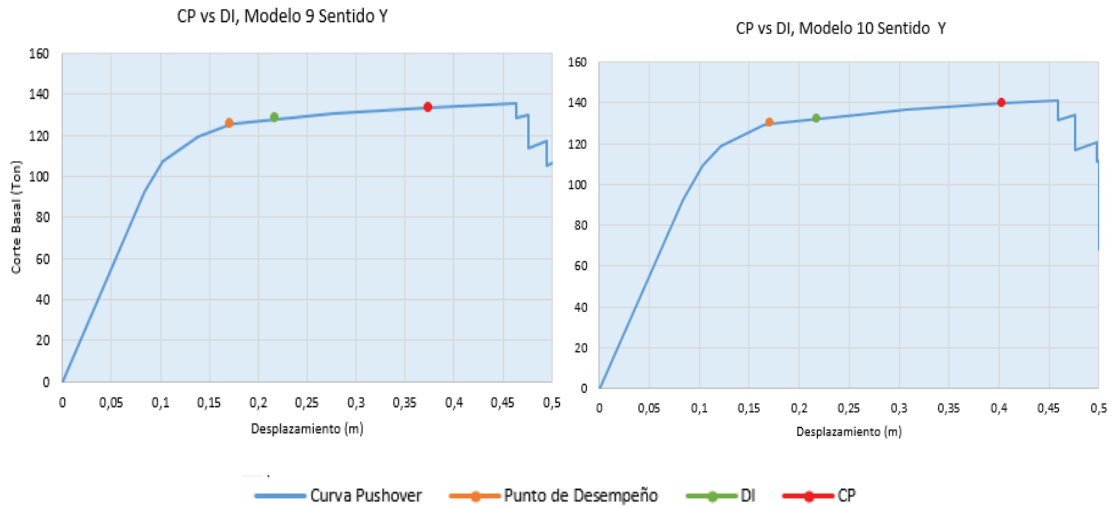
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.14 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 7 Y 8 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



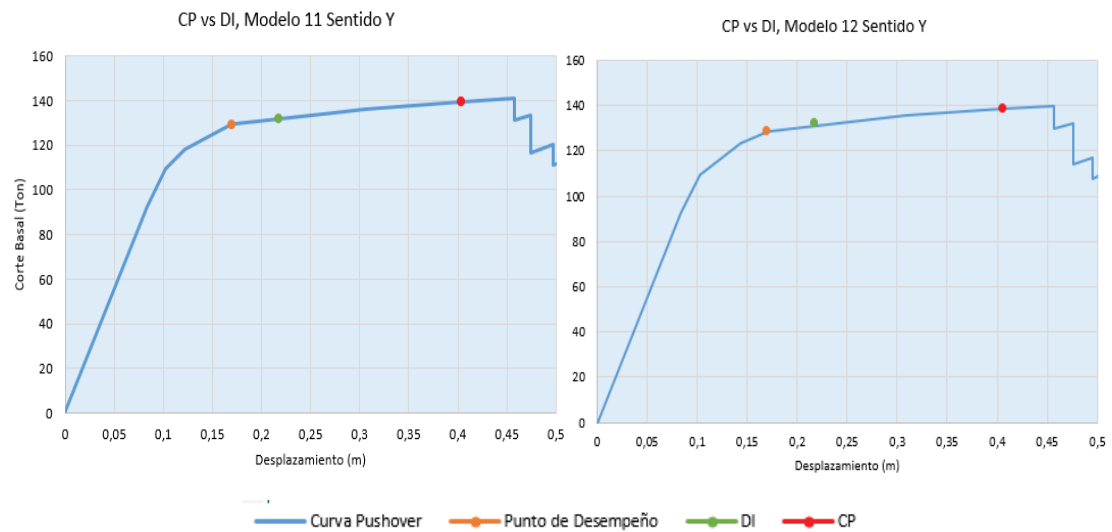
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.15 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 9 Y 10 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



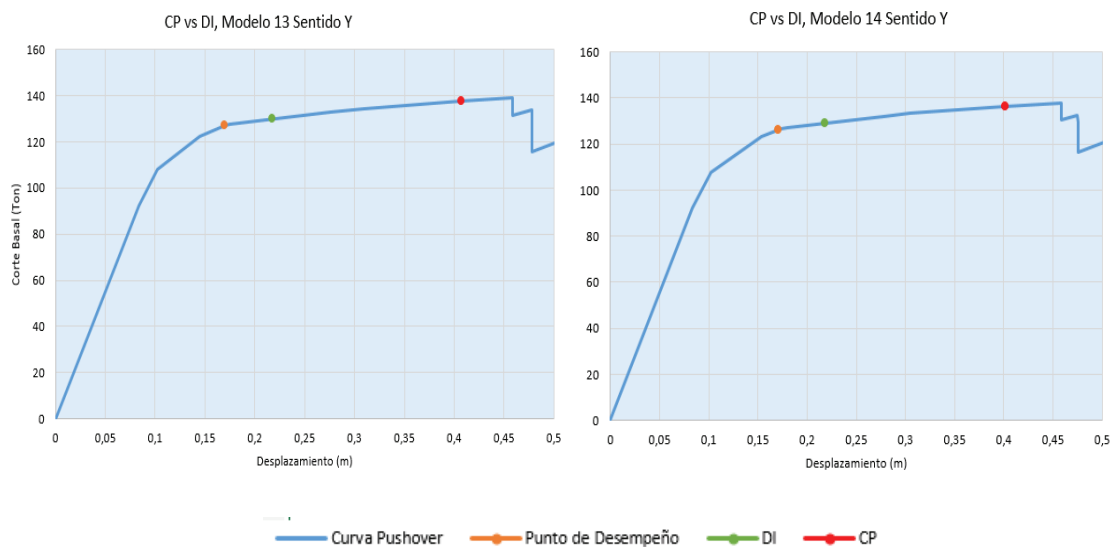
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.16 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 11 Y 12 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



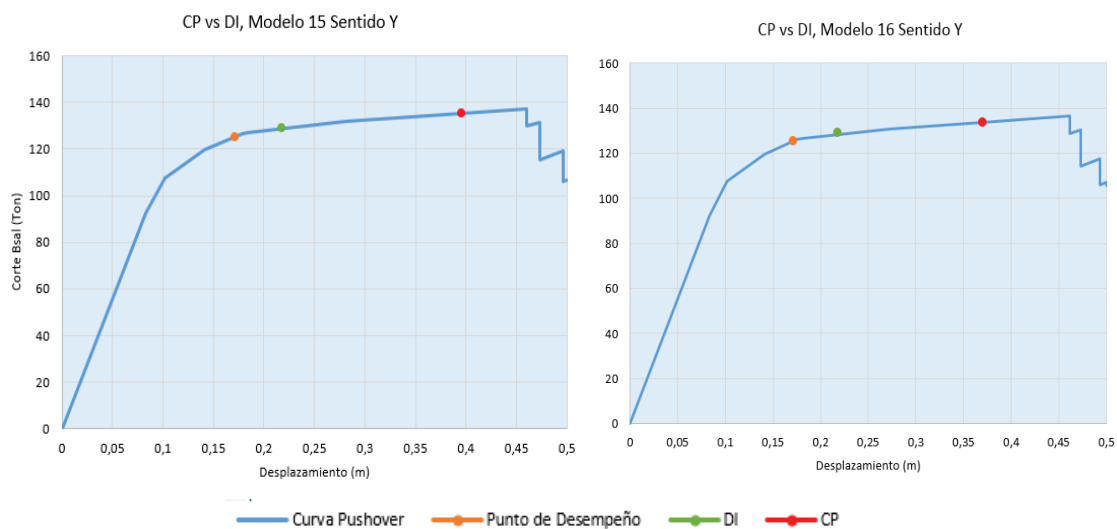
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.17 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 13 Y 14 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



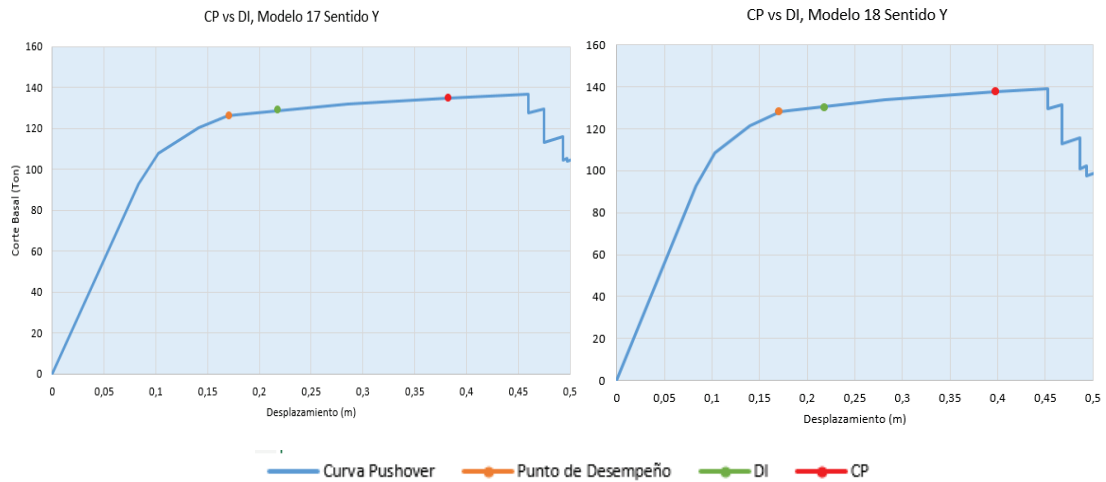
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.18 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 15 Y 16 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



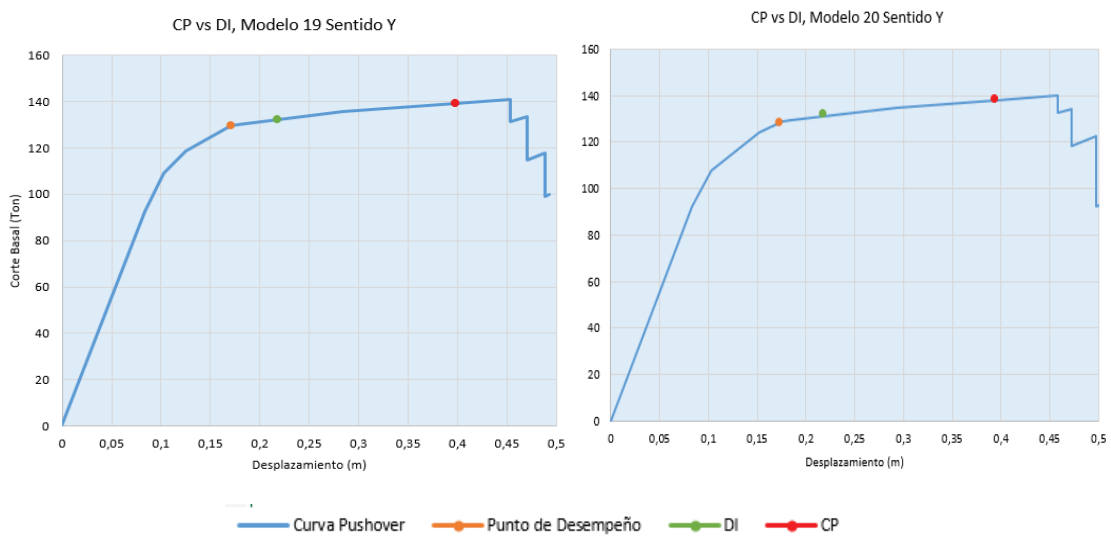
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.19 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 17 Y 18 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.20 CURVA DE CAPACIDAD MODELOS 19 Y 20 CON LOS PUNTOS CP Y DI (SENTIDO Y)



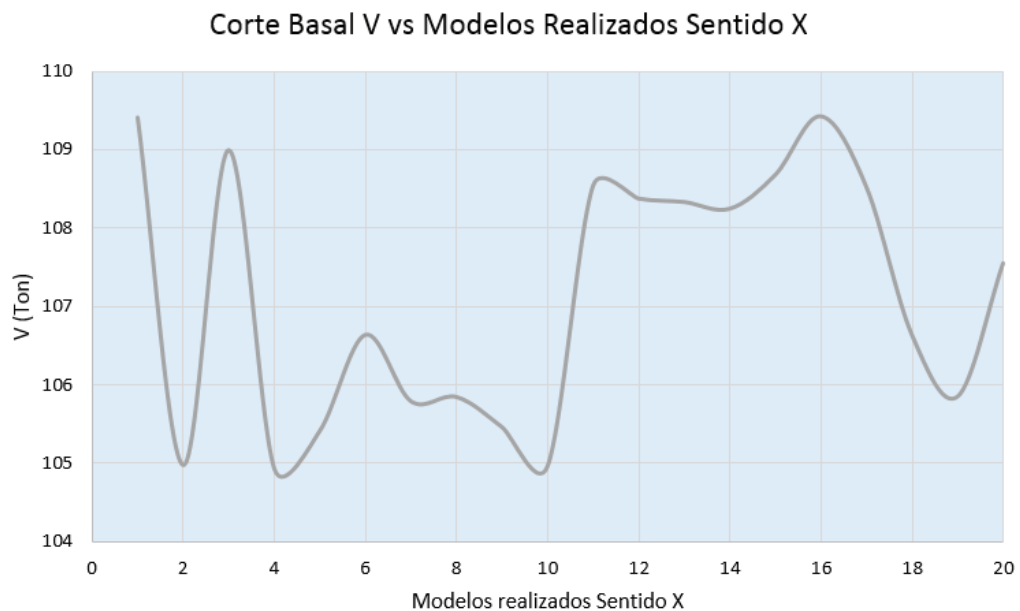
ELABORACIÓN: Alex Llano

4.3.2 VARIACIONES DE RESULTADOS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS REALIZADOS EN EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

4.3.2.1 Corte Basal

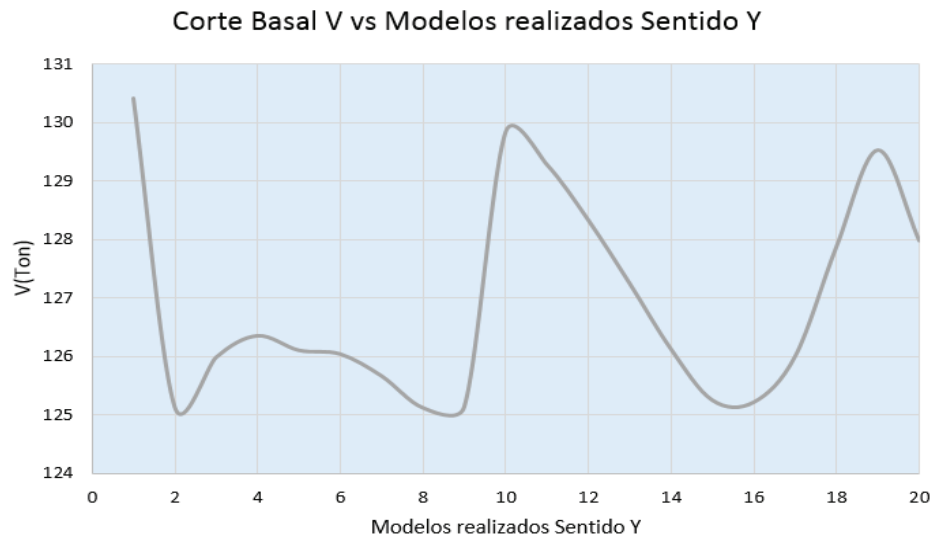
En la figura 4.21 y 4.22 se muestran la variación del corte basal

FIGURA 4.21 VARIACIÓN DEL CORTE BASAL EN FUNCIÓN DE LOS MODELOS REALIZADOS SENTIDO X



ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.22 VARIACIÓN DEL CORTE BASAL EN FUNCIÓN DE LOS MODELOS REALIZADOS SENTIDO Y

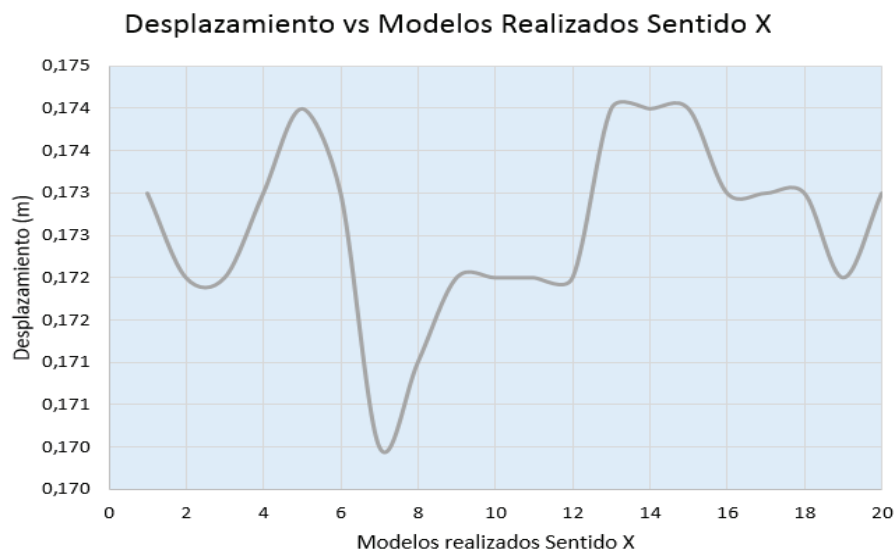


ELABORACIÓN: Alex Llano

4.3.2.2 Desplazamiento

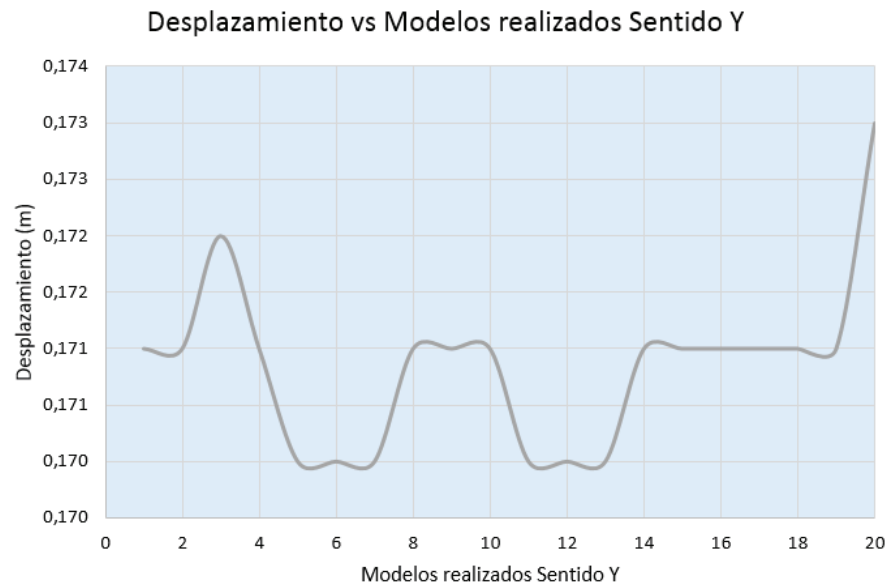
Los valores de desplazamiento, tal como se muestra en las figuras 4.23 para el sentido x y 4.25 en el sentido y.

FIGURA 4.23 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN FUNCIÓN DE LOS MODELOS REALIZADOS SENTIDO X



ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.24 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO EN FUNCIÓN DE LOS MODELOS REALIZADOS SENTIDO Y

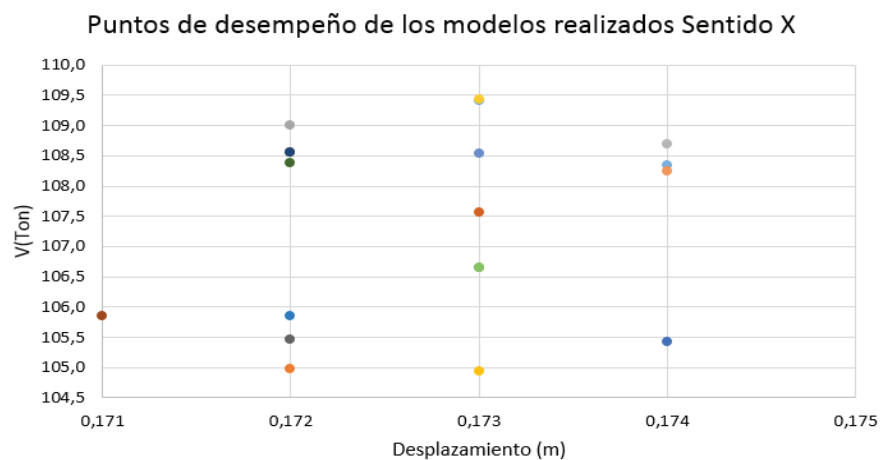


ELABORACIÓN: Alex Llano

4.3.2.3 Variación del punto de desempeño y del punto CP (Collapse Prevension)

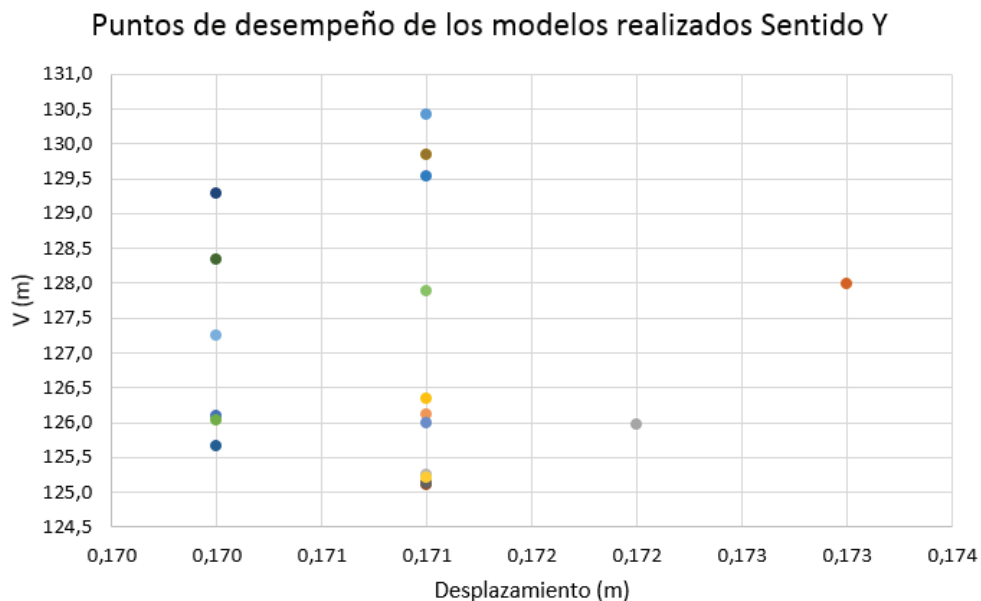
Se presentan los puntos de desempeño de los modelos que se realizan, donde se presentan tendencias de resultados en función del desplazamiento respecto al corte basal.

FIGURA 4.25 VARIACIÓN PUNTO DE DESEMPEÑO DE CADA MODELO REALIZADO SENTIDO X



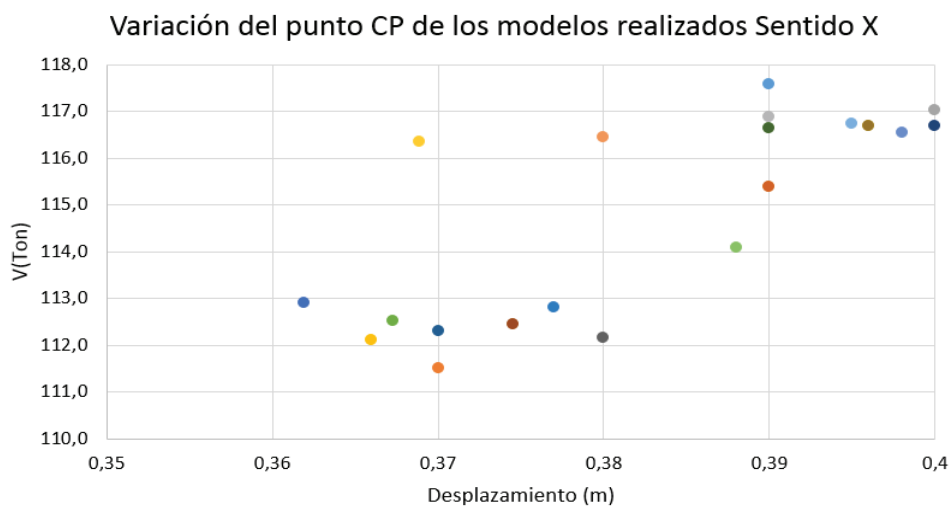
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.26 VARIACIÓN PUNTO DE DESEMPEÑO DE CADA MODELO REALIZADO SENTIDO Y



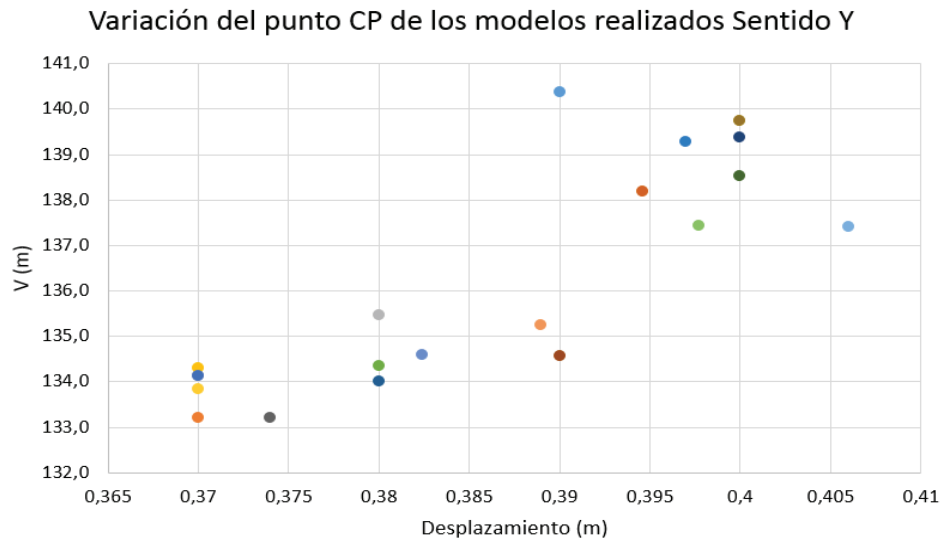
ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.27 VARIACIÓN DEL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENCIÓN) DE CADA MODELO REALIZADO SENTIDO X



ELABORACIÓN: Alex Llano

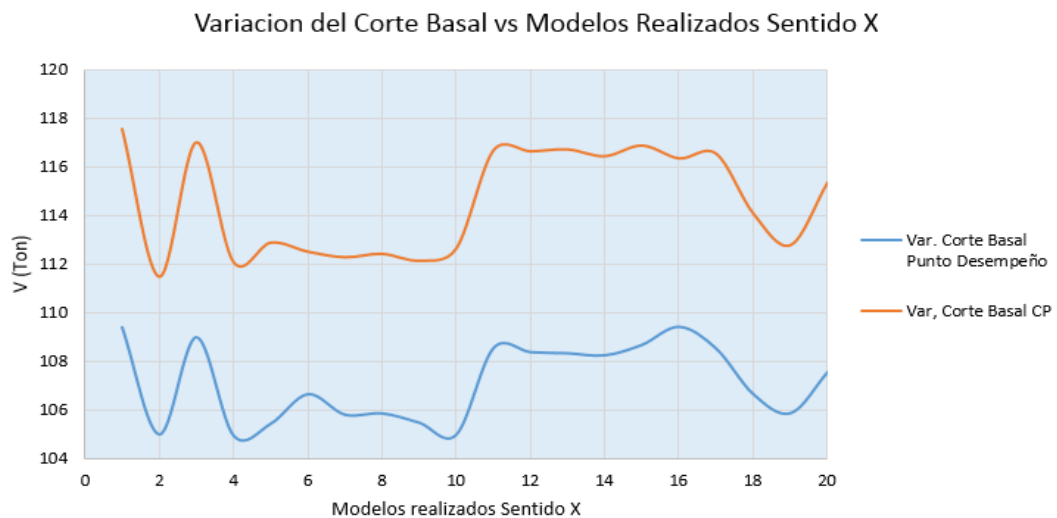
FIGURA 4.28 VARIACIÓN DEL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENCIÓN) DE CADA MODELO REALIZADO SENTIDO Y



ELABORACIÓN: Alex Llano

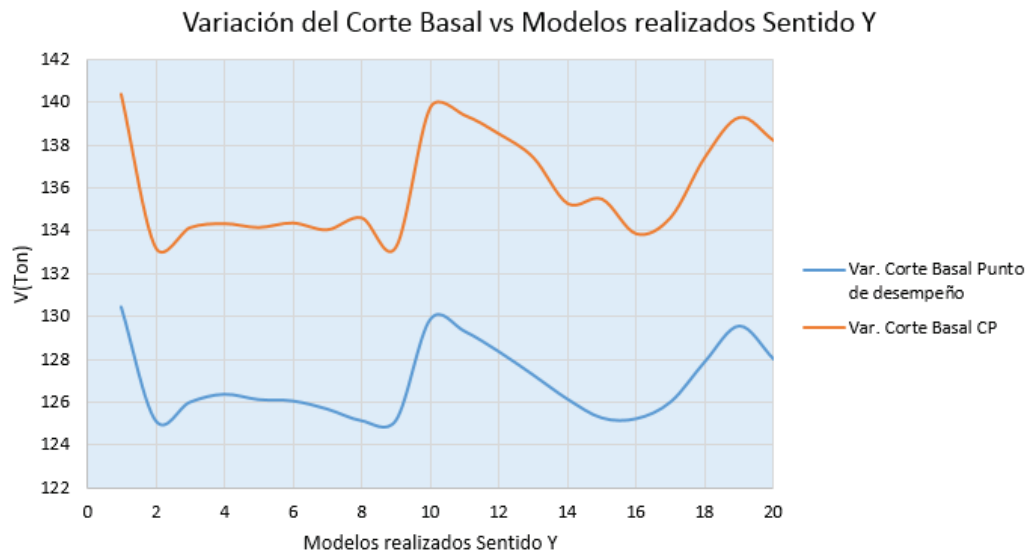
En las figuras 4.29 y 4.30 se exhiben la variación entre el cortante cuando alcanza el punto de desempeño y el cortante cuando se alcanza el nivel de desempeño CP.

FIGURA 4.29 VARIACIÓN DEL CORTE BASAL SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y EL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENTION)



ELABORACIÓN: Alex Llano

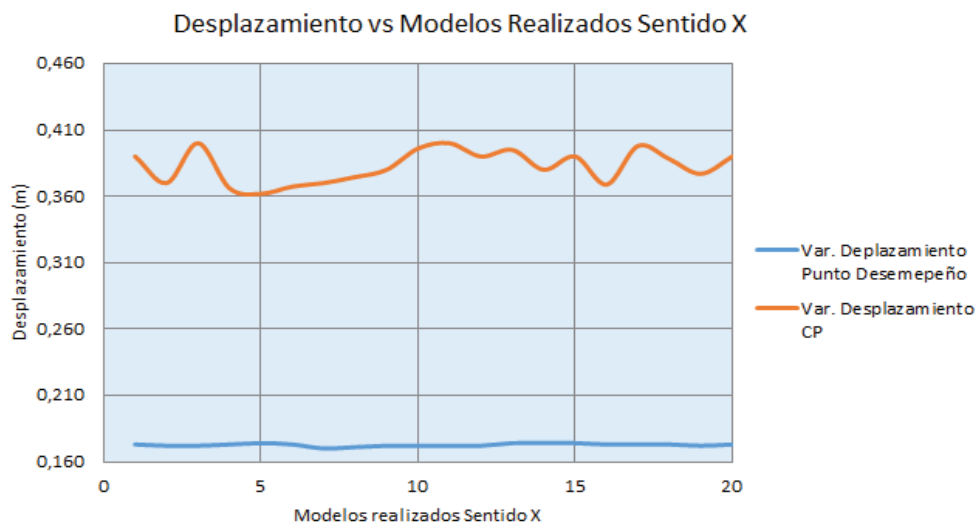
FIGURA 4.30 VARIACIÓN DEL CORTE BASAL SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y EL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENTION)



ELABORACIÓN: Alex Llano

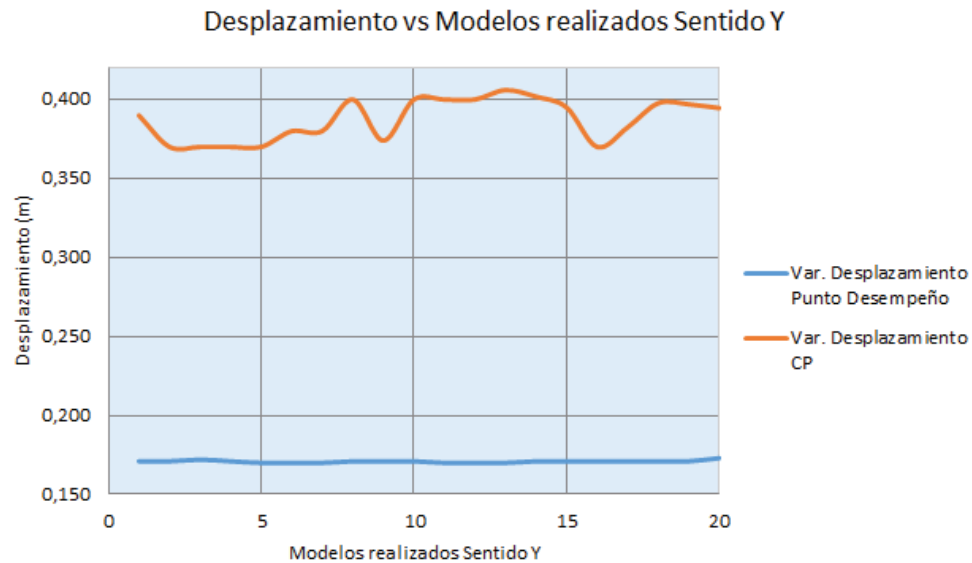
En las figuras 4.31 y 4.32 se muestra la variación de la magnitud de desplazamiento cuando se alcanza el punto de desempeño y cuando se alcanza el punto CP.

FIGURA 4.31 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y EL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENTION)



ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.32 VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO SEGÚN EL PUNTO DE DESEMPEÑO Y EL PUNTO CP (COLLAPSE PREVENTION)

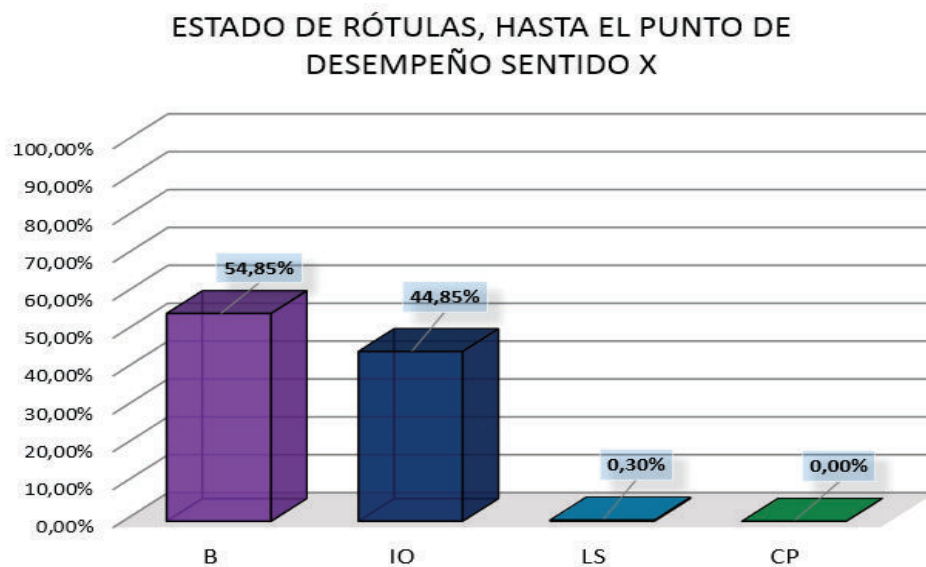


ELABORACIÓN: Alex Llano

4.3.2.4 Análisis de rótulas plásticas

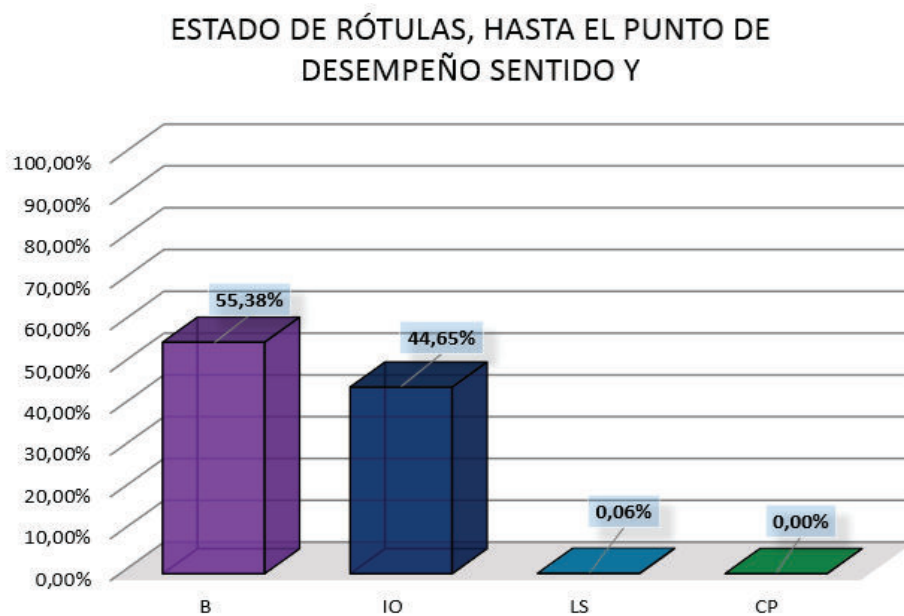
En las figuras 4.33 y 4.34 se muestra los porcentajes de los niveles de desempeño que presentan las rotulas plásticas de los modelos hasta alcanzar el punto de desempeño, es decir en base a la tabla 3.10 y 3.11 que indica el estado de las rotulas plásticas de cada modelo, se realiza un promedio en función del porcentaje de rotulas que se encuentran en los distintos niveles de desempeño y de esta manera establecer aproximadamente el nivel desempeño que presenta la estructura según los cuerpos normativos FEMA 273 [9], FEMA [8] 356 y ATC 40 [5].

FIGURA 4.33 PORCENTAJES DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA, SENTIDO X



ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.34 PORCENTAJES DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA, SENTIDO Y

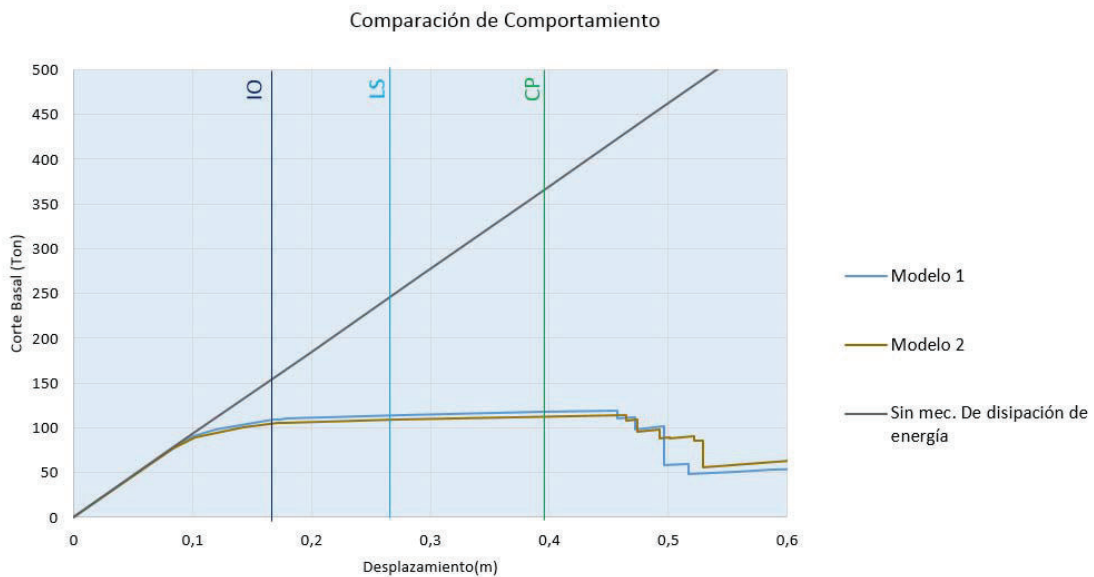


ELABORACIÓN: Alex Llano

4.3.3 COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO

El comportamiento lineal y no lineal de la estructura se observa en la FIGURA 4.35, en la cual se muestra dos modelos con zonas plásticas al 5% y al 2,5%, y un modelo sin zonas plásticas.

FIGURA 4.35 RESPUESTA ESTRUCTURAL LINEAL Y NO LINEAL



ELABORACIÓN: Alex Llano

En la tabla 4.1 se exponen el número de ciclos que se producen hasta el desplazamiento de control, de los modelos empleados en la figura de arriba.

TABLA 4.1 CICLOS DE CARGA DE CARGA HASTA LLEGAR AL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LOS MODELOS 1,2 Y DE UN MODELO SIN MECANISMOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Modelo Lineal		
# Ciclos u.	D (m)	V (Ton)
0	0	0,00
1	0,097	90,04
2	0,195	180,09
3	0,292	270,13
4	0,390	360,18
5	0,487	450,22
6	0,585	540,27
7	0,682	630,31
8	0,780	720,36
9	0,877	810,40
10	0,975	900,44

Modelo 1		
# Ciclos u.	D (m)	V (Ton)
0	0	0,00
1	0,083	77,74
2	0,102	90,58
3	0,143	98,30
4	0,172	108,77
5	0,178	109,48
6	0,273	109,99
7	0,371	114,17
8	0,465	117,58
9	0,465	119,21
10	0,474	110,54
11	0,474	112,12
12	0,493	98,59
13	0,493	101,98
14	0,502	57,98
15	0,502	59,94
16	0,522	47,81
17	0,522	51,34
18	0,529	52,93
19	0,529	55,49
20	0,603	58,04
21	0,609	60,57
22	0,609	51,11
23	0,669	58,84
24	0,698	50,63
25	0,698	51,32
26	0,797	51,32
27	0,809	53,78
28	0,854	51,33
29	0,854	55,66
30	0,975	56,18

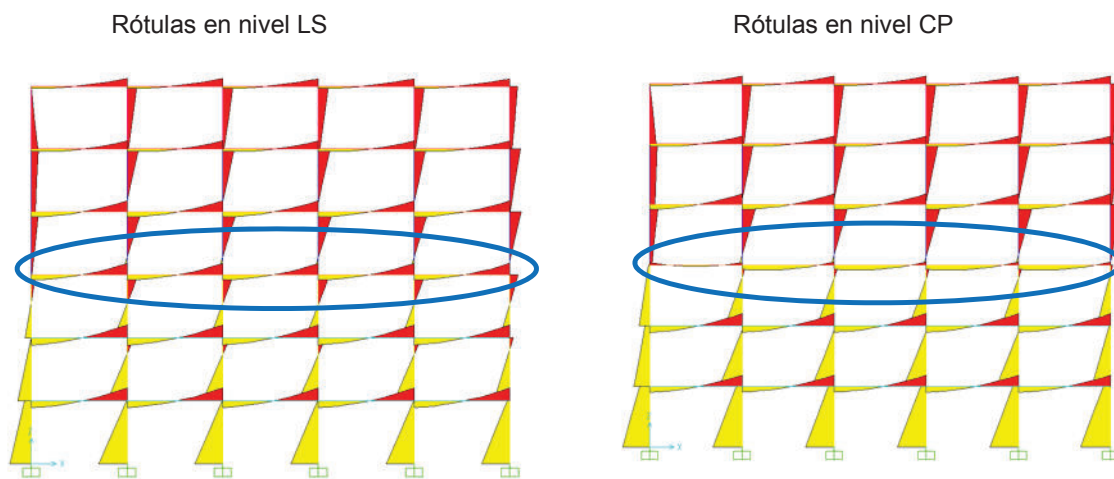
Modelo 2		
# Ciclos u.	D (m)	V (Ton)
0	0	0,00
1	0,084	77,21
2	0,101	89,92
3	0,119	100,44
4	0,168	104,97
5	0,173	105,43
6	0,180	109,12
7	0,277	111,51
8	0,396	113,80
9	0,457	107,66
10	0,457	108,72
11	0,472	95,41
12	0,472	97,97
13	0,497	88,30
14	0,497	57,98
15	0,517	59,94
16	0,517	47,81
17	0,557	51,34
18	0,588	52,93
19	0,686	55,49
20	0,783	58,84
21	0,881	58,84
22	0,881	59,63
23	0,915	51,33
24	0,915	53,78
25	0,975	54,87

ELABORACIÓN: Alex Llano

4.3.4 ANÁLISIS DE ELEMENTOS DÉBILES DE LA ESTRUCTURA

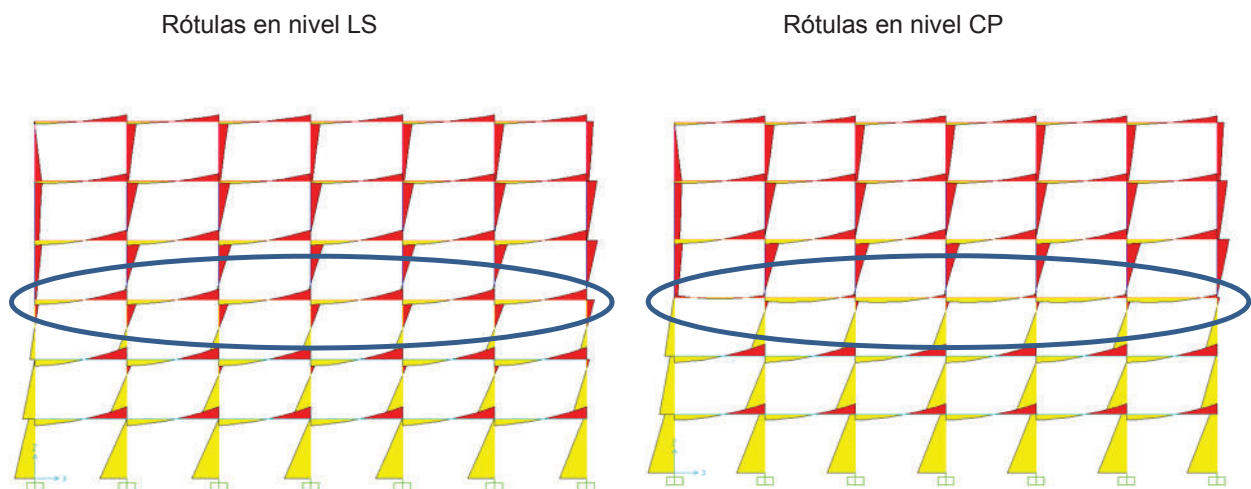
En la figura 4.36 y 4.37 se muestra los momentos de los pórticos de los modelo 4 y 8, para el sentido x y y respectivamente. Donde se muestra como los modelos se encuentran antes de alcanzar el punto CP (Collapse Prevention), y después de que se alcanza dicho punto.

FIGURA 4.36 MOMENTOS DE LA CARGA AENL SENTIDO X



ELABORACIÓN: Alex Llano

FIGURA 4.37 MOMENTOS DE LA CARGA AENL SENTIDO Y



ELABORACIÓN: Alex Llano

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Según los resultados de esta investigación, el desplazamiento inelástico proveniente del análisis lineal es igual a 0.20 m; mientras que el valor promedio de desplazamiento en el nivel CP (Collapse Prevention) dentro del NSP, de todos los modelos realizados, es igual a 0.38 m. Con esto se podría afirmar que el análisis lineal presenta un diseño estructural seguro respecto al NSP; pero esta afirmación no es del todo cierta. Puesto que dentro del análisis lineal no se puede conocer el nivel de daño de la estructura, cuando ha alcanzado su desplazamiento de control. Por ende no se puede realizar una validación del análisis lineal a través del NSP, ni viceversa; lo que se pretende con esta investigación es verificar, dentro del NSP, el desempeño estructural.
- Según las figuras 4.32 y 4.33 (capítulo 4) se concluye, dentro del NSP, que el nivel de desempeño de la estructura corresponde al rango IO (Immediate Occupancy), puesto que aproximadamente el 44% de rotulas plásticas de todos los modelos realizados, alcanzan el nivel de desempeño IO; mientras que el resto de rotulas se encuentran en el rango elástico todavía.
- Las figuras 4.29 y 4.30 (capítulo 4), muestran que existe una significativa variación entre el valor del cortante en el punto de desempeño y cuando alcanza el nivel de desempeño CP (Collapse Prevention) en todos los modelos realizados, por consiguiente se determina que la estructura puede soportar un 12% más de corte basal antes de ingresar en niveles de desempeño inaceptables.

- Como se puede apreciar en las diferentes curvas de capacidad presentadas en el capítulo 4, la estructura alcanza su punto de colapso aproximadamente en 0.38 m, sin mostrar cambios de resistencia significativos (es decir que ninguna rotula plástica ha alcanzado el punto D). Este comportamiento se justifica por el refuerzo de confinamiento que presentan vigas y columnas, que permiten que la resistencia global de la estructura decazca en forma suave.
- Según los resultados de la tabla 4.1 se muestra la trascendencia de las zonas plásticas en las estructuras, puesto que en un modelo lineal, sin mecanismos de disipación de energía solo se necesita de 10 ciclos de carga para alcanzar el desplazamiento de control, mientras que en modelos con mecanismos de disipación de energía se necesita mínimo de 25 ciclos de carga para alcanzar el mismo desplazamiento de control; esto indica que la estructura con zonas plásticas disipa adecuadamente la energía sísmica .
- Los resultados de las figuras 4.21 y 4.22 (capítulo 4) indican que existe aproximadamente un 4% de variación del corte basal entre todos los modelos realizados; dicha variación no es muy significativa, por ende se pueden utilizar zonas plásticas al 5% o al 2.5%; la decisión está en función del punto de vista económico.
- Las zonas plásticas al 2.5% optimizan el diseño estructural sin disminuir considerablemente la capacidad de la estructura.
- La variación del cortante y desplazamiento en los puntos de desempeño y en los puntos CP, de los modelos que se realizan dentro del NSP, presentan los siguientes resultados:

Variación de cortante (punto desempeño):	4.4%
Variación de desplazamiento (punto desempeño):	1.2%
Variación de cortante (punto CP):	5.4%
Variación de desplazamiento (punto CP):	9.5%

Estos resultados indican que las zonas plásticas, son más influyentes, en la edificación de análisis, cuando se alcanza el nivel de desempeño CP.

- Según las figuras 3.23 y 3.24 (capítulo 3), se observa que la formación de rotulas plásticas comienza en las vigas y posteriormente en la base de las columnas del primer piso; por consiguiente el sistema estructural que se analiza en esta investigación, se considera eficiente y disipa correctamente la energía sísmica.
- De las figuras 4.36 y 4.37, se puede concluir que para aumentar la capacidad de la estructura que se analiza en la presente investigación, se debe reforzar las vigas del tercer nivel, ya que en este piso se producen los primeros niveles de desempeño inaceptables de la estructura.
- El método de las dovelas que se presenta en el ASPD [], da buenos resultados para los punto A y Y del diagrama momento curvatura, pero para el punto U las ecuaciones del método de las dovelas no son confiables, ya que no es consistente que los valores de curvaturas sean iguales para el punto Y y U; por tal motivo este método debe ser combinado con otra metodología para realizar correctamente el diagrama momento curvatura.

5.2 RECOMENDACIONES

- El análisis lineal, debe ser considerado como el primer paso para elaborar un diseño estructural, ya que este método presenta limitaciones que no lo hacen compatible con la respuesta real estructural, por lo cual debe ser verificado mediante procedimientos que se basen en parámetros diferentes a los considerados en el análisis lineal.
- Se recomienda analizar a profundidad el factor de reducción sísmica R en los códigos y cuerpos normativos de construcción, ya que este factor

actualmente se asume en base a similares sistemas estructurales, procedimiento que no es consistente, ya que varios estudios demuestran que el factor R depende del tipo de suelo y de las características inherentes de los elementos estructurales.

- La técnica del PUSHOVER, es un método relativamente sencillo y optimiza tiempo y sus resultados tienen un alto grado de confianza, por consiguiente es recomendable utilizar el PUSHOVER, ya que su nivel de complejidad es considerablemente menor a un análisis dinámico no lineal.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

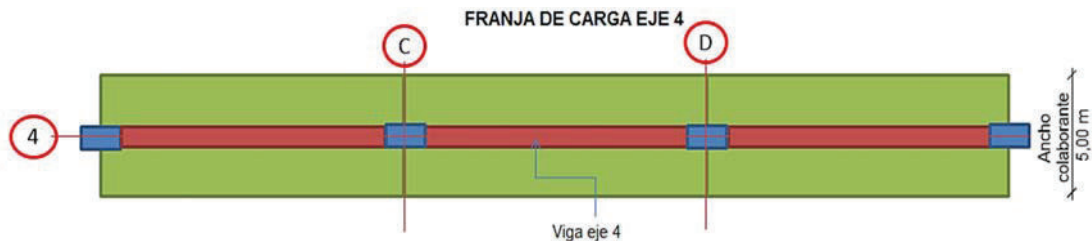
1. ACI 318-08. (2008). Código de Diseño de Hormigón Estructural, American Concrete Institute, Washington, Washington D.C.
2. Aguiar, R. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño, Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército. Quito.
3. Aguiar, R. (2008). Análisis Sísmico de Edificios, Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército. Quito,
4. Aguilera, M. (2011). Métodos de Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos con Aplicación a Estructuras Reticulares de Concreto Reforzado. México D.F.
5. ATC 40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, California Seismic Safety Commission (SSC No. 96-01). California,
6. Celi, C. (2014). Análisis Paramétrico de la Fiabilidad del Modelamiento Sísmico en el Rango No Lineal, en Función del Tipo de Modelamiento Empleado. Quito.
7. Delgadillo, J. (2005). Análisis No Lineal Estático de Estructuras y la Norma E – 030. Lima.
8. FEMA 356. (2000). American Society of Civil Engineers. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington.D.C.
9. FEMA 273. (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington.D.C.
10. Freeman, S. (2004). "Review of the Development of the Capacity Spectrum Method." Journal of Earthquake Technology 41, pp. 1-13.

11. Mander, J. B., Priestley, M. J. N. y R. Park. (1988). "Theoretical Stress –Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering." Journal of Structural Engineering 114, pp. 22686.
12. NEC. (2014) .Norma Ecuatoriana de la Construcción, Quito.
13. Park, R., y T, Paulay. (1988). Estructuras de Concreto Reforzado. México: Limusa.
14. Paulay, T., y M, Priestley. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures. Londres, U.K.
15. Placencia, P. (2014). Apuntes de Proyectos Estructurales y Configuración Estructural. Quito.
16. Popovics, S. (1973) "A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete." Cement and concrete research 3, pp. 583-599.
17. Sap 2000. (1995). Static and Dynamic Finite Elements Analysis of Structures Advance, Computer and Structures, Inc. 1995 University Ave. Berkeley, CA 94704, 1995.

ANEXOS

ANEXO No 1
PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

PREDISEÑO DE VIGAS



$$Mu = \frac{W \cdot L^2}{12} \quad Mu = 31,25$$

$$q = \rho \frac{fy}{f'c} \quad q = 0,28882464$$

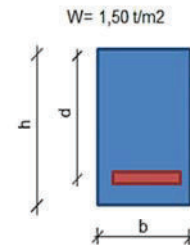
$$k = q \cdot (1 - 0,59q) \quad k = 0,23960703$$

$$k = \frac{Mu}{\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2} \quad b \cdot d^2 = 69006,2871$$

$$\alpha = \frac{d}{b} \quad \alpha = 1,33$$

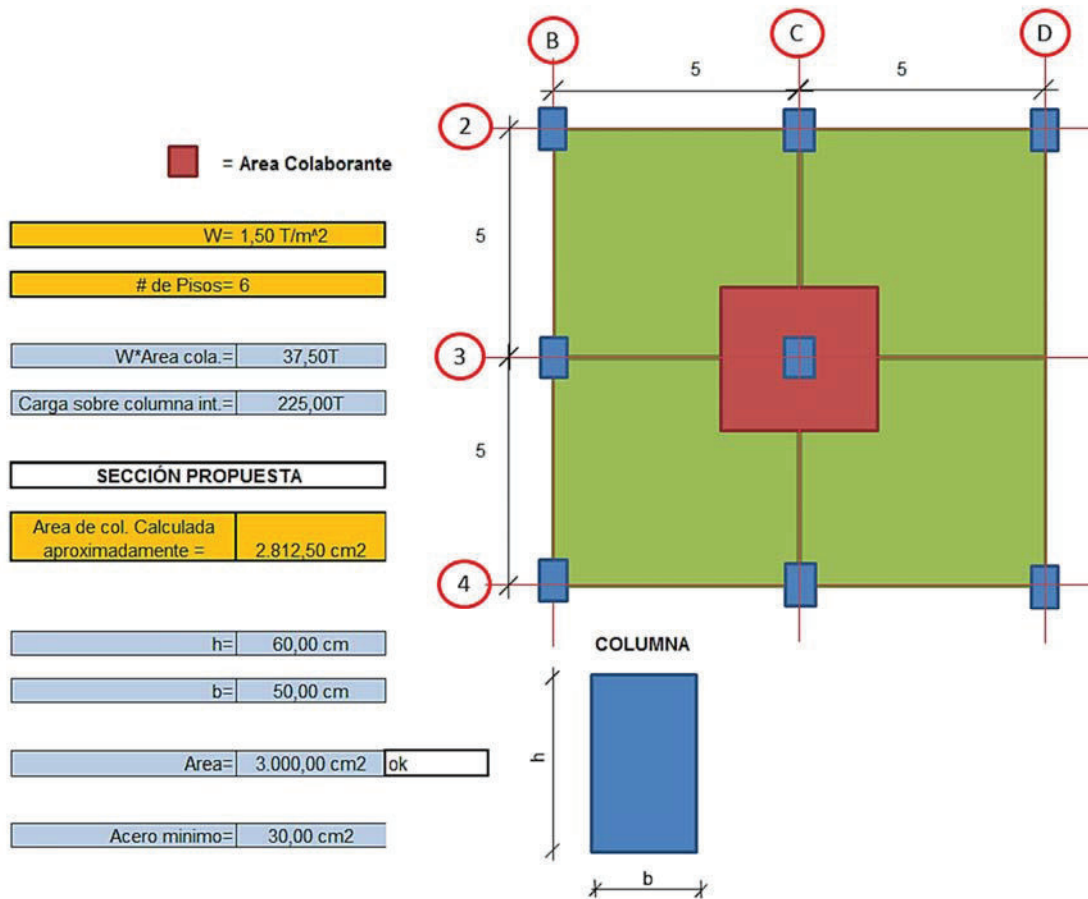
$$b = \sqrt[3]{\frac{Mu}{\phi \cdot f'c \cdot k} + \frac{1}{\alpha^2}} \quad b = 33,92 \quad \rightarrow \quad b = 35,00 \text{ cm}$$

$$d = 45,11 \quad \rightarrow \quad h = 45,00 \text{ cm}$$



ρ_{max}	0,0160458
ρ_{min}	0,0034524
ρ_{asum}	0,0144412
α_{asum}	1,33

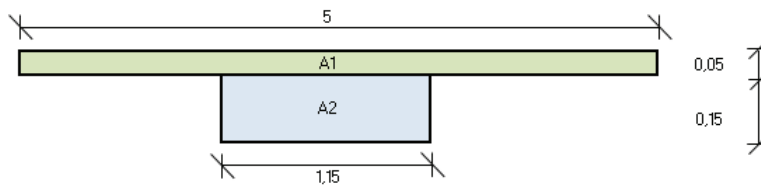
PREDISEÑO DE COLUMNAS



PREDISEÑO DE LOSAS

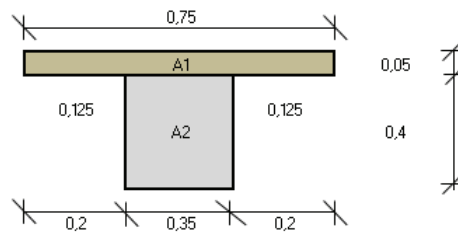
CALCULO DE ALFA PARA LOSAS MACIZAS SOBRE VIGAS

INERCIA EQUIVALENTE DE LOSA ALIVIANADA



	AREA	Y	AREA*Y	D	I
A1=	0,250	0,175	0,044	0,0408	0,0005
A2=	0,173	0,075	0,013	0,0592	0,0009
S=	0,42 m²		0,0567		I = 0,0014 m⁴
centroide		0,1342			

INERCIA DE VIGA



	AREA	Y	AREA*Y	D	I
A1=	0,038	0,425	0,0159	0,1775	0,0012
A2=	0,140	0,200	0,0280	0,0725	0,0026
	0,18 m²		0,04394		Iv = 0,003792 m⁴
centroide		0,2475			

Se relaciona la inercia de la viga con la inercia de la losa =

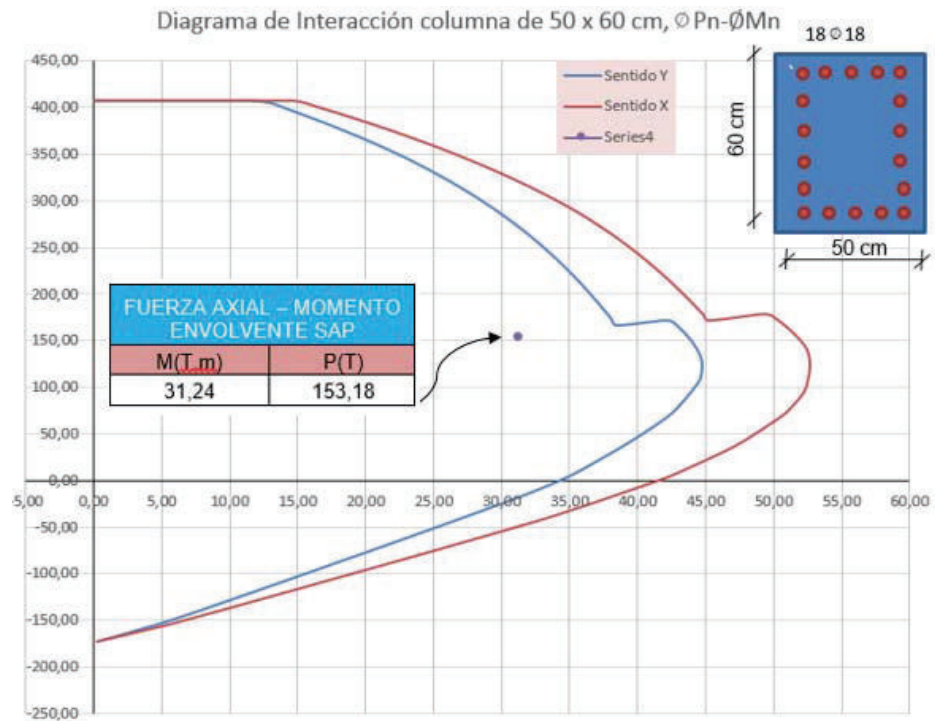
$$\alpha = \frac{Iv}{I} = 2,716$$

$$h = \frac{ln * \left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9 * \beta} = 9,5 \text{ cm}$$

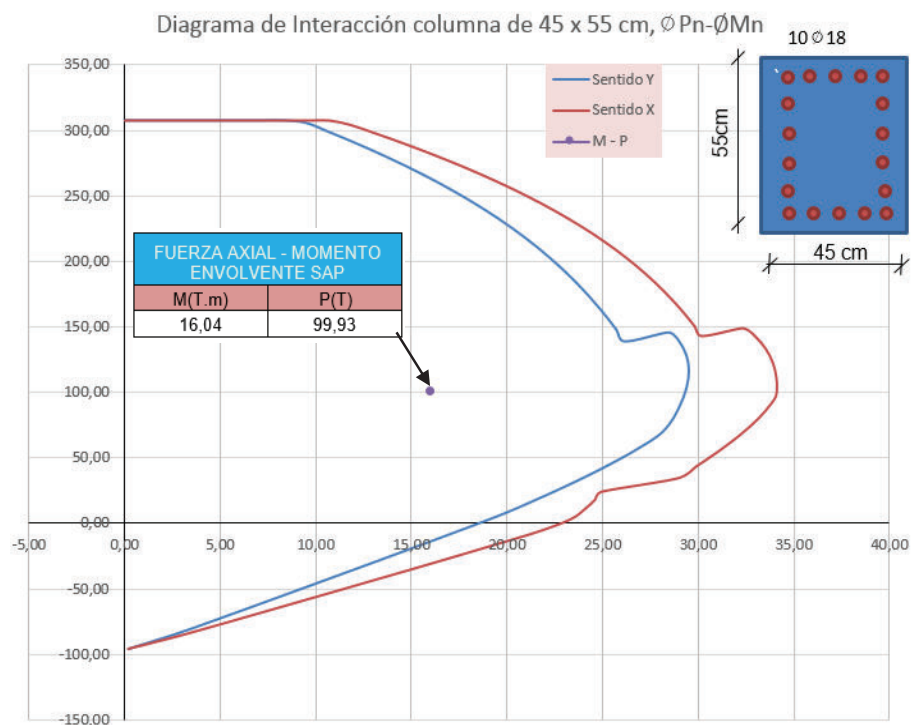
ANEXO No 2
DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DISEÑO DE COLUMNA

1. Diagrama de Interacción de columna de 50x60 cm y 1.5% de cuantía.



2. Diagrama de Interacción de columna de 45x55 cm y 1.0% de cuantía.



3. Diseño del refuerzo transversal columna de 50 x 60 cm

DATOS	
b=	50 cm
h =	60 cm
recub.=	6 cm
d =	54 cm

Es =	2100000	kg/cm ²
f'c =	210	kg/cm ²
fy =	4200	kg/cm ²
Hc=	2,79	m

ACERO LONGITUDINAL			
r min=	0,01	As min=	30cm ²
r max=	0,03	As min=	90cm ²

As asum= 45,80cm² ok ϕ 18

ACERO TRANSVERSAL					
ESPESOR EN CABEZA Y PIE					
b/4	d/4	6* ϕ c	min		
13 cm	15 cm	10,8 cm	10 cm		
smin=	10 cm				
ESPESOR EN MITAD		d/2	6* ϕ c	min	
		0	10,8	15	
LO		b	h	Hc/6	min
		50 cm	60 cm	47 cm	45 cm

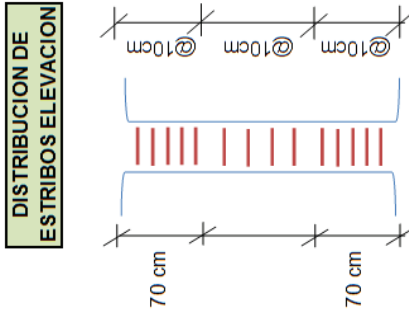
RAMAS CORTAS CONFINAMIENTO			
Ag=	3.000 cm ²		
Ac=	2.376cm ²		
Ash1	2,13 cm ²	Ash max=	2,43 cm ²
Ash2	2,43 cm ²		
$\phi e=$	10		

RAMAS LARGAS			
Ag=	3.000 cm ²		
Ac=	2.376cm ²		
Ash1	1,73 cm ²	Ash max=	1,98 cm ²
Ash2	1,98 cm ²		

CORTE	
Mb=	59,68 t.m
Vu=	42,78 t
Vc=	20,28 t
Vs=	30,05 t
Vs<4Vc	ok
AV=	1,33 cm ²

Mb=	70,10 t.m
Vu=	50,25 t
Vc=	20,74 t
Vs=	38,38 t
Vs<4Vc	ok
AV=	2,08 cm ²

#ramas=	4	CABEZA Y PIE DE COLUMNA	#ramas=	3
#ramas=	3	MITAD	#ramas=	3



4. Diseño del refuerzo transversal columna de 50 x 60 cm

DATOS	
b=	45 cm
h =	55 cm
recub.=	6 cm
d =	49 cm

Es =	210000	kg/cm2
f'c =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
Hc=	2,79	m

ACERO LONGITUDINAL

r min=	0,01	As min=	25cm2
r max=	0,03	As min=	74cm2
As asumi=	25,45cm2	Ø	18

ESPESOR EN CABEZA Y PIE		ESPESOR EN MITAD		LO	
b/4	d/4	6*Øc	min	b	h
11 cm	14 cm	10,8 cm	10 cm	45 cm	55 cm
smin=	10 cm		15		47 cm
					45 cm

RAMAS CORTAS CONFINAMIENTO

Ag=	2.475,00 cm2
Ac=	1.911,00 cm2
Ash1	2,17 cm2
Ash2	2,21 cm2
Øe=	10

RAMAS LARGAS

Ag=	2.475,00 cm2
Ac=	1.911,00 cm2
Ash1	1,73 cm2
Ash2	1,76 cm2
Ash max=	1,76 cm2

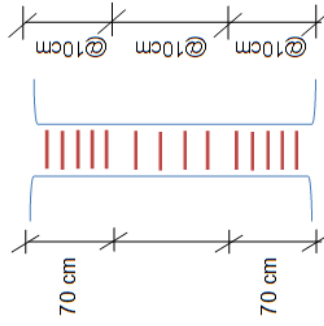
CORTE

Mb=	40,54 t.m
Vu=	29,06 t
Vc=	16,47 t
Vs=	17,72 t
Vs<4Vc	ok
Av=	0,86 cm2

Mb=	46,64 t.m
Vu=	33,43 t
Vc=	16,94 t
Vs=	22,40 t
Vs<4Vc	ok
Av=	1,37 cm2

#ramas=	3	CABEZA Y PIE DE COLUMNA	#ramas=	3
#ramas=	2	MITAD	#ramas=	2

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS ELEVACION



DISEÑO DE VIGAS

1. Diseño a flexión y a corte de la viga eje 4 N+9.72, N+12.96

DATOS		
b=	35	cm
h =	45	cm
recub.=	3	cm
d =	42	cm
Ø=	0,9	flexion

Es =	2100000	kg/cm2
Fc =	210	kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
B1=	0,85	
Asmin=	4,9	cm2 (+)
Asmin=	6,37	cm2 (-)

pb =	0,0217	
pmax =	0,0163	
pmin =	0,0033	
Asmax=	23,90	cm2 (+)
Asmax=	23,90	cm2 (-)

DISEÑO A FLEXION														
MOMENTOS VIGA EJE 4 N+9,72														
5			5			5			5			5		
Momento de diseño Mu de ENVOLVENTE (Ton-m)														
21,42	20,50	20,65	20,68	20,66	20,66	20,68	20,65	20,50	21,42					
10,12	4,60	10,44	10,13	4,35	10,13	10,12	4,33	10,12	10,13	4,35	10,13	10,45	4,6	10,12
Valores de k														
0,184	0,176	0,177	0,177	0,177	0,177	0,177	0,177	0,177	0,177	0,176	0,184			
0,087	0,039	0,089	0,087	0,037	0,087	0,087	0,037	0,087	0,087	0,037	0,087	0,090	0,039	0,087
Valores de p														
0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010			
0,005	0,002	0,005	0,005	0,002	0,005	0,005	0,002	0,005	0,005	0,002	0,005	0,005	0,002	0,005
As Calculado														
15,39	14,63	14,75	14,78	14,76	14,76	14,78	14,75	14,63	15,39					
6,74	2,97	6,97	6,75	2,80	6,75	6,74	2,79	6,74	6,75	2,80	6,75	6,97	2,97	6,74
As diseño														
15,39	6,37	14,63	14,75	6,37	14,78	14,76	6,37	14,76	14,78	6,37	14,75	14,63	6,37	15,39
6,74	4,90	6,97	6,75	4,90	6,75	6,74	4,90	6,74	6,75	4,90	6,75	6,97	4,90	6,74
Armado de Vigas														
3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18
3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18
	3 Ø 18		3 Ø 18		3 Ø 18		3 Ø 18		3 Ø 18		3 Ø 18		3 Ø 18	

DISEÑO A CORTE															
CORTANTES VIGA EJE 4 N+9,72															
5			5			5			5			5			
VD (Ton)	4,26	4,02	4,04	4,05	4,04	4,04	4,05	4,04	4,02	4,26					
VL (Ton)	2,63	2,46	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,47	2,46	2,63					
As(+) (cm2)	15,27	15,27	15,27	15,27	15,27	15,27	15,27	15,27	15,27	15,27					
As(-) (cm2)	7,63	7,63	7,63	7,63	7,63	7,63	7,63	7,63	7,63	7,63					
Mpr (sup)	31,26	31,26	31,26	31,26	31,26	31,26	31,26	31,26	31,26	31,26					
Mpr (inf)	17,24	17,24	17,24	17,24	17,24	17,24	17,24	17,24	17,24	17,24					
Vsismo	11,02			11,02			11,02			11,02			11,02		
Vvertical	9,32	8,76	8,80	8,81	8,80	8,80	8,81	8,80	8,81	8,80	8,76	9,32			
Vu	20,34			19,82			19,82			19,83			19,78		
Vc	11,29			11,29			11,29			11,29			11,29		
Vs	12,64			12,03			12,03			12,04			11,98		
Vs<4Vc	ok			ok			ok			ok			ok		
	d/4	8*Øv	24*Øe	30 cm											
smin=	11cm	s asum=	10cm		d/2=	21									
Estribos															
Av=	0,72			0,68			0,68			0,68			0,68		
Øe=	10mm														
ramales=	0,91			0,87			0,87			0,87			0,86		
lo=	0,9	3,2	0,9	0,9	3,2	0,9	0,9	3,2	0,9	0,9	3,2	0,9	0,9	3,2	0,9
@=	10cm	20cm	10cm	10cm	20cm	10cm	10cm	20cm	10cm	10cm	20cm	10cm	10cm	20cm	10cm
	Ø10			Ø10			Ø10			Ø10			Ø10		

DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA – COLUMNNA

1. Primero se realiza la verificación del nudo fuerte - viga débil, empleando las siguientes ecuaciones:

$$T1 = 1,4 * As_{sup.} * fy \quad \Rightarrow \quad Mn1 = T1 * \left(d - \frac{T1}{1,7 * f'c * bv} \right) \quad \Rightarrow \quad Vcol = \frac{Mn1 + Mn2}{Hc}$$

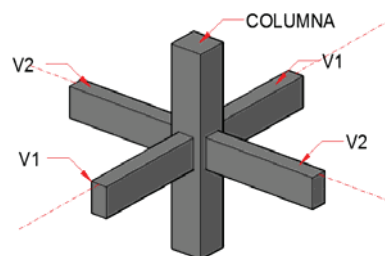
$$T2 = 1,4 * As_{inf.} * fy \quad \Rightarrow \quad Mn2 = T2 * \left(d - \frac{T2}{1,7 * f'c * bv} \right)$$

$$Vj = T1 + T2 - Vcol \quad \phi Vn = 0,85 * \gamma * \sqrt{f'c} * bj * hc$$

En este punto se debe revisar que el valor del corte actuante (Vj), sea menor que el valor del corte proporcionado por la sección del hormigón en el nudo (ϕVn).

CONEXIÓN NUDO 4D N+3,24							
VIGA 1				VIGA 2			
bv=	35	cm		bv=	35	cm	
hv =	45	cm		hv =	45	cm	
recub.=	4	cm		recub.=	4	cm	
d =	41	cm		d =	41	cm	
NUDO FUERTE-VIGA DEBIL							
CORTE							
Hc=	3,24						
Varillas Viga 1				Varillas Viga 2			
	#	ϕ (mm)	A (cm ²)		#	ϕ (mm)	A (cm ²)
As sup.	3	22	11,40	As sup.	3	22	11,40
	3	18	7,63		3	18	7,63
As inf.	4	18	10,18	As inf.	4	18	10,18
T1=	111,94	T		T1=	111,94	T	
M1=	35,87	T-m		M1=	35,87	T-m	
T2=	59,85	T		T2=	59,85	T	
M2=	21,67	T-m		M2=	21,67	T-m	
Vc=	17,76	T		Vc=	17,76	T	
Vj=	154,04	T		Vj=	154,04	T	
Y	5,3			Y	5,3		
$\phi Vn=$	176,27	T		$\phi Vn=$	170,55	T	
$\phi Vn > Vj$	ok			$\phi Vn > Vj$	ok		

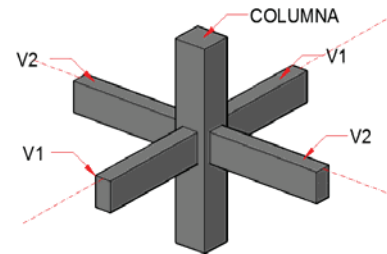
COLUMNA
bc = 55 cm
hc = 60 cm



2. A continuación se emplea el mismo procedimiento de diseño de refuerzo transversal que se emplea en columnas, para obtener el confinamiento necesario en el nudo de la conexión viga - columna.

CONFINAMIENTO			
20 ϕ		18	
b/4	d/4	6* ϕ_c	
15 cm	14 cm	10,8 cm	15 cm
smin=		10 cm	

RAMAS CORTAS			
Ag=	3.300,00 cm ²		
Ac=	2.646,00 cm ²		
Ash1	2,00 cm ²	Ash max=	2,43 cm ²
Ash2	2,43 cm ²		
$\phi_e = 10$			
# RAMAS	4		



RAMAS LARGAS			
Ag=	3.300,00 cm ²		
Ac=	2.646,00 cm ²		
Ash1	1,82 cm ²	Ash max=	2,21 cm ²
Ash2	2,21 cm ²		
# RAMAS	3		

3. Se realiza la verificación de la columna fuerte - viga débil, tomando en cuenta el aporte del refuerzo longitudinal de los nervios de la losa y con las siguientes ecuaciones:

$$Mn1 = As * fy * \left(d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * bv} \right) \quad \Sigma Mnv = Mn1 + Mn2 \quad Mo = \frac{Ast}{2} * fy * (d - d')$$

Se debe verificar que la suma de los momentos nominales a flexión de la columna, sea mayor o igual a 1.2 veces la suma de los momentos nominales a flexión en vigas.

COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL

VIGA 1		
b=	35	cm
h =	45	cm
recub.=	4	cm
d =	41	cm
2h=	90	cm

VIGA 2		
b=	35	cm
h =	45	cm
recub.=	4	cm
d =	41	cm
2h=	90	cm

Acero en losa			
	#	φ (mm)	A (cm ²)
superior	4	16	8,04
inferior	4	12	4,52

As(-)=	31,60
As(+)=	10,18
Mn1(-)=	40,32
Mn2(+)=	16,96
ΣMnv =	57,28

As(-)=	31,60
As(+)=	10,18
Mn1(-)=	40,32
Mn2(+)=	16,96
ΣMnv =	57,28

COLUMNA		
b=	55	cm
h =	60	cm
recub=	6	cm
d =	54	cm

COLUMNA		
b=	60	cm
h =	55	cm
recub=	6	cm
d =	49	cm

Mo=	51,30
ΣMnC =	102,6019028
ΣMnC > 1,2 ΣMnv	OK

Mo=	45,96
ΣMnC =	91,91420458
ΣMnC > 1,2 ΣMnv	OK

4. Finalmente se verifica:

- a. Adherencia: $h \text{ columna} > 20 \cdot \phi_v$; $h \text{ viga} > 20 \cdot \phi_c$.
- b. Anclaje: la longitud de desarrollo entre centros de estribos tiene que ser mayor a la longitud de desarrollo requerida.

ADHERENCIA

$20 \phi_c < h_v$	ok
-------------------	----

$20 \phi_v < h_c$	ok
-------------------	----

ANCLAJE

ldh req=	37,07	cm
ldh dis=	49,00	cm
ldh req < ldh dis		ok

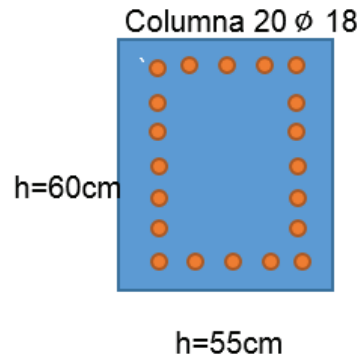
ANEXO No 3
PLANOS ESTRUCTURALES

ANEXO No 4
PUNTOS NOTABLES DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

Los datos para realizar el diagrama momento curvatura, según el método de las Dovelas, de una columna de 55x60cm son los siguientes:

Datos		
L=	3,24	m
Ec=	2100000	kg/cm ²
Po=	260	T
f'c=	210	kg/cm ²
fy=	4200	kg/cm ²
ey=	0,00200	
eo=	0,00610	
eu=	0,00200	



1. Ecuaciones y cálculos Punto A

Ecuaciones

$$M_A = \frac{I}{Ct} \left(fct + \frac{P_o}{A} \right)$$

$$A = b * h$$

$$\phi_A = \frac{M_A}{Ec * I}$$

Cálculos

I=	0,01008	cm ²
MA=	33,52589	T.m
ϕ_A =	0,00158	1/m

2. Ecuaciones y cálculos Punto Y

$$p_t = \frac{A_s * f_y}{b * d * f'c}$$

$$C2 = 1 + \frac{0,45}{0,84 + 2 * p'_t - p_t}$$

$$n_o = \frac{P_o}{b * d * f'c}$$

$$k = \sqrt{(p_t + p'_t)^2 * \frac{1}{4 * \alpha_y^2} + (p_t + \beta_c * p'_t) * \frac{1}{\alpha_y} - (p_t + p'_t) * \frac{1}{2 * \alpha_y}}$$

$$\beta_c = \frac{d'}{d}$$

$$\phi_Y = \left[1,05 + (C2 - 1,05) * \frac{n_o}{0,03} \right] * \frac{e_Y}{(1 - k) * d}$$

$$\alpha_y = \frac{e_Y}{e_o}$$

$$ec = \phi_Y * d - e_Y \leq eu$$

$$n = \frac{0,75}{1 + \alpha_Y} * \left(\frac{ec}{eo}\right)^{0,7}$$

$$M_Y = 0,5 * b * d * f'c * [(1 + \beta c - n) * n_o + (2 - n) * Pt + (n - 2 * \beta c) * \alpha c * P't]$$

Cálculos

pt=	0,34272	
no=	0,41687	
βc =	0,11111	
α_Y =	0,32787	
C2=	1,38048	
k=	0,45606	
ϕ_Y =	0,03842	1/m
ec=	0,01875	
n=	1,23939	
M_Y =	54,13973	T.m

3. Ecuaciones y cálculos Punto U

Ecuaciones

$$M_U = (1,24 - 0,15 * p_t - 0,5 * n_o) * M_Y$$

$$\theta_s = \frac{0,002}{\frac{L}{d} - 0,5} \quad \mu > 5 \quad \text{ó} \quad \frac{L}{D} > 4$$

$$eb = \left[C1 + (C2 - C1) * \frac{n_o}{0,3} \right] * \phi_Y$$

$$ep = 0,5 * eb + 0,5 * \sqrt{eb^2 + \theta_s^2}$$

$$\mu_\phi = \left(\frac{ep}{eo}\right)^{0,218 * pw - 2,15} * \exp(0,654 * pw + 0,38) \quad \mu_\phi < 1; \quad \phi_U = \phi_Y$$

Cálculos

pw=	1,20	
M_U =	57,07308	T.m
C1=	1,05000	
C2=	1,38048	
eb=	0,05798	
θ_s =	0,00036	
ep=	0,05798	
μ_ϕ =	0,04561	<1
ϕ_U =	0,03842	1/m

ANEXO No 5
COMBINACIONES DE ZONAS PLÁSTICAS

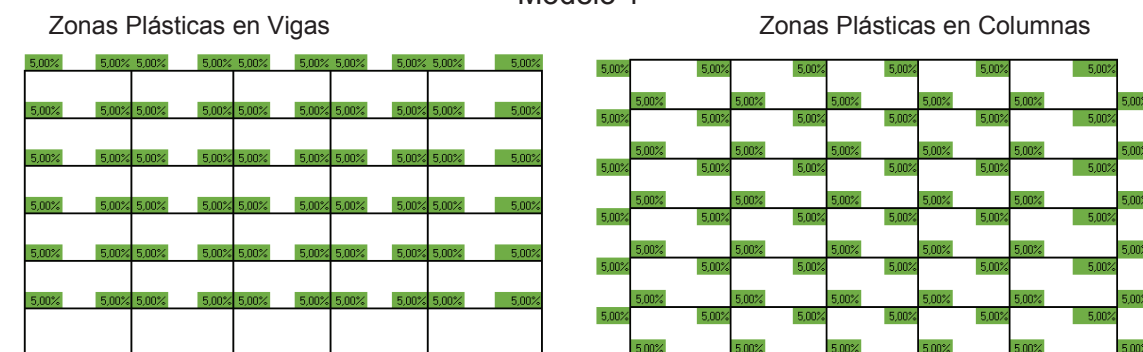
MODELOS SENTIDO X

Las zonas de color amarillo corresponden a una zona plástica ubicada al 2.5% de la luz del vano.

Las zonas de color verde corresponden a una zona plástica ubicada al 5% de la luz del vano.

- ZONA PLÁSTICA AL 2.50%
- ZONA PLÁSTICA AL 5.00%

Modelo 1



Modelo 2

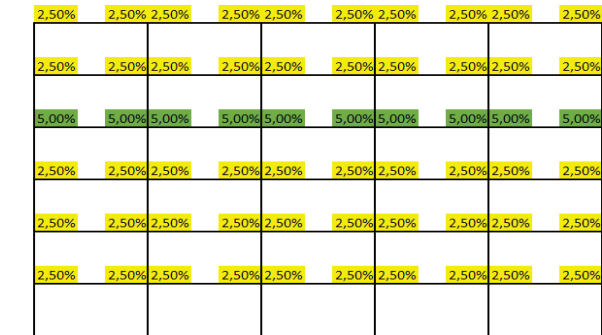


Modelo 3

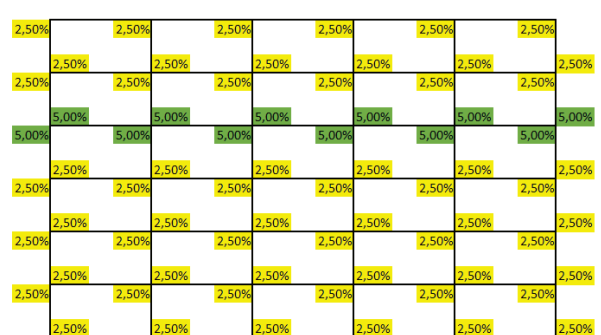


Modelo 8

Zonas Plásticas en Vigas

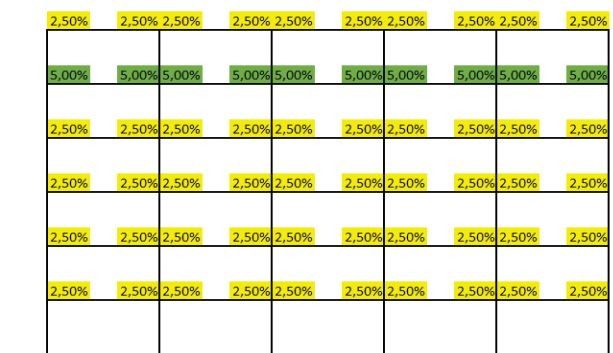


Zonas Plásticas en Columnas

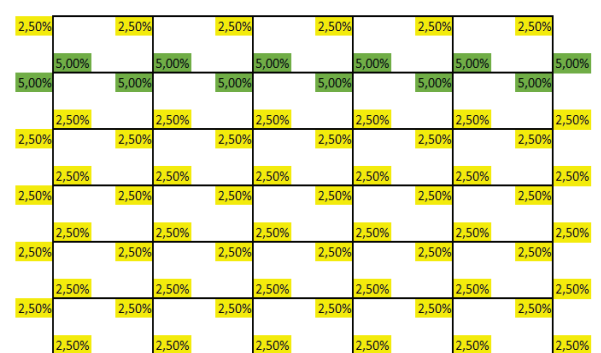


Modelo 9

Zonas Plásticas en Vigas



Zonas Plásticas en Columnas

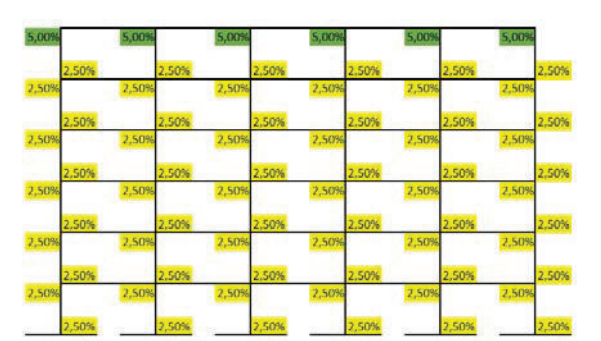


Modelo 10

Zonas Plásticas en Vigas

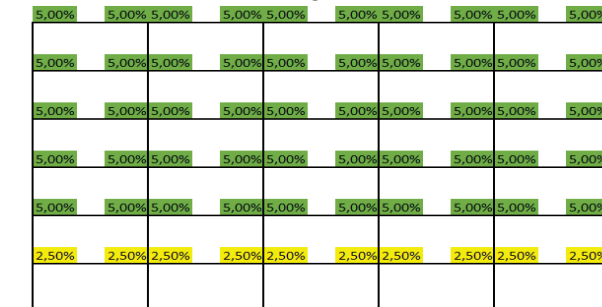


Zonas Plásticas en Columnas

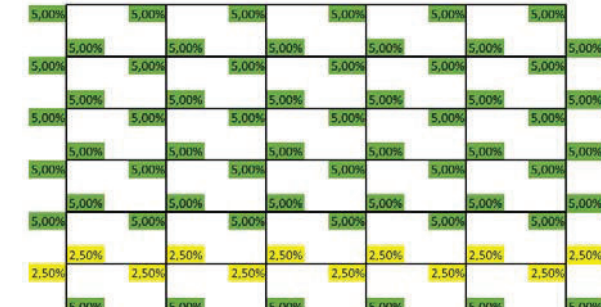


Modelo 11

Zonas Plásticas en Vigas

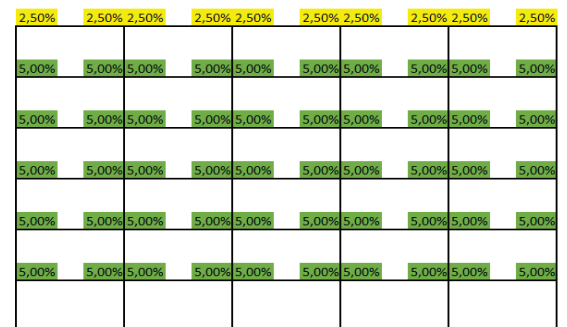


Zonas Plásticas en Columnas

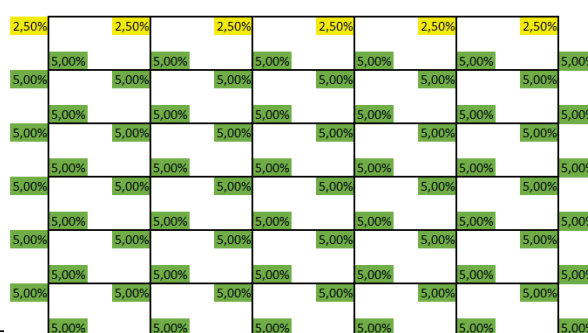


Modelo 16

Zonas Plásticas en Vigas

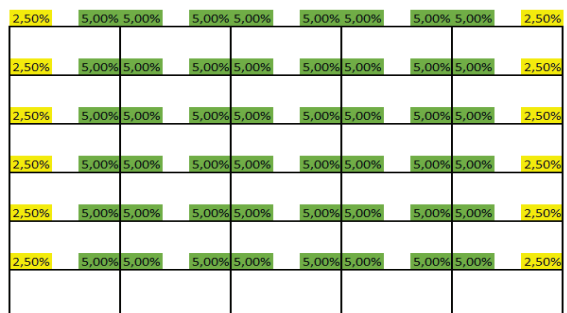


Zonas Plásticas en Columnas

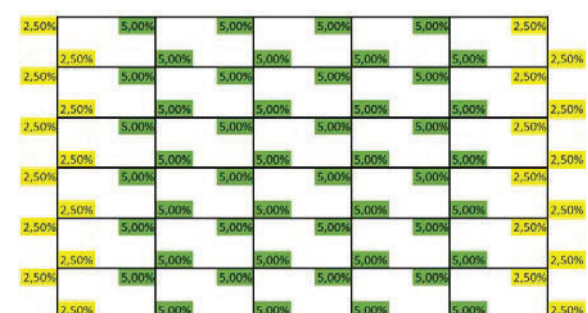


Modelo 17

Zonas Plásticas en Vigas

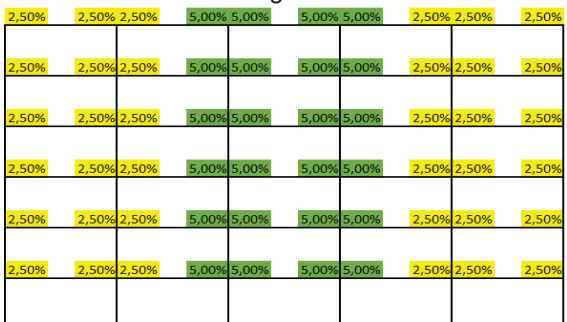


Zonas Plásticas en Columnas

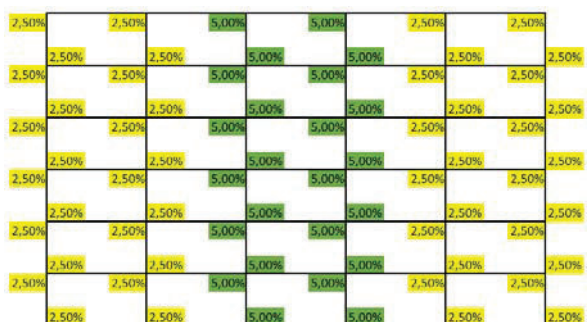


Modelo 18

Zonas Plásticas en Vigas

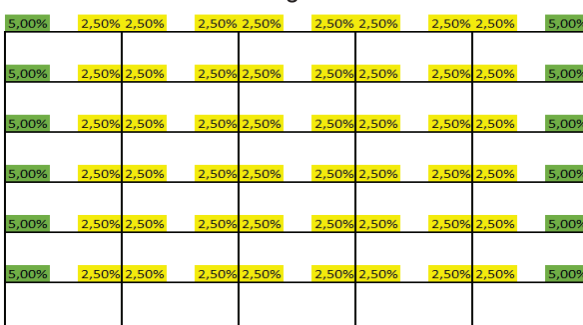


Zonas Plásticas en Columnas



Modelo 19

Zonas Plásticas en Vigas

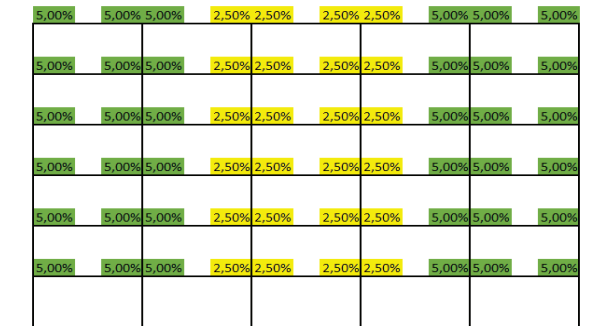


Zonas Plásticas en Columnas

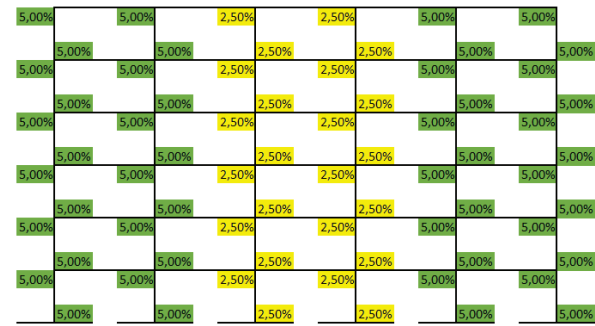


Modelo 20

Zonas Plásticas en Vigas



Zonas Plásticas en Columnas



MODELOS SENTIDO Y

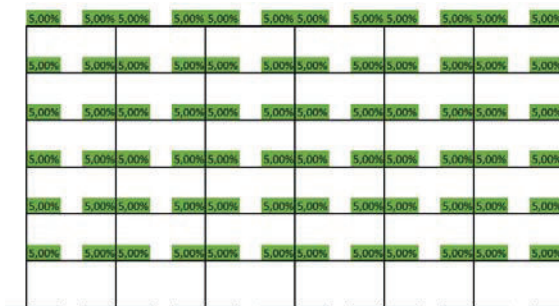
Las zonas de color amarillo corresponden a una zona plástica ubicada al 2.5% de la luz del vano.

Las zonas de color verde corresponden a una zona plástica ubicada al 5% de la luz del vano.

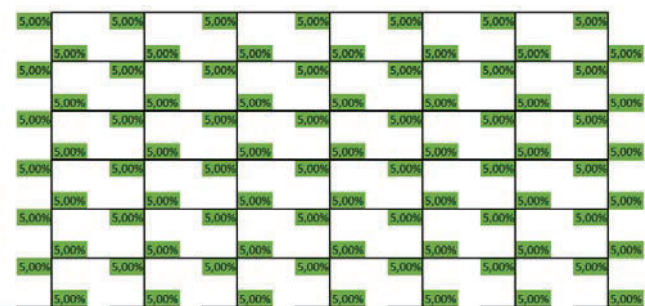
- ZONA PLÁSTICA AL 2.50%
- ZONA PLÁSTICA AL 5.00%

Modelo 1

Zonas Plásticas en Vigas

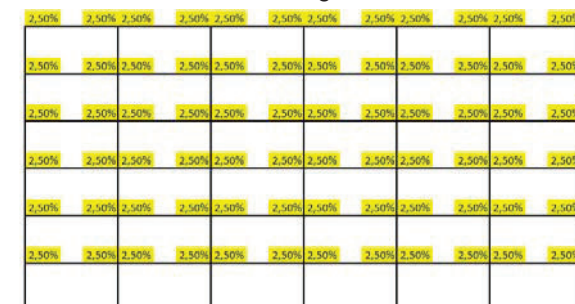


Zonas Plásticas en Columnas

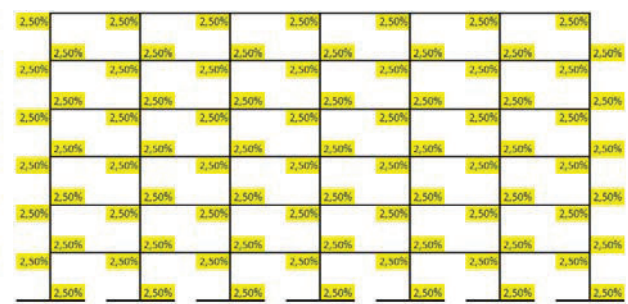


Modelo 2

Zonas Plásticas en Vigas

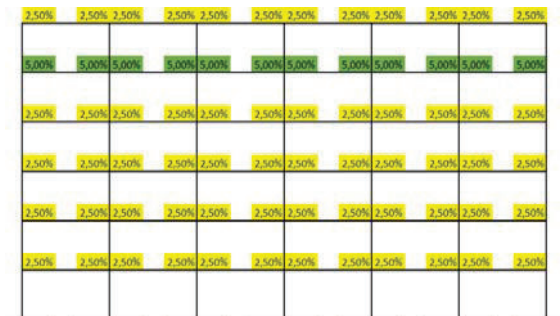


Zonas Plásticas en Columnas

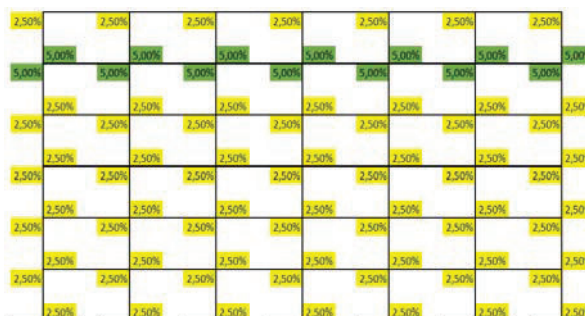


Modelo 7

Zonas Plásticas en Vigas

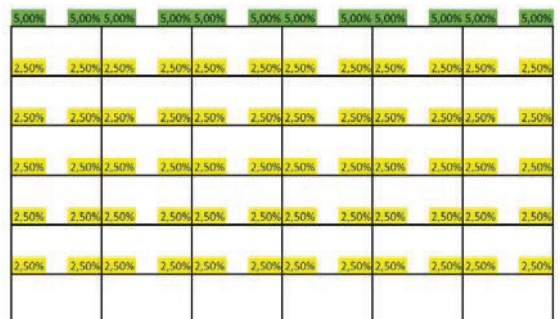


Zonas Plásticas en Columnas

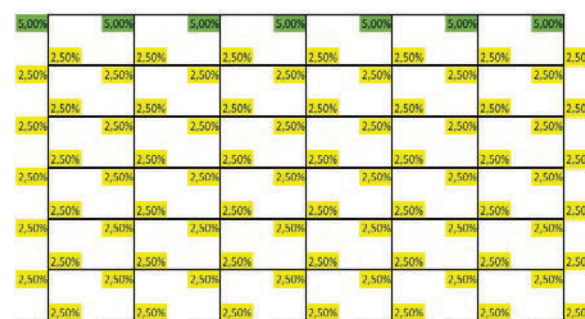


Modelo 8

Zonas Plásticas en Vigas

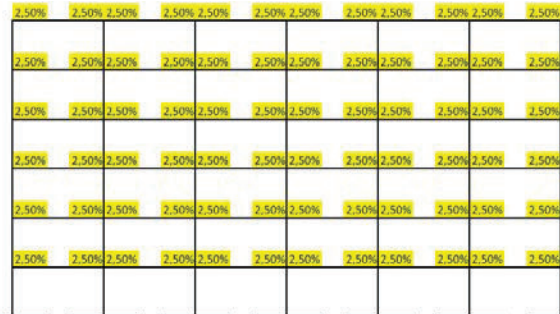


Zonas Plásticas en Columnas

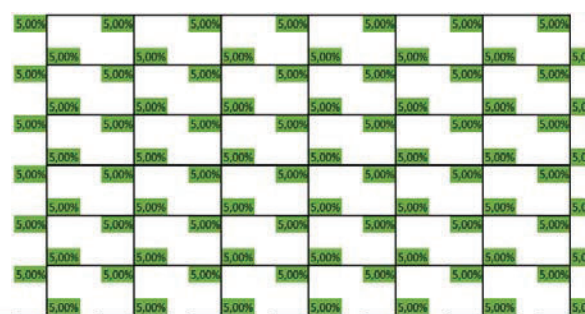


Modelo 9

Zonas Plásticas en Vigas

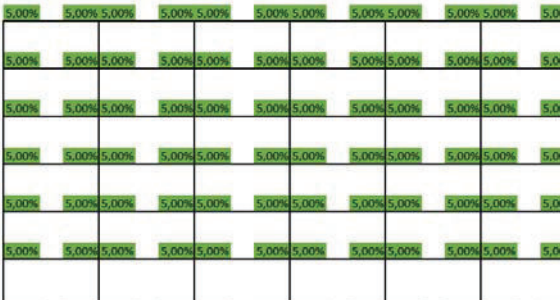


Zonas Plásticas en Columnas

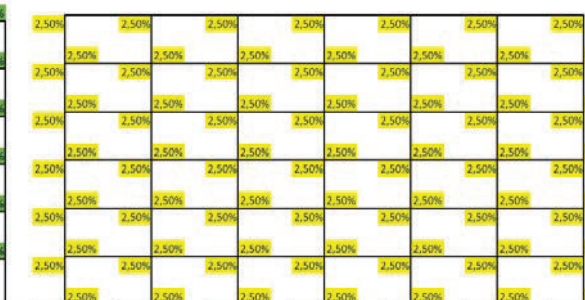


Modelo 10

Zonas Plásticas en Vigas

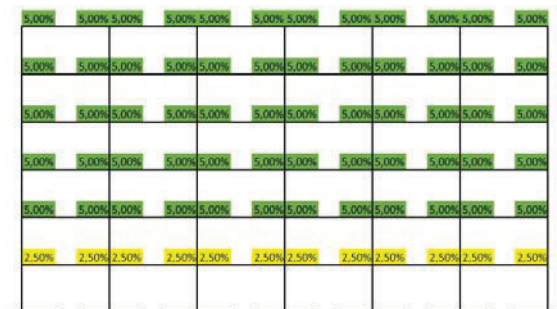


Zonas Plásticas en Columnas

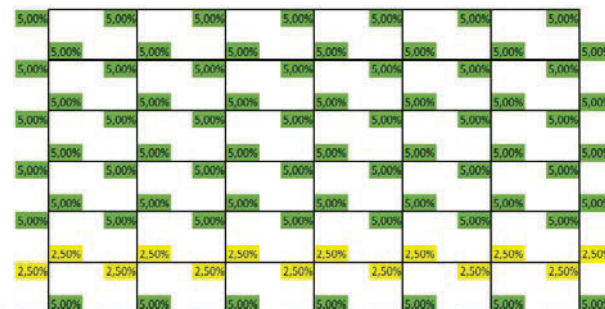


Modelo 11

Zonas Plásticas en Vigas

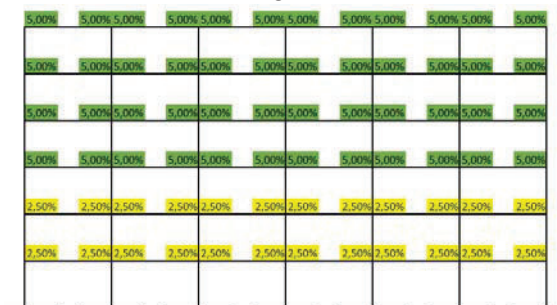


Zonas Plásticas en Columnas

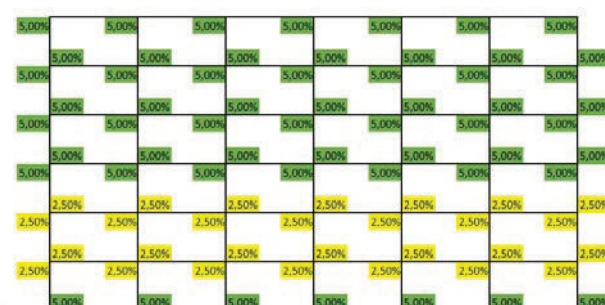


Modelo 12

Zonas Plásticas en Vigas

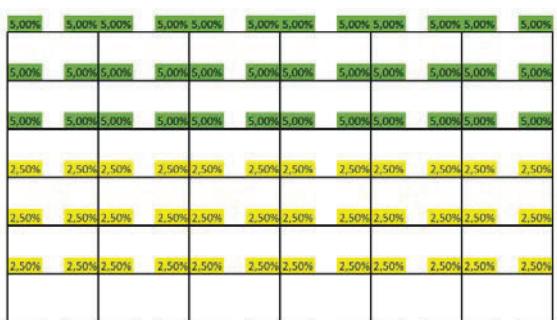


Zonas Plásticas en Columnas

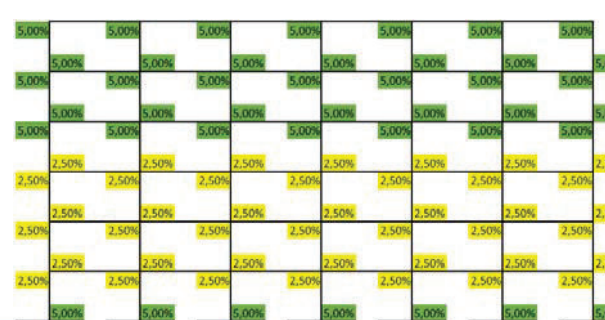


Modelo 13

Zonas Plásticas en Vigas



Zonas Plásticas en Columnas

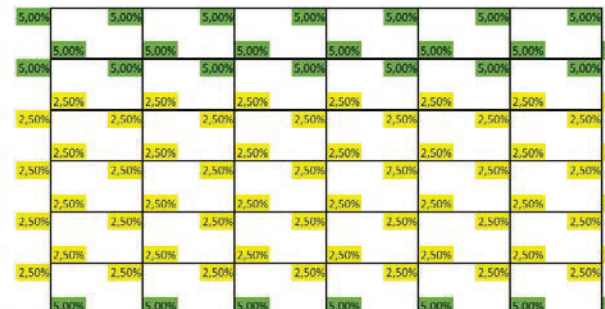


Modelo 14

Zonas Plásticas en Vigas

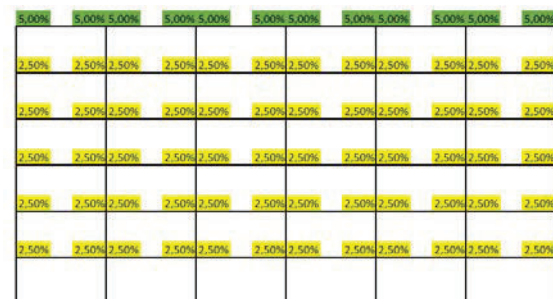


Zonas Plásticas en Columnas

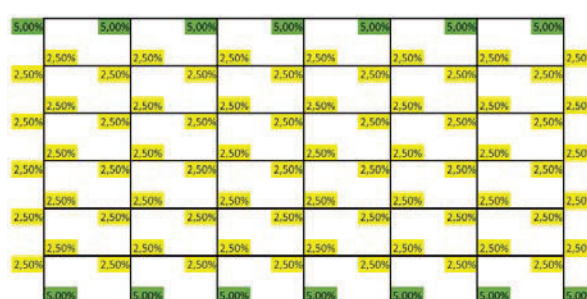


Modelo 15

Zonas Plásticas en Vigas

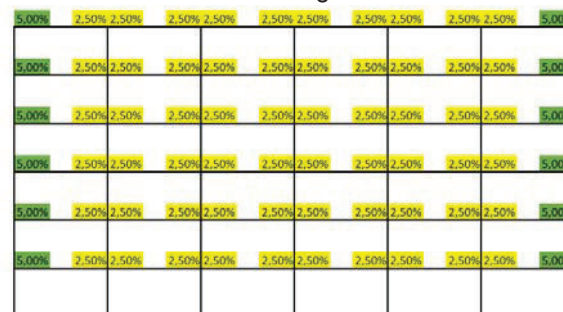


Zonas Plásticas en Columnas

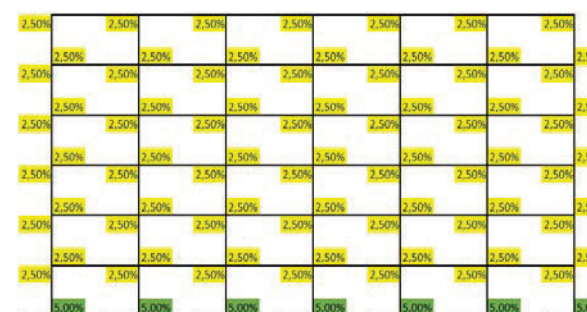


Modelo 16

Zonas Plásticas en Vigas

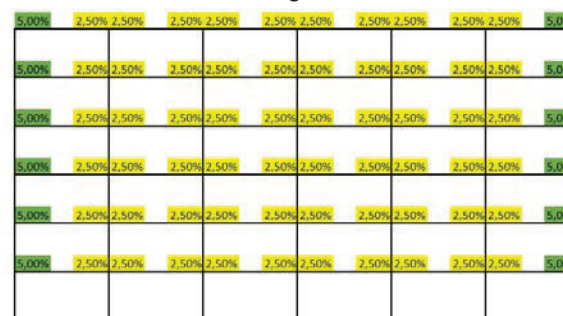


Zonas Plásticas en Columnas

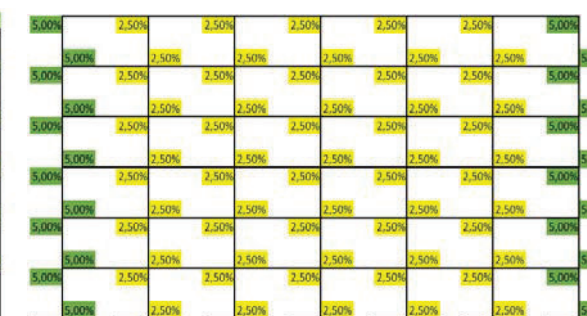


Modelo 17

Zonas Plásticas en Vigas

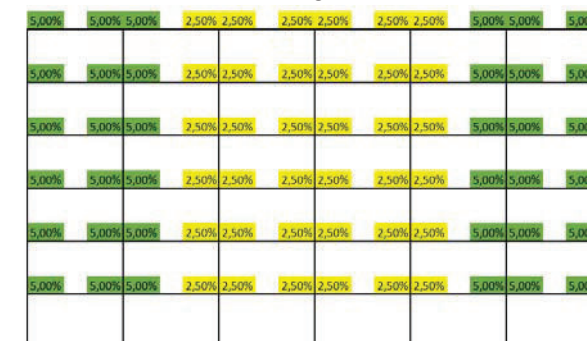


Zonas Plásticas en Columnas



Modelo 18

Zonas Plásticas en Vigas



Zonas Plásticas en Columnas

