

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE UN PÓRTICO DE UN VANO DE ACUERDO A LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC) CON UN PÓRTICO CONSTRUIDO DE MANERA INFORMAL.

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ANDREA BELÉN CASTILLO ALOMOTO

andreacastillo_22@hotmail.com

DIRECTOR: ING. FELIX POLICARPO VACA MONCAYO. M.sc.

felvaca@hotmail.com

Quito, Mayo 2016

DECLARACIÓN

Yo, Andrea Belén Castillo Alomoto, 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 por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**ANDREA BELÉN
CASTILLO ALOMOTO**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el siguiente trabajo fue desarrollado por Andrea Belén castillo Alomoto, bajo mi supervisión.

Ing. Msc.
FELIX VACA MONCAYO.
DIRECTOR.

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento muy especial a mi familia por todo su apoyo, al Ingeniero Félix Vaca por compartir conmigo su conocimiento y la ayuda prestada para la realización de este proyecto, al Sr. Dibujes del Centro de Investigación de la Vivienda por la ayuda y conocimientos muchas gracias.

Andrea Castillo.

DEDICATORIA

Quiero dedicar el siguiente trabajo a mi madre que todos los días de mi vida me apoyado, enseñado y que ha estado siempre en las buenas y en las malas con la mejor actitud, por su cariño y paciencia, que se esforzó toda su vida para que yo sea mejor cada día, te amo mami.

A mi padre y a mi hermano por estar junto a mí brindándome su cariño y apoyo.

Andrea Castillo.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTOS	IV
DEDICATORIA	V
LISTADO DE FIGURAS	X
LISTADO DE GRÁFICAS	XIV
LISTADO DE CUADROS	XV
LISTADO DE FOTOGRAFÍAS	XVII
SIMBOLOGÍA	XXI
ABSTRACT	XXV
RESUMEN	XXVI
PRESENTACIÓN	XXVII
1. CAPÍTULO 1	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 ALCANCE DEL PROYECTO DE TITULACIÓN	3
1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO DE TITULACIÓN	4
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	4
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1.4 METODOLOGÍA: SISTEMA DE PÓRTICOS	5
1.4.1 VENTAJAS DEL SISTEMA DE PÓRTICOS	5
1.4.2 DESVENTAJAS DEL SISTEMA DE PÓRTICOS ⁵	6
1.5 ENSAYOS DESTRUCTIVOS A CARGA LATERAL	6
2. CAPÍTULO 2	8
2.1 MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PÓRTICOS VACÍOS DE UN VANO	8
2.1.1 HORMIGÓN DE VIGAS Y COLUMNAS PARA EL ENSAYO DE LABORATORIO	8
2.1.2 ACERO DE REFUERZO	9
2.1.3 EQUIPOS Y MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PÓRTICOS DE UN VANO	9
2.1.4 FOTOGRAFÍAS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS:	10
2.1.5 FOTOGRAFÍAS DE LOS EQUIPOS UTILIZADOS EN LOS ENSAYOS A CARGA HORIZONTAL:	14
3. CAPÍTULO 3	16

3.1	ANÁLISIS PREVIOS.....	16
3.2	ANÁLISIS DE CARGAS.....	16
3.2.1	ESTIMACIÓN CARGA VERTICAL	16
3.2.2	CÁLCULO DE LA CARGA VERTICAL.....	17
3.3	PRE-DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	18
3.3.1	PRE-DISEÑO COLUMNA.....	18
3.3.2	VIGA DE CIMENTACIÓN.....	19
3.4	ESTIMACIÓN DE LA CARGA HORIZONTAL	20
3.5	ESTIMACIÓN DEL PRE ESFUERZO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE	21
3.6	DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PÓRTICOS	22
3.6.1	ARMADO DEL PÓRTICO CONSTRUIDO DE MANERA INFORMAL.....	23
3.6.2	ARMADO DEL PÓRTICO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE)	24
3.7	PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE LOS PÓRTICOS ENSAYADOS.....	27
4.	CAPÍTULO 4.....	37
4.1	MÉTODO MATRICIAL DE LA RIGIDEZ	37
4.1.1	INTRODUCCIÓN DEL MÉTODO	37
4.1.2	CÁLCULOS PREVIOS.....	37
4.1.3	DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO	40
4.2	CÁLCULO DEL PERIODO Y CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA	51
4.2.1	COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DEL PERÍODO DE LA ESTRUCTURA	51
4.2.2	CÁLCULO DEL PERÍODO DE LA ESTRUCTURA	55
4.2.3	CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIONES S_a	55
4.2.4	COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DEL CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA	57
4.2.5	CÁLCULO DEL CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA	59
4.2.6	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES	60
5.	CAPÍTULO 5.....	62
5.1	ENSAYO A CARGA HORIZONTAL.....	62
5.1.1	CICLOS DE CARGA.....	63
5.1.2	APLICACIÓN DE LOS CICLOS A CADA UNO DE LAS PÓRTICOS VACÍOS DE UN VANO.....	63
5.2	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) DURANTE EL ENSAYO A CARGA HORIZONTAL.....	63
5.2.1	DESCRIPCIÓN DE FISURAS Y GRIETAS.....	68
5.3	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO INFORMAL DURANTE EL ENSAYO A CARGA HORIZONTAL.....	88

5.3.1	DESCRIPCIÓN DE FISURAS Y GRIETAS.....	91
5.4	DESPLAZAMIENTOS Y CURVA DE CAPACIDAD OBTENIDOS CON EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE).....	99
5.4.1	PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) CARGA +1,3825 TON.	100
5.4.2	APLICACIÓN DE CARGAS +1,3825 TON	103
5.4.3	OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS AL REALIZAR EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL AL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE)...	105
5.4.4	OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DEL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) Y PERÍODO DE LA ESTRUCTURA	110
5.4.5	PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) CARGA-1,505 TON	112
5.4.6	APLICACIÓN DE CARGAS -1,505 TON	113
5.4.7	OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS AL REALIZAR EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAR CARGA EN SENTIDO NEGATIVO -1,505 TON	115
5.4.8	OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DEL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) Y PERÍODO DE LA ESTRUCTURA CON LA CARGA -1,505	119
5.5	DESPLAZAMIENTOS Y CURVA DE CAPACIDAD OBTENIDOS DEL PROGRAMA SAP2000 PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL	121
5.5.1	APLICACIÓN DE CARGA +1,4790 TON	122
5.5.2	OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS AL REALIZAR EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL	125
5.5.3	OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DEL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL Y PERÍODO DE LA ESTRUCTURA CON LA CARGA +1,4790 TON	126
5.5.4	PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL CON CARGA -1,4983 TON.....	128
5.5.5	APLICACIÓN DE CARGAS -1,4983 TON	128
5.5.6	OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS AL REALIZAR EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL.....	130
5.5.7	OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DEL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL Y PERIODO DE LA ESTRUCTURA CON LA CARGA -1,4983 TON	131
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	133
6.1	CONCLUSIONES	133
6.2	RECOMENDACIONES.....	141
	REFERENCIAS	142
	ANEXOS.....	144
	ANEXO No. 1 ARMADO DE PÓRTICO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN	145

ANEXO No. 2 ARMADO DEL PÓRTICO DE MANERA INFORMAL	147
ANEXO No. 3 ENSAYO DE COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN	149
ANEXO No. 4 CURVA HISTERETICA PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN	151
ANEXO No. 5 CURVA HISTERETICA DEL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL	153

LISTADO DE FIGURAS

FIGURA No. 1.1: MODELO TIPO DE LOS DOS PÓRTICOS A COMPARARSE.....	7
FIGURA No. 3.1: ARMADO DE LA COLUMNA.....	19
FIGURA No. 3.2: VIGA DE CIMENTACIÓN CORTE TRANSVERSAL.....	20
FIGURA No. 3.3: ARMADO DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN.....	20
FIGURA No. 3.4: FUERZAS ACTUANTES EN LA PROBETA SOMETIDA A CARGA HORIZONTAL.....	22
FIGURA No. 3.5 RESUMEN DEL ARMADO DE LAS COLUMNAS, VIGA SUPERIOR Y VIGA DE CIMENTACIÓN.....	23
FIGURA No. 3.6: ARMADO PÓRTICO INFORMAL.....	24
FIGURA No. 3.7: GEOMETRÍA DEL GANCHO LONGITUD DE DOBLADO EN ESTRIBOS DE 8mm.....	26
FIGURA No. 3.8: ARMADO PÓRTICO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.....	27
FIGURA No. 4.1: PÓRTICO TIPO.....	40
FIGURA No. 4.2: SISTEMA Q-Q DE LA ESTRUCTURA Y P-P DE LOS ELEMENTOS.....	40
FIGURA No. 4.3: CARGA HORIZONTAL PARA EL PRIMER CICLO DE CARGA.....	43
FIGURA No. 4.4: DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA EL PRIMER CICLO DE CARGA.....	46
FIGURA No. 4.5: MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS Y CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA.....	47
FIGURA No. 4.6: NUEVO ESTADO DE CARGAS PARA EL RANGO PLÁSTICO....	48
FIGURA No. 4.7: MOMENTOS OBTENIDOS POR APLICAR CARGA HORIZONTAL = 1.397 T.....	49
FIGURA No. 4.8: MOMENTOS FINALES DE LA ESTRUCTURA Y CARGA LATERAL APLICADA.....	50
FIGURA No 4.9: MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	52
FIGURA No. 5.1: LUGARES DONDE SE REGISTRO FISURAS Y GRIETAS EN LA ESTRUCTURA.....	62

FIGURA No. 5.2: PARTES DEL PÓRTICO PARA UBICACIÓN DE FISURAS Y GRIETAS PARA EL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA (NEC-SE).....	64
FIGURA No. 5.3: PARTES DEL PÓRTICO PARA UBICACIÓN DE FISURAS Y GRIETAS PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL.....	83
FIGURA No. 5.4: PROPIEDAD DEL MATERIAL PARA LAS COLUMNAS PÓRTICO (NEC-SE).....	101
FIGURA No. 5.5: PROPIEDAD DEL MATERIAL PARA LA VIGA PÓRTICO (NEC-SE).....	101
FIGURA No. 5.6: DIMENSIONES DE LA VIGA PÓRTICO (NEC-SE).....	102
FIGURA No. 5.7: DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS PÓRTICO (NEC-SE).....	102
FIGURA No. 5.8: DESCRIPCIÓN DE LAS CARGA COLOCADA EN EL PROGRAMA SAP 2000 PUSHOVER $P= 1,3825$ ton.....	103
FIGURA No. 5.9: DESCRIPCIÓN DEL PESO PROPIO PARA LA CARGA $+1,3825$ TON.....	103
FIGURA No. 5.10: PROPIEDADES DE AENL: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA LA CARGA $+1,3825$ TON.....	104
FIGURA No. 5.11: PROPIEDADES DE CGNL: CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL PARA LA CARGA $+1,3825$ TON.....	105
FIGURA No. 5.12: PASO 1: DESPLAZAMIENTO= $0,5122$ cm.....	106
FIGURA No. 5.13: PASO 3: DESPLAZAMIENTO= $0,633$ cm.....	106
FIGURA No. 5.14: PASO 4: DESPLAZAMIENTO= $1,0711$ cm.....	107
FIGURA No. 5.15: PASO 5: DESPLAZAMIENTO= $2,01$ cm.....	107
FIGURA No. 5.16: PASO 6: DESPLAZAMIENTO= $2,9571$ cm.....	108
FIGURA No. 5.17: PASO 7: DESPLAZAMIENTO= $3,90$ cm.....	108
FIGURA No. 5.18: PASO 8: DESPLAZAMIENTO= $4,84$ cm.....	109
FIGURA No. 5.19: PASO 19: DESPLAZAMIENTO= $9,42$ cm.....	109
FIGURA No. 5.20: CURVA DE CAPACIDAD, NIVELES DE DESEMPEÑO Y LÍMITES DE DAÑOS.....	110
FIGURA No. 5.21: CURVA DE CAPACIDAD PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN CON LA CARGA $1,3825$ TON EN SENTIDO POSITIVO.....	111
FIGURA No. 5.22: PERIODO DE LA ESTRUCTURA OBTENIDO DEL PROGRAMA SAP2000 $T=0,1635$ seg PARA LA CARGA $+1,3825$ TON.....	112

FIGURA No. 5.23: DESCRIPCIÓN DE LAS CARGA COLOCADA EN EL PROGRAMA SAP 2000 PUSHOVER P= -1,505 ton.....	113
FIGURA No. 5.24: DESCRIPCIÓN DEL PESO PROPIO PARA LA CARGA -1,505 TON.....	113
FIGURA No. 5.25: PROPIEDADES DE AENL: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA LA CARGA -1,505 TON.....	114
FIGURA No. 5.26: PROPIEDADES DE CGNL: CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL PARA LA CARGA -1,505 TON.....	115
FIGURA No. 5.27: PASO 1: DESPLAZAMIENTO= -0,5105 cm.....	115
FIGURA No. 5.28: PASO 3: DESPLAZAMIENTO= -0,6317 cm.....	116
FIGURA No. 5.29: PASO 4: DESPLAZAMIENTO= -1,074 cm.....	116
FIGURA No. 5.30: PASO 5: DESPLAZAMIENTO= -2,071 cm.....	117
FIGURA No. 5.31: PASO 6: DESPLAZAMIENTO= -3,068 cm.....	117
FIGURA No. 5.32: PASO 7: DESPLAZAMIENTO= -4,065 cm.....	118
FIGURA No. 5.33: PASO 10: DESPLAZAMIENTO= -6,004 cm.....	118
FIGURA No. 5.34: PASO 18: DESPLAZAMIENTO= -9,9702 cm.....	119
FIGURA No. 5.35: CURVA DE CAPACIDAD PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN CON LA CARGA 1,505 TON EN SENTIDO NEGATIVO.....	120
FIGURA No. 5.36: PERIODO DE LA ESTRUCTURA OBTENIDO DEL PROGRAMA SAP2000 T=0,1627 seg PARA LA CARGA -1,505 TON.....	120
FIGURA No. 5.37: DIMENSIONES DE LA VIGA PARA LA CARGA 1,4790 TON EN SENTIDO POSITIVO.....	121
FIGURA No. 5.38: DIMENSIONES DE LA VIGA PARA LA CARGA 1,4790 TON EN SENTIDO POSITIVO.....	122
FIGURA No. 5.39: DESCRIPCIÓN DE LAS CARGA COLOCADA EN EL PROGRAMA SAP 2000 PUSHOVER P= +1,4790.....	122
FIGURA No. 5.40: DESCRIPCIÓN DEL PESO PROPIO PARA LA CARGA +1,4790 TON.....	123
FIGURA No. 5.41: PROPIEDADES DE AENL: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA LA CARGA +1,4790 TON.....	123
FIGURA No. 5.42: PROPIEDADES DE CGNL: CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL PARA LA CARGA +1,4790 TON.....	124

FIGURA No. 5.43: PASO 6: DESPLAZAMIENTO= 2,6911 cm.....	125
FIGURA No. 5.44: PASO 14: DESPLAZAMIENTO= 8,0998 cm.....	126
FIGURA No. 5.45: CURVA DE CAPACIDAD PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN CON LA CARGA 1,4790 TON EN SENTIDO POSITIVO.....	127
FIGURA No. 5.46: PERIODO DE LA ESTRUCTURA OBTENIDO DEL PROGRAMA SAP2000 T=0,1635 seg PARA LA CARGA +1,4790 TON.....	127
FIGURA No. 5.47: DESCRIPCIÓN DE LAS CARGA COLOCADA EN EL PROGRAMA SAP 2000 PUSHOVER P= -1,4983 TON.....	128
FIGURA No. 5.48: DESCRIPCIÓN DEL PESO PROPIO PARA LA CARGA +1,4790 TON.....	128
FIGURA No. 5.49: PROPIEDADES DE AENL: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA LA CARGA -1,4983 TON.....	129
FIGURA No. 5.50: PROPIEDADES DE CGNL: CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL PARA LA CARGA -1,4983 TON.....	130
FIGURA No. 5.51: PASO 5: DESPLAZAMIENTO= -2.274 cm.....	130
FIGURA No. 5.52: PASO 19: DESPLAZAMIENTO= -12 cm.....	131
FIGURA No. 5.53: CURVA DE CAPACIDAD PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN CON LA CARGA -1,4983 TON EN SENTIDO NEGATIVO.....	132
FIGURA No. 5.54: PERIODO DE LA ESTRUCTURA OBTENIDO DEL PROGRAMA SAP2000 T=0,1635 seg PARA LA CARGA -1,4983 TON.....	132
FIGURA No. 6.1: CURVA HISTERETICA DEL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.....	136
FIGURA 6.2 CURVA HISTERETICA DEL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL.....	137

LISTADO DE GRÁFICAS

GRÁFICA No. 4.1: CURVA DE CAPACIDAD.....	51
GRÁFICO No. 5.1: GRÁFICO DE LOS CICLOS DE CARGA (CARGA VS TIEMPO) PARA EL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA (NEC-SE).....	65
GRÁFICA No. 5.2: GRAFICO DE LOS CICLOS DE CARGA (CARGA VS TIEMPO) PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL.....	89

LISTADO DE CUADROS

CUADRO No. 2.1: RESUMEN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS ENSAYADOS.....	9
CUADRO No. 3.1: VALORES DE CARGA VERTICAL.....	17
CUADRO No. 3.2: VALORES DE CARGA VERTICAL.....	17
CUADRO No. 3.3: DERIVAS DE ENTREPISO INELÁSTICAS MÁXIMAS.....	20
CUADRO No. 3.4: REQUISITOS MÍNIMOS EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE PISOS DE LA VIVIENDA CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN Y LOSAS.....	25
CUADRO No. 4.1: TABLA DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA.....	38
CUADRO No. 4.2: TABLA DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE MOMENTO NOMINAL DE LA COLUMNA.....	39
CUADRO No. 4.3: VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.....	52
CUADRO No. 4.4: CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.....	53
CUADRO No. 4.5: COEFICIENTE DE PERFIL DE SUELO F_a	53
CUADRO No. 4.6: COEFICIENTE DE PERFIL DE SUELO F_d	54
CUADRO No. 4.7: COEFICIENTE DE PERFIL DE SUELO F_s	54
CUADRO No. 4.8: COEFICIENTES SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA.....	54
CUADRO No. 4.9: TIPO Y USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.....	58
CUADRO No. 4.10: TIPO Y USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.....	58
CUADRO No. 4.11: TIPO Y USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.....	59
CUADRO No. 4.12: DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE K.....	64
CUADRO No. 4.13 FUERZA SÍSMICA POR NIVELES.....	64
CUADRO No. 5.1: RESUMEN DE FISURAS Y GRIETAS PÓRTICO (NEC –SE).....	65
CUADRO No. 5.2: RESUMEN DE FISURAS Y GRIETAS PÓRTICO INFORMAL.....	89
CUADRO No. 6.1: COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS REALES CON LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS EN EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL	

PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) CON LA CARGA +1,3825 TON.....	138
CUADRO No. 6.2: COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS REALES CON LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS EN EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) CON LA CARGA -1,505 TON.....	139
CUADRO No. 6.3: COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS REALES CON LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS EN EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL CON LA CARGA +,14790 TON.....	139
CUADRO No. 6.4: COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS REALES CON LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS EN EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL CON LA CARGA -1,4883 TON.....	139
CUADRO No. 6.5: COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE PORTICOS	140

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA No. 2.1: MATERIAL ARENA.....	10
FOTOGRAFÍA No. 2.2: MATERIAL RIPIO.....	10
FOTOGRAFÍA No. 2.3: CEMENTO HOLCIM ROCAFUERTE (CEMENTO HIDRÁULICO PARA CONSTRUCCIÓN EN GENERA TIPO GU).....	11
FOTOGRAFÍA No. 2.4: PARIHUELAS.....	11
FOTOGRAFÍA No. 2.5: EQUIPO CONCRETARA.....	12
FOTOGRAFÍA No. 2.6: CONTROL DE ASENTAMIENTO CONO DE ABRAMS.....	12
FOTOGRAFÍA No. 2.7: MOLDES PARA CILINDROS DE HORMIGÓN.....	13
FOTOGRAFÍA No. 2.8: VIBRADOR PARA LA REDUCCIÓN DE BURBUJAS EN EL MOMENTO DE LA FUNDICIÓN.....	13
FOTOGRAFÍA No. 2.9: PLACAS Y PERNOS PARA FIJAR LOS EJES DE ANCLAJE AL SUELO.....	14
FOTOGRAFÍA No. 2.10: EJES DE ANCLAJE DE FIJACIÓN DE LA VIGA CON EL SUELO.....	14
FOTOGRAFÍA No. 2.11: TALADRO DE MESA.....	15
FOTOGRAFÍA No. 2.12: GATO HIDRÁULICO DE CARGA CÍCLICA (EPN-CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA).....	15
FOTOGRAFÍA No. 3.1: COLOCACIÓN DE LOS ENCOFRADOS PARA LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN.....	28
FOTOGRAFÍA No. 3.2 ARMADO DE VIGA DE CIMENTACIÓN.....	28
FOTOGRAFÍA No 3.3: COLOCACIÓN DE ARMADURAS DE LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN DENTRO DE LOS ENCOFRADOS.....	29
FOTOGRAFÍA No. 3.4: COLOCACIÓN Y AMARRE DE COLUMNAS.....	29
FOTOGRAFÍA No. 3.5: SISTEMA DE ENCOFRADOS PARA LAS COLUMNAS.....	30
FOTOGRAFÍA No. 3.6: PREPARACIÓN DEL HORMIGÓN PARA FUNDIR.....	30
FOTOGRAFÍA No. 3.7: CONO DE ABRAMS (CONTROL DE ASENTAMIENTO)....	32
FOTOGRAFÍA No. 3.8: MOLDES DE CILINDROS DE HORMIGÓN.....	33
FOTOGRAFÍA No. 3.9: ENCOFRADO Y FUNDICIÓN DE VIGA DE CIMENTACIÓN.....	33

FOTOGRAFÍA No. 3.10 ARMADO DE VIGAS SUPERIORES.....	34
FOTOGRAFÍA No. 3.11: SISTEMA DE ENCOFRADO PARA LAS COLUMNAS.....	34
FOTOGRAFÍA No. 3.12: SISTEMA DE ENCOFRADO PARA VIGAS SUPERIORES.....	35
FOTOGRAFÍA No. 3.13: COLOCACIÓN DE PLACA Y PERNOS A LOS EJES.....	35
FOTOGRAFÍA No. 3.14: EJES PRETENSADOS DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN...	36
FOTOGRAFÍA No. 3.15: COLOCACIÓN DEL GATO HIDRÁULICO.....	36
FOTOGRAFÍA 5.1 FISURAS APENAS PERCEPTIBLES DE LA APLICACIÓN DE CARGA +255 KG EN EL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO.....	68
FOTOGRAFÍA 5.2 FISURAS PERCEPTIBLES DE LA APLICACIÓN DE CARGA +501 KG EN LA BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA.....	69
FOTOGRAFÍA 5.3 FISURAS PERCEPTIBLES DE LA APLICACIÓN DE CARGA EN EL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO +501 KG.....	69
FOTOGRAFÍA 5.4 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +750 KG EN LA PARTE FRONTAL DE LA COLUMNA DERECHA.....	70
FOTOGRAFÍA 5.5 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +750 KG EN LA PARTE FRONTAL Y LATERAL DE LA COLUMNA DERECHA...	71
FOTOGRAFÍA 5.6 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,037 TON COLUMNA DERECHA.....	72
FOTOGRAFÍA 5.7 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA -1,01 TON COLUMNA IZQUIERDA.....	73
FOTOGRAFÍA 5.8 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA -1,01 TON COLUMNA DERECHA.....	73
FOTOGRAFÍA 5.9 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA -1,01 TON COLUMNA IZQUIERDA.....	74
FOTOGRAFÍA No. 5.10: FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,254 TON EN EL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO.....	75
FOTOGRAFÍA No. 5.11: FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,254 TON EN EL NUDO IZQUIERDO EN SU PARTE INFERIOR.....	75
FOTOGRAFÍA No. 5.12: FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,254 TON EN EL NUDO DERECHO EN SU PARTE INFERIOR.....	76
FOTOGRAFÍA No. 5.13: FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,254 TON EN LA COLUMNA IZQUIERDA.....	76

FOTOGRAFÍA No. 5.14: DESPLAZAMIENTO DEL PÓRTICO CON UNA CARGA DE 1,254 TON CON UN DESPLAZAMIENTO DE 4,434 cm.....	77
FOTOGRAFÍA No. 5.15: FISURAS Y AGRIETAMIENTOS EN LA COLUMNA IZQUIERDA CON UNA CARGA DE -1.266 TON.....	78
FOTOGRAFÍA No. 5.16: AGRIETAMIENTOS EN EL NUDO SUPERIOR DERECHO CON UNA CARGA DE -1.266 TON.....	79
FOTOGRAFÍA No. 5.17: AGRIETAMIENTO LATERAL EN LA COLUMNA IZQUIERDA CON UNA CARGA DE +1,38 TON.....	80
FOTOGRAFÍA No. 5.18: AGRIETAMIENTO FRONTAL EN LA COLUMNA IZQUIERDA EN SU BASE CON UNA CARGA DE +1,38 TON.....	80
FOTOGRAFÍA No. 5.19: AGRIETAMIENTO EN NUDO SUPERIOR IZQUIERDO Y DESPRENDIMIENTO CON UNA CARGA DE +1,38 TON.....	81
FOTOGRAFÍA No. 5.20: DESPRENDIMIENTOS EN LA COLUMNA DERECHA E IZQUIERDA CON UNA CARGA DE +1,38 TON.....	82
FOTOGRAFÍA No. 5.21: AGRIETAMIENTO EN NUDO SUPERIOR IZQUIERDO CON UNA CARGA DE -1,413TON.....	83
FOTOGRAFÍA No. 5.22: AGRIETAMIENTO EN NUDO SUPERIOR DERECHO CON UNA CARGA DE -1,413TON.....	83
FOTOGRAFÍA No. 5.23: UNIÓN DE LOS AGRIETAMIENTOS DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO CON UNA CARGA DE -1,505 TON.....	84
FOTOGRAFÍA No. 5.24: DESPRENDIMIENTO DE LA BASE DE LA COLUMNA DERECHA CON UNA CARGA DE -1,505 TON.....	85
FOTOGRAFÍA No. 5.25: DESPRENDIMIENTOS DE LA BASE DE LA UNIÓN DE LA COLUMNA CON LA VIGA DERECHA CON UNA CARGA DE -1,505 TON.....	85
FOTOGRAFÍA No. 5.26: DESPRENDIMIENTOS DE LA BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA CON UNA CARGA DE -1,505 TON.....	86
FOTOGRAFÍA No. 5.27: DESPRENDIMIENTOS DE UN PEDAZO DE LA ESQUINA DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO CON UNA CARGA DE -1,505 TON.....	86
FOTOGRAFÍA No. 5.28: DESPRENDIMIENTOS DE UN PEDAZO DE LA ESQUINA DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO CON UNA CARGA DE -1,505 TON.....	87
FOTOGRAFÍA No. 5.29: AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA -1,02 TON EN LA BASE DE LA COLUMNA DERECHA.....	91

FOTOGRAFÍA No. 5.30: AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA -1,02 TON EN LA UNIÓN DE LA COLUMNA CON LA VIGA.....	92
FOTOGRAFÍA No. 5.31: AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA -1,02 TON EN LA BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA.....	92
FOTOGRAFÍA No. 5.32: AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA +1,48 TON NUDO SUPERIOR DERECHO.....	94
FOTOGRAFÍA No. 5.33: AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA +1,48 TON EN LA BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA.....	94
FOTOGRAFÍA No. 5.34 AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA +1,48 TON EN LA CARA FRONTAL COLUMNA IZQUIERDA.....	95
FOTOGRAFÍA No. 5.35: AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA +1,48 TON EN LA COLUMNA DERECHA.....	95
FOTOGRAFÍA No. 5.36: AGRIETAMIENTO CON LA CARGA +1,48 TON EN LA PARTE INFERIOR DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO.....	96
FOTOGRAFÍA No. 5.37: AGRIETAMIENTO CON LA CARGA -1,49 TON BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA.....	97
FOTOGRAFÍA No.5.38: FISURAS CON LA CARGA -1,49 TON A LO LARGO DE LA COLUMNA DERECHA.....	97
FOTOGRAFÍA No. 5.39: AGRIETAMIENTO CON LA CARGA -1,49 TON EN EL NUDO SUPERIOR DERECHO.....	98
FOTOGRAFÍA No. 5.40: AGRIETAMIENTO CON LA CARGA -1,49 TON COLUMNA DERECHA.....	98
FOTOGRAFÍA No. 5.41: AGRIETAMIENTO Y DESPRENDIMIENTOS CON LA CARGA -1,49 TON PARTE INFERIOR DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO.....	99

SIMBOLOGÍA

D: Carga muerta.

L: Carga viva.

Acooperante: Área cooperante.

Ag: Área geométrica de la sección.

Pu: Resistencia a la carga axial requerida.

ΔM : Respuesta máxima inelástica en desplazamiento de la estructura.

R: Radio del perno ($\Phi/2$).

T: Tensión del perno.

Fy: Esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo.

A: Área de la sección del perno.

As: Área de acero de refuerzo longitudinal.

ρ : Cuantía de armado.

T: Fuerza de tracción del acero.

C: Fuerza de compresión en el hormigón.

a: Altura del bloque de compresión en el hormigón.

Mn: Momento nominal resistente.

E: Es el módulo de elasticidad del material

Icol: inercia de la columna

Iv: Inercia de la viga

My: Momento de fluencia

L: Longitud del elemento

$k(1)$: matriz de rigidez de la columna derecha

$k(2)$: matriz de rigidez de la viga superior

$k(3)$: matriz de rigidez de la columna izquierda

$K(1)$: matriz de rigidez de la columna derecha

$K(2)$: matriz de rigidez de la viga superior

$K(3)$: matriz de rigidez de la columna izquierda

K : Después de efectuar el triple producto matricial A^t*k*A y sumar se obtiene la matriz de rigidez de la estructura para el rango elástico.

Q_t : Vector de cargas transpuestas

Q : Vector de cargas

K : Matriz de rigidez de la estructura

q : Desplazamiento horizontal y rotación de nudos

$q(1)$: desplazamiento horizontal del piso

$q(2)$: rotación del nudo 2

$q(3)$: rotación del nudo 3

$p(i)$: deformaciones de cada elemento.

$A(i)$: Matriz de compatibilidad de deformaciones de los elementos.

$k(i)$: Matriz de rigidez de los elementos.

$P(i)$: Matriz de momentos de los elementos

q : Matriz de desplazamiento horizontal y rotación de nudos de la estructura.

V : corte basal de la estructura

D_t : Desplazamiento

K : Matriz de rigidez de la estructura

Q_t : Matriz de cargas transpuestas

α : Impedencia del semi espacio $\alpha = \rho s V_s / \rho_0 V_0$

hn: Altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio

T: Período fundamental de vibración de la estructura

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

T: Período fundamental de vibración de la estructura

Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g), definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%. Depende del período o modo de vibración de la estructura

η : Razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T= 0,1$ s y el PGA para el período de retorno seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador. $\eta= 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. Para tipo de suelo C.

Fd: Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. Para tipo de suelo C.

Fs: Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. Para tipo de suelo C.

V: cortante basal.

Fx: Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n: Número de pisos de la estructura.

W_x: Peso asignado al piso o nivel *x* de la estructura.

W_i: Peso asignado al piso o nivel *i* de la estructura.

h_x: altura de piso *x* de la estructura.

h_i: altura de piso *i* de la estructura.

K: coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura *T*.

I: Factor de importancia.

S_a (T_a): Espectro de diseño en aceleración.

R: factor de reducción de resistencia sísmica.

Φ_p : Coeficiente de configuración en planta.

Φ_E : Coeficiente de configuración en elevación.

W: Carga sísmica reactiva.

ABSTRACT

Most of the buildings in Ecuador are informal constructions, which means they are at risk because they are constructed on the basis of experience of the failure of some of these buildings. The reasons for this problem are the optimization of costs and time but without considering safety.

Both the urban and rural sectors are made up of informal constructions; that is to say without any knowledge of the behavior of structures in front of a risk, such as an earthquake; they only have knowledge from what they have learned because of the failure of other structures.

Those who build informal constructions are people who work on buildings such as assistants, who are gaining experience of the tasks undertaken, and on the basis of these experiences they begin to build.

In this project a description is made of the construction of two full-scale models, built in different ways, of an empty structure, one bay to the height of one story with the purpose of comparing their structural behavior under the same load, since the purpose was to represent a real construction as close as possible.

The models were built on the respective beam foundation previously dimensioned, and fixed to the floor of the laboratory by eight bolts to simulate the conditions of a foundation on natural ground. The first model was built following the ECUADORIAN STANDARD OF CONSTRUCTION (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-SE) to compare it to the second model, which was built by a bricklayer and his assistant, who contributed with their experience to building it without having a proper knowledge of the behavior of a structure. The respective destructive tests were carried out in the HOUSING RESEARCH CENTER (CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - CIV).

RESUMEN

La mayoría de las viviendas en nuestro país son construcciones informales, es decir bajo riesgo debido a que son construidas en base a experiencia del fracaso de algunas de estas viviendas y de las causas de este problema, tienen como objetivo principal la función de optimizar costos y tiempo pero sin seguridad.

Tanto el sector urbano como el rural está formado por construcciones informales, es decir sin ningún conocimiento de cómo va actuar una estructura frente a una amenaza, como un sismo, solo se tienen conocimiento de lo que han aprendido frente al fracaso de otras estructuras, las personas que construyen las viviendas informales, son personas que trabajan en construcciones como ayudantes, los cuales van ganando experiencia de las tareas que realizan y en base a esas experiencias, comienzan a construir.

En el presente proyecto se realizó la descripción de la construcción de dos modelos a escala real construidos de maneras diferentes, de un pórtico vacío de un vano de un piso de altura con la finalidad de comparar su comportamiento estructural frente a una misma condición de carga, porque lo que se quiere es representar pórticos lo más cercanos a construcciones reales.

Los pórticos fueron construidos sobre una respectiva viga de cimentación previamente dimensionada, unidad a la losa del laboratorio por ocho pernos calculados, para simular la condición de una cimentación sobre suelo natural.

El primer pórtico se construyó siguiendo la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) para compararlo con el segundo pórtico, que fue construido por un albañil y su ayudante, los cuales aportaron con su experiencia para realizarlo, sin tener el debido conocimiento del comportamiento de una estructura. Se realizaron los respectivos ensayos destructivos de los pórticos en el CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA (CIV).

PRESENTACIÓN

El presente trabajo está compuesto de siete capítulos que corresponden al desarrollo del proyecto, incluyendo tres capítulos más de referencias bibliográficas, anexos y glosario.

El capítulo 1 se encuentra la parte introductoria de la investigación, que son antecedentes, objetivos y la metodología que se va a usar.

El capítulo 2 se describe los materiales, equipo y proceso de construcción de los pórticos vacíos de un vano así como la colocación de equipos y preparación para el ensayo destructivo.

En el capítulo 3 consta de los cálculos para: dimensionar los elementos estructurales y describe la armadura que se utilizó en la construcción de los pórticos.

En el capítulo 4 se da una descripción analítica del método matricial de la rigidez, cálculo de corte basal y distribución de fuerzas lateral en el piso.

El capítulo 5 se realiza el análisis de los resultados obtenidos de los ensayos.

El capítulo 6 contiene las conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

En la primera mitad del siglo XX, las construcciones seguían arquetipos tradicionales. Con los años y con el fortalecimiento urbano en nuestro país bajo el esquema de una modernización capitalista, las ciudades principales comienzan a expandirse de manera rápida, a partir de esto fueron creciendo asentamientos informales¹.

El principal objetivo de una construcción es poder ser habitable, por otra parte la forma en que se construye es variable, en el caso de estructuras tipo pórtico que van a trabajar bajo diferentes estados de carga durante su vida útil, en especial cuando una carga especial requiera de la estructura toda su capacidad de resistencia, ductilidad y disipación de energía.

Sin embargo la calidad de los materiales no es la mejor cuando se habla de una construcción informal, se quisiera tener materiales que no se desgasten con el tiempo, pero eventualmente la capacidad de los materiales irá disminuyendo por acciones ya sean físicas, químicas o ambas.

Así también la dosificación de los materiales en una construcción informal se hace bajo la experiencia de previas construcciones, el control de agua se hace bajo el criterio de facilitar el trabajo, pero se pierde la resistencia del hormigón, estos son algunos de los problemas que presenta la construcción informal.

En nuestro país se tienen muchos asentamientos informales, lo que quiere decir, que las personas en base a conocimientos adquiridos, pueden ser de forma visual

¹ OLEAS. (1994). Trayectoria del sector en la historia del Ecuador. Desarrollo del sector una mirada por época. pp. 17. Recuperado de:
<http://www.ekosnegocios.com/Inmobiliario/Articulos/1.pdf>

o puesta en práctica, creen tener el suficiente conocimiento para poder construir , muchos de ellos que trabajan en obras de construcción y que en base al fracaso de alguna construcción van ganando experiencia de los errores cometidos para que una estructura funcione, el problema de un sistema de construcción informal el cual está formado por conjunto de componentes estructurales como: columnas, vigas y losas como primer componente y como segundo componente se encuentra la mampostería ,es que no se toma el debido cuidado de diseño, ya que nuestro país se encuentra en zona de alta amenaza sísmica.

La construcción en nuestro país se rige bajo la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE), la cual es un instrumento técnico que permite construir edificaciones de seguridad para proteger la vida de las personas ante posible desastres naturales².

La Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE) explica el objetivo y procedimientos en distintos criterios sobre seguridad, mecanismos de control y mantenimientos, infraestructura, energía, sistema de incendios, entre otros.

Nuestro país se considera como vulnerable a eventos sísmicos debido a la zona de actividad sísmica en la que nos encontramos, el NEC-SE lo que busca es brindar seguridad y calidad a las infraestructuras. ³Con lo cual busca solucionar posibles riesgos en la construcción formal, pero el real problema es que el 70 % de las construcciones son informales y no son sismo resistentes del país⁴.

El NEC-SE está formado por 10 capítulos, de los cuales para el desarrollo de la presente investigación se pondrá énfasis en el CAPÍTULO VIVIENDAS DE HASTA 2 PISOS CON LUCES DE HASTA 5 m, el cual establecerá los requisitos mínimos para el análisis, diseños y construcción de viviendas sismo resistente y el CAPÍTULO DE PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE el cual es

² INGENIMEC. (2015, Octubre).La ingeniería mecánica es fundamental para las construcciones, Beneficios y debilidades. pp 4.Recuperado de: https://issuu.com/cimepi/docs/ingenimec_octubre2015__1_

³ NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE)

⁴ INGENIMEC. (2015, Octubre).La ingeniería mecánica es fundamental para las construcciones, Construcciones Existentes. pp 5.Recuperado de: https://issuu.com/cimepi/docs/ingenimec_octubre2015__1_

necesario para la determinación de coeficientes para el cálculo del período, corte basal y distribución de fuerzas laterales de la estructura.

Los códigos y especificaciones referenciados en este capítulo se listan continuación:

- ACI 318S-08, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario.
- ACI 506R-90, Guía de Hormigón Lanzado “Guide to Shotcrete”
- AISI-2004b, General Provisions-Standard for Cold-Formed Steel Framing.
- AISI S200-07, North American Standard for Cold Formed Steel Framing– General Provisions.
- ASTM C109/C109M-99 Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars.
- ASTM C87-83(1995) e1 Standard Test Method for Effect of Organic Impurities in Fine Aggregate on Strength of Mortar.
- NTE INEN 1511 (ASTM A 1064 M): Alambre conformado en frío para Hormigón Armado.
- Dar recomendaciones de posibles alternativas de mejoramiento del sistema en lo referente a su construcción. NTE INEN 2209 (ASTM A 1064 M): Malla de alambre de acero electrosoldada.

1.2 ALCANCE DEL PROYECTO DE TITULACIÓN

Se desea comparar el comportamiento de dos pórticos planos construidos de maneras diferentes, el primer pórtico construido bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) vs un pórtico construido de manera informal en su plano,

para esto se construyera dos pórticos a escala real para ser sometidos a carga horizontal los cuales se realizaron en el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) de la Escuela Politécnica Nacional.

Con los resultados obtenidos de los ensayos, se realizará una comparación y análisis del comportamiento de cada uno de los pórticos construidos frente a las sollicitaciones dadas.

1.3 OBJETIVOS DEL PROYECTO DE TITULACIÓN

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un estudio experimental comparativo entre un pórtico vacío de un vano armado bajo las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE) y un pórtico vacío de un vano construido de manera informal.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Calcular y diseñar los modelos propuestos frente a las sollicitaciones de diseño.
- Construir los modelos a escala real para someterlos a pruebas de laboratorio dentro del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional.
- Conocer Comparar los resultados obtenidos entre el pórtico vacío de un vano construido bajo la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE) y un pórtico vacío construido de manera informal.
- Comparar los cálculos previos frente a cada sollicitación con los resultados del comportamiento experimental de cada pórtico y comportamiento de la unión de la viga con la columna.

- Dar recomendaciones de posibles alternativas de mejoramiento del sistema en lo referente a su construcción.

1.4 METODOLOGÍA: SISTEMA DE PÓRTICOS

El sistema de pórticos está compuesto de vigas y columnas, que se unen mediante nodos rígidos, lo cual permite la transferencia de momentos flectores y cargas axiales a las columnas, el sistema de pórticos resiste a las cargas laterales por la acción de flexión en sus elementos.⁵

Cuando se hace consideraciones analíticas y experimentales se tiene que lograr una excelente respuesta estructural si se induce, a través del diseño, la formación de un mecanismo de “viga débil - Columna fuerte” y “viga débil – nodo fuerte “. Este mecanismo presenta la formación de rotulas plásticas en los extremos de las vigas, mientras que las columnas permanecen en un rango elástico. Las columnas se encuentran sometidas a carga axial que va a ser variable por efecto del sismo, lo cual afecta a la resistencia y ductilidad de los materiales; la falla de una columna originaría un colapso parcial o total de la vivienda.⁶

1.4.1 VENTAJAS DEL SISTEMA DE PÓRTICOS

- Debido a la ductilidad que tienen los elementos disipan grandes cantidades de energía, se considera que para sismos que son mayores que los del diseño su energía será disipada. En este caso los momentos flectores forman sus valores máximos en los extremos de vigas y columnas, donde

⁵ Arq.Cedili Guedez, Niño Eugenia Victoria, (2014), Instituto Universitario politécnico Santiago Mariño Barinas-Extensión Barquisimeto, Sistemas estructurales ,Recuperado de:

<http://es.slideshare.net/1964victoria/sistemas-estructurales-35624621>

⁶ Maldonado Pamela, Terán Andres, (2014), Análisis comparativo entre sistema de pórticos y sistemas de paredes de hormigón (M2) para un edificio de viviendas de 6 pisos, Quito, Enero 2014.

puede que se formen rotulas plásticas para poder permitir la disipación de energía por fluencia del acero siempre y cuando las rotulas se presenten únicamente en las vigas. ⁵

1.4.2 DESVENTAJAS DEL SISTEMA DE PÓRTICOS ⁵

- El sistema de pórticos presenta frente a las cargas laterales una baja resistencia y rigidez.
- Su gran flexibilidad permite desplazamientos considerables lo cual produce daños en los elementos no estructurales.
- Es difícil mantener las derivas bajo los requerimientos normativos.

1.5 ENSAYOS DESTRUCTIVOS A CARGA LATERAL

Para la realización del presente proyecto se procedió, primero a la construcción de los dos pórticos a compararse a escala real, segundo, se procedió a la elaboración de ensayos destructivos a carga lateral de los dos pórticos vacíos de un vano, el uno siguiendo las especificaciones de armado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) y el otro construido de manera informal, con los recubrimientos respectivos que se explicará en el desarrollo del proyecto.

Cada uno de los pórticos fue sometido a ciclos de cargas horizontales crecientes hasta alcanzar el fallo de la estructura.

La carga horizontal se la aplico en uno de los extremos de la viga superior en dirección paralela de los pórticos a ensayarse.

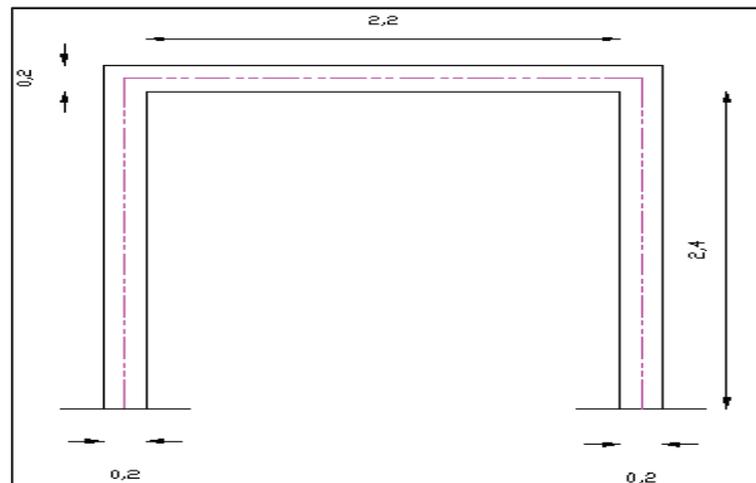
El armado del primer pórtico vacío de un vano responde a las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE).

El armado del segundo pórtico vacío fue armado de acuerdo a la experiencia del maestro encargado.

Se describirá brevemente el proceso de construcción de cada pórtico:

- Se construyó la viga de cimentación muy rígida para poder simular que el sistema esta empotrado. Esta viga de cimentación está conectada con la losa de reacción del laboratorio a través de 8 ejes empernados, los cuales fueron previamente calculados y pretensados.
- Se procedió a la construcción de las columnas y vigas superiores con un sistema de andamios para la fundición, cada columna y viga superior armada, en el caso del pórtico bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) con las especificaciones para sus espaciamientos entre estribos, los cuales se especificaran en los capítulos siguientes, y para el caso del pórtico construido de manera informal sus espaciamientos entre estribos será dado por la experiencia del maestro encargado.

FIGURA No. 1.1: MODELO TIPO DE LOS DOS PÓRTICOS A COMPARARSE.



Fuente y elaboración: Castillo Andrea.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DE MATERIALES, EQUIPO Y CONSTRUCCIÓN

2.1 MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PÓRTICOS VACÍOS DE UN VANO

2.1.1 HORMIGÓN DE VIGAS Y COLUMNAS PARA EL ENSAYO DE LABORATORIO

Mediante ensayos se conocerá las características de la resistencia de los pórticos vacíos de un vano los cuales fueron construidos con las dosificaciones de los materiales como es un material de construcción elaborado principalmente con cemento, árido fino (arena), árido grueso (ripió) y agua lo más cercanas a las condiciones naturales de una construcción informal.

La resistencia a la compresión cilíndrica a los 28 días f_c de las vigas de cimentación obtenidas durante la construcciones es de aproximadamente 222 kg/cm^2 , de las columnas es de aproximadamente 226 kg/cm^2 y de las vigas superiores es de aproximadamente de 150 kg/cm^2 de acuerdo a los ensayos realizados en el LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES Y MECÁNICA DE SUELOS DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL como se observa en la (CUADRO No. 2.1). Dentro del ANEXO No. 3 se adjuntará los resultados obtenidos de la resistencia a compresión " f_c " de cada cilindro ensayado.

CUADRO No. 2.1 RESUMEN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS ENSAYADOS.

<i>ELEMENTO</i>	<i>RESISTENCIA (Kg/cm²)</i>
VIGA DE CIMENTACIÓN	222
COLUMNAS	226
VIGAS	150

FUENTE: Laboratorio de ensayo de materiales, mecánica de suelos y rocas.

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

2.1.2 ACERO DE REFUERZO

En la construcción de los pórticos se utilizó el acero de refuerzo con un $F_y = 4200$ Kg/cm², especificado por el fabricante, que se encuentra en forma de varillas corrugadas, se realizó pruebas de ensayo a tracción de las varillas corrugadas y se obtuvo solo resultados de rotura de la varilla debido a que las maquinas no se encontraban aptas para realizar los ensayos en el laboratorio de la facultad de Ingeniería Mecánica en la Escuela Politécnica Nacional por lo que no se adjuntarán los resultados, no se realizaron los ensayos en el Laboratorio de Ensayo de materiales y mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil debido a que los equipos se encuentran fuera de servicio.

2.1.3 EQUIPOS Y MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PÓRTICOS DE UN VANO.

Para la construcción de los pórticos fue necesario el uso de equipos que se utilizan comúnmente en cualquier construcción, para la preparación del ensayo y posteriormente para las pruebas destructivas de los pórticos se usaron varios

equipos proporcionados por el Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) de la Escuela Politécnica Nacional (EPN).

A continuación se muestran imágenes de cada equipo y material usado para la construcción de los pórticos en las distintas etapas.

2.1.4 FOTOGRAFÍAS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS:

FOTOGRAFÍA No. 2.1 MATERIAL ARENA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.2 MATERIAL RIPIO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.3 CEMENTO HOLCIM ROCAFUERTE (CEMENTO HIDRÁULICO PARA CONSTRUCCIÓN EN GENERA TIPO GU).



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.4 PARIHUELAS.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.5 EQUIPO CONCRETARA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.6 CONTROL DE ASENTAMIENTO CONO DE ABRAMS.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.7 MOLDES PARA CILINDROS DE HORMIGÓN.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.8 VIBRADOR PARA LA REDUCCIÓN DE BURBUJAS EN EL MOMENTO DE LA FUNDICIÓN.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

2.1.5 FOTOGRAFÍAS DE LOS EQUIPOS UTILIZADOS EN LOS ENSAYOS A CARGA HORIZONTAL:

FOTOGRAFÍA No. 2.9 PLACAS Y PERNOS PARA FIJAR LOS EJES DE ANCLAJE AL SUELO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.10 EJES DE ANCLAJE DE FIJACIÓN DE LA VIGA CON EL SUELO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.11 TALADRO DE MESA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 2.12 GATO HIDRÁULICO DE CARGA CÍCLICA (EPN-CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA).



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE CARGAS Y DESCRIPCIÓN DE PROCESO CONSTRUCTIVO

3.1 ANÁLISIS PREVIOS

El propósito de la elaboración de una modelación matemática es la obtención aproximada de los resultados, de manera que se realizó cálculo de cargas y dimensionamiento de los elementos con el programa SAP 2000 que es un programa computacional de análisis estructural.

3.2 ANÁLISIS DE CARGAS

3.2.1 ESTIMACIÓN CARGA VERTICAL⁷

Se dividen en dos tipos las cargas verticales, que son la carga viva o sobrecargas de uso y la carga muerta o cargas permanentes.

CARGA MUERTA:

Cargas permanentes se constituyen por los pesos de los elementos estructurales, como: muros, tabiques y recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de acondicionamiento, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. (NEC-SE)

CARGA VIVA:

Depende de la ocupación de la que sea la edificación, está formado por: pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC-SE)

⁷ NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE),(2015).

Las vigas de hormigón armado se han considerado de 20 * 22 cm y la sección de las columnas de 20 * 20 cm, la carga viva se la considera como carga de vivienda con el valor determinado por La Norma Ecuatoriano de la Construcción (NEC-SE).

3.2.2 CÁLCULO DE LA CARGA VERTICAL

CUADRO No. 3.1 VALORES DE CARGA VERTICAL.

CARGA MUERTA	
Pp de losa	0,292
Pp de viga 20*22	0,12
Pp de pared de 20 cm	0,18
Acabados	0,054
CM	<u>0,646</u> ton/m ²

CARGA VIVA	
Cv para vivienda (planta)	<u>0,2</u> ton/m ²
Cv para losa inaccesible	0,15 ton/m ²

FUENTE: NEC-SE-CG, Cargas no Sísmicas, 2015.

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

CUADRO No. 3.2 VALORES DE CARGA VERTICAL.

COMBINACIÓN DE CARGA	
(1,2*CM)+(1,6*CV)	<u>1,095</u> ton/m ²

FUENTE: NEC-SE-CG, Cargas no Sísmicas, 2015.

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Para este ensayo a carga horizontal; solo se tomará en cuenta las deformaciones horizontales y no verticales.

3.3 PRE-DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.1 PRE-DISEÑO COLUMNA

Datos:

$$D = 0,646 \text{ t/m}^2$$

$$L = 0,2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Acooperante} = 2,50 * 2,50 = 6,25 \text{ m}^2$$

Cálculos:

$$W = (1,2 * D + 1,6 * L) \quad (3.1)$$

$$W = (1,2 * 0,646 + 1,6 * 0,2)$$

$$W = 1,095 \text{ ton}$$

$$Pu = W * \text{Acooperante}$$

$$Pu = 1,095 * 6,25$$

$$Pu = 6,84 \text{ ton}$$

$$Ag = \frac{Pu}{80} \quad (3.2)$$

$$Ag = \frac{6844}{80} = 85,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Columna} = \sqrt[2]{85,55} = 9,22 \text{ cm}$$

Dónde:

D: Carga muerta.

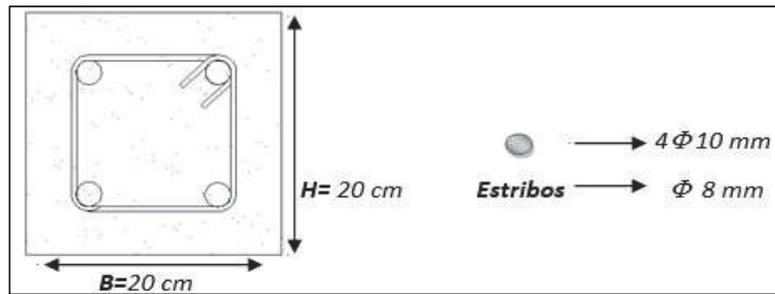
L: Carga viva

Ag: Área geométrica de la sección

Pu: Resistencia a la carga axial requerida

No se puede colocar 9,22 cm ya que el requerimiento mínimo de sección descrito en el Capítulo 3 sección 3.6.2 (CUADRO No. 3.4) es de 20 cm*20 cm por lo que se toma el requerimiento mínimo y para la viga también se toma el requerimiento mínimo.

FIGURA No. 3.1 ARMADO DE LA COLUMNA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

3.3.2 VIGA DE CIMENTACIÓN

ARMADO:

$A_s = 9,40 \text{ cm}^2$ \longrightarrow $4 \Phi 18 \text{ mm}$

Estribo normativo \longrightarrow $1 \Phi 12 \text{ mm}$

DIMENSIONES DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN:

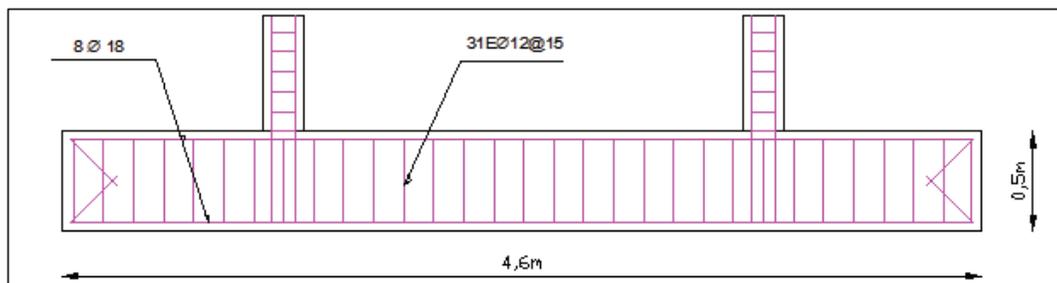
$B \text{ adoptado} = 30 \text{ cm}$

$D \text{ adoptado} = 42,5 \text{ cm}$

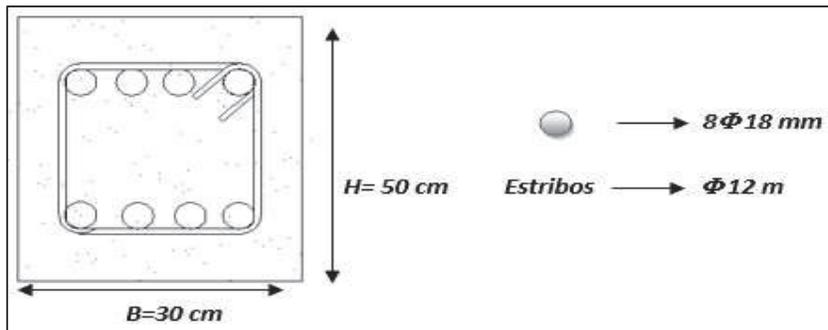
$H \text{ adoptado} = 50 \text{ cm}$

$L \text{ viga} = 4,60 \text{ m}$

FIGURA No. 3.2 VIGA DE CIMENTACIÓN CORTE TRANSVERSAL.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 3.2 VIGA DE CIMENTACIÓN CORTE TRANSVERSAL.

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

3.4 ESTIMACIÓN DE LA CARGA HORIZONTAL

La carga horizontal a utilizarse en el ensayo fue estimada mediante dos métodos a los cuales se les dio las características geométricas de los dos pórticos a compararse y características de los materiales: el primero es el método matricial de rigidez para la obtención del corte basal y el cálculo del corte basal con la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE) mediante coeficientes descritos en el CAPÍTULO DE PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE.

Se tiene que tomar en cuenta que la estructura a la cual se la analiza cumpla con los valores establecidos dentro del Código Ecuatoriano de la Construcción de las derivas de entrepiso inelásticas máximas ΔM .

CUADRO No. 3.3: DERIVAS DE ENTREPISO INELÁSTICAS MÁXIMAS.⁸

Estructura de	ΔM Máxima
Hormigón armado , estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Fuente: NEC-SE-DS, Capítulo Peligro Sísmico, Sección 4.2.2 Límites permisibles de las derivas de pisos valores de δm máximos, expresados como fracción de la altura de piso, tabla 7, 2015.

⁸ Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE), Capítulo Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, 2015.

Se estimó la carga horizontal máxima a través de un modelo matemático, el cual se le dio las características del material y de las secciones del pórtico al cual se realizó el ensayo.

Donde:

ΔM : Respuesta máxima inelástica en desplazamiento de la estructura.

3.5 ESTIMACIÓN DEL PRE ESFUERZO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

DATOS:

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi \text{ del perno de anclaje parte inferior} = 20 \text{ mm} = 2 \text{ cm}$$

$$\Phi \text{ del perno de anclaje parte superior} = 30 \text{ mm} = 3 \text{ cm}$$

Dónde:

A: Área de la sección

R: Radio del perno ($\Phi/2$)

$$A = \pi * R^2 \quad (3.3)$$

$$A_1 = \pi * 1^2 = 3,1416 \text{ cm}^2 = 0,4864 \text{ pulg}^2$$

$$A_2 = \pi * 1,5^2 = 7,07 \text{ cm}^2 = 1,095 \text{ pulg}^2$$

$$T = 0,9 * F_y * A \quad (3.4)$$

Donde:

T: Tensión del perno

F_y: Esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo

A: Área de la sección del perno

$$T1 = 0,9 * 4200 * 3,1416 = 11875 \text{ kg} = 11,87 \text{ T}$$

$$T2 = 0,9 * 4200 * 7,07 = 26725 \text{ kg} = 26,72 \text{ T}$$

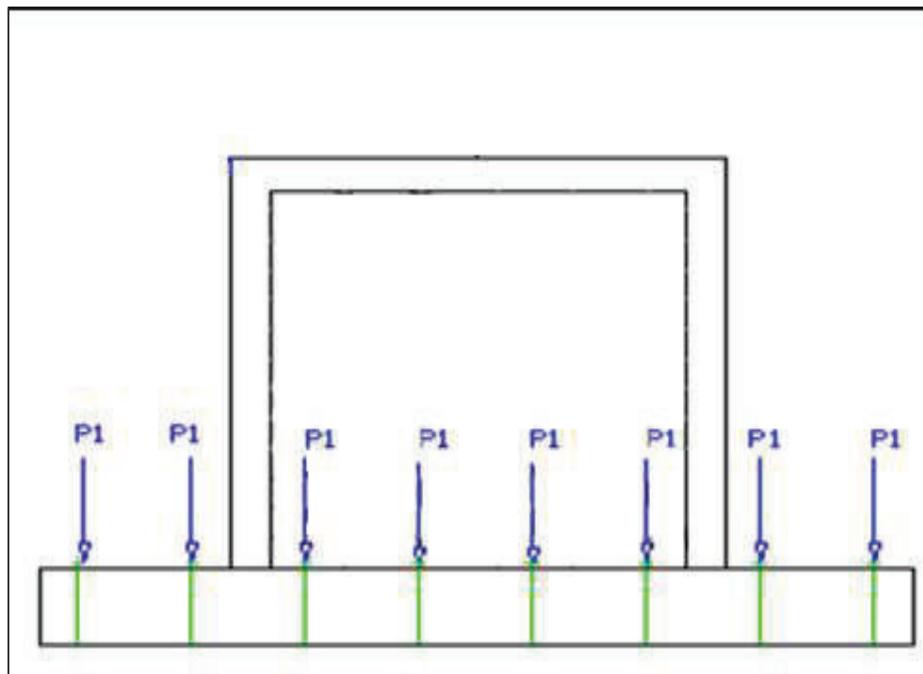
$$PT = 26725 / 8 = 3341 \text{ kg por perno}$$

$$PT = 3,34 \text{ T}$$

En el laboratorio se aplicó a los pernos un pre-esfuerzo de 5 a 5,5 T

PT del laboratorio = 5 – 5.5 T.

FIGURA No. 3.4 UBICACIÓN DE PERNOS.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

3.6 DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PÓRTICOS

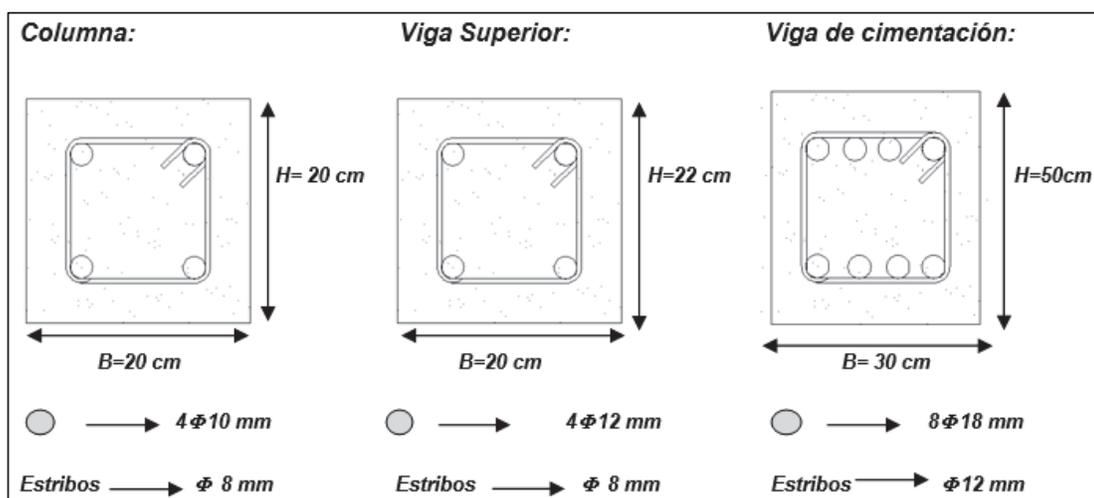
Se construyeron dos pórticos vacíos de un piso de altura y de un vano.

Cada pórtico consistió de una viga de cimentación de 0.30 m por 0.50 m de sección y 4,60 m de largo la cual le da una condición de empotramiento al pórtico, se anclo por medio de ocho pernos a la losa del laboratorio, consta de un par de

columnas de 0.20 m por 0.20 m de sección y de alto de 2,50 m, y de una viga superior de 0.20 m por 0.22 m de sección y de 2,40 m de largo.

La viga de cimentación de cada pódico se construyó con las siguientes características: Con un $F'c = 222 \text{ kg/cm}^2$ (ver ANEXO No.3) y un acero de refuerzo de $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, con un armado de la siguiente manera:

FIGURA No. 3.5 RESUMEN DEL ARMADO DE LAS COLUMNAS, VIGA SUPERIOR Y VIGA DE CIMENTACIÓN.

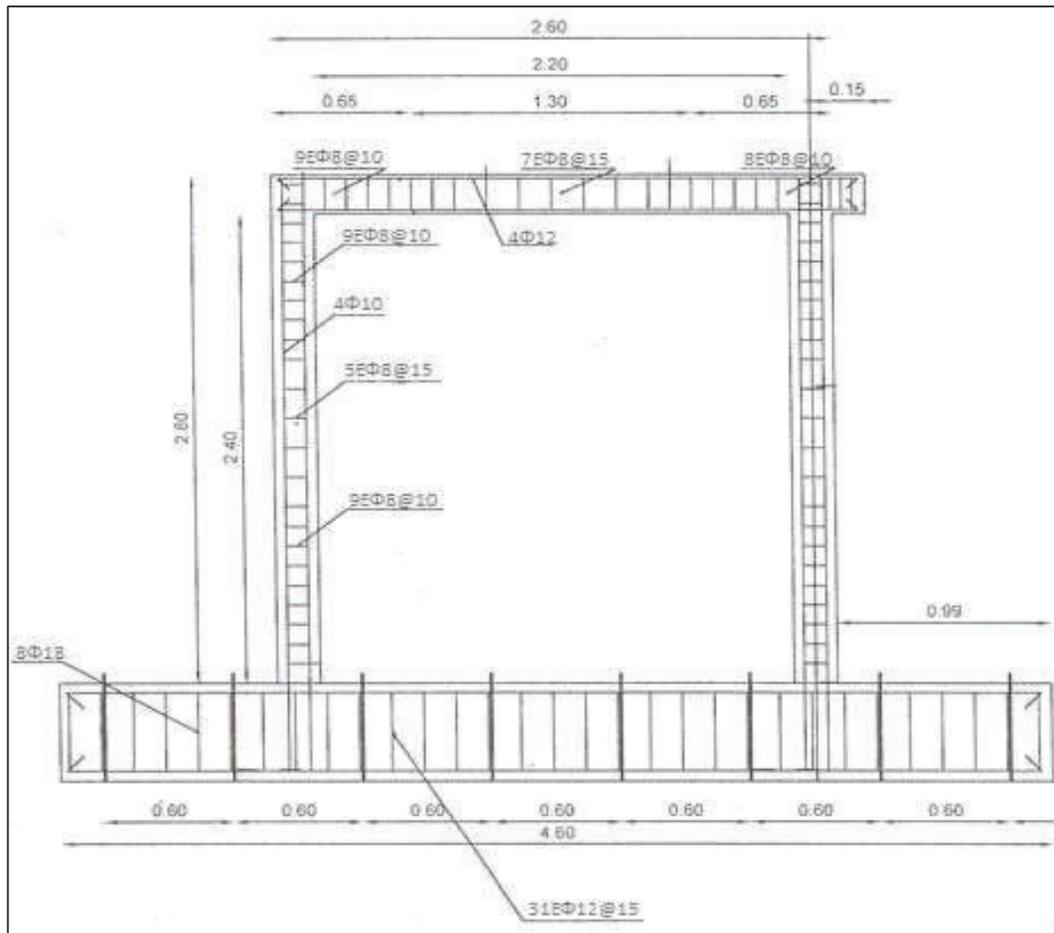


ELABORADO POR: Castillo Andrea.

3.6.1 ARMADO DEL PÓDICO CONSTRUIDO DE MANERA INFORMAL

El armado para el pódico informal fue definido por el maestro a cargo que dividió la longitud de la columna en tercios para el espaciamiento de los estribos, la altura de la columna es 2,50 m longitud total en el primer tercio de 0.87 m el espacio será $9E\Phi 8@10\text{cm}$, en el segundo tercio de 0.87 m es $5E\Phi 8@15\text{cm}$ y el tercer tercio de 0.87 m tiene su distribución de $9E\Phi 8@10\text{cm}$. Al igual que la viga superior se dividió en tercios la longitud de 2,75 longitud total incluyendo del diente de 0.15 m, el primer tercio de 0.917 m será $9E\Phi 8@10\text{cm}$, el segundo tercio de 0.917 m es de $7E\Phi 8@15\text{cm}$ y el tercer tercio de 0.917 es de $8E\Phi 8@10\text{cm}$.

FIGURA No. 3.6 ARMADO PÓRTICO INFORMAL.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

3.6.2 ARMADO DEL PÓRTICO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE)

El armado para el pórtico bajo la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE) fue definido por el CAPITULO VIVIENDAS DE HASTA 2 PISOS CON LUCES DE HASTA 5 m, que son los requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón armado y losas como se observa en el (CUADRO No. 3.4).

CUADRO No. 3.4 REQUISITOS MÍNIMOS EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE PISOS DE LA VIVIENDA CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN Y LOSAS.⁹

Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	Altura total de entrepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm) x (cm)	Cuantía longitudinal mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado transversal mínimo (estribos)
1	columnas	4	2,5	20*20 (a)	1%	Φ 8 mm @ 10 cm
	vigas			15*20 (b)	14 /fy sup 14/fy inf	Φ 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)
2	columnas	4	2,5	Piso 1: 25*25 Piso 2: 20*20	1%	Φ 8 mm @ 10 cm
	vigas			20*20 (b)	14 /fy sup 14/fy inf	Φ 8 mm @ 5 en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)

(a) La orientación en planta de las columnas será 40% mínimo en cada dirección ortogonal.

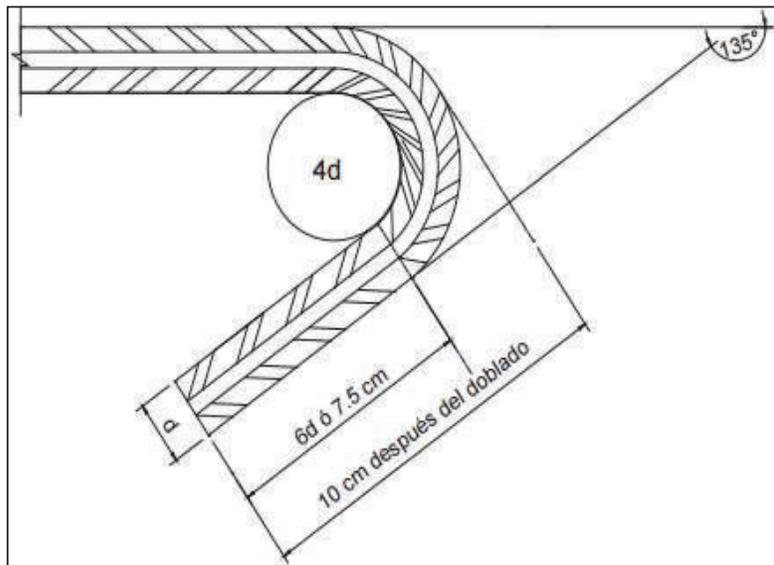
(b) La dimensión se refiere a vigas banda

FUENTE: NEC-SE-VIVIENDA, Capítulo Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m, Sección 5: Pórticos resistentes a momento, Sección 5.2, tabla 5 requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas, pág. 40,2015.

Las longitudes de desarrollo de los aceros de refuerzo se observan en la (FIGURA No. 3.7).

⁹ Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE), Capítulo viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m, 2015.

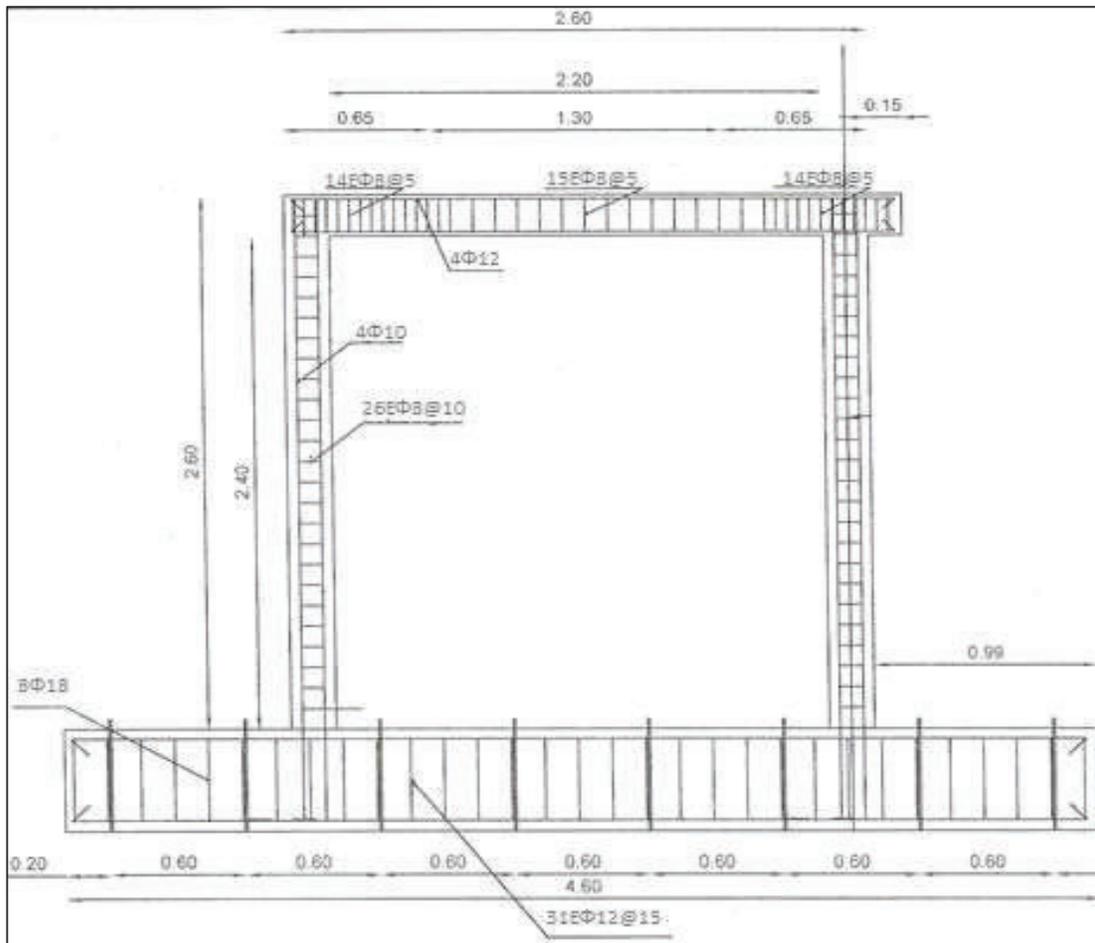
FIGURA No. 3.7 GEOMETRÍA DEL GANCHO LONGITUD DE DOBLADO EN ESTRIBOS DE 8mm.



FUENTE: NEC-SE-VIVIENDA, Capítulo viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m, Sección 5: pórticos resistentes a momento, Sección 5.2, figura 12 geometría del gancho longitud de doblado en estribos de 8mm, pág. 41, 2015.

El armado para el pórtico NEC fue definido por los requisitos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas descrito en la tabla 10.3, el pórtico construido es de 1 piso de altura por lo que el espaciamiento de los estribos es de 10 cm con Φ 8 mm, la altura de la columna es 2,50 m longitud total con $26E\Phi 8@10\text{cm}$, y en la viga superior como se menciona en la tabla 10.3 la distribución de los estribos es de $\Phi 8\text{mm}@5\text{cm}$ en L/4 (extremos) y 10 cm (centro), la viga superior tiene una longitud total de 2,75 m incluyendo del diente de 0.15 m, por lo que su distribución en el extremo es de $14E\Phi 8@5\text{cm}$, en el centro es de $15E\Phi 8@10\text{cm}$, en el otro extremo es de $14E\Phi 8@5\text{cm}$.

FIGURA No. 3.8 ARMADO PÓRTICO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

3.7 PROCESOS CONSTRUCTIVOS DE LOS PÓRTICOS ENSAYADOS

Se describirá el proceso constructivo mediante imágenes del armado, encofrado y fundición de los elementos de los pórticos.

FOTOGRAFÍA No. 3.1 COLOCACIÓN DE LOS ENCOFRADOS PARA LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.2 ARMADO DE VIGA DE CIMENTACIÓN.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No 3.3 COLOCACIÓN DE ARMADURAS DE LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN DENTRO DE LOS ENCOFRADOS.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.4 COLOCACIÓN Y AMARRE DE COLUMNAS.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.5 SISTEMA DE ENCOFRADOS PARA LAS COLUMNAS.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.6 PREPARACIÓN DEL HORMIGÓN PARA FUNDIR.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.6 CONTINUACIÓN

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Se colocó el agregado grueso y el fino en la mezcladora, después se coloca un balde de agua, una vez que se colocó el agua se colocó el cemento hasta obtener una mezcla uniforme, que el agregado fino se mezcle con el agregado grueso y el agua.

FOTOGRAFÍA No. 3.7 CONO DE ABRAMS (CONTROL DE ASENTAMIENTO).



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.8 MOLDES DE CILINDROS DE HORMIGÓN.

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Después de obtener la mezcla, se llena los cilindros en tres capas de 25 golpes de cada cilindro, se desmolda los cilindros después de 24 horas, para colocarse dentro de una tina de curado, para realizarse las pruebas de resistencia a la compresión cilíndrica a los 7, 14, 21, 28 días, para obtener la resistencia máxima.

10

FOTOGRAFÍA No. 3.9 ENCOFRADO Y FUNDICIÓN DE VIGA DE CIMENTACIÓN.

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

¹⁰ Heredia Pablo, (2011), Escuela Superior Politécnica del Litoral, Hormigón simple utilizando agregado volcánico de la Isla Galápagos San Cristóbal, Guayaquil, 2011.

FOTOGRAFÍA No. 3.10 ARMADO DE VIGAS SUPERIORES.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.11 SISTEMA DE ENCOFRADO PARA LAS COLUMNAS.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.12 SISTEMA DE ENCOFRADO PARA VIGAS SUPERIORES.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.13 COLOCACIÓN DE PLACA Y PERNOS A LOS EJES.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.14 EJES PRETENSADOS DE LA VIGA DE CIMENTACIÓN.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 3.15 COLOCACIÓN DEL GATO HIDRÁULICO.



FUENTE Y ELABORACIÓN: Castillo Andrea

CAPÍTULO 4

CÁLCULOS: MÉTODO MATRICIAL DE LA RIGIDEZ, CÁLCULO DEL CORTE BASAL Y PERÍODO DE LA ESTRUCTURA

4.1 MÉTODO MATRICIAL DE LA RIGIDEZ¹¹

4.1.1 INTRODUCCIÓN DEL MÉTODO

El método matricial de la rigidez se colocó en esta investigación específicamente como una guía de cálculo de manera analítica, el método de la rigidez tomó en cuenta solo dimensiones de las secciones, no toma en cuenta la armadura de la estructura.

Este método consiste en llevar una estructura que ya fue diseñada al colapso, para lograrlo se necesita un incremento de cargas en la misma dirección, es utilizado para pórticos de un vano de un piso, utiliza pequeños incrementos de carga de alrededor de 0.1 ton, para el pórtico en estudio se va a iniciar el cálculo con 1,5 ton para conocer la carga horizontal real que soporta el pórtico y así predecir resultados en el laboratorio y evitar algún daño en los equipos del mismo.

4.1.2 CÁLCULOS PREVIOS

Previamente se realizó el cálculo de los momentos nominales de la estructura necesarios para la comparación del método matricial de la rigidez.

¹¹ Aguiar Falconí Roberto, (2002), CEINCI-ESPE, Análisis sísmico por desempeño, Quito, 2002.

CUADRO No. 4.1 TABLA DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE MOMENTO NOMINAL DE LA VIGA.

b	20	cm
h	22	cm
d	18	cm
Fy	4200	kg/cm ²
f'c	210	kg/cm ²
E	2100000	kg/cm ²
Φ	12	mm
#	4	

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Cálculo:

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4} * \# \quad (4.1)$$

$$A_s = 4,5238 \text{ cm}^2 (4\emptyset 12)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (4.2)$$

$$\rho = 0,01256$$

$$T = A_s * F_y \quad (4.3)$$

$$T = 19000,35 \text{ Kg}$$

$$C = T$$

$$a = \frac{C}{0,85 * F'c * b} \quad (4.4)$$

$$a = 5,3222 \text{ cm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4.5)$$

$$M_n = 2,914 \text{ ton} - \text{m}$$

Donde:

A_s : Área de acero de refuerzo longitudinal.

ρ : Cuantía de armado.

T : Fuerza de tracción del acero.

C : Fuerza de compresión en el hormigón.

a : Altura del bloque de compresión en el hormigón.

Mn : Momento nominal resistente.

CUADRO No. 4.2 TABLA DE DATOS PARA EL CÁLCULO DE MOMENTO NOMINAL DE LA COLUMNA.

b	20	cm
h	20	cm
d	16	cm
Fy	4200	kg/cm ²
$f'c$	210	kg/cm ²
E	2100000	kg/cm ²
Φ	10	mm
#	4	

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Cálculo:

$$As = \frac{\pi * d^2}{4} * \# \quad (4.1)$$

$$As = 3,1415 \text{ cm}^2 (4\Phi 10)$$

$$\rho = \frac{As}{b*d} \quad (4.2)$$

$$\rho = 0,010$$

$$T = As * Fy \quad (4.3)$$

$$T = 13194,6891 \text{ Kg}$$

$$C = T$$

$$a = \frac{C}{0,85 * F'c * b} \quad (4.4)$$

$$a = 3,6959 \text{ cm}$$

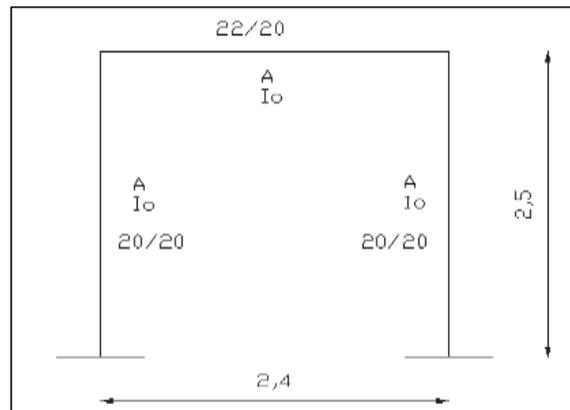
$$Mn = T(d - \frac{a}{2}) \quad (4.5)$$

$$Mn = 1,867 \text{ ton} - m$$

4.1.3 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO

Para utilizar este método se considera que todos los elementos son axialmente rígidos de tal manera que el sistema tiene tres grados de libertad, un desplazamiento horizontal y dos rotaciones en los nudos como se indica en las (FIGURA No. 4.2).

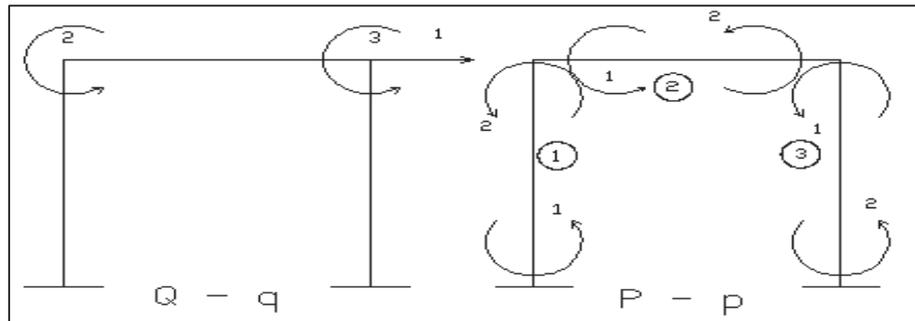
FIGURA No. 4.1 PÓRTICO TIPO.



FUENTE: Aguiar Falconí Roberto,(2002), CEINCI-ESPE, Análisis sísmico por desempeño.

Elaborado por: Castillo Andrea.

FIGURA No. 4.2 SISTEMA Q-Q DE LA ESTRUCTURA Y P-P DE LOS ELEMENTOS.



FUENTE: Aguiar Falconí Roberto,(2002), CEINCI-ESPE, Análisis sísmico por desempeño.

A la derecha de la (FIGURA No. 4.2), se indica la numeración de los elementos dentro de un círculo y el sistema P-p, que es la base a la cual se obtiene la matriz de compatibilidad de deformaciones A, se encuentran las deformaciones y momentos de los elementos.

Al inicio del cálculo todos los elementos van a trabajar en el rango elástico:

Datos:

$$E = 2100000 \text{ T/m}^2$$

$$I_v = 20 \times 22^3 / 12 = 0,00017747 \text{ m}^4$$

$$I_{col} = 20 \times 20^3 / 12 = 0,0001333 \text{ m}^4$$

$$EI = 0.0001333 * 2100000 = 280$$

$$My_{viga} = 2,914 \text{ T - m}$$

$$My_{col} = 1,867 \text{ T - m}$$

Donde:

E = es el módulo de elasticidad del material

I_{col} = inercia de la columna

I_v = Inercia de la viga

My = Momento de fluencia

L = Longitud del elemento

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS k

$$\begin{aligned}
 \mathbf{k} &= \begin{vmatrix} 4 \cdot E \cdot I / L & 2 \cdot E \cdot I / L \\ 2 \cdot E \cdot I / L & 4 \cdot E \cdot I / L \end{vmatrix} & (4.6) \\
 \mathbf{k(1)} &= \begin{vmatrix} 448 & 224 \\ 224 & 448 \end{vmatrix} \\
 \mathbf{k(2)} &= \begin{vmatrix} 621,13 & 310,56 \\ 310,56 & 621,13 \end{vmatrix} \\
 \mathbf{k(3)} &= \begin{vmatrix} 448 & 224 \\ 224 & 448 \end{vmatrix}
 \end{aligned}$$

Donde:

$k(1)$ = matriz de rigidez de la columna derecha.

$k(2)$ = matriz de rigidez de la viga superior.

$k(3)$ = matriz de rigidez de la columna izquierda.

MATRIZ DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES A DE LOS ELEMENTOS

$$\begin{aligned}
 A(1) &= \begin{vmatrix} 1/H & 0 & 0 \\ 1/H & 1 & 0 \end{vmatrix} \\
 A(1) &= \begin{vmatrix} 0,4 & 0 & 0 \\ 0,4 & 0 & 0 \end{vmatrix} \\
 A(2) &= \begin{vmatrix} 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} \\
 A(3) &= \begin{vmatrix} 1/H & 0 & 1 \\ 1/H & 0 & 0 \end{vmatrix} \\
 A(3) &= \begin{vmatrix} 0,4 & 0 & 1 \\ 0,4 & 0 & 0 \end{vmatrix}
 \end{aligned} \tag{4.7}$$

Donde:

$A(1)$ = Matriz de compatibilidad de deformaciones de la columna der.

$A(2)$ = Matriz de compatibilidad de deformaciones de la viga superior

$A(3)$ = Matriz de compatibilidad de deformaciones de la columna izq.

MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA K

$$\begin{aligned}
 K(1) &= \begin{vmatrix} 215,04 & 268,8 & 0 \\ 268,8 & 448 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \\
 K(2) &= \begin{vmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 621,13 & 310,56 \\ 0 & 310,56 & 621,33 \end{vmatrix}
 \end{aligned} \tag{4.8}$$

$$K(3) = \begin{vmatrix} 215,04 & 0 & 268,8 \\ 0 & 0 & 0 \\ 268,8 & 0 & 448 \end{vmatrix}$$

$$K = \begin{vmatrix} 430,1 & 268,8 & 268,8 \\ 268,8 & 1069,1 & 310,6 \\ 268,8 & 310,6 & 1069,1 \end{vmatrix}$$

Donde:

$K(1)$ = matriz de rigidez de la columna derecha

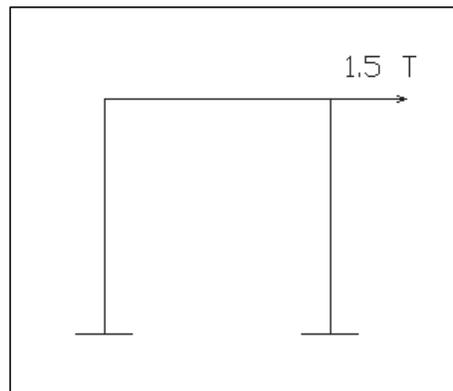
$K(2)$ = matriz de rigidez de la viga superior

$K(3)$ = matriz de rigidez de la columna izquierda

K = Después de efectuar el triple producto matricial $A^t \cdot k \cdot A$ y sumar se obtiene la matriz de rigidez de la estructura para el rango elástico.

Para el primer ciclo de carga se aplica una fuerza de 1,5 T como se indica en la (FIGURA No. 4.3).

FIGURA No. 4.3 CARGA HORIZONTAL PARA EL PRIMER CICLO DE CARGA.



FUENTE: Aguiar Falconí Roberto,(2002), CEINCI-ESPE, Análisis sísmico por desempeño.

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

El vector de cargas transpuesto resulta:

$$Q_t = \begin{vmatrix} 1,5 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

Donde:

Q_t = Vector de cargas transpuestas

La ecuación que relaciona el vector Q de cargas con el vector de coordenadas generalizadas q , es por medio de la matriz de rigidez de la estructura K , entonces para encontrar los desplazamientos y rotaciones de una estructura, que se encuentran en el vector q se debe resolver el siguiente sistema de ecuaciones:

$$Q = K * q \quad (4.9)$$

Donde:

Q = Vector de cargas

K = Matriz de rigidez de la estructura

q = Desplazamiento horizontal y rotación de nudos.

MATRIZ DE CARGAS TRANSPUESTA

$$Q_t = \begin{vmatrix} 1,5 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

RESOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN $Q = k*q$

$$\begin{vmatrix} 1,5 \\ 0 \\ 0 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 430,1 & 268,8 & 268,8 \\ 268,8 & 1069,1 & 310,6 \\ 268,8 & 310,6 & 1069,1 \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \end{vmatrix}$$

$$\begin{vmatrix} q_1 = 0,46105 \\ q_2 = -8,98 \times 10^{-4} \\ q_3 = -8,98 \times 10^{-4} \end{vmatrix}$$

$$q_1 = 0,461053 \text{ cm}$$

$$q_2 = -8,98 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$q_3 = -8,98 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

Donde:

$q(1)$ = desplazamiento horizontal del piso

$q(2)$ = rotación del nudo 2

$q(3)$ = rotación del nudo 3

Con la matriz q se encuentran las deformaciones p de cada elemento y posteriormente los Momentos P de cada elemento:

$$p(i) = A(i) * q \quad (4.10)$$

$$P(i) = k(i) * p(i) \quad (4.11)$$

Donde:

$p(i)$ = deformaciones de cada elemento.

$A(i)$ = Matriz de compatibilidad de deformaciones de los elementos.

$k(i)$ = Matriz de rigidez de los elementos.

$P(i)$ = Matriz de momentos de los elementos

q = Matriz de desplazamiento horizontal y rotación de nudos de la estructura.

Resolución de las ecuaciones para el cálculo de los momentos en cada elemento:

$$p(1) = A(1) * q \quad (4.10)$$

$$p(1) = \begin{vmatrix} 0,4 & 0 & 0 \\ 0,4 & 0 & 0 \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} 0,000461 \\ -0,0008982 \\ -0,0008982 \end{vmatrix} \quad p(1) = \begin{vmatrix} 0,001844 \\ 0,000946 \end{vmatrix}$$

$$p(2) = A(2) * q$$

$$p(2) = \begin{vmatrix} 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} 0,000461 \\ -0,0008982 \\ -0,0008982 \end{vmatrix} \quad p(2) = \begin{vmatrix} -0,000898 \\ -0,000898 \end{vmatrix}$$

$$p(3) = A(3) * q$$

$$p(3) = \begin{vmatrix} 0,4 & 0 & 0 \\ 0,4 & 0 & 0 \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} 0,000461 \\ -0,0008982 \\ -0,0008982 \end{vmatrix} \quad p(3) = \begin{vmatrix} 0,001844 \\ 0,000946 \end{vmatrix}$$

$$P(1) = k(1) * p(1) \quad (4.11)$$

$$\begin{vmatrix} 448 & 224 \\ 224 & 448 \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} 0,001844 \\ 0,000946 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1,038 \\ 0,837 \end{vmatrix}$$

$$P(2) = k(2) * p(2)$$

$$\begin{vmatrix} 621,13 & 310,56 \\ 310,56 & 621,13 \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} -0,000898 \\ -0,000898 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} -0,837 \\ -0,837 \end{vmatrix}$$

$$P(3) = k(3) * p(3)$$

$$\begin{vmatrix} 448 & 224 \\ 224 & 448 \end{vmatrix} * \begin{vmatrix} 0,001844 \\ 0,000946 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0,837 \\ 1,038 \end{vmatrix}$$

Momentos en elemento 1

$$M_{pie} = 1.038 T - m$$

$$M_c = 0,837 T - m$$

Momentos elementos 2

$$M_{izq} = -0.837 T - m$$

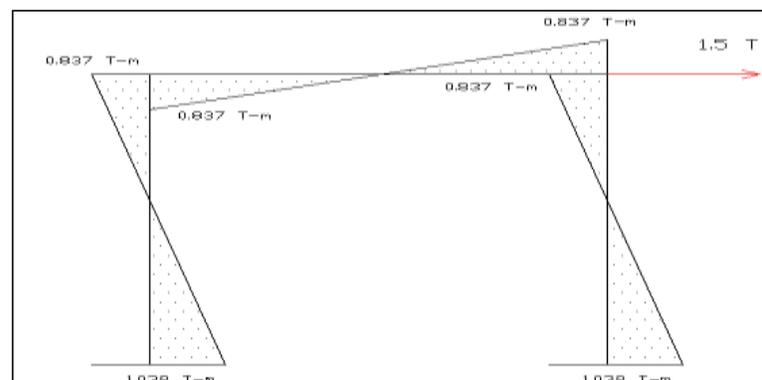
$$M_{der} = -0.837 T - m$$

Momentos en elemento 3

$$M_{pie} = 1.038 T - m$$

$$M_c = 0,837 T - m$$

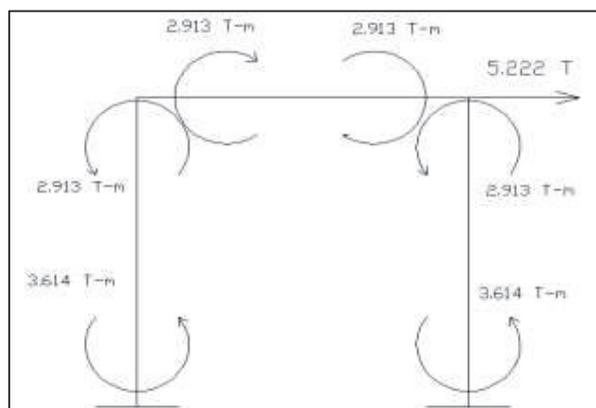
FIGURA No. 4.4 DIAGRAMA DE MOMENTOS PARA EL PRIMER CICLO DE CARGA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

La viga alcanzará la fluencia cuando el momento es igual a $M_y = 2,914 \text{ T-m}$ por lo tanto la fuerza necesaria que se debe aplicar al pórtico para que el momento de la viga sea $2,914 \text{ T-m}$, para ello se realiza el siguiente razonamiento: Al aplicar una fuerza de $1,5 \text{ T}$ el momento de la viga es $0,837 \text{ T-m}$ que fuerza se debe aplicar para que el momento sea $2,914 \text{ T-m}$, mediante una regla de tres se obtiene que la fuerza a aplicarse es: $5,222 \text{ T}$, ante esta fuerza el desplazamiento lateral que se genera en el pórtico es $1,605 \text{ cm}$, y el momento en el pie de columna es $3,614 \text{ T-m}$ como se indica en la (FIGURA No. 4.5).

FIGURA No. 4.5 MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS Y CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Para dibujar la curva de capacidad resistente se necesita el corte basal y el desplazamiento:

$$V = 5.222 \text{ T}$$

$$Dt = 1.605 \text{ cm}$$

Dónde:

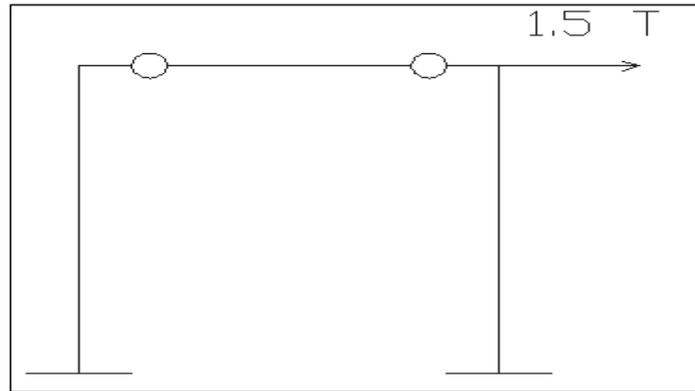
V = corte basal de la estructura

Dt = Desplazamiento

Hasta este punto se tiene una línea recta, en la (FIGURA No. 4.6) se dibuja el nuevo modelo numérico de la estructura en la cual ya se han formado rotulas

plásticas en la viga, la cual ya no contribuye a la matriz de rigidez de la estructura, la misma que resulta:

FIGURA No. 4.6 NUEVO ESTADO DE CARGAS PARA EL RANGO PLÁSTICO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

$$K = \begin{vmatrix} 430,08 & 268,80 & 268,80 \\ 268,80 & 448 & 0 \\ 268,80 & 0 & 448 \end{vmatrix}$$

$$Q_t = \begin{vmatrix} 1,5 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

Donde:

K =Matriz de rigidez de la estructura

Q_t = Matriz de cargas transpuestas

En la (FIGURA No. 4.6) se aprecia que se reinicia el cálculo y se aplica nuevamente una carga de 1.5 T, con este incremento de carga se quiere observar si las secciones superan el momento de fluencia, el que está más próximo a hacerlo es el nudo inicial de las columnas, y se reinicia el cálculo en base a la fórmula:

$$q = K_{inv} * Q_t \quad (4.12)$$

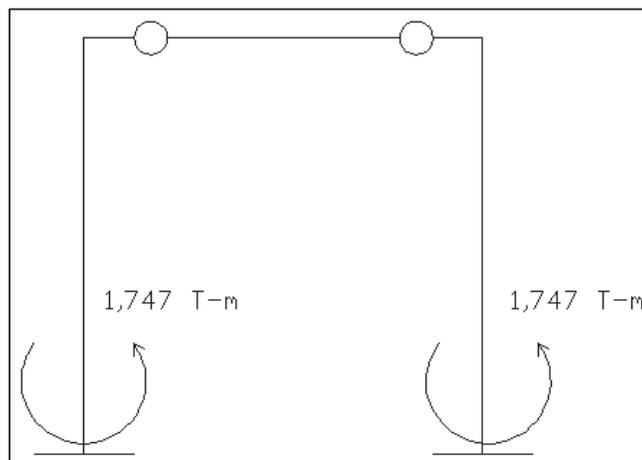
Para encontrar el desplazamiento y las rotaciones:

$$\mathbf{q} = \begin{vmatrix} 1,3951 \\ -0,008371 \\ -0,008371 \end{vmatrix}$$

El momento obtenido en el pie de columna es de 1,875 T-m, cantidad que al sumar al momento anterior de 3.614 T-m supera el momento de fluencia, en consecuencia se recalcula la fuerza horizontal que se debe aplicar y se hace con el siguiente razonamiento 1.5 T tiene un momento de 1.875 T-m con que fuerza se obtendrá un momento de $(3.614-1.867)=1.747$ T-m esta fuerza es igual a 1.397 T y su desplazamiento es 0,3234 cm. Los momentos que se generan para este estado de carga son los siguientes, según se indican en la (FIGURA No. 4.7).

$$\mathbf{M}(\mathbf{1}) = \begin{vmatrix} 1,875 \\ -4,44E-16 \end{vmatrix}$$

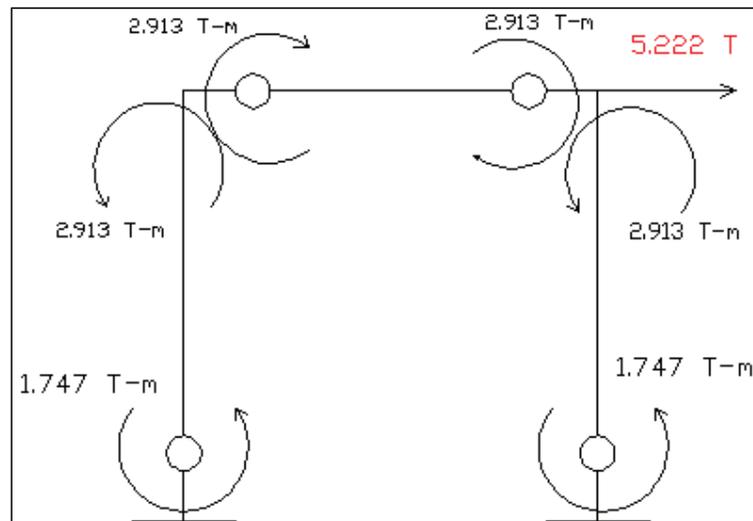
FIGURA No. 4.7 MOMENTOS OBTENIDOS POR APLICAR CARGA HORIZONTAL = 1.397 T.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Los momentos acumulados en la estructura se muestran en la (FIGURA No. 4.7), como se observa se formaron dos nuevas rotulas plásticas en cabeza y pie de columna con lo cual se obtiene un mecanismo de tal manera que la estructura llego al colapso

FIGURA No. 4.8 MOMENTOS FINALES DE LA ESTRUCTURA Y CARGA LATERAL APLICADA.

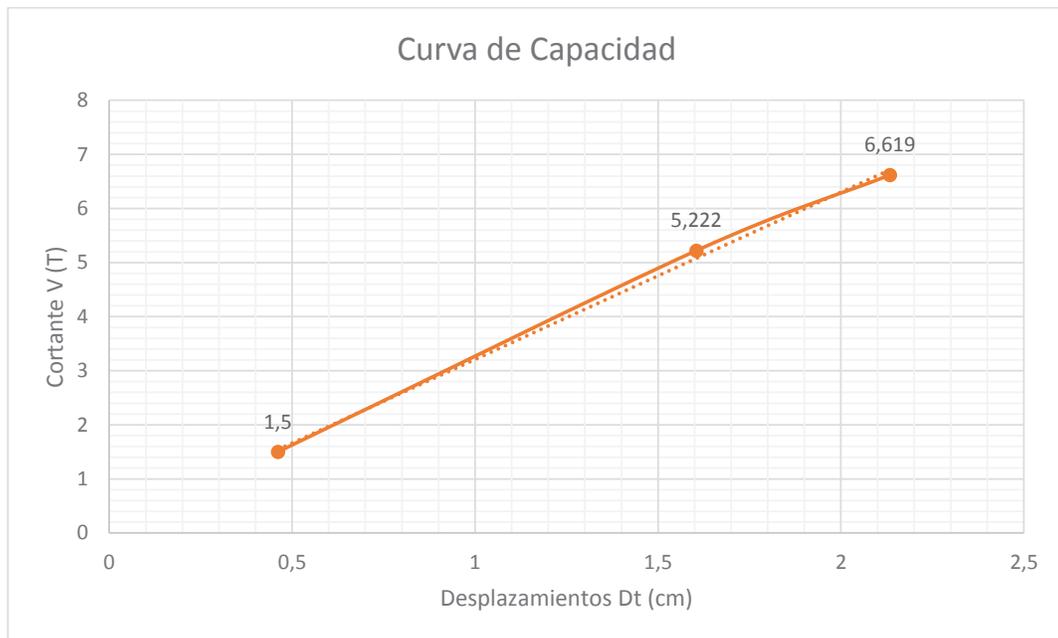


ELABORADO POR: Castillo Andrea

Con los valores de corte basal y desplazamiento lateral encontrados, se dibuja la curva de capacidad sísmica de la estructura, la misma que se indica en la (FIGURA No. 4.8) además de la secuencia de formación de las articulaciones plásticas de la estructura.

Con los valores de corte basal y desplazamiento lateral encontrados, se dibuja la curva de capacidad sísmica de la estructura, la misma que se indica en la (GRÁFICA No.4.1) además de la secuencia de formación de las articulaciones plásticas de la estructura.

GRÁFICA No. 4.1 CURVA DE CAPACIDAD.



ELABORADO POR: Castillo Andrea

La pendiente de la curva de capacidad representa la matriz de rigidez del sistema, para el rango elástico, está pendiente es mayor que para el rango inelástico.

4.2 CÁLCULO DEL PERIODO Y CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA

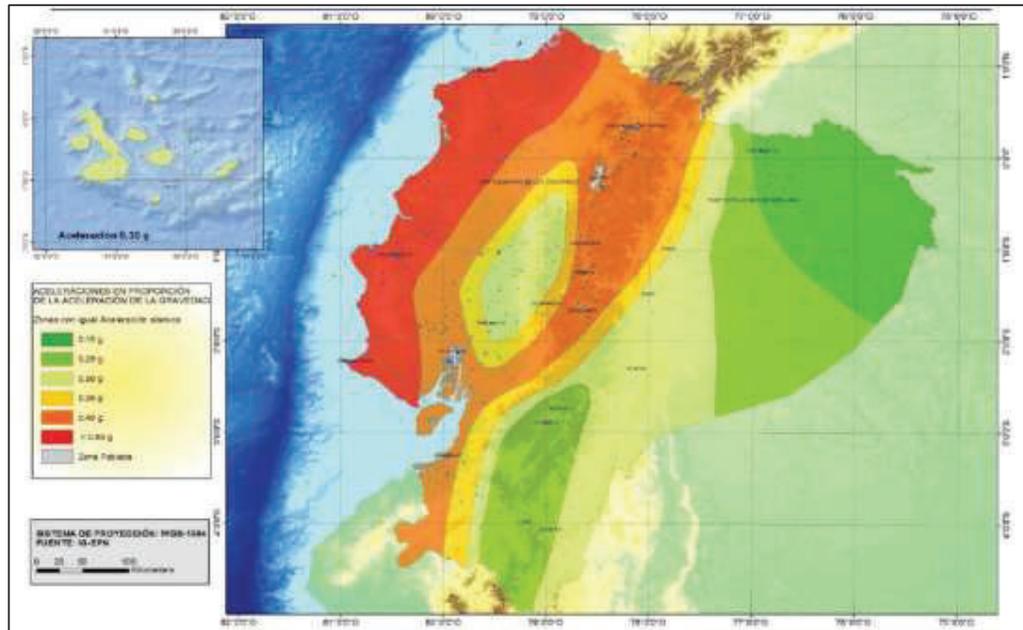
4.2.1 COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DEL PERÍODO DE LA ESTRUCTURA ¹²

Ecuador es considerado como amenaza sísmica alta, para el factor de zona Z que es aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño,

¹² Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE), Capítulo Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, 2015.

expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g , se ubicó a Quito en el mapa de zonificación sísmica en la zona de color naranja que es igual a $Z=0,40 g$ (FIGURA No. 4.9), es decir una zona sísmica V como se observa en la (CUADRO No. 4.3).

FIGURA No 4.9 MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA.



FUENTE: NEC-SE-DS, Capítulo Peligro Sísmico, Sección 3: Peligro Sísmico del Ecuador, 3.1.1 Zonificación Sísmica y factor de zona Z , figura 1, Ecuador, zona sísmica para propósitos de diseño y valor del factor de zona z , pág. 27,2015.

CUADRO No. 4.3 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

FUENTE: NEC-SE-DS, Capítulo Peligro Sísmico, Sección 3: Peligro Sísmico del Ecuador, 3.1.1 Zonificación Sísmica y factor de zona z , tabla 1, valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada, pág. 27,2015.

Se define para Quito un tipo de perfil de suelo promedio entre C o D, se toma como tipo de perfil de suelo C para esta investigación, ya que generalmente para las construcciones no siempre se va a llegar a tener un tipo de perfil de suelo tipo A, las características de los tipos de perfiles de suelo se encuentran descritos en la (CUADRO No. 4.4) y sus coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s , en los (CUADROS No. 4.4, 4.5 ,4.6).

CUADRO No. 4.4 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa

FUENTE: NEC-SE-DS, Capítulo Peligro Sísmico, Sección 3.2 Geología local, 3.2.1 tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico, tabla 2, clasificación de los perfiles de suelo, pág. 29-30, 2015.

CUADRO No. 4.5 COEFICIENTE DE PERFIL DE SUELO F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	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-SE-DS, Capítulo Peligro Sísmico, Sección: 3.2 geología local, 3.2.2.coeficientes de perfiles de suelo, tabla 3, tipo de suelo y factores de sitio F_a , pág. 31, 2015.

CUADRO No. 4.6 COEFICIENTE DE PERFIL DE SUELO Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	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-SE-DS, Capítulo Peligro Sísmico, Sección 3.2 geología local, 3.2.2.coeficientes de perfiles de suelo, tabla 4, tipo de suelo y factores de sitio Fd, pág. 31, 2015.

CUADRO No. 4.7 COEFICIENTE DE PERFIL DE SUELO Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	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-SE-DS, Capítulo Peligro Sísmico, Sección 3.2 geología local, 3.2.2.coeficientes de perfiles de suelo, tabla 5, tipo de suelo y factores de sitio Fs, pág. 31, 2015.

Para el cálculo del periodo de la estructura se toma en cuenta los parámetros necesarios para el tipo de estructura que se analizará, en este caso es una estructura de hormigón armado (CUADRO No. 4.8)

CUADRO No. 4.8 COEFICIENTES SEGÚN EL TIPO DE ESTRUCTURA.

TIPO DE ESTRUCTURA	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0,072	0,8
Con arriostramientos	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
<u>Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras</u>	<u>0,055</u>	<u>0,9</u>
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0,055	0,75

FUENTE: NEC-SE-DS, Capítulo Peligro Sísmico, Sección 6 método 1: Diseño basado en fuerzas (DBF), 6.3.3.determinación del período de vibración T, método 1, pág. 62 ,2015.

4.2.2 CÁLCULO DEL PERÍODO DE LA ESTRUCTURA

Para calcular el período de vibración se usa la fórmula 4.1 la cual se encuentra en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) el capítulo de Peligro Sísmico, sección 6.3.3 Determinación del periodo de vibración, para la fórmula 4.13 es necesario la máxima altura de la edificación en metros la cual es 2,5 metros como se observa en el Capítulo1 (FIGURA No. 1.1).

$$T = Ct \cdot hn^{\alpha} \quad (4.13)$$

α = Impedencia del semi espacio $\alpha = \rho sVs / \rho 0V0$

hn = Altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio

T = Período fundamental de vibración de la estructura

Datos:

$$hn = 2,5 \text{ m}$$

$$Ct = 0,055 \text{ según (Tabla 4.7)}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ según (Tabla 4.7)}$$

$$T = Ct \cdot hn^{\alpha} \quad (4.13)$$

$$T = 0,055 * (2,5^{0,9})$$

$$T = 0,125 \text{ seg}$$

4.2.3 CÁLCULO DEL ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACCELERACIONES S_a

Para calcular el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad se usa la Fórmula 4.3 la cual se encuentra en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) el capítulo de Peligro Sísmico, sección 3.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones. Para calcular el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño T_c se utiliza la

Fórmula 4.14 la cual se encuentra en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) el capítulo de Peligro Sísmico, sección 3.3.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

Datos:

$F_a=1.2$ para tipo de suelo C (Cuadro 4.4)

$F_d=1.11$ para tipo de suelo C (Cuadro 4.5)

$F_s=1.11$ para tipo de suelo C (Cuadro 4.6)

$\eta =2,48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$Z = 0,4$ (Cuadro 4.3)

$$T_c = 0,55 * F_s * (F_d/F_a) \quad (4.14)$$

$$T_c = 0,55 * 1,11 * (1,11 / 1,2)$$

$$T_c = 0,5647$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (4.15)$$

$$S_a = 2,48 * 0,4 * 1,2$$

$$S_a = 1,1904 \text{ m2/s}$$

Dónde:

Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

T: Período fundamental de vibración de la estructura

T_c: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

S_a: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g), definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%. Depende del período o modo de vibración de la estructura

η : Razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T = 0,1$ s y el PGA para el período de retorno seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador. $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. Para tipo de suelo C.

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. Para tipo de suelo C.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. Para tipo de suelo C.

4.2.4 COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DEL CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA

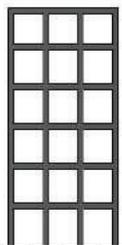
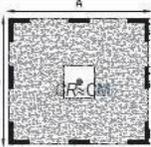
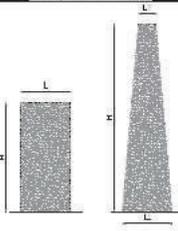
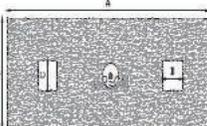
Para el cálculo del corte basal de la estructura se necesita de factor de importancia I , coeficientes de configuración en planta y elevación, factor de reducción sísmica R , carga sísmica reactiva W donde la carga sísmica reactiva es igual a la carga muerta total de la estructura y espectro de diseño en aceleración S_a que ya se calculó en la sección 4.2.3.

CUADRO No. 4.9 TIPO Y USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias 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-SE-DS, Capitulo Peligro Sísmico, Sección 4: Metodología del diseño sismo resistente, 4.1 categoría de edificio y coeficiente de importancia i, tabla 6, tipo de uso e importancia de la estructura, pág. 39,2015.

CUADRO No. 4.10 TIPO Y USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_E=1$			
			

FUENTE: NEC-SE-DS, Capitulo Peligro Sísmico, Sección 5: Regularidad/Configuración Estructural, 5.2.1 Configuración Estructural, tabla 11 Configuraciones estructurales recomendadas, pág. 48, 2015.

CUADRO No. 4.11 TIPO Y USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
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-SE-DS, Capítulo Peligro Sísmico, Sección 6: Método 1: Diseño basado en fuerzas (DBF), 6.3.3. Determinación del período de vibración t, d: grupos estructurales de acuerdo con r, tabla 16: coeficiente r para sistemas estructurales de ductilidad limitada, pág. 65,2015.

4.2.5 CÁLCULO DEL CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA

Para el cálculo del cortante basal total de diseño V de la estructura se necesita la Fórmula 4.4 la cual se encuentra en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) el capítulo de Peligro Sísmico, sección 6.3.2 Cortante basal de diseño (V).

Datos:

$I = 1$ como se observa en el (Cuadro 4.8)

$S_a(T_a) = 1,1904 \text{ m}^2/\text{s}$ calculado con la fórmula 4.3 sección

$R = 3$ como se observa en el (Cuadro 4.10)

$\phi_p = 1$ dentro de la configuración estructural se le asigna como regular en planta y elevación debido a que es un pórtico de un vano y de un piso de altura como se observa en el (Cuadro 4.9)

$\phi_E = 1$ como se observa en el (Cuadro 4.9)

$W = 0,646 \text{ ton}$ como se describe en el (Cuadro 3.1) Capítulo 3

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad (4.16)$$

$$V = \frac{1 * 1,1904}{3 * 1 * 1} * 0,646$$

$$V(\%) = 0,256 \text{ ton}$$

Donde:

I: Factor de importancia.

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

R: factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_p : Coeficiente de configuración en planta.

ϕ_E : Coeficiente de configuración en elevación.

W: Carga sísmica reactiva.

K: coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

4.2.6 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES

Para calcular la fuerza lateral aplicada al piso con la Formula 4.17, en este caso el pórtico es de un piso de altura como se muestra en el Capítulo 1 (FIGURA No. 1.1)

$$V = \left(\frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i^k} \right) * V \quad (4.17)$$

Donde:

V: cortante basal.

F_x: Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n: número de pisos de la estructura.

W_x: peso asignado al piso o nivel x de la estructura.

W_i: peso asignado al piso o nivel i de la estructura.

h_x: altura de piso x de la estructura.

hi: altura de piso i de la estructura.

K: coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

Para el coeficiente k se tomó como K=1 porque el valor de T=0,125 calculado con la fórmula 4.1 en la sección 4.2.2 y es $\leq 0,5$ como se observa en el (CUADRO No.4.12).

CUADRO No 4.12 DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE K.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

FUENTE: NEC-SE-DS, Capitulo Peligro Sísmico, Sección 6 Método 1: Diseño basado en fuerzas (DBF), 6.3.5.distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales, pág. 67,2015.

En el (CUADRO No 4.13) se tiene la distribución vertical de fuerzas laterales por nivel de piso.

CUADRO No. 4.13 FUERZA SÍSMICA POR NIVELES.

NIVEL	ÁREA m2	CM(t/m2)+CV(t/m2)	Wi (t)	hi (m)	Wi·hi	Fi (t)	S (t)
1	6	0,846	5,076	2,5	12,69	1,30	1,301
Σ			5,076		12,69	1,301	

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

La fuerza lateral aplicada en el piso es de $F_x=1,301$ ton.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE RESULTADOS

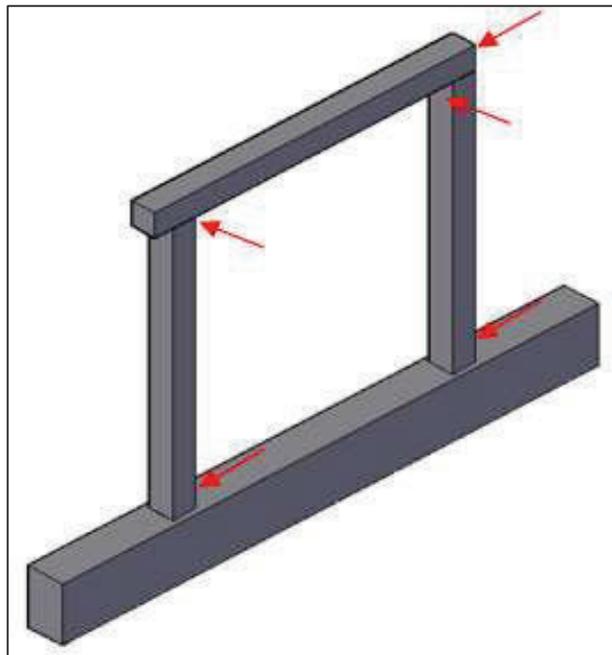
5.1 ENSAYO A CARGA HORIZONTAL

El ensayo de los pórticos consistió en la aplicación de ciclos de carga en ambos sentidos: empujando y halando, hasta llegar al fallo de la estructura.

Al transcurso de cada ciclo se observó las fallas o grietas generadas en la estructura, se señaló con colores para poder distinguir los niveles de daño de los elementos al ser aplicados los ciclos de carga.

Se registraron datos de carga y desplazamientos durante todo el proceso destructivo de la estructura (FIGURA No. 5.1).

FIGURA No. 5.1 LUGARES DONDE SE REGISTRO FISURAS Y GRIETAS EN LA ESTRUCTURA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.1.1 CICLOS DE CARGA

Los ciclos de carga horizontal fueron aplicados a través del gato hidráulico y fueron para ambos pórticos de 0 kg hasta 1500 kg con incrementos de 250 kg.

5.1.2 APLICACIÓN DE LOS CICLOS A CADA UNO DE LOS PÓRTICOS VACÍOS DE UN VANO

Se indicará las gráficas respectivas, correspondientes a los valores de fuerza vs tiempo, con lo cual se podrá ir analizando en que tiempo aproximado se formó las fisuras y grietas de cada pórtico ensayado durante la aplicación de los ciclos de carga a la estructura.

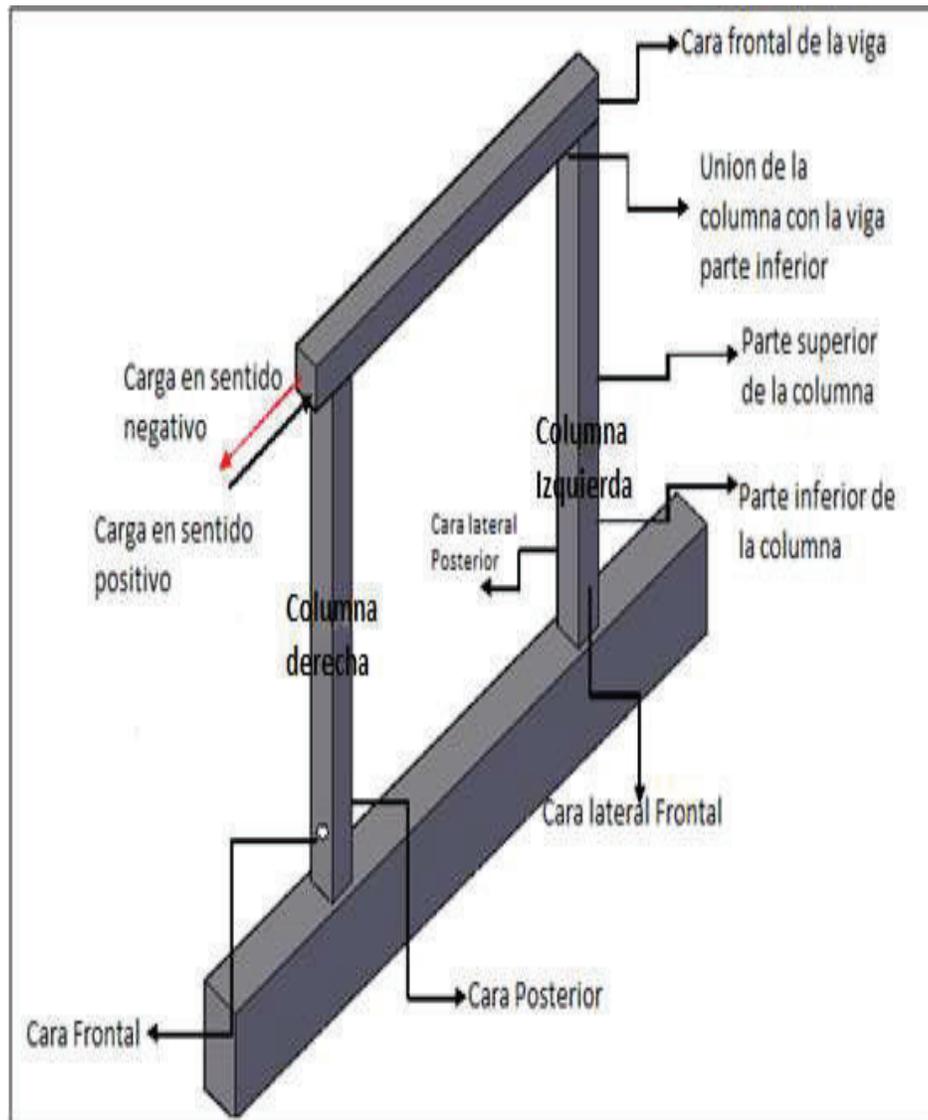
5.2 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) DURANTE EL ENSAYO A CARGA HORIZONTAL

El análisis para el ensayo a carga horizontal del pórtico construido bajo la norma ecuatoriana de la construcción se enfoca en el tiempo en que ocurrió la formación de cada fisura y grietas, a que carga y que desplazamiento se obtuvo en cada ciclo, así se observó la pérdida de resistencia del pórtico que se va desarrollando transcurriendo el tiempo con cargas cíclicas.

Se describe la medida de cada fisura y grieta en un resumen (CUADRO No. 5.1) donde se encuentra el tiempo en el que sucedió, la carga aplicada y el desplazamiento ocurrido, también se presenta una gráfica (GRÁFICA No. 5.1) de carga vs tiempo donde con colores está descrito los daños que sufrió la estructura a medida que el tiempo del ensayo va transcurriendo hasta perder la estabilidad de la estructura.

A continuación se presenta la (FIGURA No. 5.2) donde se encuentra descrito las partes del pórtico para la descripción de donde se formaron fisuras y grietas.

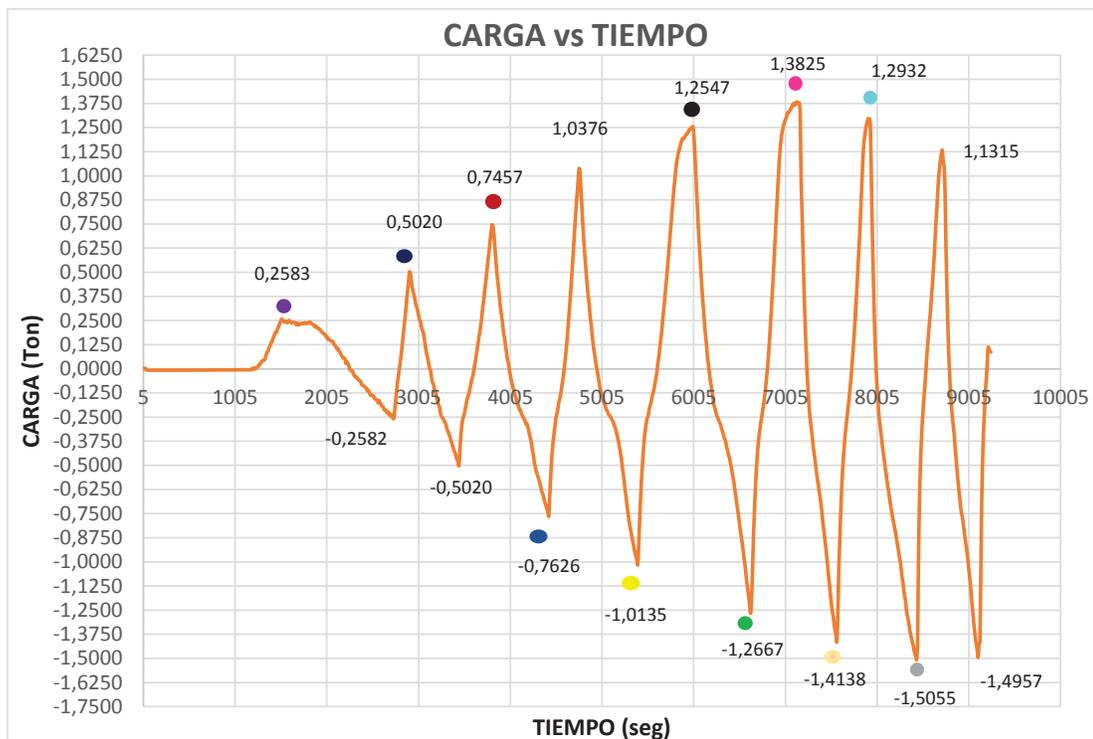
FIGURA No. 5.2 PARTES DEL PÓRTICO PARA UBICACIÓN DE FISURAS Y GRIETAS PARA EL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA (NEC-SE).



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

En la gráfica de carga vs tiempo (GRÁFICO No. 5.1) se colocó con colores arriba de la carga en donde ocurrió el daño a la estructura para saber en qué tiempo ocurrieron los daños, así se relaciona con tabla de resumen fisuras y grietas.

GRÁFICO No. 5.1 GRÁFICO DE LOS CICLOS DE CARGA (CARGA VS TIEMPO) PARA EL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA (NEC-SE).



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

CUADRO 5.1 RESUMEN DE FISURAS Y GRIETAS PÓRTICO (NEC –SE).

PORTICO ARMADO BAJO LA NORMA NEC								
COLOR	ESTADO DE DAÑO OBSERVADO	CARGA APLICADA (ton)	SENTIDO	TIEMPO EN EL CUAL OCURRIO	FISURA (mm)		GRIETA(mm)	
					LONGITUD	ESPESOR	LONGITUD	ESPESOR
●	Apenas perceptible en el nudo superior izquierdo (FOTOGRAFÍA No. 5.1)	0,255	POSITIVO	26min	83			
●	En la base de la columna izquierda (FOTOGRAFÍA No. 5.2)	0,501	POSITIVO	48 min	64			
	Agrietamiento en el nudo superior izquierdo, cara frontal y lateral (FOTOGRAFÍA No 5.3)					75	3	
●	Aparición de fisura en el tercio medio de la columna izquierda en el plano frontal (FOTOGRAFÍA No 5.4)	0,75	POSITIVO	1h03min	128			

CUADRO 5.1 CONTINUACIÓN

●	Fisuras en la esquina de la columna izquierda (superior e inferior) (FOTOGRAFÍA No 5.5)	0,762	NEGATIVO	1h13min	76		
					107		
●	Agrietamiento en la base de la columna izquierda (FOTOGRAFÍA No 5.6)	1,03	POSITIVO	1h20min		17	20
●	Fiuras en en sentido horizontal (columna derecha #.2 ;columna izquierda #.2) (FOTOGRAFÍA No 5.7) (FOTOGRAFÍA No 5.8)	1,01	NEGATIVO	1h29 min	200		
	Fisura en sentido vertical tercio superior de la columna izquierda (FOTOGRAFÍA No 5.9)				80		
●	Formación de multiples fisuras y agrietamientos en el nudo superior izquierdo por lo que se dividió cada fisura y agrietamiento en letras: a,b,c,d,e,e,f (FOTOGRAFÍA No 5.10)	1,25	POSITIVO	1h40min	a	100	4
					b	85	4
					c	128	4
					d	128	4
e					85	4	
f					85	4	
Agrietamientos en la parte inferior del nudo izquierdo y desprendimientos en las esquinas (FOTOGRAFÍA No 5.11)		200	4				
Agrietamiento en el nudo superior derecho, cara lateral frontal (FOTOGRAFÍA No 5.12)		200	4				
Agrietamiento columna izquierda en sentido vertical en el tercio inferior (FOTOGRAFÍA No 5.13)		153	2				
●	Formación de dos fisuras en sentido horizontal en el tercio inferior de la cara posterior de la columna izquierda (FOTOGRAFÍA No 5.15)	1,266	NEGATIVO	1h50min	200		
	Agrietamiento alrededor de la base de la columna izquierada (FOTOGRAFÍA No 5.15)					100	2
	Agrandamiento del agrietamiento del nudo superior derecho (FOTOGRAFÍA No 5.16)					200	5
●	Agrandamiento de fisura en la carga aplicada a 1,01 ton convirtiendose en agrietamiento en tres partes en la columna izquierda, se le dividió en A,B,C (FOTOGRAFÍA No 5.17)	1,38	POSITIVO	1h58min	A	57	4
					B	57	4
					C	200	4
	Agrietamiento alrededor de la base de la columna izquierada (FOTOGRAFÍA No 5.18)					200	4
	Agrandamiento de agrietamientos producidos con la carga 1,25 ton en el nudo superior izquierdo, las fisuras siguen un ángulo de 45 grados (FOTOGRAFÍA No 5.19)				a	100	7
					b	100	5
					c	128	4
					d	130	4
					e	85	4
f		85	4				
g	100	4					

CUADRO 5.1 CONTINUACIÓN

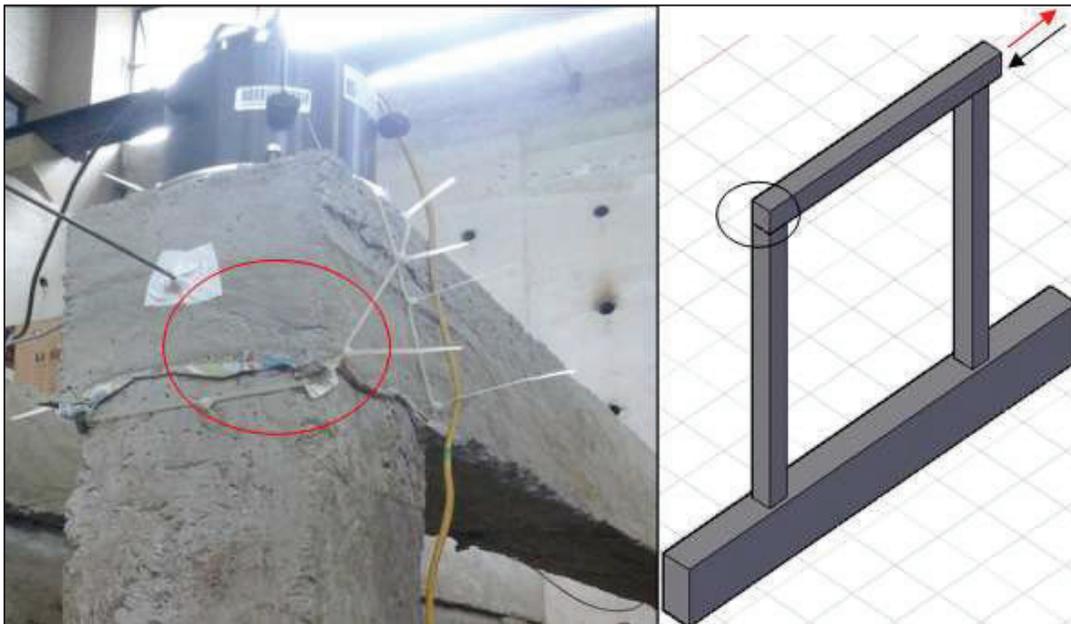
●	Los agrietamientos producidos en el nudo superior izquierdo aumento su tamaño en todos los agrieamientos y llegaron a converger en el punto central de la viga superior a 45 grados (FOTOGRAFÍA No 5.21)	1,413	NEGATIVO	2h06min	a	100	15
					b	100	17
					c	128	7
					d	130	7
					e	100	7
					f	100	5
					g	100	5
					En el nudo superior derecho en la parte inferior de la unión de la viga con la columna las fisuras apenas perceptibles se convirtieron en agrietamientos (FOTOGRAFÍA No 5.22)		100
●	En el nudo superior izquierdo en la unión de columna con la viga el agrietamiento existente se agranda uniendose con los agrietamientos que vienen por los lados laterales de la viga superior (FOTOGRAFÍA No 5.23)	1,505	NEGATIVO	2h20min		200	9
	Desprendimientos alrededor de la base de la columna derecha(lado lateral y frontal) (FOTOGRAFÍA No 5.24)					400	3
	En el nudo superiro derecho en la unión de la columna con la viga se observó desprendimientos ,el agrietamiento previo se agrando y se observó fisuras a 45° en la viga supeior en su parte inferior (FOTOGRAFÍA No 5.25)					200	5
	Total desprendimiento de la base de la columna izquierda (los cuatro lados con un mismo espesor)(FOTOGRAFÍA No 5.26)					800	4
	Despredimiento de un pedazo de la esquina de la viga superior izquierda al unirse todos los agrietamientos previos ((FOTOGRAFÍA No 5.27)					127	50

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.2.1 DESCRIPCIÓN DE FISURAS Y GRIETAS

Las primeras fisuras aparecieron en el nudo superior izquierdo a los 26 minutos del inicio del ensayo a carga horizontal con una carga de 0,255 ton, fisura de un largo de 83 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.1) apenas perceptible en la cara frontal del nudo superior izquierdo, por la aplicación de carga cíclica con un desplazamiento de 0,456 cm, estas se atribuyen al reacomodamiento natural de los materiales por medio de deslizamientos pequeños.

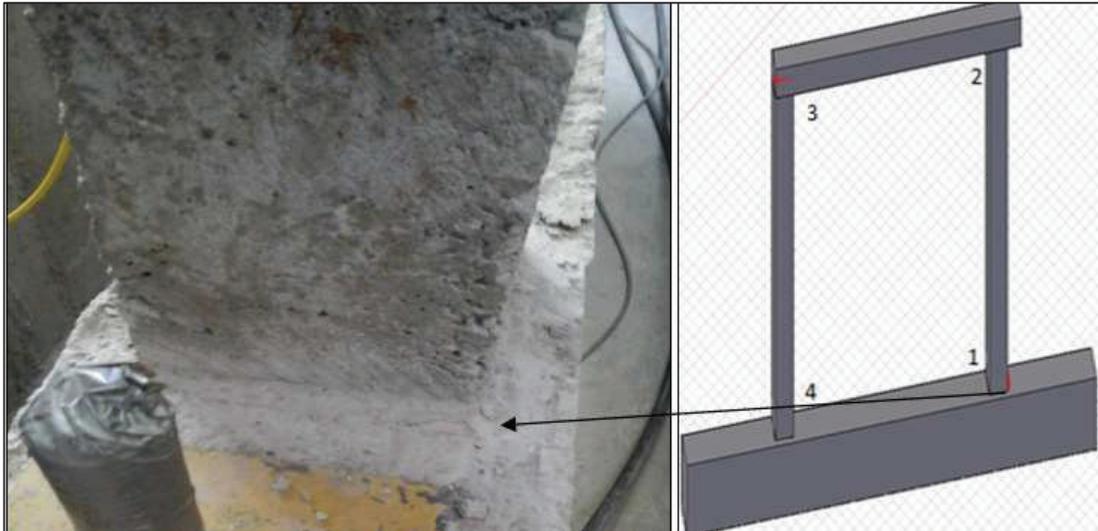
FOTOGRAFÍA No. 5.1 FISURAS APENAS PERCEPTIBLES DE LA APLICACIÓN DE CARGA +255 KG EN EL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

En la base de la columna izquierda a los 48 minutos del inicio del ensayo a carga horizontal con una carga de 0,501 ton en sentido positivo, se observó una fisura de un largo de 64 mm en la base de la columna (FOTOGRAFÍA No. 5.2), agrietamiento en el nudo superior izquierdo de longitud 75 mm tanto en el plano frontal como en el lateral frontal con un espesor de 3mm (FOTOGRAFÍA No. 5.3), por la aplicación de carga cíclica con un desplazamiento de 0,988 cm.

FOTOGRAFÍA No. 5.2 FISURAS PERCEPTIBLES DE LA APLICACIÓN DE CARGA +501 KG EN LA BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.3 FISURAS PERCEPTIBLES DE LA APLICACIÓN DE CARGA EN EL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO +501 KG



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

En el tercio medio de la columna derecha a una hora y tres minutos del inicio del ensayo a carga horizontal con una carga de 0,750 ton en sentido positivo, presento una fisura de un largo de 128 mm perceptible en el plano frontal de la columna (FOTOGRAFÍA No. 5.4) con un desplazamiento de 1,51 cm.

Con una carga de 0,762 ton en sentido negativo a una hora y 13 minutos del inicio del ensayo a carga horizontal, se observó desprendimiento del hormigón a lo largo de la columna derecha de 180 mm de largo con un espesor de 60 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.5) y dos fisuras más, la inferior de 61 mm de largo en la cara frontal y 46 mm de largo en la cara lateral, la superior de 46 mm de largo en la cara frontal y 30 mm de largo en la cara lateral (FOTOGRAFÍA No. 5.5) por la aplicación de carga cíclica con un desplazamiento de 2,54 cm con carga en sentido negativo.

FOTOGRAFÍA No. 5.4 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +750 KG EN LA PARTE FRONTAL DE LA COLUMNA DERECHA



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.5 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +750 KG EN LA PARTE FRONTAL Y LATERAL DE LA COLUMNA DERECHA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

En la base de la columna izquierda a una hora y veinte minutos del inicio del ensayo a carga horizontal con una carga de 1,03 ton en sentido positivo, fisura de un desprendimiento de largo de 17 mm y de ancho de 20 mm en el plano frontal de la columna, con un desplazamiento de 2,250 cm con carga en sentido positivo (FOTOGRAFÍA No. 5.6).

Con una carga de 1,01 ton en sentido negativo a una hora y veinte y nueve minutos del inicio del ensayo a carga horizontal, se observó dos fisuras en sentido horizontal a lo largo de toda la columna de 200 mm de largo (FOTOGRAFÍA No. 5.7), y dos fisuras en la columna derecha de 200 mm de largo cada una (FOTOGRAFÍA No. 5.8), en el tercio inferior y fisuras en el sentido vertical de 80 mm de largo en la columna izquierda parte superior (FOTOGRAFÍA No. 5.9), por la aplicación de carga cíclica con un desplazamiento y 3,482 cm con carga en sentido negativo.

FOTOGRAFÍA No. 5.6 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,037 TON COLUMNA DERECHA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.7 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA -1,01 TON COLUMNA IZQUIERDA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.8 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA -1,01 TON COLUMNA DERECHA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.9 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA -1,01 TON COLUMNA IZQUIERDA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

En la esquina superior izquierda en una hora y cuarenta minutos del inicio del ensayo a carga horizontal con una carga de 1,25 ton en sentido positivo, se observó que se formaron múltiples fisuras y agrietamientos por lo que se les enumeró para su distinción, el agrietamiento de la carga de 0,501 ton se agrando en espesor y en longitud siendo el agrietamiento **a** longitud de 100 mm y espesor de 4 mm, **b** de 85 mm y espesor de 4mm en sentido de 45°, la fisura **c** con una longitud de 128 mm, la fisura **d** con una longitud 128mm, fisura **e** y **f** con una longitud de 85 mm a 45°(FOTOGRAFÍA No. 5.10).

Se observó la formación de agrietamiento a lo largo en la parte inferior del nudo superior izquierdo y desprendimiento en las esquinas con un espesor de 4mm (FOTOGRAFÍA No. 5.11), lo mismo sucede en el nudo superior derecho (FOTOGRAFÍA No. 5.12), agrietamiento en la columna izquierda en su tercio medio en sentido vertical con una longitud de 153 mm y espesor de 2mm, con un desplazamiento de 4,33 cm.

FOTOGRAFÍA No. 5.10 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,254 TON EN EL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.11 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,254 TON EN EL NUDO IZQUIERDO EN SU PARTE INFERIOR.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.12 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,254 TON EN EL NUDO DERECHO EN SU PARTE INFERIOR.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.13 FISURAS Y AGRIETAMIENTO DE LA APLICACIÓN DE CARGA +1,254 TON EN LA COLUMNA IZQUIERDA



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

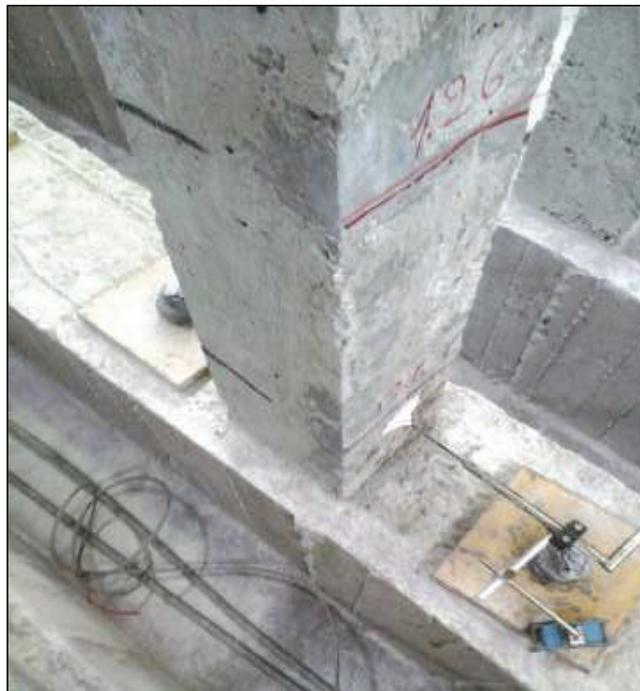
FOTOGRAFÍA No. 5.14 DESPLAZAMIENTO DEL PÓRTICO CON UNA CARGA DE 1,254 TON CON UN DESPLAZAMIENTO DE 4,434 cm.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Con una carga de 1,266 ton en un tiempo de una hora y cincuenta minutos en sentido negativo se observó fisuras en sentido horizontal en la columna izquierda a una distancia de 111 mm de la base una fisura de 200 mm y un alargamiento de la fisuras previamente producidas por la carga de 0,76 ton ,se observó también otra fisura a 210 mm de la base de la columna (FOTOGRAFÍA No. 5.15), en la base de la columna izquierda se observó el agrandamiento de la fisura convirtiendo en agrietamiento de 2mm de espesor (FOTOGRAFÍA No. 5.15) , en el nudo superior derecho se observó en agrandamiento del agrietamiento a 5 mm en la base de la unión de la viga con la columna (FOTOGRAFÍA No. 5.16), con un desplazamiento de 4,557 cm.

FOTOGRAFÍA No. 5.15 FISURAS Y AGRIETAMIENTOS EN LA COLUMNA IZQUIERDA CON UNA CARGA DE -1.266 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.16 AGRIETAMIENTOS EN EL NUDO SUPERIOR DERECHO CON UNA CARGA DE -1.266 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Con una carga de 1,38 ton en un tiempo de una hora y cincuenta y ocho minutos del inicio del ensayo a carga horizontal en sentido positivo se observó el agrandamiento de la fisuras anteriores convirtiéndose en agrietamientos se lo dividió en tres partes al agrietamiento, a con una longitud de 57 mm de longitud a 45° y espesor de 4 mm, b con una longitud de 57 mm de longitud y espesor de 4 mm y c de longitud de 200 mm en sentido horizontal a lo largo de la columna izquierda (FOTOGRAFÍA No. 5.17), se observó el agrandamiento del agrietamiento alrededor de la base de la columna (FOTOGRAFÍA No. 5.18), con un desplazamiento de 9.43 cm.

FOTOGRAFÍA No. 5.17 AGRIETAMIENTO LATERAL EN LA COLUMNA IZQUIERDA CON UNA CARGA DE +1,38 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.18 AGRIETAMIENTO FRONTAL EN LA COLUMNA IZQUIERDA EN SU BASE CON UNA CARGA DE +1,38 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

En el nudo superior izquierdo de la estructura se observó anteriormente varias fisuras y agrietamientos, las fisuras se extendieron de manera que van en sentido de 45° uniéndose al centro de la cara frontal de la viga .El agrietamiento a aumento su espesor a 7 mm, y su longitud aumento a 100 mm , el agrietamiento b se unió con la fisura e y aumento su espesor a 5 mm, el agrietamiento c aumento su espesor a 4 m y su longitud a 128 mm, el agrietamiento d aumento su espesor a 4 mm y su longitud a 130 mm u uniéndose con la fisura g, la fisura g de longitud de 100mm sale del centro de la cara frontal de la viga superior (Fotografía No. 5.19), tanto en la columna derecha como izquierda se observó la presencia de desprendimiento del hormigón en las esquinas de las columnas (FOTOGRAFÍA No. 5.20), con un desplazamiento de 9.43 cm.

FOTOGRAFÍA No. 5.19 AGRIETAMIENTO EN NUDO SUPERIOR IZQUIERDO Y DESPRENDIMIENTO CON UNA CARGA DE +1,38 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.20 DESPRENDIMIENTOS EN LA COLUMNA DERECHA E IZQUIERDA CON UNA CARGA DE +1,38 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Con una carga de 1,413 ton en un tiempo de dos horas y seis minutos del inicio del ensayo a carga horizontal en sentido negativo , con un desplazamiento de 6,247 cm, se observó el agrandamiento de los agrietamientos anteriores uniéndose todos los agrietamiento al centro de la cara frontal de la viga superior ,el agrietamiento a aumento su espesor a 15 mm , b se unió con el agrietamiento e y aumento su espesor a 17mm ,e aumento su espesor a 7 mm , f se extendió para unirse con c aumentando su espesor a 5 mm , c ,d y g convergen el centro de la viga superior, con un desplazamiento de 6,27

FOTOGRAFÍA No. 5.21 AGRIETAMIENTO EN NUDO SUPERIOR IZQUIERDO CON UNA CARGA DE -1,413TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.22 AGRIETAMIENTO EN NUDO SUPERIOR DERECHO CON UNA CARGA DE -1,413TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Al llegar a la carga 1,505 ton el gato hidráulico ya no puede empujar más en sentido negativo a dos horas y veinte minutos con un desplazamiento de 9,95 cm, en el nudo superior izquierdo en la unión de columna con la viga el agrietamiento existente se agranda uniéndose con los agrietamientos que vienen por los lados laterales de la viga superior (FOTOGRAFÍA No. 5.23) con una longitud de 200 mm y un espesor de 9 mm, desprendimientos alrededor de la base de la columna derecha lado lateral y frontal (FOTOGRAFÍA No. 5.24) con una longitud de 400 mm y 3 mm de espesor, en el nudo superior derecho en la unión de la columna con la viga se observó desprendimientos ,el agrietamiento previo se agrando y se observó fisuras a 45° en la viga superior en su parte inferior (FOTOGRAFÍA No. 5.25) con una longitud de 200 mm de largo y 5mm de espesor.

Total desprendimiento de la base de la columna izquierda (los cuatro lados con un mismo espesor) (FOTOGRAFÍA No. 5.29) con una longitud de 800 mm y 4 mm de espesor, desprendimiento de un pedazo de la esquina de la viga superior izquierda al unirse todos los agrietamientos previos (FOTOGRAFÍA No. 5.30), con una longitud de 127 mm y 50 mm de espesor.

FOTOGRAFÍA No. 5.23 UNIÓN DE LOS AGRIETAMIENTOS DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO CON UNA CARGA DE -1,505 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.24 DESPRENDIMIENTO DE LA BASE DE LA COLUMNA DERECHA CON UNA CARGA DE -1,505 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.25 DESPRENDIMIENTOS DE LA BASE DE LA UNIÓN DE LA COLUMNA CON LA VIGA DERECHA CON UNA CARGA DE -1,505 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.26 DESPRENDIMIENTOS DE LA BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA CON UNA CARGA DE -1,505 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.27 DESPRENDIMIENTOS DE UN PEDAZO DE LA ESQUINA DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO CON UNA CARGA DE -1,505 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.28 DESPRENDIMIENTOS DE UN PEDAZO DE LA ESQUINA DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO CON UNA CARGA DE -1,505 TON.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

El análisis se hizo en base a la carga horizontal aplicada y el tiempo en que se formaron fisuras y grietas de la estructura, como se observa los picos son las cargas en donde se formaron las fisuras.

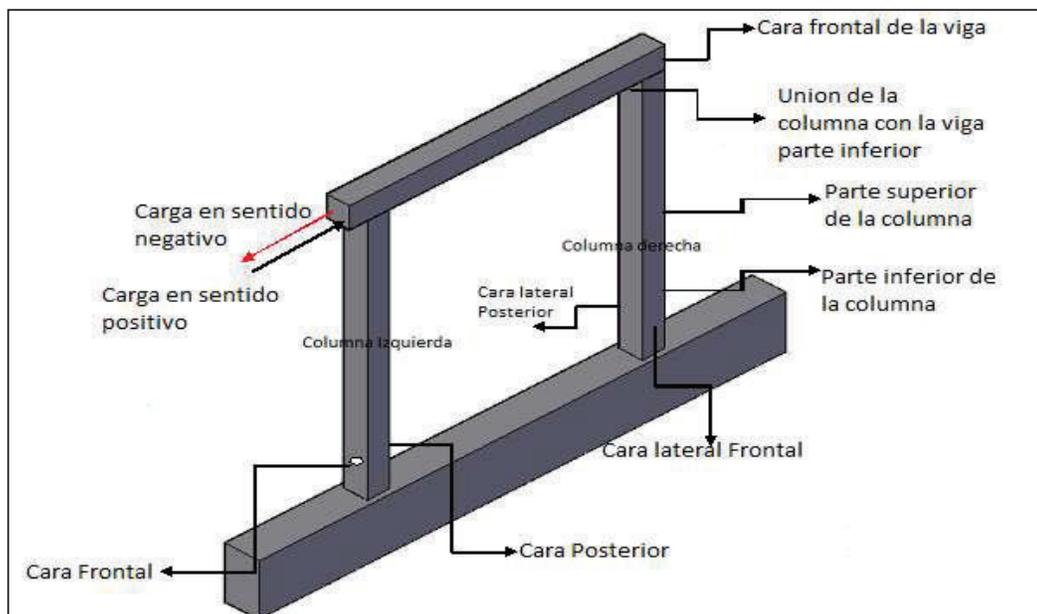
5.3 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL PÓRTICO INFORMAL DURANTE EL ENSAYO A CARGA HORIZONTAL

El análisis para el ensayo a carga horizontal del pórtico construido de manera informal se enfoca en el tiempo en que ocurrió la formación de fisuras y grietas, a que carga y que desplazamiento se obtuvo, así se observó la pérdida de resistencia del pórtico en el transcurso del tiempo con cargas cíclicas.

Se describe la medida de cada fisura y grieta en un resumen (CUADRO No. 5.2), donde se encuentra el tiempo en el que sucedió y la carga aplicada, también se presenta una gráfica (GRÁFICA NO. 5.2) de carga vs tiempo donde con colores esta descrito los daños que sufrió la estructura a medida que el tiempo del ensayo va transcurriendo hasta perder la estabilidad de la estructura.

A continuación se presenta la (FIGURA No. 5.3) donde se encuentra las partes del pórtico para la descripción de donde se formaron fisuras y grietas.

FIGURA No. 5.3 PARTES DEL PÓRTICO PARA UBICACIÓN DE FISURAS Y GRIETAS PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL.

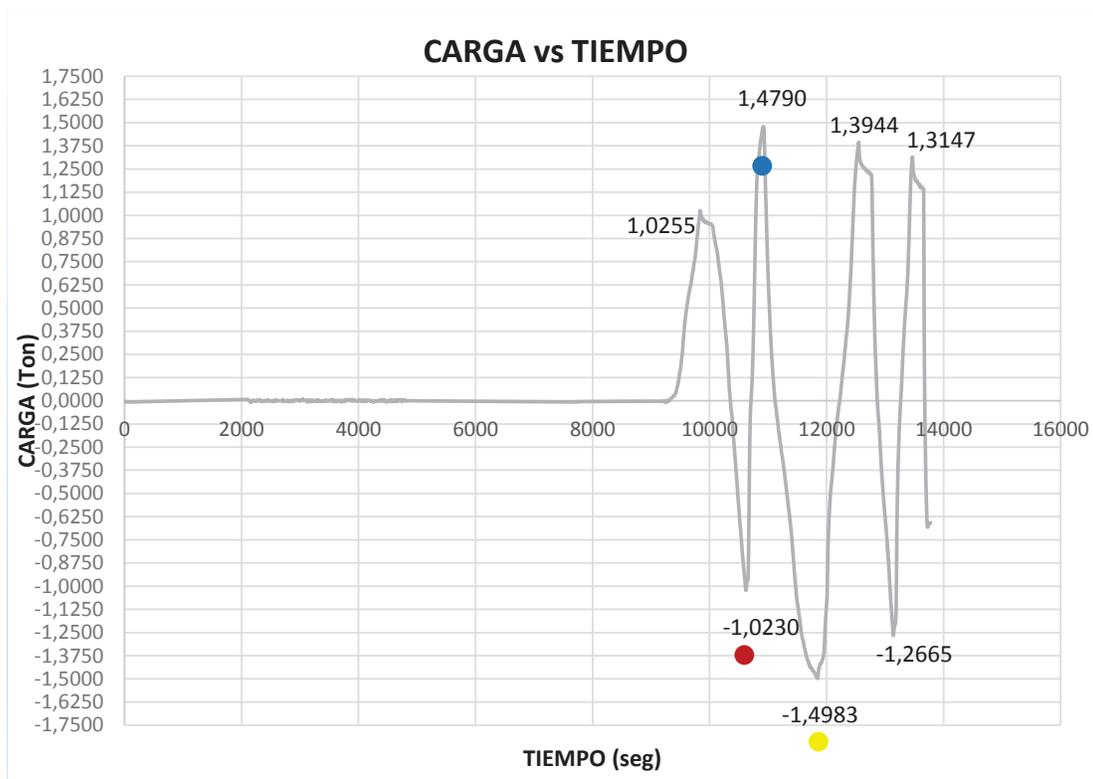


ELABORADO POR: Castillo Andrea.

En la gráfica de carga vs tiempo (GRÁFICA No. 5.2) se colocó con colores arriba de la carga en donde ocurrió el daño a la estructura para saber en qué tiempo

ocurrieron los daños, así se relaciona con el (Cuadro No. 5.2) de resumen de fisuras y grietas.

GRÁFICA No. 5.2 GRAFICO DE LOS CICLOS DE CARGA (CARGA VS TIEMPO) PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

CUADRO No. 5.2 RESUMEN DE FISURAS Y GRIETAS PÓRTICO INFORMAL.

PORTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL								
COLOR	ESTADO DE DAÑO OBSERVADO	CARGA APLICADA (ton)	SENTIDO	TIEMPO EN EL CUAL OCURRIÓ	FISURA (mm)		GRIETA (mm)	
					LONGITUD	ESPESOR	LONGITUD	ESPESOR
●	Fisuras apenas perceptibles alrededor de la base de la columna derecha (FOTOGRAFÍA No 5.29)	1,02	NEGATIVO	2h56min	200			
	Agrietamiento en la parte inferior de la columna derecha en el lado lateral frontal (FOTOGRAFÍA No 5.29)						72	3
	En el nudo izquierdo en la unión de la columna y la viga se observó una fisuras a lo largo de la unión (FOTOGRAFÍA No 5.30)				200			
	Agrietamiento en la parte inferior de la columna izquierda en el lado posterior (FOTOGRAFÍA No 5.31)						50	3

CUADRO No. 5.2 CONTINUACIÓN.

●	En el nudo superior derecho en el lado lateral frontal se observó la formación de agrietamiento (FOTOGRAFÍA No 5.32)	1,48	POSITIVO	3h01min	a		120	4
	En el nudo superior derecho en el lado frontal se observó la formación de un agrietamiento (FOTOGRAFÍA No 5.32)				b		200	4
	En la columna derecha en la parte superior frontal cerca de la unión de la viga con la columna se formaron dos fisuras con desprendimientos (FOTOGRAFÍA No 5.32)				c y d		100	5
	Se observó agrietamiento en la unión de la viga con la columna derecha en el lado lateral frontal (FOTOGRAFÍA No 5.32)				e		200	3
	Se observó la formación agrietamiento alrededor de la base de la columna izquierda (FOTOGRAFÍA No 5.33)				A		200	4
	En la columna izquierda se observó la formación de la fisura en la cara lateral frontal (FOTOGRAFÍA No 5.33)				B	100		
	En la columna izquierda se observó la formación de la fisura en la cara frontal (FOTOGRAFÍA No 5.34)					200		
	Se observó agrietamiento alrededor de la base de la columna derecha (FOTOGRAFÍA No 5.35)				f		200	4
	En la columna derecha se observó la formación de la fisura en la cara lateral frontal (FOTOGRAFÍA No 5.35)				g	128		
	En la columna izquierda se observó la formación de la fisura en la cara frontal (FOTOGRAFÍA No 5.35)				h	200		
	En el nudo izquierdo en la unión de la columna con la viga se observó agrietamiento a lo largo de la unión (FOTOGRAFÍA No 5.36)						200	3
	●				Desprendimiento alrededor de la base de la columna izquierda (FOTOGRAFÍA No 5.37)	1,498	NEGATIVO	3h17min
Las fisuras en la parte inferior que se formaron previamente ahora pasan a ser agrietamientos y se extendieron alrededor de toda la columna izquierda (FOTOGRAFÍA No 5.37)				800	4			
Varios agrietamientos a lo largo de toda la columna derecha (FOTOGRAFÍA No 5.38)				200	2			
Agrietamientos en el nudo superior derecho convergen en el centro de la viga en su cara frontal (FOTOGRAFÍA No 5.39)				200	12			
Las fisuras en la parte inferior de la columna derecha que se formaron previamente ahora pasan a ser agrietamientos y se extendieron en la cara lateral frontal (FOTOGRAFÍA No 5.40)				178	3			
Las fisuras en la parte inferior de la columna que se formaron previamente ahora pasan a ser agrietamiento en la cara frontal (FOTOGRAFÍA No 5.40)				200	3			
Alrededor de la base de la columna derecha aumento su agrietamiento previo en el lado frontal y lateral frontal (FOTOGRAFÍA No 5.41)				400	4			

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.3.1 DESCRIPCIÓN DE FISURAS Y GRIETAS

Las primeras fisuras aparecieron a las dos horas y cincuenta y seis minutos del inicio del ensayo a carga horizontal con una carga de 1,02 ton en sentido negativo con un desplazamiento de 2,616 cm, alrededor de la base de la columna derecha (FOTOGRAFÍA No. 5.34) con una longitud de 200 mm, se observó un agrietamiento en la parte inferior de la columna derecha en el lado lateral frontal con una longitud de 72 mm y espesor de 3 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.29), en el nudo izquierdo en la unión de la columna y la viga se observó una fisuras a lo largo de la unión (FOTOGRAFÍA No. 5.30) de longitud de 200 mm.

Se observó agrietamiento en la parte inferior de la columna izquierda en el lado posterior (FOTOGRAFÍA No. 5.31) de longitud de 50 mm y espesor de 3 mm.

FOTOGRAFÍA No. 5.29 AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA -1,02 TON EN LA BASE DE LA COLUMNA DERECHA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.30 AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA -1,02 TON EN LA UNIÓN DE LA COLUMNA CON LA VIGA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.31 AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA -1,02 TON EN LA BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

A las tres horas y un minutos del inicio del ensayo a carga horizontal con una carga de 1,48 ton en sentido positivo y con un desplazamiento de 8,124 cm, se observó la presencia de dos agrietamientos en la esquina del nudo superior derecho, en su lado frontal lateral con una longitud de 120 mm y espesor de 4 mm, y en su cara frontal con una longitud de 200 mm y 4 mm de espesor con una dirección de 45° por la aplicación de carga cíclica (FOTOGRAFÍA No. 5.32).

En la columna derecha en la parte superior frontal cerca de la unión de la viga con la columna se formaron dos agrietamientos con desprendimientos (FOTOGRAFÍA No. 5.32) con una longitud de 100 mm y un espesor de 5 mm, se observó agrietamiento en la unión de la viga con la columna en el lado lateral frontal de longitud de 200 mm y un espesor de 3 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.32).

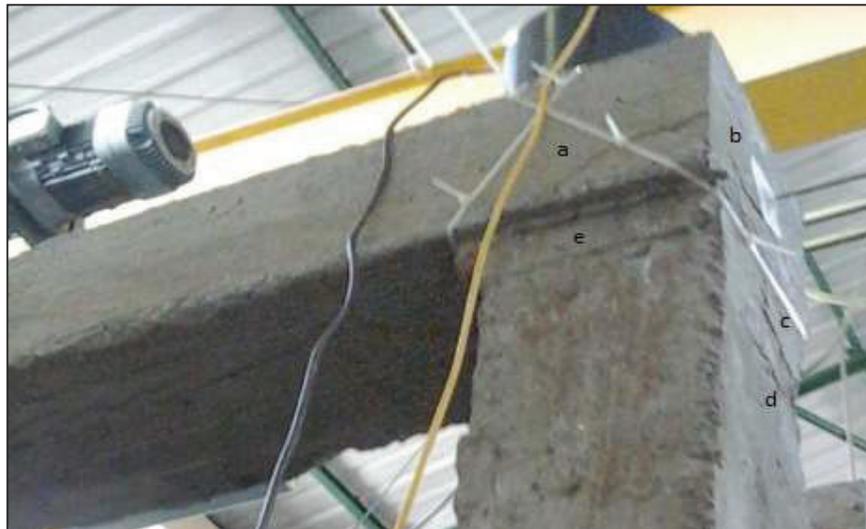
Se observó la formación de agrietamiento alrededor de la base de la columna izquierda de longitud 200 mm y 4 mm de espesor (FOTOGRAFÍA No. 5.33), la formación de una fisura en la cara lateral frontal de longitud 100 mm y la formación de la fisura en la cara frontal de longitud 200 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.34).

Se observó en la columna derecha alrededor de la base agrietamiento de longitud 200 mm y espesor 4 mm, fisura en la cara lateral frontal de longitud 128 mm, formación de la fisura en la cara frontal de longitud 200 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.35), a lo largo de la columna se observó desprendimientos en las esquinas.

En el nudo izquierdo en la unión de la columna con la viga se observó agrietamiento lo largo de la unión de longitud 200 mm y espesor de 3 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.36).

Con 1,48 toneladas la máxima carga en sentido positivo la viga falla es decir que los materiales llegaron a su agotamiento, a partir de esta carga en sentido positivo la carga irá disminuyendo hasta que el gato hidráulico se encere.

FOTOGRAFÍA No. 5.32 AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA +1,48 TON NUDO SUPERIOR DERECHO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.33 AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA +1,48 TON EN LA BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA.



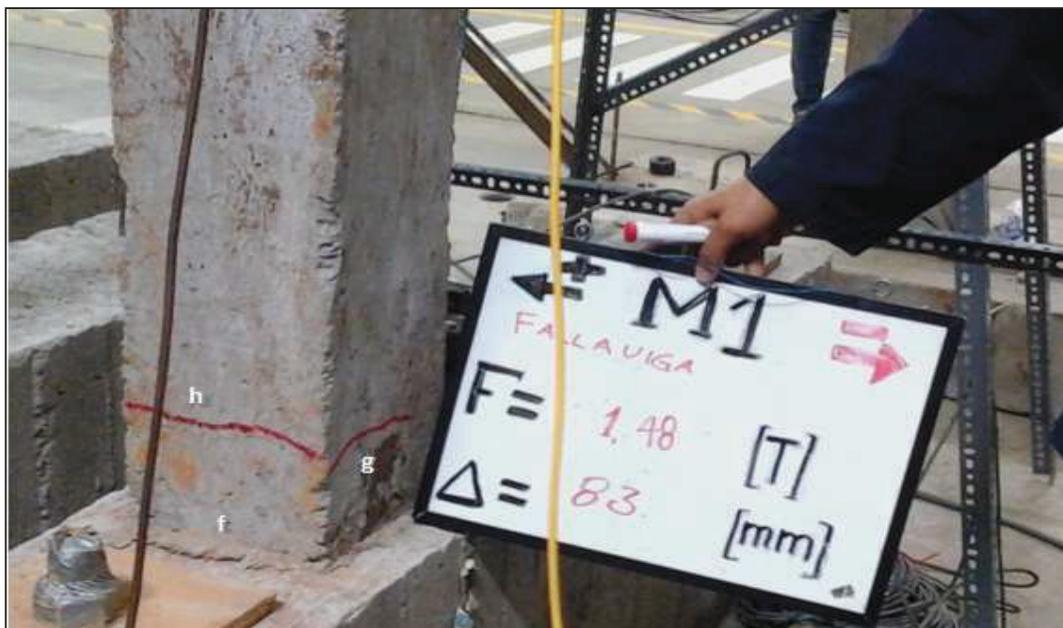
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.34 AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA +1,48 TON EN LA CARA FRONTAL COLUMNA IZQUIERDA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.35 AGRIETAMIENTO Y FISURAS CON LA CARGA +1,48 TON EN LA COLUMNA DERECHA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.36 AGRIETAMIENTO CON LA CARGA +1,48 TON EN LA PARTE INFERIOR DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Con la carga 1,498 en sentido negativo, a las tres horas y diecisiete minutos del comienzo del ensayo a carga horizontal y con un desplazamiento de 12,38 cm se observó: desprendimiento alrededor de la base de la columna izquierda de longitud 200 mm y espesor de 7 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.37), las fisuras en la parte inferior que se formaron previamente ahora pasan a ser agrietamientos y se extendieron alrededor de toda la columna izquierda de longitud 800 mm y espesor 4 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.37), se observó la formación de varios agrietamientos a lo largo de toda la columna derecha de longitud 200 mm y 2 mm de espesor (FOTOGRAFÍA No. 5.38), agrietamientos en el nudo superior derecho convergen en el centro de la viga en su cara frontal de longitud de 200 mm y espesor de 12 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.39).

En la columna derecha la fisura que se formó previamente se convierte en agrietamiento en la cara frontal de longitud de 200 mm y espesor de 3 mm, en la cara lateral frontal la fisura se alarga y se convierte en agrietamiento de longitud de 178 mm y de espesor de 3 mm (FOTOGRAFÍA No. 5.40).

En el nudo superior izquierdo en la unión de la viga con la columna se observó la formación a lo largo de la unión de longitud de 200 mm y espesor de 4 mm, también se observó desprendimiento en la esquina de la unión de la columna con la viga en la cara frontal lateral (FOTOGRAFÍA No. 5.41).

FOTOGRAFÍA No. 5.37 AGRIETAMIENTO CON LA CARGA -1,49 TON BASE DE LA COLUMNA IZQUIERDA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.38 FISURAS CON LA CARGA -1,49 TON A LO LARGO DE LA COLUMNA DERECHA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.39 AGRIETAMIENTO CON LA CARGA -1,49 TON EN EL NUDO SUPERIOR DERECHO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.40 AGRIETAMIENTO CON LA CARGA -1,49 TON COLUMNA DERECHA.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FOTOGRAFÍA No. 5.41 AGRIETAMIENTO Y DESPRENDIMIENTOS CON LA CARGA -1,49 TON PARTE INFERIOR DEL NUDO SUPERIOR IZQUIERDO.



ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Al llegar a la carga 1,48 ton el gato hidráulico ya no puede empujar más en sentido positivo por eso el siguiente ciclo positivo es 1,370 ton, en sentido negativo llega a la carga -1,49 y el siguiente ciclo es -1,26, el gato hidráulico por cuestión de seguridad va disminuyendo su fuerza gradualmente hasta encerrarse, por lo que los siguientes ciclos ya o se tomara en cuenta los desplazamientos solo se tomara en cuenta las fisuras y agrietamientos. Todas las fisuras y agrietamientos formados en la columna derecha van en un rango de 100 a 200 mm de longitud, la mayoría se formó en la esquina de la columna donde se observó desprendimientos y todas las fisuras en la viga superior convergen al centro de la viga en su cara frontal.

**5.4 DESPLAZAMIENTOS Y CURVA DE CAPACIDAD OBTENIDOS
CON EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL PÓRTICO ARMADO
BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN
(NEC-SE)**

El análisis estático no lineal o técnico del pushover consiste en someter a la estructura a un patrón de cargas laterales, las cuales se incrementan de una

manera monotónica, hasta llevar a la estructura al colapso o hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.¹³

En esta investigación solo se tomó en cuenta los desplazamiento de la estructura obtenidos por el programa SAP2000 como método comparativo con los desplazamientos reales obtenido en el laboratorio, se utilizó las máximas cargas obtenidas de cada pórtico a comparar en sentido positivo y en sentido negativo, no se tomara en cuenta la formación de rotulas plásticas porque no forma parte del alcance de esta investigación ,también se calculó el periodo de la estructura solo como una pequeña comparación entre el programa SAP2000 y el cálculo mediante la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE).

5.4.1 PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) CARGA +1,3825 TON.

MATERIALES:

Para el pórtico armado bajo la norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) su máxima carga horizontal en sentido positivo fue de 1,3825 ton.

Para el pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) y para el pórtico armado de manera informal se consideró un hormigón de $f'c=226$ ton/m² para las columnas (ANEXO No. 3), para la viga se obtuvo hormigón de $f'c=150$ ton/m² (ANEXO No. 3).

¹³ Aguiar Roberto, (2000), Centro de investigaciones científicas, Escuela politécnica del ejército "Determinación de puntos notables en la curva de capacidad resistente para el reforzamiento de hospitales", Recuperado de: <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/tecnica/tecnica38/puntos-notables/puntos-notables.htm>

FIGURA No. 5.4 PROPIEDAD DEL MATERIAL PARA LAS COLUMNAS PÓRTICO (NEC-SE).

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	f _c =225 ■
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	2,4028
Mass per Unit Volume	0,245
Units	
	Tonf. m. C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	1954330
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9,900E-06
Shear Modulus, G	939579,2
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	2260.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	

FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.5 PROPIEDAD DEL MATERIAL PARA LA VIGA PÓRTICO (NEC-SE).

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	f _c =150 ■
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	2,4028
Mass per Unit Volume	0,245
Units	
	Tonf. m. C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	1592170
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	9,900E-06
Shear Modulus, G	765466,7
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	1500.

FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

SECCIONES UTILIZADAS:

Las secciones usadas se muestran en el capítulo 3 sección 3.6 (Figura 3.5) donde se describe dimensiones y armado del elemento.

FIGURA No. 5.6 DIMENSIONES DE LA VIGA PÓRTICO (NEC-SE).

The image shows two side-by-side dialog boxes from the SAP2000 software. The left dialog, titled 'Rectangular Section', has a 'Section Name' field containing 'VIGA'. Below it are 'Section Notes' and 'Modify/Show Notes...' buttons. There are three tabs: 'Properties', 'Property Modifiers', and 'Material'. The 'Material' tab is selected, showing a concrete strength $f_c = 150$. The 'Dimensions' section has 'Depth (t3)' set to 22 and 'Width (t2)' set to 20. A central diagram shows a rectangular cross-section with a grid and a blue reinforcement layout. A 'Display Color' button is at the bottom right. The right dialog, titled 'Reinforcement Data', has a 'Rebar Material' section with 'Longitudinal Bars' and 'Confinement Bars (Ties)' both set to 'A615Gr60'. The 'Design Type' section has 'Column (P-M2-M3 Design)' unselected and 'Beam (M3 Design Only)' selected. The 'Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center' section has 'Top' and 'Bottom' both set to 5. The 'Reinforcement Overrides for Ductile Beams' section has 'Left' and 'Right' columns, with 'Top' and 'Bottom' values all set to 2.26. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right.

FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.7 DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS PÓRTICO (NEC-SE).

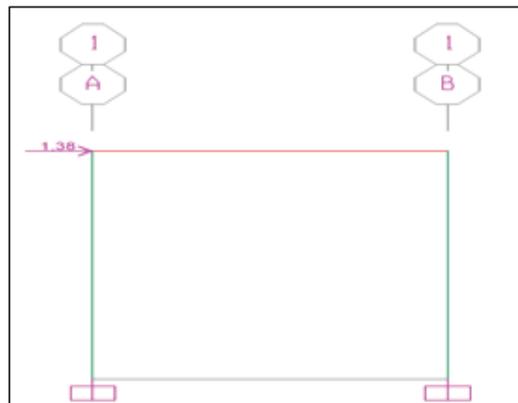
The image shows two side-by-side dialog boxes from the SAP2000 software. The left dialog, titled 'Rectangular Section', has a 'Section Name' field containing 'COL'. Below it are 'Section Notes' and 'Modify/Show Notes...' buttons. There are three tabs: 'Properties', 'Property Modifiers', and 'Material'. The 'Material' tab is selected, showing a concrete strength $f_c = 225$. The 'Dimensions' section has 'Depth (t3)' set to 20 and 'Width (t2)' set to 20. A central diagram shows a rectangular cross-section with a grid and a blue reinforcement layout. A 'Display Color' button is at the bottom right. The right dialog, titled 'Reinforcement Data', has a 'Rebar Material' section with 'Longitudinal Bars' and 'Confinement Bars (Ties)' both set to 'A615Gr60'. The 'Design Type' section has 'Column (P-M2-M3 Design)' selected and 'Beam (M3 Design Only)' unselected. The 'Reinforcement Configuration' section has 'Rectangular' selected and 'Circular' unselected. The 'Confinement Bars' section has 'Ties' selected and 'Spiral' unselected. The 'Longitudinal Bars - Rectangular Configuration' section has 'Clear Cover for Confinement Bars' set to 4, 'Number of Longit Bars Along 3-dir Face' set to 2, 'Number of Longit Bars Along 2-dir Face' set to 2, and 'Longitudinal Bar Size' set to '10d'. The 'Confinement Bars' section has 'Confinement Bar Size' set to '8d', 'Longitudinal Spacing of Confinement Bars' set to 10, 'Number of Confinement Bars in 3-dir' set to 2, and 'Number of Confinement Bars in 2-dir' set to 2. There are 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right.

FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.4.2 APLICACIÓN DE CARGAS +1,3825 TON

Para la aplicación de las cargas en la estructura, se colocó la carga pushover ya que es la carga para poder realizar el análisis no lineal, se realizó con la máxima carga obtenida en el laboratorio en sentido positivo que es 1,3825 ton.

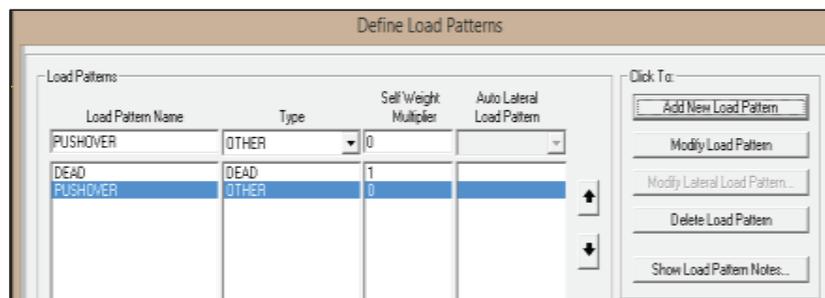
FIGURA No. 5.8 DESCRIPCIÓN DE LAS CARGA COLOCADA EN EL PROGRAMA SAP 2000 PUSHOVER P= 1,3825 ton.



FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.9 DESCRIPCIÓN DEL PESO PROPIO PARA LA CARGA +1,3825 TON.



FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Para el análisis de la estructura se colocó las cargas en el programa SAP 2000 descrito en la (FIGURA No. 5.10 y FIGURA No. 5.11)

AENL: Análisis estático no lineal

CGNL: Carga gravitacional no lineal

FIGURA No. 5.10 PROPIEDADES DE **AENL**: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA LA CARGA +1,3825 TON.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Set Def Name Notes Load Case Type: Design...

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
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="PUSHOVER"/>	<input type="text" value="1"/>
<input type="text" value="Load Pattern"/>	<input type="text" value="PUSHOVER"/>	<input type="text" value="1"/>

Other Parameters:
 Load Application:
 Results Saved:
 Nonlinear Parameters:

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
 Full Load
 Displacement Control

Control Displacement:
 Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement
 Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement:
 DOF at Joint
 Generalized Displacement

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved:
 Final State Only Multiple States

For Each Stage:
 Minimum Number of Saved States:
 Maximum Number of Saved States:

Save positive Displacement Increments Only

Nonlinear Parameters

Material Nonlinearity Parameters:
 Frame Element Tension/Compression Only
 Frame Element Hinge
 Cable Element Tension Only
 Link Gap/Pool/Spring Nonlinear Properties
 Link Other Nonlinear Properties
 Time Dependent Material Properties

Solution Control:
 Maximum Total Steps per Stage:
 Maximum Null (Zero) Steps per Stage:
 Maximum Constant-Stiff Iterations per Step:
 Maximum Newton-Raphson Iter. per Step:
 Iteration Convergence Tolerance (Relative):
 Use Event-to-event Stepping:
 Event Lumping Tolerance (Relative):
 Max Line Searches per Iteration:
 Line-search Acceptance Tol. (Relative):
 Line-search Step Factor:

Hinge Unloading Method:
 Unload Entire Structure
 Apply Local Redistribution
 Restart Using Secant Stiffness

Target Force Iteration:
 Maximum Iterations per Stage:
 Convergence Tolerance (Relative):
 Acceleration Factor:
 Continue Analysis if No Convergence:

FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.11 PROPIEDADES DE **CGNL**: CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL PARA LA CARGA +1,3825 TON.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CGNL Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case: []
Important Note: Loads from the previous case are included in the current case.

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.1
Load Pattern	LIVE	0.25

Buttons: Add, Modify, Delete

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Other Parameters:
 Load Application: Full Load Modify/Show...
 Results Saved: Final State Only Modify/Show...
 Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Buttons: OK, Cancel

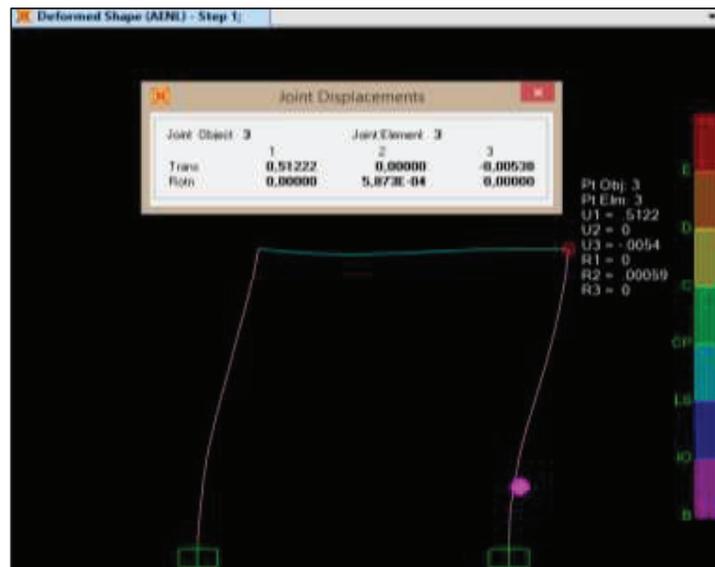
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.4.3 OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS AL REALIZAR EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL AL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE).

Al aplicar el análisis estático no lineal o análisis pushover se van aplicando una serie de fuerzas horizontales, y van incrementando de manera monotonica que alcanza su capacidad máxima la estructura, de manera que sus desplazamientos laterales van aumentando de forma gradual hasta alcanzar el máximo¹⁴, en el programa el aumento de los desplazamientos para el pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) se va dando en pasos, que es lo que se va a tomar en cuenta en esta investigación para poder comparar los resultados con los resultados reales obtenidos en el centro de investigación de la vivienda (CIV).

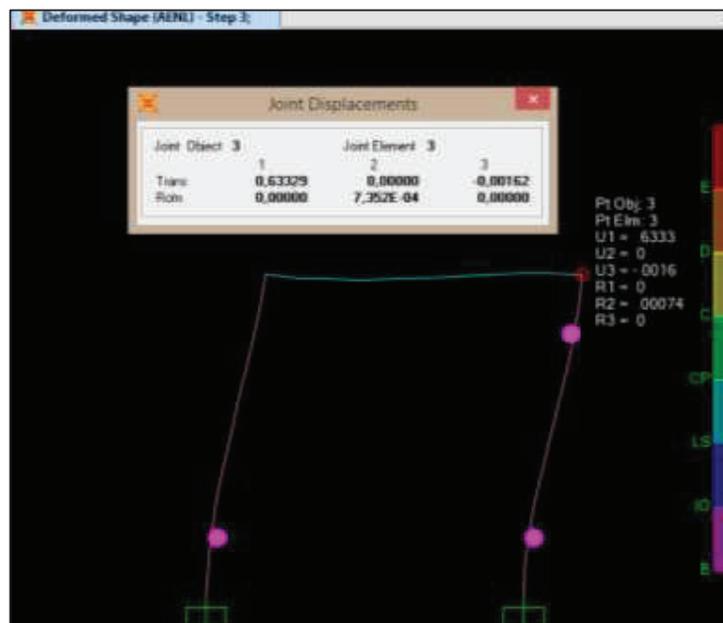
¹⁴ Bonett Díaz, R.L. (2003), Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza lata y moderada, 2003.

FIGURA No. 5.12 PASO 1: DESPLAZAMIENTO=0,5122 cm.



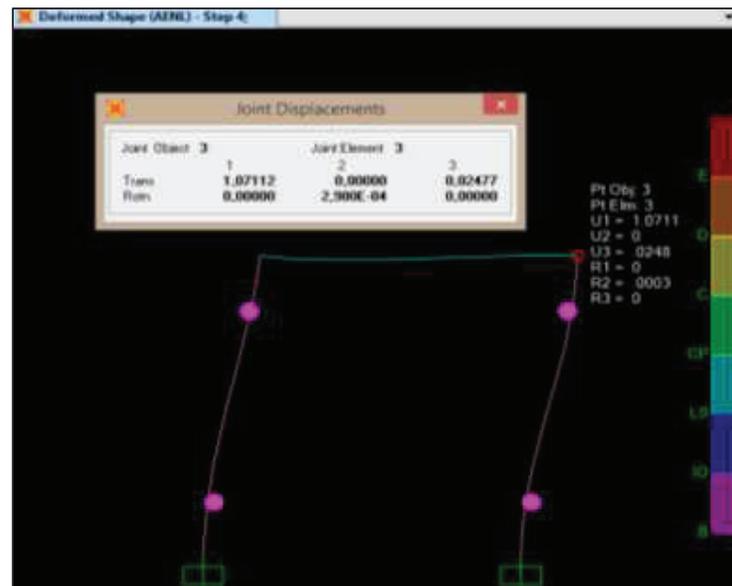
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.13 PASO 3: DESPLAZAMIENTO=0,633 cm.



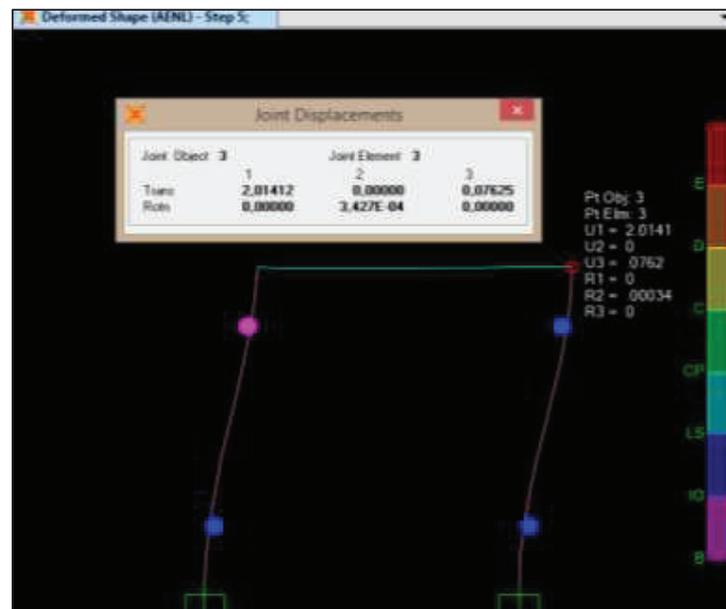
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.14 PASO 4: DESPLAZAMIENTO=1,0711 cm.



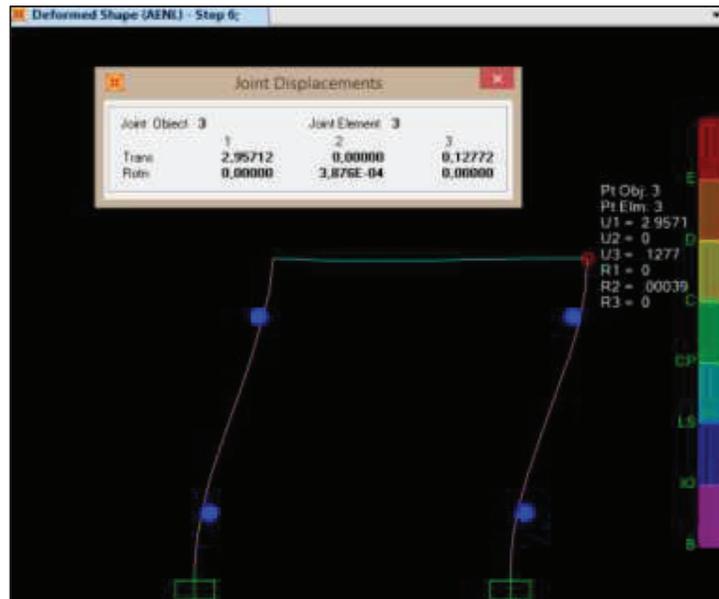
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.15 PASO 5: DESPLAZAMIENTO=2,01 cm.



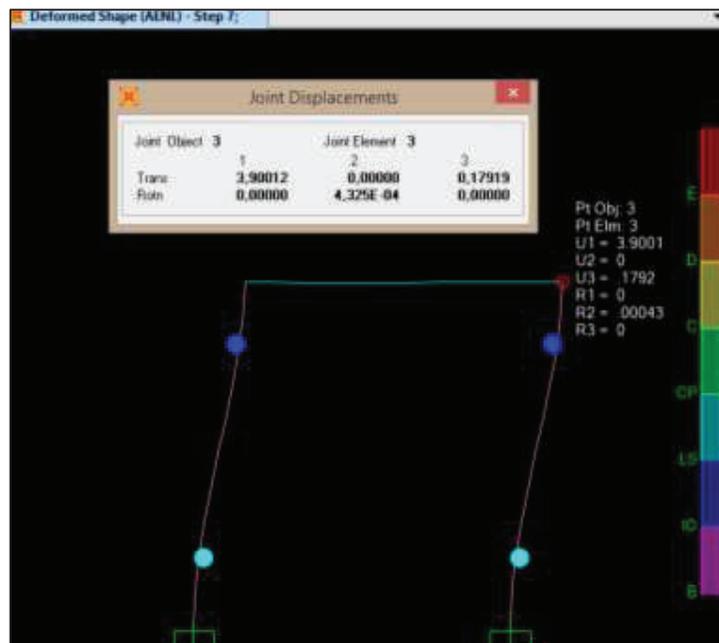
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.16 PASO 6: DESPLAZAMIENTO=2,9571 cm.



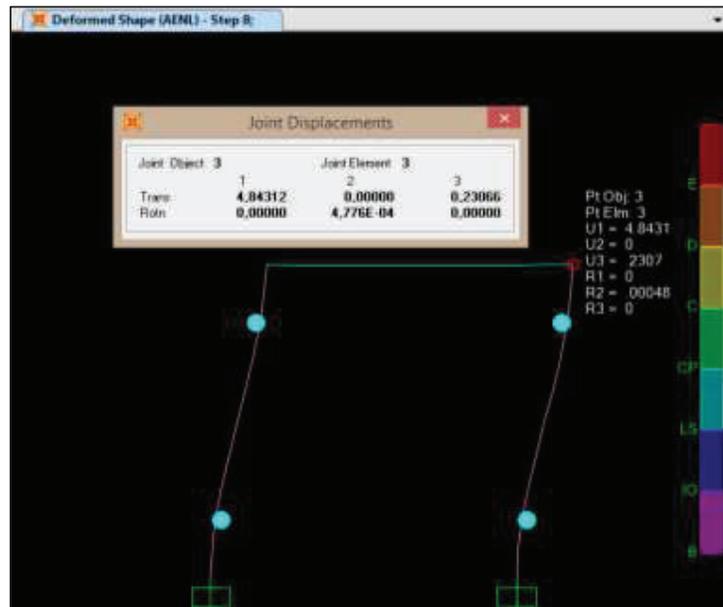
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.17 PASO 7: DESPLAZAMIENTO=3,90 cm.



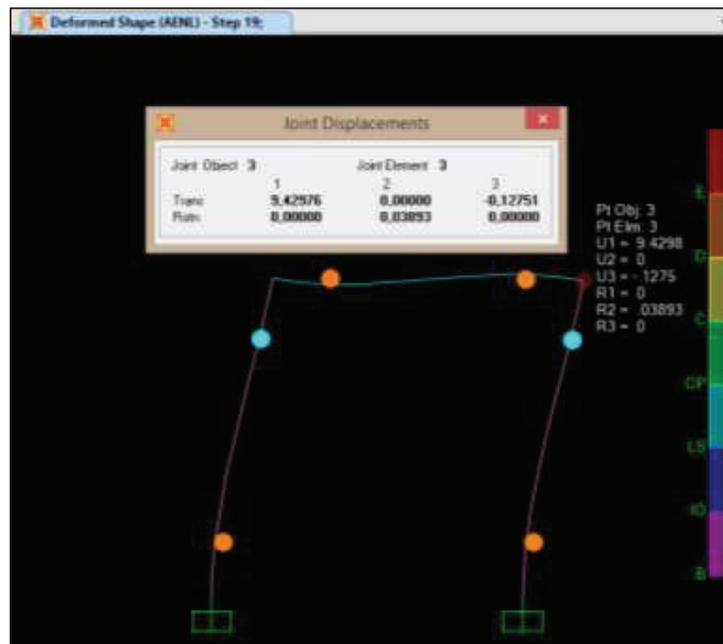
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.18 PASO 8: DESPLAZAMIENTO=4,84 cm.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.19 PASO 19: DESPLAZAMIENTO=9,42 cm.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.4.4 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DEL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) Y PERÍODO DE LA ESTRUCTURA

Del análisis estático no lineal se obtiene la relación entre el cortante basal V_0 y el desplazamiento lateral máximo de una estructura D_t , la cual se denomina capacidad resistente de la estructura. Mediante la curva de capacidad se puede determinar diferentes niveles de desempeño de la estructura.

Nivel I: Para la condición de límite elástico.

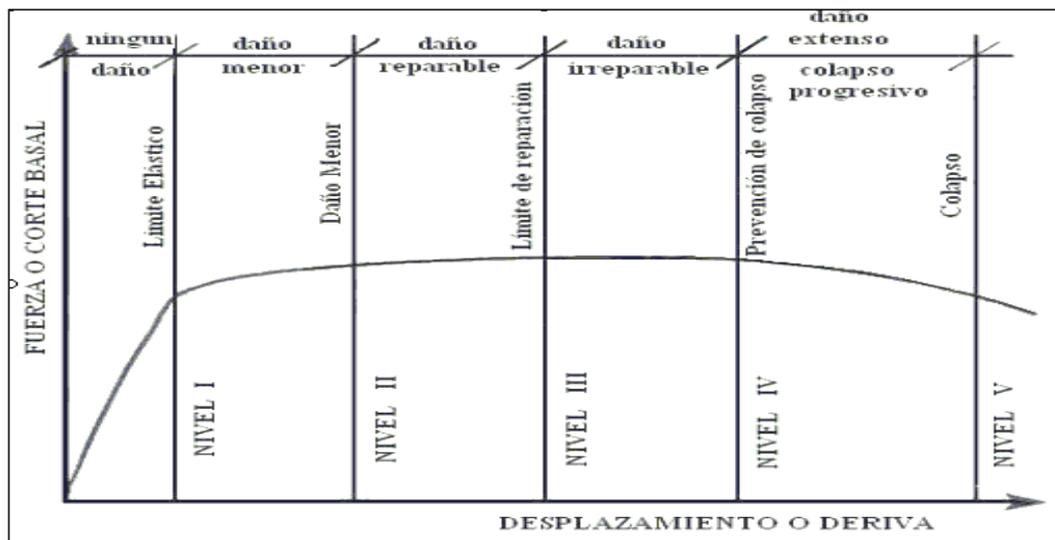
Nivel II: Para daños menores.

Nivel III: Como daños límites de reparación.

Nivel IV: Prevención de Colapso

Nivel V: Para colapso¹⁵

FIGURA No. 5.20 CURVA DE CAPACIDAD, NIVELES DE DESEMPEÑO Y LÍMITES DE DAÑOS.

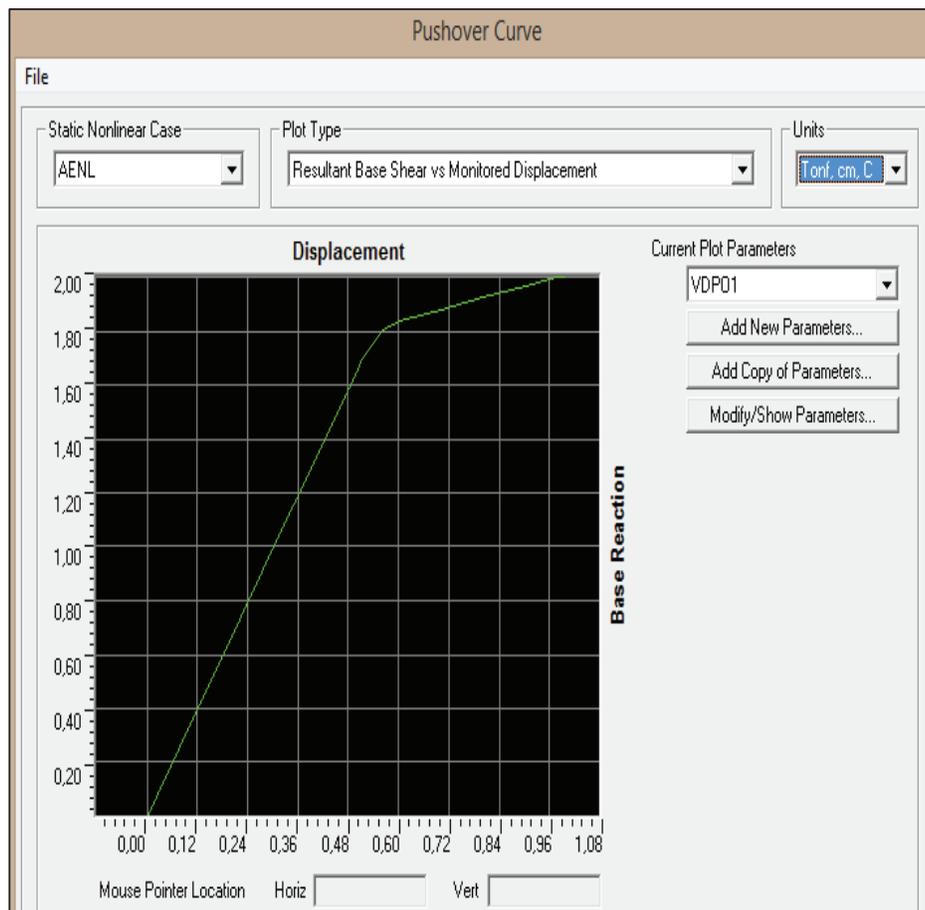


FUENTE: Lobo Quintero, William. (2005). Niveles, condiciones, objetivos y modalidades del diseño sismo resistente basado en desempeño.

¹⁵ Lobo Quintero, William. (2005). Niveles, condiciones, objetivos y modalidades del diseño sismo resistente basado en desempeño. *Boletín Técnico*, 43(3), 1-27. Recuperado en 25 de abril de 2016, http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2005000300001&lng=es&tlng=es.

No se ahondará en el análisis ni construcción de las curvas de capacidad de la estructura por no ser parte del alcance de esta investigación, se muestra estas curvas de capacidad de la estructura con el objetivo de dejar abierto el horizonte para futuras investigaciones en las cuales incluyan un análisis más detallado de la estructura cuando incurse en el rango inelástico.

FIGURA No. 5.21 CURVA DE CAPACIDAD PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN CON LA CARGA 1,3825 TON EN SENTIDO POSITIVO.



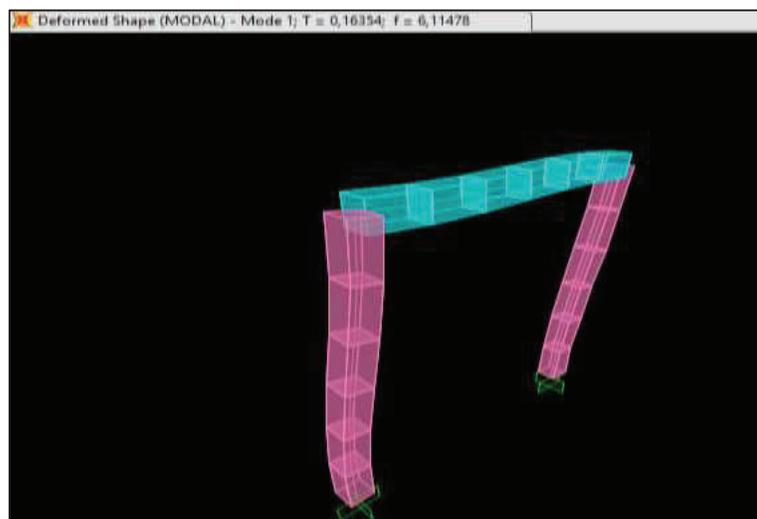
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Como se observó en la curva de capacidad de pórtico armado bajo la Norma ecuatoriana de la construcción con la carga 1,3825 ton en sentido positivo se observó que la curva (FIGURA No. 5.21) pasa el Nivel I que es el para la

condición de límite elástico donde no hay ningún daño y entra en el rango de daño menor como se observa en la (FIGURA No. 5.20).

El periodo de la estructura obtenido con el programa SAP2000 es de $T=0,1635$ seg (FIGURA No. 5.22), se tomó en cuenta el período de la estructura para poder hacer una pequeña comparación con el calculado con los factores en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) Capitulo 4 sección 4.2.2 que es de $T=0,125$ seg.

FIGURA No. 5.22 PERIODO DE LA ESTRUCTURA OBTENIDO DEL PROGRAMA SAP2000 $T=0,1635$ seg PARA LA CARGA $+1,3825$ TON.



FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

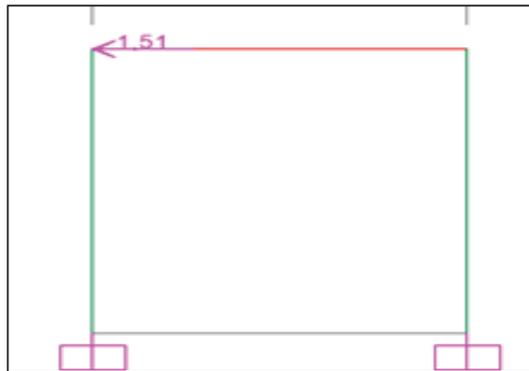
5.4.5 PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) CARGA-1,505 TON

Para el pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) se utilizó los mismos materiales descritos en la sección 5.4.1 y las mismas secciones descritas en la sección 5.4.1.

5.4.6 APLICACIÓN DE CARGAS -1,505 TON

Para la aplicación de las cargas en la estructura, se colocó la carga pushover ya que es la carga para poder realizar el análisis no lineal, se realizó con la máxima carga obtenida en el laboratorio en sentido negativo que es 1,505 ton.

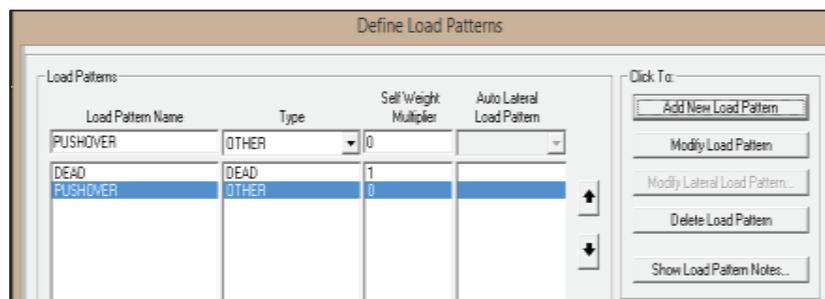
FIGURA No. 5.23 DESCRIPCIÓN DE LAS CARGA COLOCADA EN EL PROGRAMA SAP 2000 PUSHOVER P= -1,505 ton.



FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.24 DESCRIPCIÓN DEL PESO PROPIO PARA LA CARGA -1,505 TON.



FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Para el análisis de la estructura se colocó las cargas en el programa SAP 2000 descrito en la (FIGURA No. 25 y FIGURA No. 5.26)

AENL: Análisis estático no lineal

CGNL: Carga gravitacional no lineal

FIGURA No. 5.25 PROPIEDADES DE **AENL**: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA LA CARGA -1,505 TON.

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.

Mass Source:

Analysis Type:

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

Nonlinear Parameters:

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:

Full Load

Displacement Control

Control Displacement:

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of:

Monitored Displacement:

DOF at Joint

Generalized Displacement

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved:

Final State Only Multiple States

For Each Stage:

Minimum Number of Saved States:

Maximum Number of Saved States:

Save positive Displacement Increments Only

Nonlinear Parameters

Material Nonlinearity Parameters:

Frame Element Tension/Compression Only

Frame Element Hinge

Cable Element Tension Only

Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties

Link Other Nonlinear Properties

Time Dependent Material Properties

Solution Control:

Maximum Total Steps per Stage:

Maximum Null (Zero) Steps per Stage:

Maximum Constant Stiff Iterations per Step:

Maximum Newton-Raphson Iter. per Step:

Iteration Convergence Tolerance (Relative):

Use Event-to-event Stepping:

Event Lumping Tolerance (Relative):

Max Line Searches per Iteration:

Line-search Acceptance Tol. (Relative):

Line-search Step Factor:

Hinge Unloading Method:

Unload Entire Structure

Apply Local Redistribution

Restart Using Secant Stiffness

Target Force Iteration:

Maximum Iterations per Stage:

Convergence Tolerance (Relative):

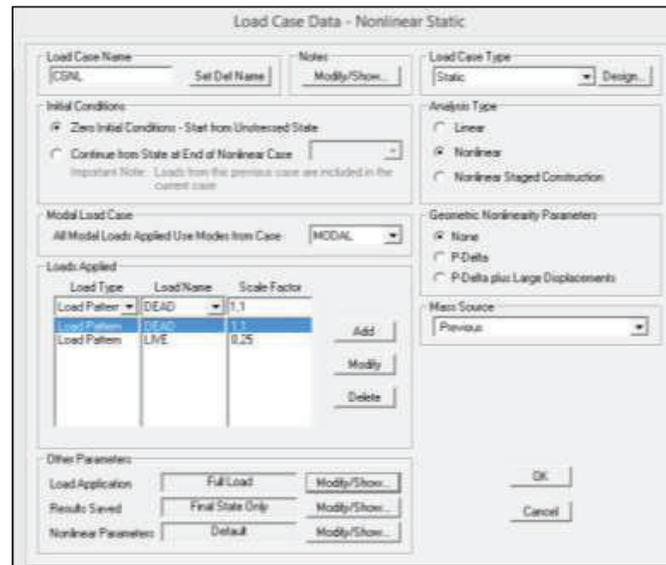
Acceleration Factor:

Continue Analysis If No Convergence:

FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

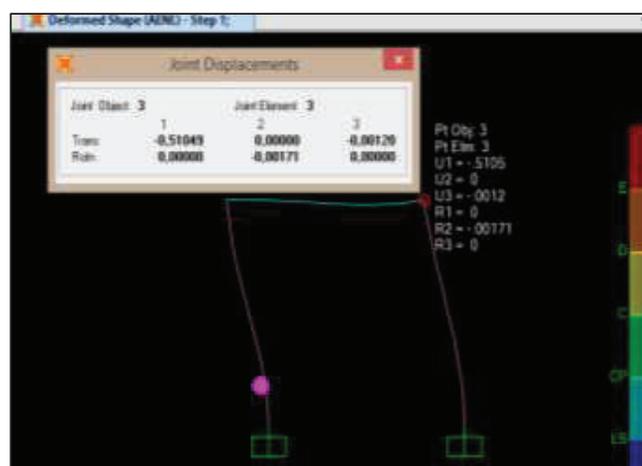
FIGURA No. 5.26 PROPIEDADES DE CGNL: CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL PARA LA CARGA -1,505 TON.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

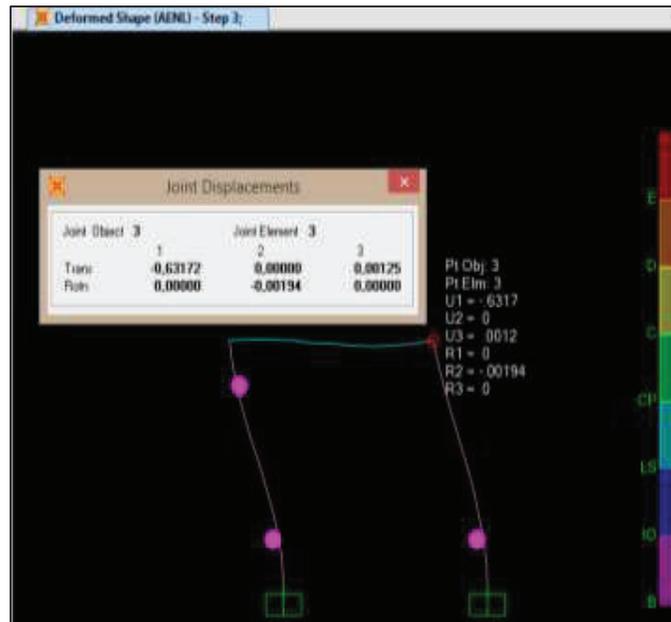
5.4.7 OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS AL REALIZAR EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAR CARGA EN SENTIDO NEGATIVO -1,505 TON

FIGURA No. 5.27 PASO 1: DESPLAZAMIENTO= -0,5105 cm.



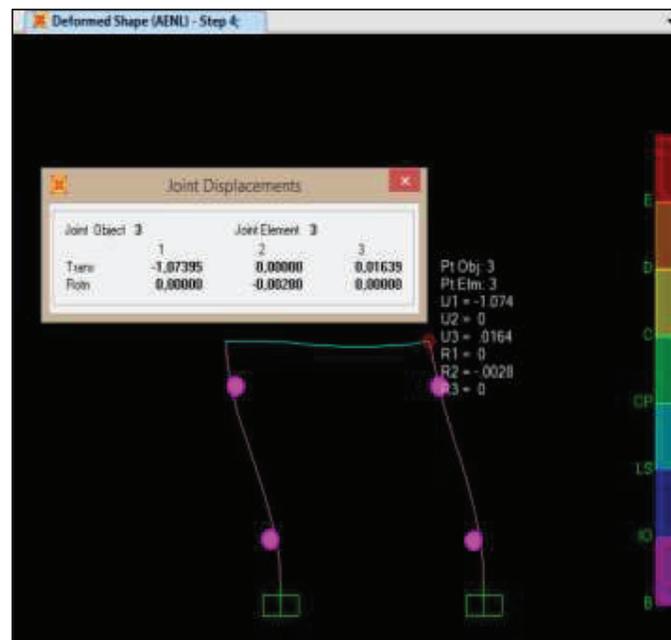
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.28 PASO 3: DESPLAZAMIENTO= -0,6317 cm.



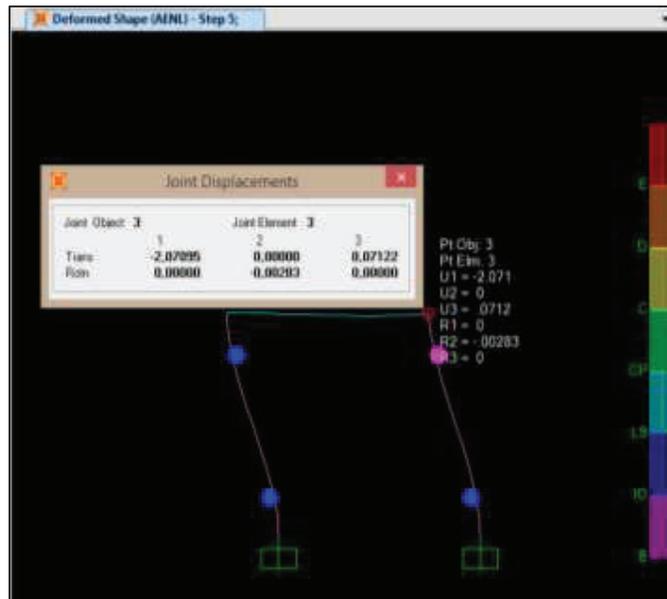
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.29 PASO 4: DESPLAZAMIENTO= -1,074 cm.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.30 PASO 5: DESPLAZAMIENTO= -2,071 cm.



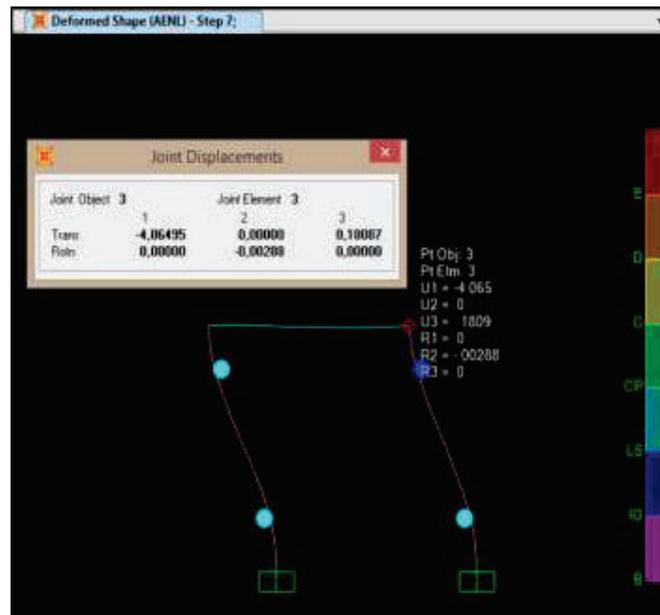
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.31 PASO 6: DESPLAZAMIENTO= -3,068 cm.



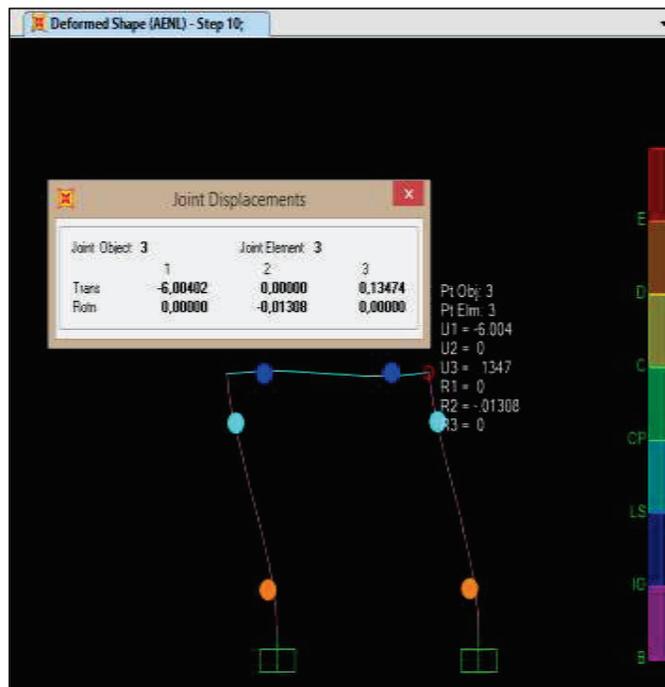
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.32 PASO 7: DESPLAZAMIENTO= -4,065 cm.



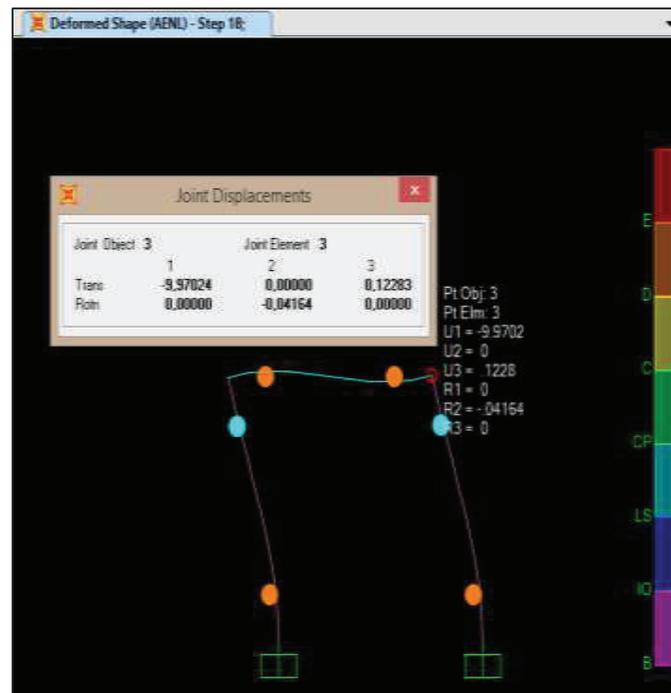
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.33 PASO 10: DESPLAZAMIENTO= -6,004 cm.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.34 PASO 18: DESPLAZAMIENTO= -9,9702 cm.



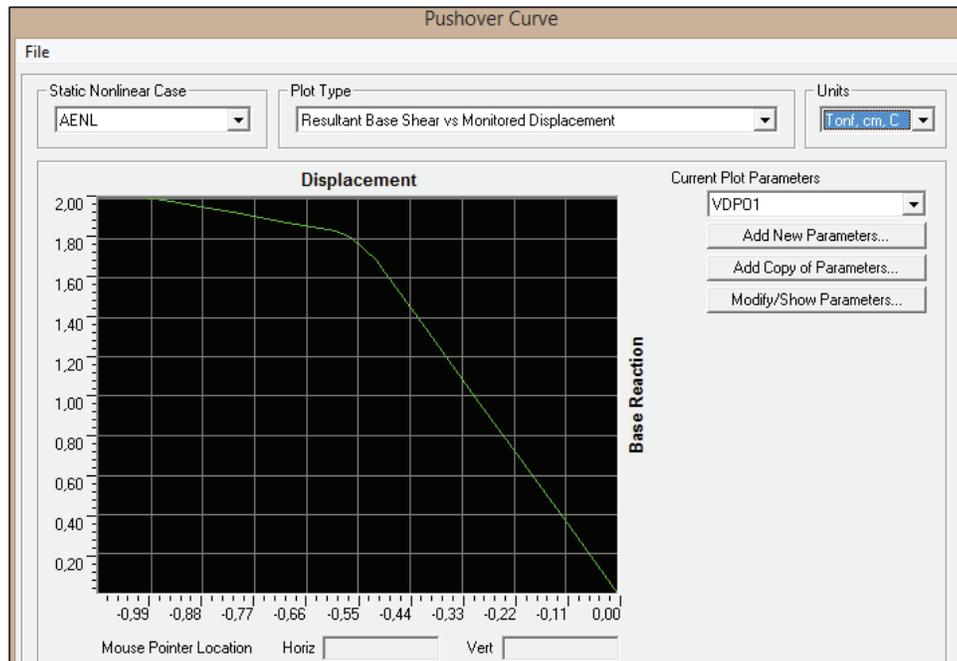
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.4.8 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DEL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) Y PERÍODO DE LA ESTRUCTURA CON LA CARGA -1,505

Como se observó en la curva de capacidad de pórtico armado bajo la Norma ecuatoriana de la construcción con la carga 1,505 ton en sentido negativo (FIGURA No. 5.35) se observó que la curva pasa el Nivel I que es el para la condición de límite elástico donde no hay ningún daño y entra en el rango de daño menor casi hasta llegar a nivel II como se observa en la (FIGURA No. 5.20).

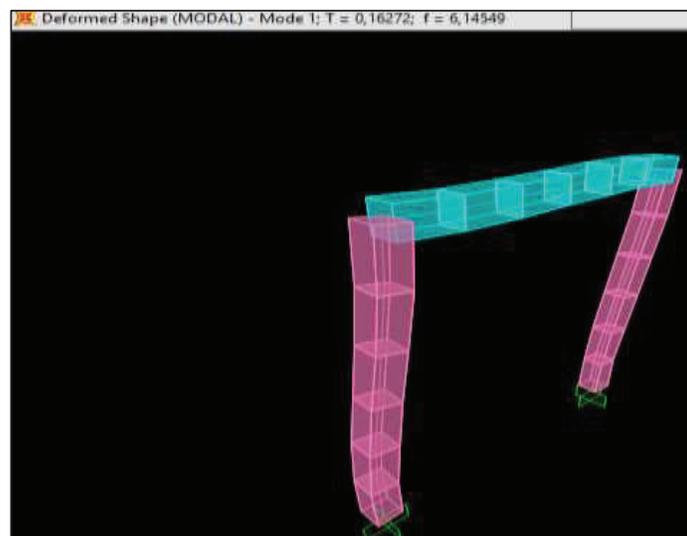
El periodo de la estructura obtenido con el programa SAP2000 es de $T=0,1627$ seg (FIGURA No. 5.36), se tomó en cuenta el período de la estructura para poder hacer una pequeña comparación con el calculado con los factores en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) Capitulo 4 sección 4.2.2 que es de $T=0,125$ seg.

FIGURA No. 5.35 CURVA DE CAPACIDAD PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN CON LA CARGA 1,505 TON EN SENTIDO NEGATIVO.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.36 PERIODO DE LA ESTRUCTURA OBTENIDO DEL PROGRAMA SAP2000 $T=0,1627$ seg PARA LA CARGA $-1,505$ TON.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

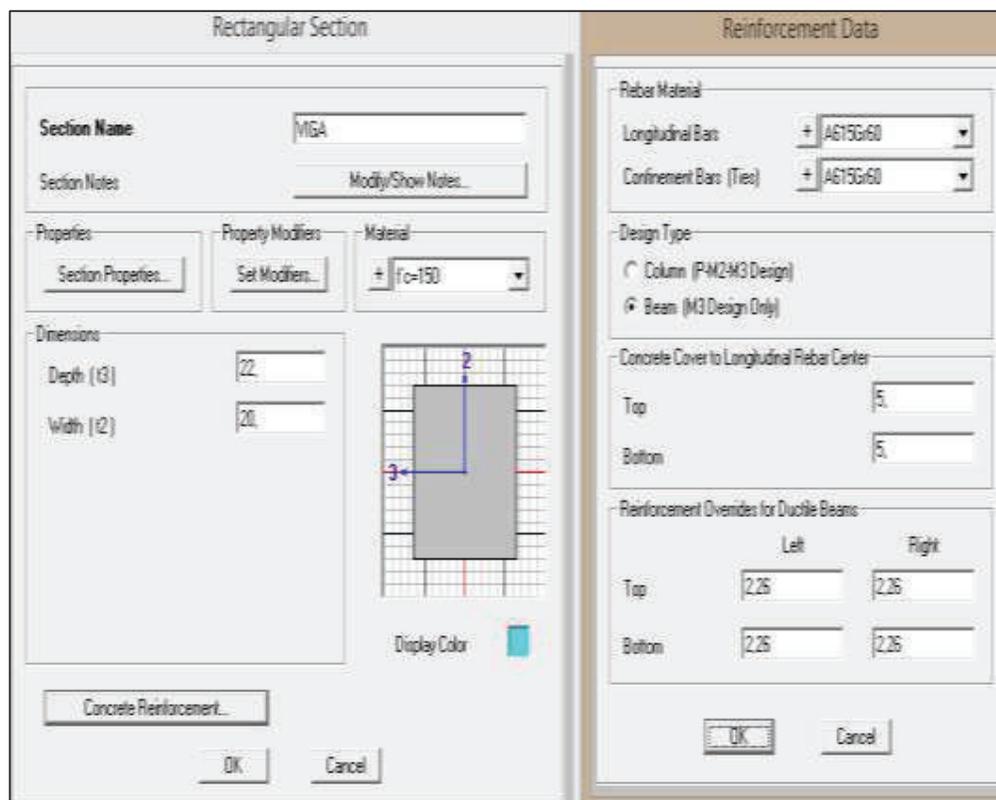
5.5 DESPLAZAMIENTOS Y CURVA DE CAPACIDAD OBTENIDOS DEL PROGRAMA SAP2000 PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL

Para este caso, no hay la necesidad de modificaciones. Para el pórtico armado de manera informal se utilizó los mismos materiales descritos en la sección 5.4.1.

SECCIONES UTILIZADAS:

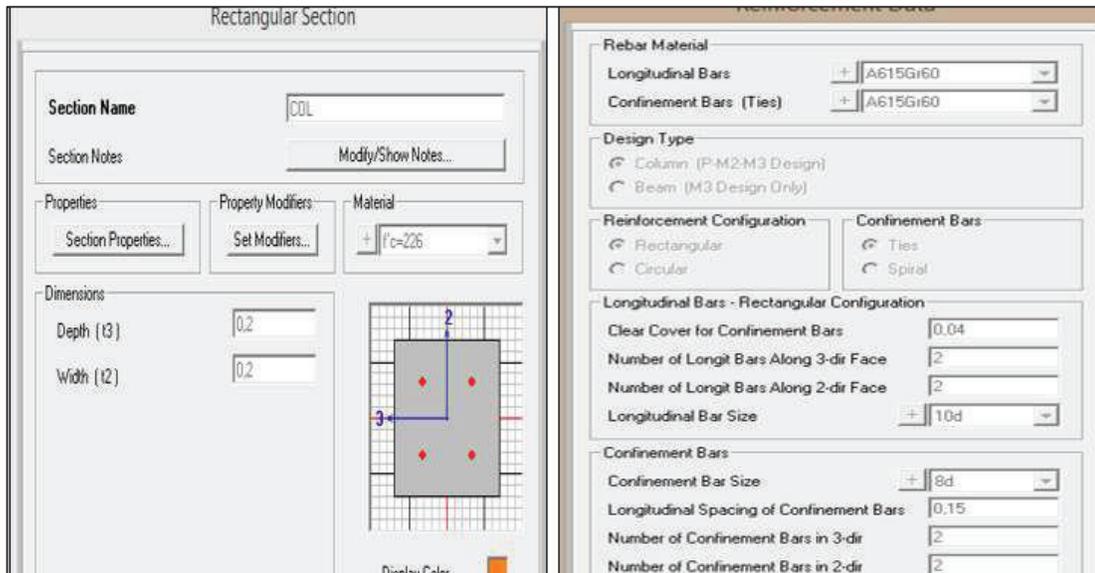
Las secciones usadas se muestran en el capítulo 3 sección 3.6 (Figura 3.5) donde se describe dimensiones y armado del elemento.

FIGURA No. 5.37 DIMENSIONES DE LA VIGA PARA LA CARGA 1,4790 TON EN SENTIDO POSITIVO.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.38 DIMENSIONES DE LA COLUMNA PARA LA CARGA 1,4790 TON EN SENTIDO POSITIVO

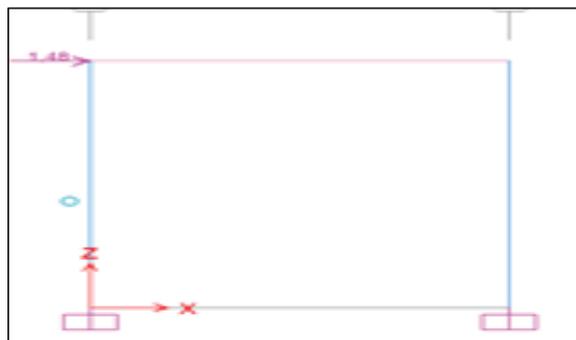


FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.5.1 APLICACIÓN DE CARGA +1,4790 TON

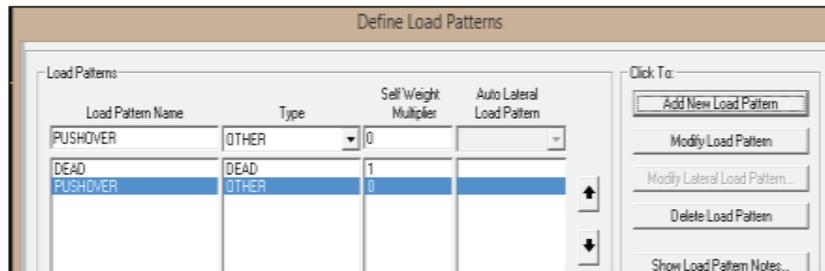
Para la aplicación de las cargas en la estructura, se colocó la carga pushover ya que es la carga para poder realizar el análisis no lineal, se realizó con la máxima carga obtenida en el laboratorio en sentido positivo que es 1,4790 ton.

FIGURA No. 5.39 DESCRIPCIÓN DE LAS CARGA COLOCADA EN EL PROGRAMA SAP 2000 PUSHOVER P= +1,4790.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.40 DESCRIPCIÓN DEL PESO PROPIO PARA LA CARGA +1,4790 TON.



FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Para el análisis de la estructura se colocó las cargas en el programa SAP 2000 descrito en la (FIGURA No. 5.41 y FIGURA No. 5.42)

AENL: Análisis estático no lineal

CGNL: Carga gravitacional no lineal

FIGURA No. 5.41 PROPIEDADES DE AENL: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA LA CARGA +1,4790 TON.

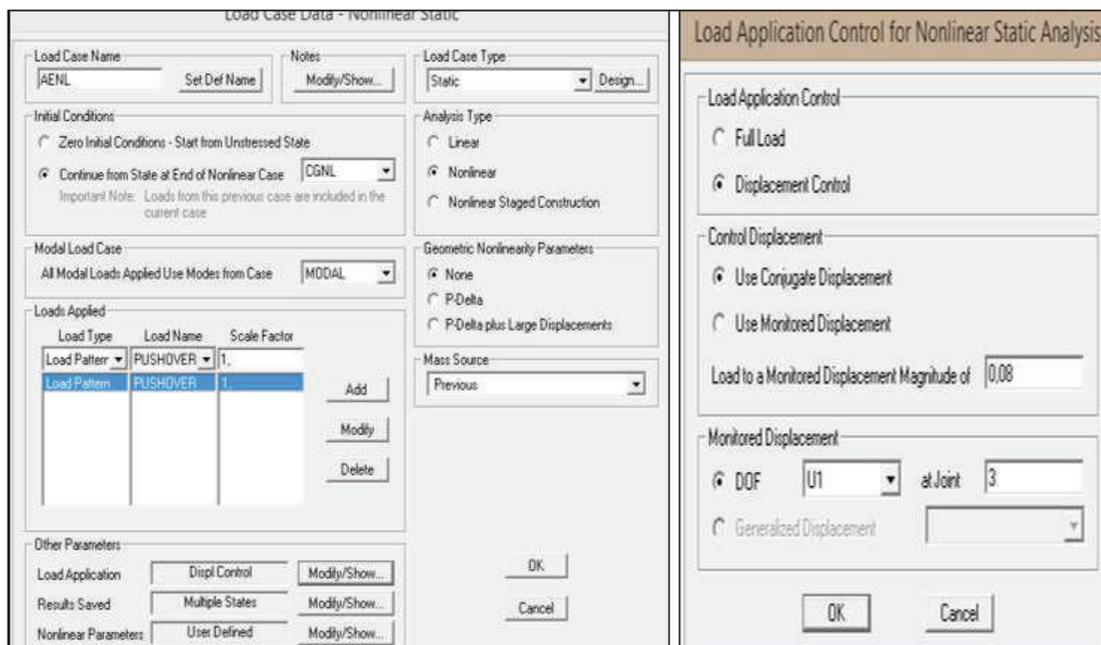


FIGURA No. 5.41 CONTINUACIÓN.

FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.42 PROPIEDADES DE **CGNL**: CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL PARA LA CARGA +1,4790 TON.

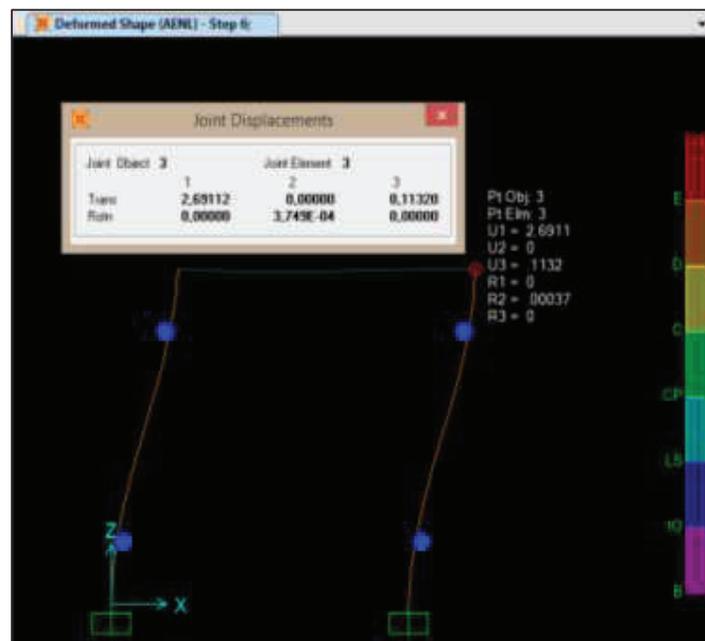
FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.5.2 OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS AL REALIZAR EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL

Al aplicar el análisis estático no lineal o análisis pushover se van aplicando una serie de fuerzas horizontales, y van incrementando de manera monotónica que alcanza su capacidad máxima la estructura, de manera que sus desplazamientos laterales van aumentando de forma gradual hasta alcanzar el máximo, en el programa el aumento de los desplazamientos para el pórtico armado de manera informal se va dando en pasos, que es lo que se va a tomar en cuenta en esta investigación para poder comparar los resultados con los resultados reales obtenidos en el centro de investigación de la vivienda (CIV).

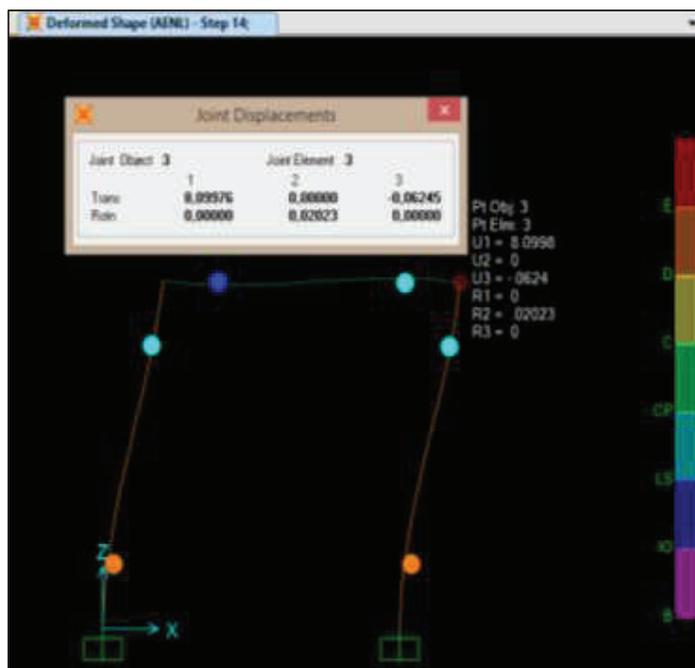
FIGURA No. 5.43 PASO 6: DESPLAZAMIENTO= 2,6911 cm.



FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.44 PASO 14: DESPLAZAMIENTO= 8,0998 cm.



FUENTE: Programa SAP2000

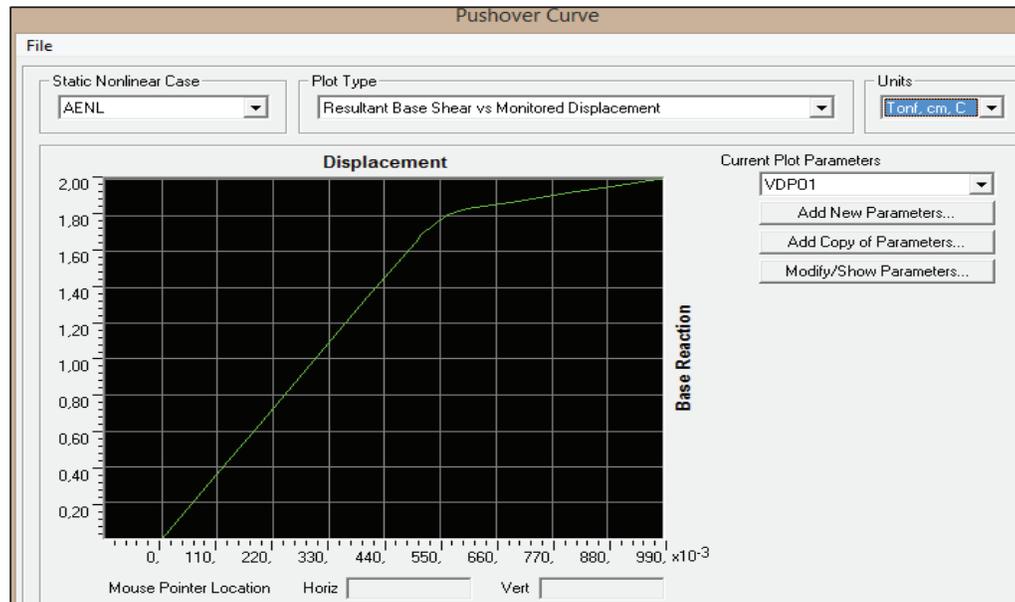
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.5.3 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DEL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL Y PERÍODO DE LA ESTRUCTURA CON LA CARGA +1,4790 TON

Como se observó en la curva de capacidad de pórtico armado bajo la Norma ecuatoriana de la construcción con la carga 1,4790 ton en sentido positivo (FIGURA No. 5.45) se observó que la curva pasa el Nivel I que es el para la condición de límite elástico donde no hay ningún daño como se observa en la (FIGURA No. 5.20).

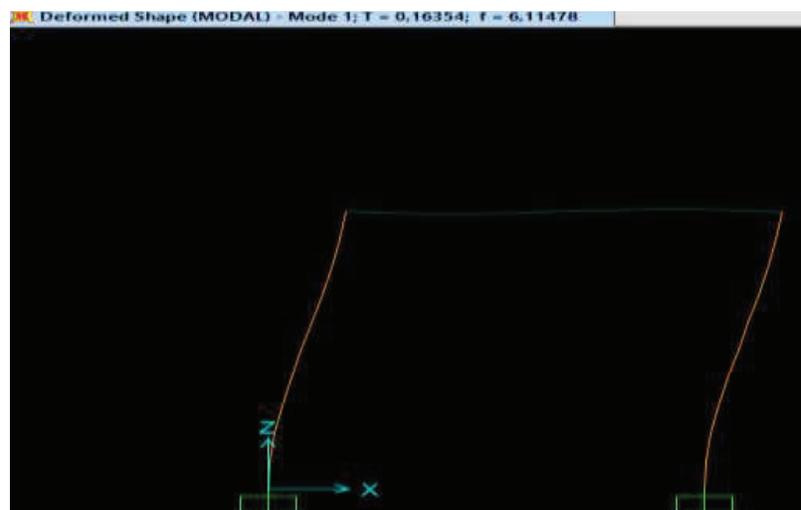
El periodo de la estructura obtenido con el programa SAP2000 es de $T=0,1635$ seg (FIGURA No. 5.46), se tomó en cuenta el período de la estructura para poder hacer una pequeña comparación con el calculado con los factores en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) Capitulo 4 sección 4.2.2 que es de $T=0,125$ seg.

FIGURA No. 5.45 CURVA DE CAPACIDAD PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN CON LA CARGA 1,4790 TON EN SENTIDO POSITIVO.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.46 PERIODO DE LA ESTRUCTURA OBTENIDO DEL PROGRAMA SAP2000 $T=0,1635$ seg PARA LA CARGA +1,4790 TON.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

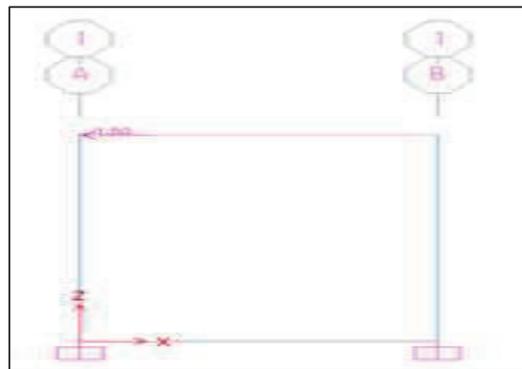
5.5.4 PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL CON CARGA -1,4983 TON

Para el pórtico armado de manera informal se utilizó los mismos materiales descritos en la sección 5.4.1 y las mismas secciones descritas en la sección 5.5.

5.5.5 APLICACIÓN DE CARGAS -1,4983 TON

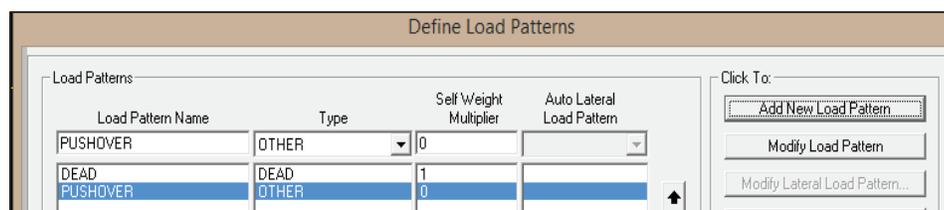
Para la aplicación de las cargas en la estructura, se colocó la carga pushover ya que es la carga para poder realizar el análisis no lineal, se realizó con la máxima carga obtenida en el laboratorio en sentido negativo que es 1,4983 ton.

FIGURA No. 5.47 DESCRIPCIÓN DE LAS CARGA COLOCADA EN EL PROGRAMA SAP 2000 PUSHOVER P= -1,4983 TON.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.48 DESCRIPCIÓN DEL PESO PROPIO PARA LA CARGA +1,4790 TON.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

Para el análisis de la estructura se colocó las cargas en el programa SAP 2000 descrito en la (FIGURA No. 5.49 y FIGURA No. 5.50).

AENL: Análisis estático no lineal

CGNL: Carga gravitacional no lineal

FIGURA No. 5.49 PROPIEDADES DE **AENL:** ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA LA CARGA -1,4983 TON.

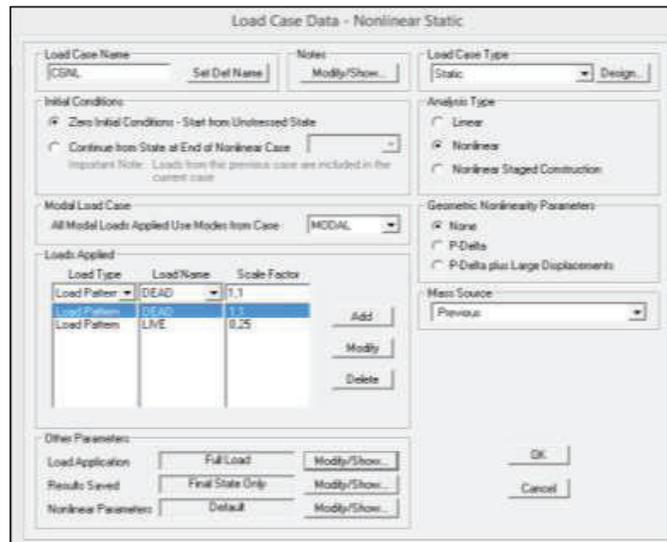
The image shows two dialog boxes from the SAP2000 software. The left dialog, titled "Load Case Data - Nonlinear Static", is for defining the load case "AENL". It includes fields for "Load Case Name", "Notes", "Load Case Type" (set to "Static"), and "Analysis Type" (set to "Nonlinear"). It also has options for "Initial Conditions" (set to "Continue from State at End of Nonlinear Case") and "Modal Load Case" (set to "MODAL"). A table lists the applied loads, with "PUSHOVER" selected. The right dialog, titled "Load Application Control for Nonlinear Static Analysis", shows "Displacement Control" selected, with "Use Conjugate Displacement" checked and "Load to a Monitored Displacement Magnitude of" set to 0.12. It also shows "Monitored Displacement" settings for DOF U1 at Joint 3.

The image shows two dialog boxes from the SAP2000 software. The left dialog, titled "Results Saved for Nonlinear Static Load Cases", shows "Multiple States" selected, with "Minimum Number of Saved States" set to 10 and "Maximum Number of Saved States" set to 100. The right dialog, titled "Nonlinear Parameters", shows various parameters for the nonlinear analysis, including "Material Nonlinearity Parameters" (with several options checked), "Solution Control" (with "Maximum Total Steps per Stage" set to 200), and "Hinge Unloading Method" (with "Restart Using Secant Stiffness" selected).

FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

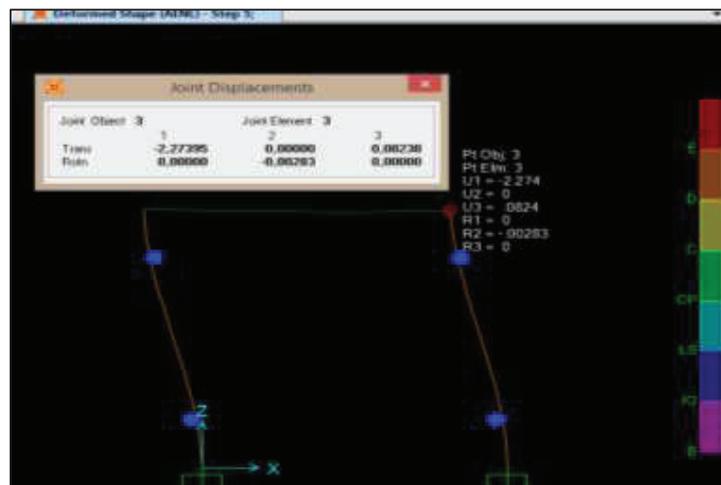
FIGURA No. 5.50 PROPIEDADES DE **CGNL**: CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL PARA LA CARGA -1,4983 TON.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

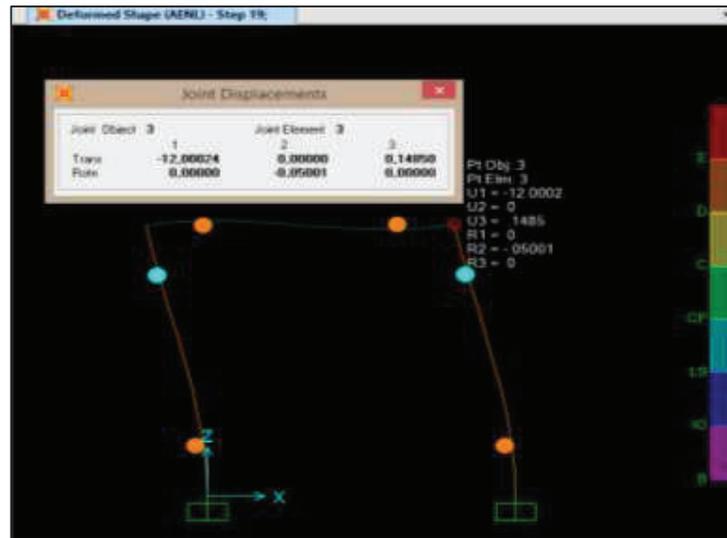
5.5.6 OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS AL REALIZAR EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PÓRICO ARMADO DE MANERA INFORMAL

FIGURA No. 5.51 PASO 5: DESPLAZAMIENTO= -2.274 cm.



FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.52 PASO 19: DESPLAZAMIENTO= -12 cm.



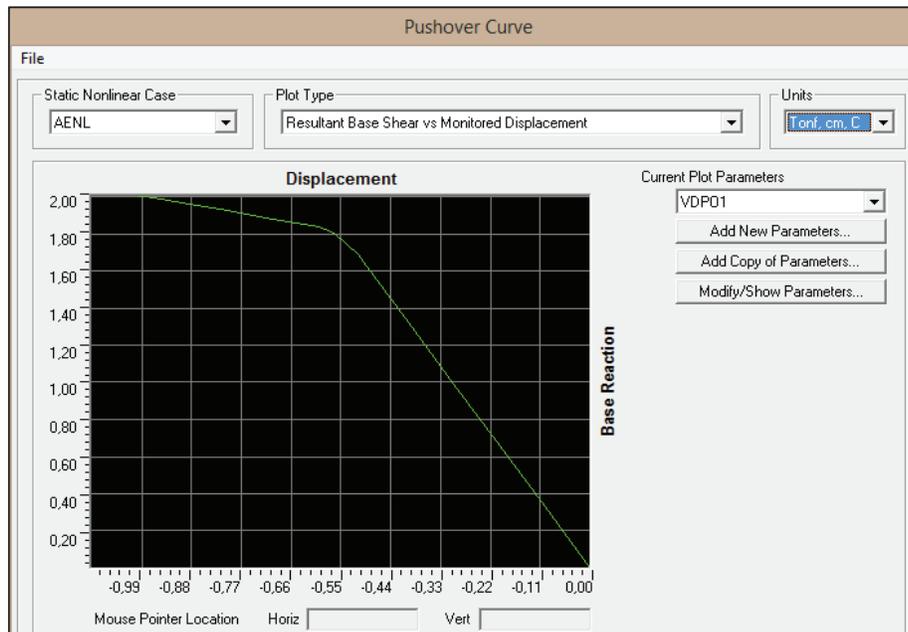
FUENTE: Programa SAP2000
ELABORADO POR: Castillo Andrea.

5.5.7 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD DEL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL Y PERIODO DE LA ESTRUCTURA CON LA CARGA -1,4983 TON

Como se observó en la curva de capacidad de pórtico armado bajo la Norma ecuatoriana de la construcción con la carga 1,4983 ton en sentido negativo (FIGURA No. 5.53) se observó que la curva pasa el Nivel I que es el para la condición de limite elástico donde no hay ningún daño y se queda en ese rango casi llegando al nivel II que es para daños menores como se observa en la (FIGURA No. 5.20).

El periodo de la estructura obtenido con el programa SAP2000 es de $T=0,1635$ seg (FIGURA No. 5.54), se tomó en cuenta el período de la estructura para poder hacer una pequeña comparación con el calculado con los factores en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) Capitulo 4 sección 4.2.2 que es de $T=0,125$ seg.

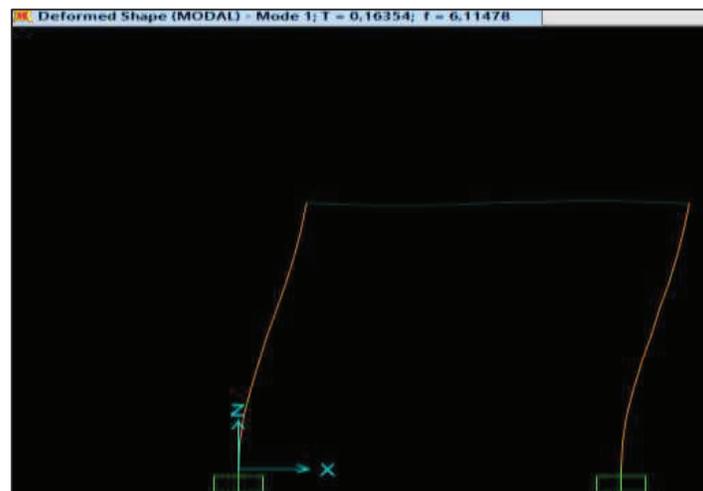
FIGURA No. 5.53 CURVA DE CAPACIDAD PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN CON LA CARGA -1,4983 TON EN SENTIDO NEGATIVO.



FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

FIGURA No. 5.54 PERIODO DE LA ESTRUCTURA OBTENIDO DEL PROGRAMA SAP2000 $T=0,1635$ seg PARA LA CARGA -1,4983 TON.



FUENTE: Programa SAP2000

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Las primeras fisuras apenas perceptibles como se observa de la (FOTOGRAFÍA No. 5.1) en el pórtico armado bajo la norma NEC-SE se formaron aproximadamente a los 26 minutos del inicio del ensayo en el primer ciclo de carga, con una carga de 255 kg en sentido positivo, se observa con las FOTOGRAFÍAS No. 5.1 hasta la 5.28 de manera consecutiva la formación de fisuras y agrietamientos con el transcurso del tiempo. La máxima carga horizontal que el pórtico pudo resistir en sentido positivo es de 1,3825 ton a una hora y cincuenta y ocho minutos del inicio del ensayo, con un desplazamiento de 9,43 cm, en donde todas las fisuras previamente producidas se convierten en agrietamientos en el nudo superior izquierdo convergiendo en el centro de la cara frontal de la viga (FOTOGRAFÍA No. 5.19). La máxima carga que el pórtico pudo resistir en sentido negativo es de 1,505 ton a dos horas y veinte del inicio del ensayo con un desplazamiento de 9,97 cm, todos los agrietamientos se unen en la esquina del nudo superior izquierdo y se desprende un pedazo (FOTOGRAFÍA No. 5.28) al igual que el desprendimiento en la base de las dos columnas (FOTOGRAFÍA No. 5.24) y (FOTOGRAFÍA No. 5.26).
- En el comportamiento del pórtico armado de manera informal las fisuras y agrietamientos a diferencia del pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE) aparecen al mismo tiempo y con mayor longitud, no aparecen en cada ciclo consecutivamente como en el comportamiento del pórtico armado bajo la Norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE), al llegar a 1,02 ton se aparecerán agrietamientos y fisuras en la base de las columnas (FOTOGRAFÍA No. 5.29) y (FOTOGRAFÍA No. 5.31) a dos horas y cincuenta y seis minutos del inicio

del ensayo. La máxima carga que el pórtico pudo resistir en sentido positivo fue de 1,48 ton a tres horas y un minuto del inicio del ensayo con un desplazamiento de 8,12 cm, donde la viga falló como se observa en la (FOTOGRAFÍA No. 5.32), al igual que las fisuras previas se convirtieron en agrietamiento y los agrietamientos previos se agrandaron en su espesor (FOTOGRAFÍA No. 5.32 hasta la FOTOGRAFÍA No. 5.36). La máxima carga que el pórtico pudo resistir en sentido negativo fue de 1,4983 ton a tres horas y diecisiete minutos del inicio del ensayo con un desplazamiento de 12,38 cm, en el nudo superior derecho todos los agrietamientos convergen en el centro de la cara frontal de la viga (FOTOGRAFÍA No. 5.39), se observa desprendimientos y agrietamientos en la base de las columnas (FOTOGRAFÍA No. 5.37) hasta la (FOTOGRAFÍA No. 5.41), la estructura ha perdido estabilidad y se concluye el ensayo.

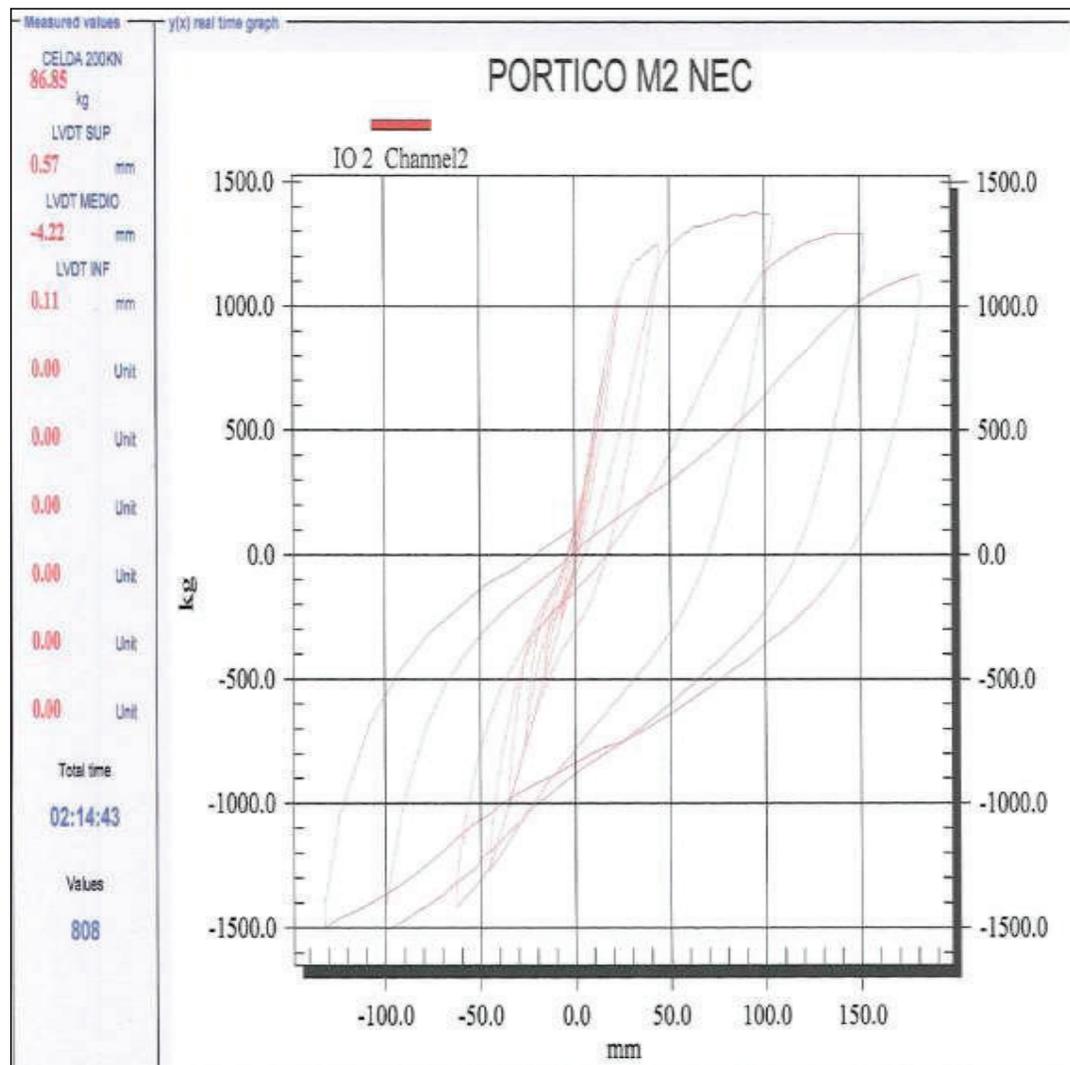
- El pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) tuvo un comportamiento continuo con la pérdida de resistencia del hormigón en cada ciclo de carga, la fuerza lateral de la estructura calculada como se encuentra en el Capítulo 4 sección 4.2.6 es de 1,301 ton calculado con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE), los resultados reales obtenidos del ensayo a carga horizontal se tiene que 1,505 ton es la máxima carga en sentido negativo y 1,3825 ton en sentido positivo que el pórtico resiste, es decir un 15.68 % en sentido negativo y un 5,89 % en sentido positivo más de lo calculado teóricamente con los coeficiente que se encuentran descritos en la Norma Ecuatoriana de la construcción Capítulo 4 , a comparación del pórtico construido de manera informal donde su máxima carga que el pórtico resiste en sentido positivo es de 1,479 ton y en sentido negativo es de 1,4983 ton , es decir un 12,03 % en sentido positivo y un 13,16 % en sentido negativo.
- El pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) su máximo desplazamiento en sentido negativo con la carga 1,505 ton es 9,97 cm es decir 2.41 cm menos que el pórtico armado de manera informal ya que su máximo desplazamiento en sentido negativo es de 12.41 cm con

una carga de 1,4983 ton, y su máximo desplazamiento en sentido positivo con la carga 1,3825 ton es de 9,43 cm es un 1,31 cm más que el pórtico armado de manera informal ya que su máximo desplazamiento en sentido positivo es de 8,12 cm con una carga de 1,4790 ton.

- La deriva de entrepiso inelástica máxima para una estructura de hormigón armado es $<0,02$ en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, CAPITULO PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE SECCIÓN 4.2.2 LIMITES PERMISIBLES DE LAS DERIVAS DE PISOS TABAL 7, el pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) el desplazamiento con la carga 1,505 ton en sentido negativo es de 9,97 cm y con la carga de 1,3825 ton en sentido positivo es de 9,43 cm, por lo tanto la deriva calculada para la carga en sentido negativo 1,505 ton es de 0,039 y para la carga en sentido positivo 1,385 ton es de 0,037, la deriva obtenida no cumple , con lo que se puede concluir que sin embargo de cumplir con los requerimientos mínimos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) para las dimensiones de secciones y armado del pórtico vacío de un vano sobrepaso la deriva máxima.
- Para el pórtico armado de manera informal el desplazamiento con la carga 1,4983 ton en sentido negativo es de 12,38 cm y con la carga de 1,4790 ton en sentido positivo es de 8,12 cm, por lo tanto la deriva calculada para la carga la 1,4983 ton en sentido negativo es de 0,049 y para la carga 1,4790 ton en sentido positivo es de 0,032, la deriva no cumple con lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, lo cual se puede concluir que el armado del pórtico en especial el espaciamiento de los estribos influye mucho para el comportamiento de la estructura, ya que los dos pórticos tienen los mismos materiales y dimensiones de las secciones.
- Con los datos obtenidos en el laboratorio se obtuvo las curvas histéreticas de cada pórtico, en la curva histéretica del pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) (FIGURA No. 6.1),se observó que para cada ciclo de carga dado la pendiente de la curva es menor que la obtenida en el ciclo anterior, con lo que indica el deterioro de los

materiales en cada proceso de reacomodo de la estructura y la disipación de la energía de la estructura, es decir muestra la disminución de la capacidad de la estructura de resistir una carga aplicada.

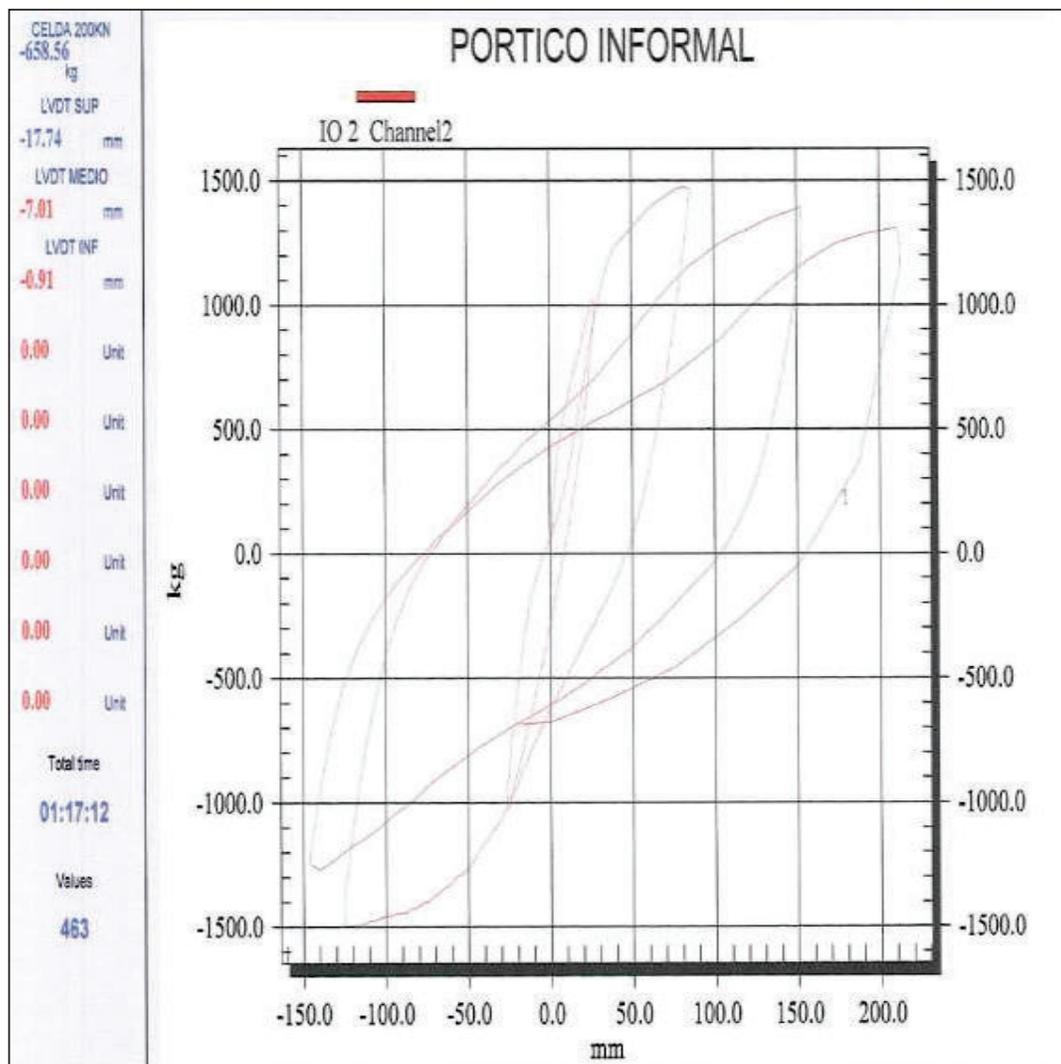
FIGURA No. 6.1 CURVA HISTÉRICA DEL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.



FUENTE: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA (CIV)

- La curva obtenida del pórtico armado de manera informal (Figura 6.2) no tiene el mismo número de ciclos que la curva histerética del pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) por lo que se observa la disipación de energía no de la misma manera que el pórtico (NEC-SE), se observó que la pendiente de la curva va disminuyendo indicando el deterioro del material y la disminución de la capacidad de la estructura de resistir una carga aplicada.

FIGURA No. 6.2 CURVA HISTERETICA DEL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL



FUENTE: CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA (CIV)

- El programa SAP 2000 es una herramienta de pre-diseño y diseño, con la cual se puede comprobar resultados, para esta investigación se usó para comprobar resultados obtenidos de los ensayos realizados en el centro de investigación de la vivienda (CIV).
- Como se observa en la (CUADRO No. 6.1 y CUADRO No. 6.2) son los desplazamientos con las cargas máximas en sentido positivo y en sentido negativo, la diferencia de 0,7 cm en sentido positivo y de 0,6 cm en sentido negativo para el pórtico armado bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE).
- Para el pórtico armado de manera informal como se observa en los CUADROS No. 6.3 y No. 6.4 que son los desplazamientos con las cargas máximas en sentido positivo y en sentido negativo, la diferencia es mínima de 0,2 cm en sentido positivo y de 0,4 cm en sentido negativo.

CUADRO No. 6.1 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS REALES CON LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS EN EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) CON LA CARGA +1,3825 TON.

RESULTADOS OBTENIDOS DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA (CIV)		RESULTADOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA SAP2000	
CARGA (Ton)	DESPLAZAMIENTO (cm)	PASOS	DESPLAZAMIENTO (cm)
0,2583	0,4565	PASO1	0,5122
0,502	0,9881	PASO 3	0,633
0,7457	1,5149	PASO 4	1,0711
1,0376	2,2498	PASO 6	2,9571
1,2547	4,4338	PASO 8	4,84
1,3825	9,4313	PASO 19	9,42

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

CUADRO No. 6.2 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS REALES CON LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS EN EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE) CON LA CARGA -1,505 TON.

RESULTADOS OBTENIDOS DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA (CIV)		RESULTADOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA SAP2000	
CARGA (Ton)	DESPLAZAMIENTO (cm)	PASOS	DESPLAZAMIENTO (cm)
-0,2582	-0,712	PASO 3	-0,632
-0,502	-1,641	PASO 4	-1,074
-0,7626	-2,594	PASO 5	-2,071
-1,0135	-3,532	PASO 6	-3,068
-1,2667	-4,557	PASO 7	-4,065
-1,4138	-6,274	PASO 10	-6,004
-1,5054	-9,977	PASO 18	-9,970

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

CUADRO No. 6.3 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS REALES CON LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS EN EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL CON LA CARGA +,14790 TON.

RESULTADOS OBTENIDOS DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA (CIV)		RESULTADOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA SAP2000	
CARGA (Ton)	DESPLAZAMIENTO (cm)	PASOS	DESPLAZAMIENTO (cm)
1,0255	2,502	PASO 6	2,691
1,479	8,124	PASO 14	8,100

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

CUADRO No. 6.4 COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS REALES CON LOS DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS EN EL PROGRAMA SAP2000 PARA EL PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL CON LA CARGA -1,4883 TON.

RESULTADOS OBTENIDOS DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA (CIV)		RESULTADOS OBTENIDOS CON EL PROGRAMA SAP2000	
CARGA (Ton)	DESPLAZAMIENTO (cm)	PASOS	DESPLAZAMIENTO (cm)
-1,023	-2,616620255	PASO 5	-2,27
-1,4983	-12,38917542	PASO19	-12,00

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

- Para las curvas de capacidad de los pórticos no se ahondará en el análisis ni construcción por no ser parte del alcance de esta investigación, las cuatro curvas obtenidas se encuentran en el rango de daño menor como se muestra en la FIGURA No. 5.20 capítulo 5 , se muestran las curvas de capacidad de la estructura FIGURAS No. 5.21 , 5.35, 5.45, 5.53 con el objetivo de dejar abierto el horizonte para futuras investigaciones en las cuales incluyan un análisis más detallado de la estructura cuando incurriere en el rango inelástico.

CUADRO No. 6.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE LOS DOS PÓRTICOS

<i>COMPARACIÓN DE RESULTADOS</i>			
		<i>PÓRTICO ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE)</i>	<i>PÓRTICO ARMADO DE MANERA INFORMAL</i>
<i>FUERZA HORIZONTAL MAX (Fx)</i>	SENTIDO POSITIVO	1,3825 ton	1,48 ton
	SENTIDO NEGATIVO	1,505 ton	1,4983 ton
<i>DERIVA</i>	SENTIDO POSITIVO	0,037	0,032
	SENTIDO NEGATIVO	0,039	0,049
<i>DESPLAZAMIENTO</i>	SENTIDO POSITIVO	9,43 cm	8,12 cm
	SENTIDO NEGATIVO	9,97 cm	12,38 cm

ELABORADO POR: Castillo Andrea.

6.2 RECOMENDACIONES

- En futuras investigaciones se debe tener precaución con la construcción de las probetas así se podrá obtener resultados óptimos para una comparación entre probetas.
- Los materiales, secciones y armadura es lo más importante para que una estructura pueda resistir cargas horizontales, la estructura que se analizó en esta investigación utilizó requerimientos mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón recomendados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE) para viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta cinco metros, se recomienda que la construcción en especial el refuerzo transversal mínimo o estribo su diámetro sea mayor a 8 mm ya que se comprobó con el ensayo a carga horizontal que el pórtico armado con estribos de diámetro de 8 mm no cumple con la deriva recomendada por la norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE).
- En futuras investigaciones se recomienda un mayor control en la dosificación del hormigón, calidad de los materiales y curado adecuado este control puede evitar la aparición de futuras fisuras y agrietamientos en una estructura.
- Para futuras investigaciones como variable se puede probar un pórtico donde los estribos tengan un mismo espaciamiento.
- Se recomienda capacitaciones continuas a las personas que se dedican a la construcción sin estudios formales, para que tengan un mejor conocimiento sobre dosificaciones, propiedades y uso de los materiales, con el fin de reducir riesgos en la construcción informal y ante eventos adversos como sismos para evitar la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales.
- Es necesario adecuar la normativa actual, pero también la obligación del cumplimiento de la misma para reducir construcciones informales en nuestro país y evitar poner en peligro personas y bienes materiales.

REFERENCIAS

Aguiar Falconí Roberto, (2002), CEINCI-ESPE, Análisis sísmico por desempeño, Quito, 2002.

Aguiar Roberto, (2000), Centro de investigaciones científicas, Escuela politécnica del ejército Determinación de puntos notables en la curva de capacidad resistente para el reforzamiento de hospitales.

Arq.Cedili Guedez, Niño Eugenia Victoria, (2014), Instituto Universitario politécnico Santiago Mariño Barinas-Extensión Barquisimeto, Sistemas estructurales.

Bonett Díaz, R.L. (2003), Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, 2003.

Díaz Jonathan, Rodríguez David, (2011), Ensayos a carga horizontal de mamposterías sin mortero de unión, Confinadas, con el sistema Multiblock, Quito, Enero 2011.

Haro Ana Gabriela, (2011), Estudio analítico-Experimental de un disipador de energía viscoelástico tipo muro, Quito, Marzo 2010.

Heredia Pablo, (2011), Escuela Superior Politécnica del Litoral, Hormigón simple utilizando agregado volcánico de la Isla Galápagos San Cristóbal, Guayaquil, 2011.

INGENIMEC. (2015, Octubre).La ingeniería mecánica es fundamental para las construcciones, Beneficios y debilidades. pp 4. Recuperado de: https://issuu.com/cimepi/docs/ingenimec_octubre2015__1_

INGENIMEC. (2015, Octubre).La ingeniería mecánica es fundamental para las construcciones, Construcciones Existentes. pp 5. Recuperado de: https://issuu.com/cimepi/docs/ingenimec_octubre2015__1_

Lobo Quintero, William. (2005). Niveles, condiciones, objetivos y modalidades del diseño sismo resistente basado en desempeño. Boletín Técnico, 43(3),pp 1-27.

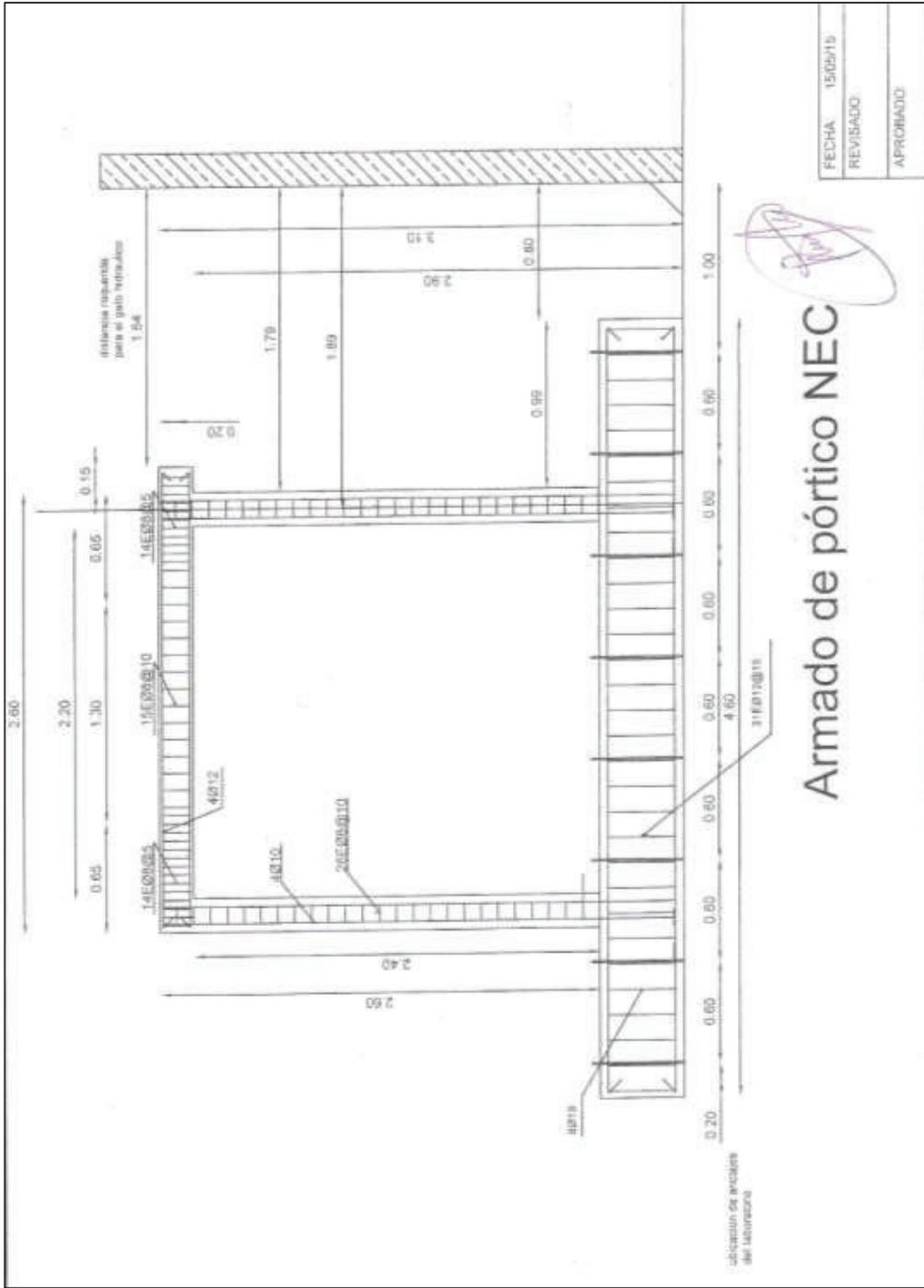
Maldonado Pamela, Terán Andrés, (2014), Análisis comparativo entre sistema de pórticos y sistemas de paredes de hormigón (M2) para un edificio de viviendas de 6 pisos, Quito, Enero 2014.

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE).

OLEAS. (1994).Trayectoria del sector en la historia del Ecuador. Desarrollo del sector una mirada por época. pp. 17. Recuperado de: <http://www.ekosnegocios.com/Inmobiliario/Articulos/1.pdf>.

ANEXOS

**ANEXO No. 1 ARMADO DE PÓRTICO BAJO LA
NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN**



Armado de pórtico NEC

**ANEXO No. 2 ARMADO DEL PÓRTICO DE MANERA
INFORMAL.**

**ANEXO No. 3 ENSAYO DE COMPRESIÓN EN
CILINDROS DE HORMIGÓN.**



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES

COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN

INF. No. 15-0881
Hoja 1 de 1

Quito, 30 de julio de 2015

SOLICITA: ING. ROSA ALOMOTO
CONTRATISTA: ING. ROSA ALOMOTO
PROYECTO: CONTROL DE CALIDAD
FISCALIZADOR: ****
ELEMENTO: INDICADOS
NORMA: ASTM C39C39M - 14a

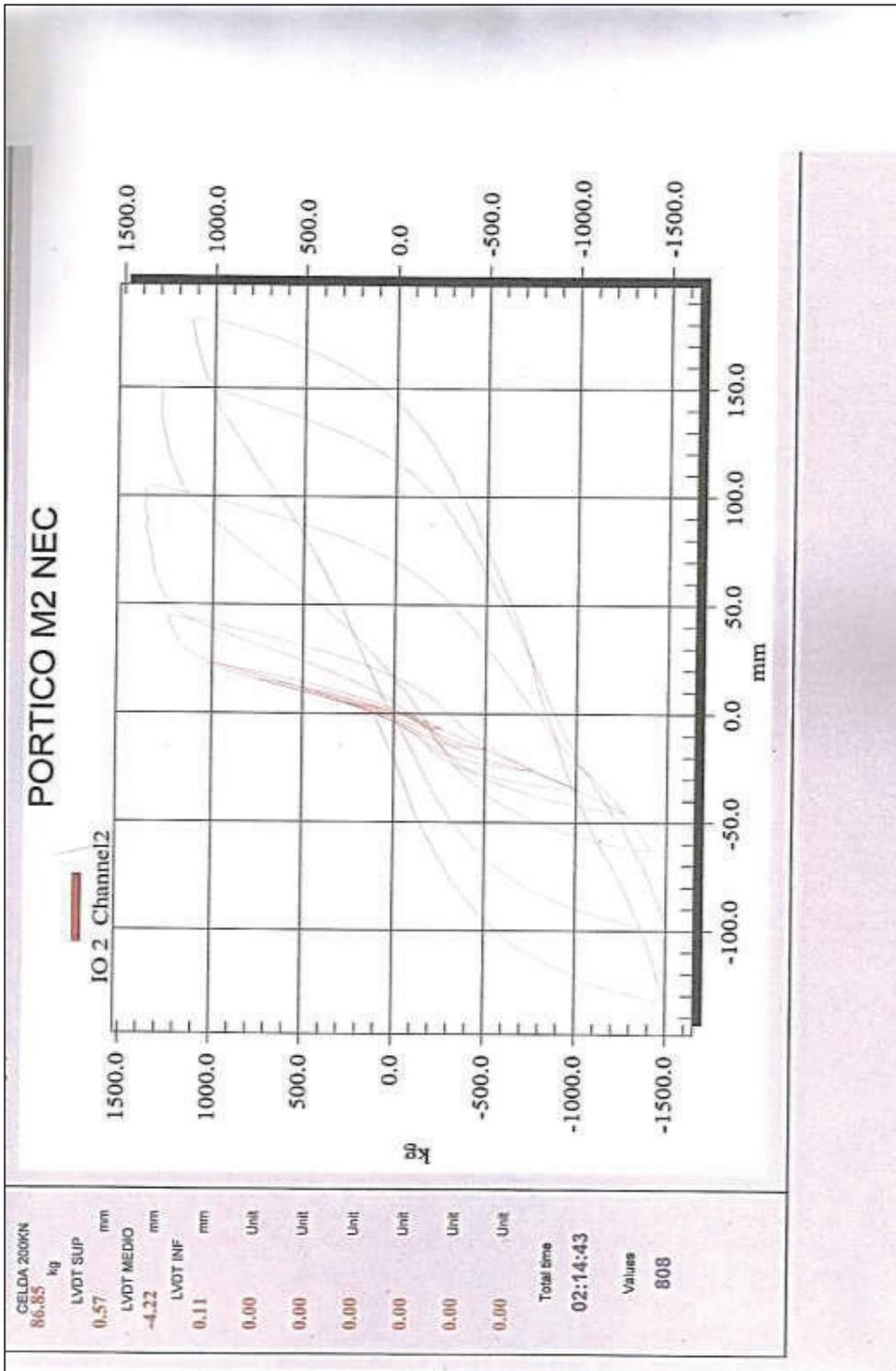
No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	D (mm)	ÁREA TRANSV. (mm ²)	P. ESPEC. (kg/m ³)	CARGA		RESISTENCIA	
								(KN)	(ton)	(MPa)	(Kg/cm ²)
1	01-jul-15	CILINDRO #1	30-jul-15	29	149	17320	2170	377.73	38.52	21.8	222
2	01-jul-15	CILINDRO #2	30-jul-15	29	151	17908	2180	387.08	40.49	22.2	226
2	01-jul-15	CILINDRO #3	30-jul-15	29	151	17908	2180	263.85	26.92	14.7	150

Observación: La procedencia y fechas de fabricación han sido tomadas de las muestras y es responsabilidad del oferente.


 ING. MERCEDES VILLACIS
 JEFE DEL LABORATORIO



**ANEXO No. 4 CURVA HISTERETICA PÓRTICO
ARMADO BAJO LA NORMA ECUATORIANA DE LA
CONSTRUCCIÓN**



**ANEXO No. 5 CURVA HISTERETICA DEL PÓRTICO
ARMADO DE MANERA INFORMAL.**

