

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN "COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL" SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006, CONSIDERANDO LA VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO Y DEL ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Arias Henríquez, Evily J.

Colson Idrogo, Gabriel M.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, Junio 2014

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN "COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL" SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006, CONSIDERANDO LA VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO Y DEL ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Angelo Marinilli

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Arias Henríquez, Evily J.

Colson Idrogo, Gabriel M.

Para optar al Título de

Ingeniero Civil

Caracas, Junio 2014

ACTA

El día 20 de Junio de 2014 se reunió el jurado formado por los profesores:

Prof. Angelo Marinilli

Prof. Oscar López

Prof. Germán Lozano

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado:

“EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN “COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL” SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006, CONSIDERANDO LA VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO Y DEL ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERO DE REFUERZO”

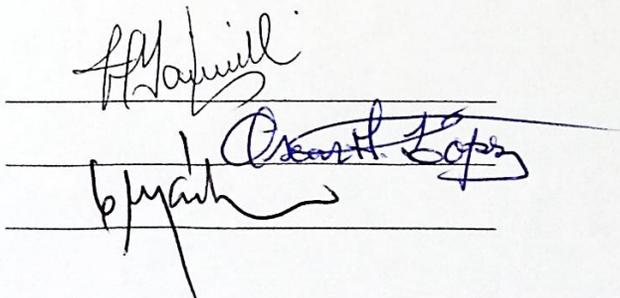
Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de INGENIERO CIVIL.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Arias Henríquez Evily José	20	Venta
Br. Colson Idrogo Gabriel Marcel	20	Venta

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 20 de Junio de 2014

DEDICATORIA

A mi madre, Corina.

A mi hermano, Evilio.

A mi padre, Evilio.

Evily Arias

DEDICATORIA

A mi padre, Marcel.

A mi madre, Adelaida.

A mis hermanos, Christian, Elisa, Daniel, Robert y Catherine

Gabriel Colson

AGRADECIMIENTOS

Estas palabras van dedicadas a todas las personas que nos brindaron su apoyo y colaboraron a la realización de este Trabajo Especial de Grado, a quienes les estaremos siempre agradecidos.

Primeramente a Dios por regalarnos tolerancia, fuerza y sabiduría para superar los obstáculos a los que nos enfrentamos desde el inicio hasta la culminación de este proyecto el cual nos permite lograr exitosamente uno de los más grandes logros de nuestra vida.

A nuestra ilustre casa de estudio, la Universidad Central de Venezuela por darnos la oportunidad de adquirir todos los valiosos conocimientos, experiencias y momentos especiales a lo largo de toda nuestra carrera y que hoy nos permite finalizar con éxito esta importante etapa.

A nuestro profesor y Tutor Angelo Marinilli, por orientarnos y brindarnos su confianza, apoyo y preciados conocimientos en todo el proceso de elaboración de esta investigación.

A nuestros familiares por apoyarnos siempre incondicionalmente en todo momento y sobretodo en los más difíciles, motivándonos, dándonos fuerza, cariño, respaldo, comprensión y alegrías constantemente. Muy especialmente a nuestros padres y hermanos por ser únicos y que con su esfuerzo y amor invaluable nos impulsan cada día a alcanzar nuestras metas.

A nuestros amigos por compartir tantos momentos significativos, ayudarnos con su compañía, apoyo moral y positivismo a lo largo de este proceso de aprendizaje y vivencias. (Profesora Maria Eugenia Korody, Profesor Mario Dubois, Jennifer Mendoza, Leonor López, Vilma Cantagallo, Ronald Ybarra, Daniel Rosas).

Arias H., Evily J.
evilyjariash@hotmail.com
Colson I., Gabriel M.
colsongabriel@hotmail.com

EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN “COLUMNA FUERTE– VIGA DÉBIL” SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006, CONSIDERANDO LA VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO Y DEL ESFUERZO DE CEDENCIA DEL ACERO DE REFUERZO

Tutor Académico: Prof. Marinilli, Angelo
Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.
Escuela de Ingeniería Civil. 2014, 200 págs.

Palabras clave: pórticos, concreto reforzado, Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006, Columna fuerte viga débil, variabilidad, resistencia del concreto, cedencia del acero de refuerzo, rótulas plásticas, mecanismos de falla, *pushover*, comportamiento sismorresistente.

RESUMEN

El diseño sismorresistente de pórticos de concreto reforzado, propicia la ocurrencia de la condición “columna fuerte viga débil”, la cual favorece la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y evita la formación de rótulas plásticas en las columnas; dichas rótulas a flexión en vigas constituyen un mecanismo estable de disipación de energía inelástica generando un mecanismo de falla ideal durante un evento sísmico fuerte, mientras que la formación de las rótulas plásticas en columnas produce la situación llamada mecanismos de piso, lo cual se considerada un tipo de falla inadecuada y se intenta evitar en todo momento. En tal sentido el objeto de este trabajo es evaluar, específicamente en 2 pórticos planos de concreto reforzado, la condición “columna fuerte viga débil” según los Procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 considerando la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto (f'_c) y del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo (f_y), donde el Procedimiento 1 basado en la ACI 318, compara las resistencias a flexión de vigas y columnas en cada uno de los nodos, y el Procedimiento 2 basado en el Blue Book, compara las resistencias de vigas y columnas en cada nivel. Para evaluar la influencia de esta variabilidad en los pórticos primero fue necesario propiciar la condición “columna fuerte viga débil”, para lo cual se requirió ajustar mediante los procedimientos 1 y 2, no solo al valor Normativo 1,20 sino a distintos valores de relación de resistencia hasta encontrar el mas adecuado que generara dicha condición favoreciendo el mecanismo de falla ideal y evitando los mecanismos de piso; cumpliéndose esta situación solo para distintos valores de ajustes mucho más elevados que el Normativo. Al incorporar un rango de variabilidad de los parámetros de estudio y aplicar análisis estáticos no lineales considerando dos patrones de carga, se evaluó su comportamiento sismorresistente, observando de manera general que la variabilidad no afectó el comportamiento sismorresistente del pórtico 1 en su diseño inicial sin ajustar y ajustado a los procedimientos 1 y 2. Sin embargo, en el pórtico 2 se vio afectado el diseño inicial sin ajustar y el diseño ajustado al procedimiento 1. Para los ajustes donde se produce el mecanismo ideal, el pórtico

1 se vio afectado en un porcentaje bajo en el procedimiento 1, mientras que en el pórtico 2 no se vio afectado el comportamiento sismorresistente inicial de los ajustes. Para los ajustes realizados con el procedimiento 2 se observa que para todos se evito el mecanismo de piso, mientras que para los ajustes realizados por el procedimiento 1 se observo que solo se evita el mecanismo de piso cuando se logra el mecanismo ideal. En términos de áreas de acero, los pórticos en su diseño inicial ajustados por el procedimiento 1 requirieron menos acero que los ajustes por el procedimiento 2, en cambio para los distintos ajustes se observo que el procedimiento 1 supera en área de acero al procedimiento 2 en el segundo nivel, pero el procedimiento 2 supera al procedimiento 1 en el primer nivel.

ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN.....	xxxiv
CAPITULO I: FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	36
1.2 Objetivos de la Investigación.....	39
1.2.1 Objetivo General.....	39
1.2.2 Objetivos Específicos	39
1.3 Justificación del Problema	40
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO.....	41
2.1 Estructuras de Concreto Reforzado	41
2.2 Aspectos Sísmicos	42
2.3 Antecedentes de la Investigación.....	42
2.4 Mecanismos de Falla.....	43
2.4.1 Mecanismo de Piso.....	44
2.4.2 Mecanismo de Rotulación de Vigas	44
2.4.3 Condición “Columna Fuerte – Viga Débil”	45
2.5 Aspectos Normativos.....	46
2.5.1 Diseño Sismorresistente: Niveles de Diseño	46
2.5.2 Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006.....	46
2.6 Parámetros de Estudio.....	48
2.6.1 Resistencia a la Compresión del Concreto (f^c)	48
2.6.2 Esfuerzo de Cedencia del Acero de Refuerzo (f_y)	49
2.7 Variabilidad de los Parámetros de Estudio f^c y f_y	51
2.7.1 Variabilidad del f^c	51
2.7.2 Variabilidad de f_y	52
2.8 Simulación Numérica.....	54

2.8.1	Método de muestreo Hipercubo Latino (LHS).....	54
2.9	Método Estático No Lineal: <i>Pushover</i>	55
CAPITULO III: METODOLOGÍA.....		58
3.1	Revisión de los requerimientos exigidos por la NVF 1753-2006 para la condición “Columna fuerte - Viga débil” en estructuras de concreto reforzado.....	58
3.2	Análisis y Diseño de los Pórticos.....	58
3.3	Ajuste de los Pórticos con el diseño inicial a los requerimientos de “Columna Fuerte - Viga Débil” establecidos por la NVF 1753-2006.....	59
3.4	Ajuste de los Pórticos a valores de distintas relaciones de resistencias a flexión entre columnas y vigas.....	60
3.5	Comportamiento sismorresistente de los pórticos a través de Análisis estáticos no Lineales.....	61
3.6	Evaluación a través de Análisis Estáticos no Lineales de los mecanismos de falla de los Pórticos considerando la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y	62
CAPITULO IV: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		64
4.1	Pórtico N°1	64
4.1.1	4.1.1 Descripción.....	64
4.1.2	Parámetros y consideraciones sísmicas	65
4.1.2.1	Consideración del Efecto del Sismo Vertical	65
4.1.3	Características de Análisis.....	66
4.1.4	Análisis del Pórtico N°1	67
4.1.5	Predimensionamiento de las losas, vigas y columnas	69
4.1.5.1	Predimensionamiento de Losa de Entrepiso (Nivel 1) y Losa de Techo (Nivel 2)	70
4.1.5.2	Predimensionamiento de Vigas de Entrepiso (Nivel 1) y Vigas de Techo (Nivel 2)	71
4.1.6	Modelo del Pórtico mediante Software ETABS.....	71

4.1.7	Calculo de los momentos resistentes para el Pórtico N°1 en su diseño inicial	76
4.1.8	Evaluación del Diseño Inicial del Pórtico N°1 mediante los Procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma (NVF) 1753:2006	80
4.1.9	Ajuste del diseño inicial a los requerimientos exigidos por los procedimientos 1 y 2 de NVF 1753-2006.....	83
4.1.10	Ajustes de la relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas para el Pórtico N°1 por cada procedimiento por separado	91
4.1.11	Evaluación del Pórtico N°1 según los ajustes de relación de resistencia de 1,00; 1,20; 1,50; 1,80; 2,00; 2,50 y 2,80	111
4.1.12	Determinación de un muestreo estadístico para la resistencia a compresión del concreto y de cedencia del acero de refuerzo como variables independientes	131
4.1.13	Evaluación de los mecanismos de falla del Pórtico N°1 considerando la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y	132
4.1.14	Comparación de las cantidades de acero obtenidas para los distintos ajustes	144
4.2	Pórtico N°2	145
4.2.1	Descripción.....	145
4.2.2	Parámetros y consideraciones sísmicas	146
4.2.2.1	Consideración del Efecto del Sismo Vertical	146
4.2.3	Características de Análisis.....	147
4.2.4	Análisis del Pórtico N°2	148
4.2.5	Predimensionamiento de las losas, vigas y columnas	150
4.2.5.1	Predimensionamiento de Losa de Entrepiso (Nivel 1) y Losa de Techo (Nivel 2)	151
4.2.5.2	Predimensionamiento de Vigas de Entrepiso (Nivel 1) y Vigas de Techo (Nivel 2)	152

4.2.6	Modelo del Pórtico mediante Software (ETABS)	152
4.2.7	Calculo de los momentos resistentes para el Pórtico N°2 en su diseño inicial 158	
4.2.8	Evaluación del Diseño Inicial del Pórtico N°2 mediante los Procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma (NVF) 1753:2006	161
4.2.9	Ajuste del diseño inicial a los requerimientos exigidos por los procedimientos 1 y 2 de NVF 1753-2006.....	165
4.2.10	Ajustes de la relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas para el Pórtico N°2 por cada procedimiento por separado.....	172
4.2.11	Evaluación del Pórtico N°2 según los ajustes de relación de resistencia de 1,00; 1,20; 1,50; 1,80; 2,00; 2,50 y 2,80	190
4.2.12	Determinación de un muestreo estadístico para la resistencia a compresión del concreto y de cedencia del acero de refuerzo como variables independientes	201
4.2.13	Evaluación de los mecanismos de falla del Pórtico N°2 considerando la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y	203
4.2.14	Comparación de las cantidades de acero obtenidas para los distintos ajustes. 218	
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		220
5.1	Conclusiones	220
5.2	Recomendaciones	222
REFERENCIAS		223

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 2.1: Variabilidad de la resistencia a compresión del concreto según resistencia de cálculo y control de calidad.....	52
Tabla 4.1: Geometría del Pórtico N°1.....	65
Tabla N° 4.2: Parámetros Sísmicos.....	65
Tabla 4.3: Consideraciones para el Peso Sísmico Pórtico N°1.....	66
Tabla N° 4.4: Propiedades Mecánicas de los Materiales Pórtico N°1.....	67
Tabla 4.5: Análisis de cargas para el Pórtico N°1.....	68
Tabla N°4.6: Resumen de Cargas que tributan a las Vigas.....	69
Tabla 4.7: Predimensionamiento de la losa del Pórtico N°1.....	70
Tabla 4.8: Predimensionamiento de las vigas Pórtico N°1.....	71
Tabla N°4.9: Dimensiones adoptadas para el diseño inicial Pórtico N°1.....	72
Tabla N° 4.10: Resumen de Análisis Sísmico para el Diseño Inicial Pórtico N°1.....	73
Tabla N° 4.11: Áreas de acero longitudinal en Columnas – Diseño Inicial Pórtico N°1.....	73
Tabla N° 4.12: Áreas de acero longitudinal en Vigas - Diseño Inicial Pórtico N°1.....	74
Tabla N° 4.13: Áreas de acero longitudinal en Vigas transformadas a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°1.....	75
Tabla N° 4.14: Áreas de acero longitudinal en Columnas transformadas a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°1.....	75
Tabla N° 4.15: Profundidad del Eje Neutro (C) en sentido positivo para el Pórtico N°1.....	77
Tabla N° 4.16: Momentos resistentes para vigas en el sentido positivo para el Pórtico N°1.....	77
Tabla N° 4.17: Profundidad del Eje Neutro (C) en sentido negativo para el Pórtico N°1.....	78

Tabla N° 4.18: Momentos resistentes en vigas para el sentido negativo para el Pórtico N°1.....	78
Tabla N° 4.19: Momentos resistentes y últimos para columnas en el sentido positivo para el Diseño Inicial del Pórtico N°1.....	79
Tabla N° 4.20: Momentos resistentes y últimos para columnas en el sentido negativo para el Diseño Inicial del Pórtico N°1.....	79
Tabla N° 4.21: Relaciones de resistencias según el procedimiento 1 para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 en el sentido positivo del sismo.....	80
Tabla N° 4.22: Relaciones de resistencias según el procedimiento 1 para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 en el sentido negativo del sismo.....	81
Tabla N° 4.23: Relaciones de resistencias según el procedimiento 2 para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 en el sentido positivo del sismo.....	82
Tabla N° 4.24: Relaciones de resistencias según el procedimiento 2 para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 en el sentido negativo del sismo.....	82
Tabla N° 4.25: Áreas de acero longitudinal en Vigas para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°1.....	83
Tabla N° 4.26: Áreas de acero longitudinal en Columnas para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°1.....	84
Tabla N° 4.27: Momentos resistentes para columnas en el sentido positivo para el Pórtico N°1 ajustado al Procedimiento 1.....	85
Tabla N° 4.28: Momentos resistentes para columnas en el sentido negativo para el Pórtico N°1 ajustado al Procedimiento 1.....	85
Tabla N° 4.29: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado al procedimiento 1 en el sentido positivo del sismo.....	86
Tabla N° 4.30: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado al procedimiento 1 en el sentido negativo del sismo.....	87

Tabla N°4.31:Áreas de acero longitudinal en Vigas para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°1.....	88
Tabla N° 4.32: Áreas de acero longitudinal en Columnas para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°1... ..	88
Tabla N° 4.33: Momentos resistentes para columnas en el sentido positivo para el Pórtico N°1 ajustado al Procedimiento 2.....	89
Tabla N° 4.34: Momentos resistentes para columnas en el sentido negativo para el Pórtico N°1 ajustado al Procedimiento 2.....	90
Tabla N° 4.35: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado al procedimiento 2 y sentido positivo del sismo.....	90
Tabla N° 4.36: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado al procedimiento 2 y sentido negativo del sismo.....	91
Tabla N° 4.37: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	92
Tabla N° 4.38: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	93
Tabla N° 4.39: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	93
Tabla N° 4.40: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	94
Tabla N° 4.41: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	94
Tabla N° 4.42: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	94

Tabla N° 4.43: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	95
Tabla N° 4.44: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	95
Tabla N° 4.45: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	95
Tabla N° 4.46: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,20 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	96
Tabla N° 4.47: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	96
Tabla N° 4.48: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,20 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	97
Tabla N° 4.49: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	97
Tabla N° 4.50: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,20 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	98
Tabla N° 4.51: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	98
Tabla N° 4.52: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,20 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	98

Tabla N° 4.53: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	99
Tabla N° 4.54: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,50 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	99
Tabla N° 4.55: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	100
Tabla N° 4.56: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,50 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	100
Tabla N° 4.57: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	101
Tabla N° 4.58: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,50 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	101
Tabla N° 4.59: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	102
Tabla N° 4.60: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,50 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	102
Tabla N° 4.61: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	102
Tabla N° 4.62: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,80 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	103

Tabla N° 4.63: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	103
Tabla N° 4.64: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,80 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	103
Tabla N° 4.65: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido Positivo del sismo.....	104
Tabla N° 4.66: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	104
Tabla N° 4.67: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	104
Tabla N° 4.68: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	105
Tabla N° 4.69: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	105
Tabla N° 4.70: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 2,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	105
Tabla N° 4.71: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	106
Tabla N° 4.72: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 2,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	106
Tabla N° 4.73: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	106

Tabla N° 4.74: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,50 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	107
Tabla N° 4.75: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	107
Tabla N° 4.76: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,50 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	107
Tabla N° 4.77: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	108
Tabla N° 4.78: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,80 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	108
Tabla N° 4.79: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	108
Tabla N° 4.80: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,80 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	109
Tabla N° 4.81: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 3,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo.....	109
Tabla N° 4.82: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 3,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1.....	109
Tabla N° 4.83: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 3,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo.....	110
Tabla N° 4.84: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 3,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1.....	110

Tabla N° 4.85: Muestreo de Variables f_c y f_y	131, 132
Tabla N° 4.86: Variabilidad en <i>pushover</i> a ajuste 1,80. Procedimiento 2. Pórtico N°1 (CT).....	133
Tabla N° 4.87: Variabilidad en <i>pushover</i> a ajuste 1,80. Procedimiento 2. Pórtico N°1 (CR).....	134
Tabla N° 4.88: Variabilidad en <i>pushover</i> a ajuste 2,80. Procedimiento 1. Pórtico N°1 (CT).....	135
Tabla N° 4.89: Variabilidad en <i>pushover</i> a ajuste 2,80. Procedimiento 1. Pórtico N°1 (CR).....	136
Tabla N° 4.90: Variabilidad en <i>pushover</i> a Diseño Inicial. Pórtico N°1 (CT).....	138
Tabla N° 4.91: Variabilidad en <i>pushover</i> a Diseño Inicial Pórtico N°1 (CR).....	139
Tabla N° 4.92: Variabilidad en <i>pushover</i> a Diseño Inicial Pórtico N°1 Procedimiento 1 (CT).....	140
Tabla N° 4.93: Variabilidad en <i>pushover</i> a Diseño Inicial Pórtico N°1 Procedimiento (CR).....	141
Tabla N° 4.94: Variabilidad en <i>pushover</i> a Diseño Inicial Pórtico N°1 Procedimiento 2 (CT).....	142
Tabla N° 4.95: Variabilidad en <i>pushover</i> a Diseño Inicial Pórtico N°1 Procedimiento (CR).....	143
Tabla N° 4.96: Comparación de cuantías entre diseño inicial ajustado por el procedimiento 1 y el valor de ajuste de 2,80 para el mismo procedimiento.	144
Tabla N° 4.97: Comparación de cuantías entre diseño inicial ajustado por el procedimiento 2 y el valor de ajuste de 1,80 para el mismo procedimiento.	144
Tabla 4.98: Geometría del Pórtico N°2.....	145
Tabla N° 4.99: Parámetros Sísmicos pórtico N°2.....	146
Tabla 4.100: Consideraciones para el Peso Sísmico pórtico N°2.....	147
Tabla N° 4.101: Propiedades Mecánicas de los Materiales.....	148
Tabla 4.102: Análisis de cargas para el Pórtico N°2.....	149
Tabla N° 4.103: Resumen de Cargas que tributan a las Vigas Pórtico N°2.....	150
Tabla 4.104: Predimensionamiento de la losa del Pórtico N°2.....	151

Tabla 4.105: Predimensionamiento de las vigas Pórtico N°1.....	152
Tabla N°4.106: Dimensiones adoptadas para el diseño inicial Pórtico N°2.....	153
Tabla N° 4.107: Resumen de Análisis Sísmico para el Diseño Inicial Pórtico N°2.....	154
Tabla N° 4.108: Áreas de acero longitudinal en Columnas – Diseño Inicial Pórtico N°2.....	155
Tabla N° 4.109: Áreas de acero longitudinal en Vigas - Diseño Inicial Pórtico N°2.....	155
Tabla N° 4.110: Áreas de acero longitudinal en Vigas transformadas a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°2.....	156
Tabla N° 4.111: Áreas de acero longitudinal en Columnas transformadas a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°2.....	157
Tabla N° 4.112: Profundidad del Eje Neutro (C) en sentido positivo para el Pórtico N° 2.....	159
Tabla N° 4.113: Momentos resistentes para vigas en el sentido positivo para el Pórtico N°2.....	159
Tabla N° 4.114: Profundidad del Eje Neutro (C) en sentido negativo para el Pórtico N°2.....	159
Tabla N° 4.115: Momentos resistentes en vigas para el sentido negativo para el Pórtico N°2.....	160
Tabla N° 4.116: Momentos resistentes y últimos para columnas en el sentido positivo para el Diseño Inicial del Pórtico N°2.....	160
Tabla N° 4.117: Momentos resistentes y últimos para columnas en el sentido negativo para el Diseño Inicial del Pórtico N°2.....	161
Tabla N° 4.118: Relaciones de resistencias según el procedimiento 1 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 en el sentido positivo del sismo.....	162
Tabla N° 4.119: Relaciones de resistencias según el procedimiento 1 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 en el sentido negativo del sismo.....	163
Tabla N° 4.120: Relaciones de resistencias según el procedimiento 2 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 en el sentido positivo del sismo.....	164

Tabla N° 4.121: Relaciones de resistencias según el procedimiento 2 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 en el sentido negativo del sismo.	164
Tabla N° 4.122: Áreas de acero longitudinal en Vigas para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°2.....	165
Tabla N° 4.123: Áreas de acero longitudinal en Columnas para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°2..	165
Tabla N° 4.124: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°2 ajustado al procedimiento 1 y sentido positivo del sismo.	167
Tabla N° 4.125: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°2 ajustado al procedimiento 1 y sentido negativo del sismo.	168
Tabla N° 4.126: Áreas de acero longitudinal en Vigas para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°2.	169
Tabla N° 4.127: Áreas de acero longitudinal en Columnas para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°2...	169
Tabla N° 4.128: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°2 ajustado al procedimiento 2 y sentido positivo del sismo.	171
Tabla N° 4.129: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°2 ajustado al procedimiento 2 y sentido negativo del sismo.	171
Tabla N° 4.130: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.	172
Tabla N° 4.131: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,00 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2.....	173
Tabla N° 4.132: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.	173
Tabla N° 4.133 Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,00 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	174

Tabla N° 4.134: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.....	174
Tabla N° 4.135: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,00 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2.....	175
Tabla N° 4.136: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.....	175
Tabla N° 4.137: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,00 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	175
Tabla N° 4.138: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.....	176
Tabla N° 4.139: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,20 en el sentido positivo del sismo el pórtico N°2.....	176
Tabla N° 4.140: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.....	177
Tabla N° 4.141: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,20 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	177
Tabla N° 4.142: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.....	178
Tabla N° 4.143: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,20 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2.....	178

Tabla N° 4.144: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.....	179
Tabla N° 4.145: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,20 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	179
Tabla N° 4.146: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.....	179
Tabla N° 4.147: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,50 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2.....	180
Tabla N° 4.148: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.....	180
Tabla N° 4.149: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,50 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	180
Tabla N° 4.150: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.....	181
Tabla N° 4.151: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,50 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2.....	181
Tabla N° 4.152: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.....	182
Tabla N° 4.153: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,50 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	182

Tabla N° 4.154: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.....	183
Tabla N° 4.155: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,80 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2.....	183
Tabla N° 4.156: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.....	184
Tabla N° 4.157: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,80 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	184
Tabla N° 4.158: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.....	185
Tabla N° 4.159: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,80 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2.....	185
Tabla N° 4.160: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.....	185
Tabla N° 4.161: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,80 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	186
Tabla N° 4.162: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.....	186
Tabla N° 4.163: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,00 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2.....	186

Tabla N° 4.164: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.....	187
Tabla N° 4.165: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,00 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	187
Tabla N° 4.166: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo.....	188
Tabla N° 4.167: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 2,00 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2.....	188
Tabla N° 4.168: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo.....	189
Tabla N° 4.169: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 2,00 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2.....	189
Tabla N° 4.170. Muestreo de las Variables f_c y f_y para el pórtico N°2.....	201, 202
Tabla N° 4.171: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a ajuste 2,00, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CT).....	203, 204
Tabla N° 4.172: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a ajuste 2,00, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CR).....	204, 205
Tabla N° 4.173: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a ajuste 1,80, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CT).....	205, 206
Tabla N° 4.174: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a ajuste 1,80, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CR).....	206, 207
Tabla N° 4.175: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a ajuste 1,20, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CT).....	208

Tabla N° 4.176: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a ajuste 1,20, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CR).....	209
Tabla N° 4.177: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a ajuste 1,20, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CT).....	210
Tabla N° 4.178: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a ajuste 1,20, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CR).....	211
Tabla N° 4.179: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a Diseño Inicial, Pórtico N°2 (CT).....	212
Tabla N° 4.180: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a Diseño Inicial, Pórtico N°2 (CR).....	213
Tabla N°4.181: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a Diseño Inicial, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CT).....	214
Tabla N°4.182: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a Diseño Inicial, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CR).....	215
Tabla N°4.183: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a Diseño Inicial, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CT).....	216
Tabla N°4.184: Variabilidad en “ <i>pushover</i> ” a Diseño Inicial, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CR).....	213
Tabla N° 4.185: Comparación de cuantías entre diseño inicial ajustado por el procedimiento 1 y el valor de ajuste de 2,00 para el mismo procedimiento Pórtico N°2.....	218
Tabla N° 4.185: Comparación de cuantías entre diseño inicial ajustado por el procedimiento 2 y el valor de ajuste de 1,80 para el mismo procedimiento Pórtico N°2.....	218

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Mecanismo plástico deseable para pórticos de concreto reforzado resistentes a momento: mecanismo de rotulación de vigas. (Fuente: Blue Book, 1999).....	45
Figura 2.2 - Mecanismos plásticos no deseables para pórticos de concreto reforzado resistentes a momento: (a) mecanismo de primer piso, (b) mecanismo de tercer piso y (c) mecanismo de rotulación mixto (modificado de SEAOC, 1999). (Fuente: Blue Book, 1999).....	45
Figura 2.3- Diagrama Esfuerzo - Deformación para diferentes resistencias de concreto. (Fuente: Fratelli, 1993).....	49
Figura 2.4 - Curvas de esfuerzo – deformación para el acero (Fuente: Fratelli, 1993)...	49
Figura 2.5 - (a) Diagrama Esfuerzo-Deformación Unitaria Lineal o rama Elástica – Inicial. (b) Diagrama Esfuerzo-Deformación para una deformación Inelástica o Remanente. (Fuente: Grases, 1992).....	50
Figura 2.6 - Tabla del límite elástico convencional y resistencia a la tracción (f_y). (Fuente: Norma COVENIN 316:00).....	53
Figura 2.7. Esquema de muestreo y escalado (Fuente: Jorge E. Nuñez Mc Leod y Jorge H. Barón, 1999).....	54
Figura 2.8 - Relación carga contra deformación generalizada para elementos de concreto reforzado (Fuente: Fema 356, 2000).....	54
Figura 2.9 - Curvas carga contra desplazamiento idealizadas: (a) rama inelástica con pendiente positiva y (b) rama inelástica con pendiente negativa (Fuente: Fema 356, 2000).....	57
Figura 4.1 – Geometría de Pórtico N°1.....	64
Figura 4.2 – Distribución de Cargas en las Vigas.....	69

Figura 4.3 – Secciones adoptadas en el modelo de ETABS para el Pórtico N°1 – Diseño Inicial.....	72
Figura 4.4 – Áreas de acero determinadas en ETABS para el Portico N°1 – Diseño inicial..	74
Figura 4.5 – Áreas de Acero reales obtenidas de la transformación a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°1 [cm ²].....	76
Figura 4.6: Hipótesis de Cálculo para los momentos resistentes en vigas rectangulares para el Pórtico N°1.....	76
Figura 4.7 – Áreas de Acero para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°1.....	84
Figura 4.8 – Áreas de Acero para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°1.....	89
Figura 4.9: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	111
Figura 4.10: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	112
Figura 4.11: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	112
Figura 4.12: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	113
Figura 4.13: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	114
Figura 4.14: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	114
Figura 4.15: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	115
Figura 4.16: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	115

Figura 4.17: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	116
Figura 4.18: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	117
Figura 4.19: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	117
Figura 4.20: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	118
Figura 4.21 <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	119
Figura 4.22: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	119
Figura 4.23: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	120
Figura 4.24: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	121
Figura 4.25: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	121
Figura 4.26: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	122
Figura 4.27: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 2,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	123
Figura 4.28: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 2,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de rectangular - Pórtico N° 1.....	123

Figura 4.29: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 2,80 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	124
Figura 4.30: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 2,80 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1.....	125
Figura 4.31: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 3,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	126
Figura 4.32: <i>Pushover</i> Ajuste a valor 3,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1.....	126
Figura 4.33: <i>Pushover</i> Diseño Inicial sin ajuste del Pórtico N° 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular.....	127
Figura 4.34: <i>Pushover</i> Diseño Inicial sin ajuste del Pórtico N° 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular.....	128
Figura 4.35: <i>Pushover</i> Diseño Inicial del Pórtico N° 1 ajustado al procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular.....	128
Figura 4.36: <i>Pushover</i> Diseño Inicial del Pórtico N° 1 ajustado al procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular.....	129
Figura 4.37: <i>Pushover</i> Diseño Inicial del Pórtico N° 1 ajustado al procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular.....	129
Figura 4.38: <i>Pushover</i> Diseño Inicial del Pórtico N° 1 ajustado al procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular.....	130
Figura 4.39 – Geometría de Pórtico N°2.....	145
Figura 4.40 – Distribución de Cargas en las Vigas del Pórtico N°2.....	150
Figura 4.41 – Secciones adoptadas en el modelo de ETABS para el Pórtico N°2 – Diseño Inicial.....	154

Figura 4.42 – Áreas de Acero determinadas en ETABS para el Pórtico N°2 – Diseño Inicial.....	156
Figura 4.43 – Áreas de Acero en reales obtenidas de la transformación a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°2.....	157
Figura 4.44: Hipótesis de Cálculo para los momentos resistentes en vigas rectangulares para el Pórtico N°2.....	158
Figura 4.45 – Áreas de Acero para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°2.....	166
Figura 4.46 – Áreas de Acero para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°2.....	170
Figura 4.47: “Pushover” Ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2	190
Figura 4.48: “Pushover” Ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	190
Figura 4.49: “Pushover” Ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2.....	191
Figura 4.50: “Pushover” para ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	191
Figura 4.51: “Pushover” para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2.....	192
Figura4.52: “Pushover” para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	192
Figura 4.53: “Pushover” para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2.....	192
Figura 4.54: “Pushover” para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	193

Figura 4.55: “Pushover” para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2.....	193
Figura 4.56: “Pushover” para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	194
Figura 4.57: “Pushover” para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2.....	194
Figura 4.58: “Pushover” para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	194
Figura 4.59: “Pushover” para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2.....	195
Figura 4.60: “Pushover” para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	195
Figura 4.61: “Pushover” para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	196
Figura 4.62 “Pushover” para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	196
Figura 4.63: “Pushover” para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2.....	197
Figura 4.64: “Pushover” para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	197
Figura 4.65: “Pushover” para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	197
Figura 4.66: “Pushover” para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2.....	198

Figura 4.67: “ <i>Pushover</i> ” para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular.....	199
Figura 4.68: “ <i>Pushover</i> ” para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular.....	199
Figura 4.69: “ <i>Pushover</i> ” para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 ajustado al procedimiento 1 - en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular	199
Figura 4.70: “ <i>Pushover</i> ” para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 ajustado al procedimiento 1 - en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular.....	200
Figura 4.71: “ <i>Pushover</i> ” para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 ajustado al procedimiento 2 - en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular.....	200
Figura 4.72: “ <i>Pushover</i> ” para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 ajustado al procedimiento 2 - en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular.....	200

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

Símbolo	Significado	Unidades
As	Área de acero	cm ²
d'	Distancia del borde de la sección al centro de gravedad de las barras de acero	m
Fy	Tensión cedente del acero de refuerzo	Kgf/cm ²
f'c	Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días	Kgf/cm ²

INTRODUCCIÓN

En el diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado se busca propiciar la formación de rótulas plásticas en ciertas partes de las mismas, con la finalidad de producir mecanismos de falla ideales considerados estables ya que disipan energía inelástica sin que se generen fallas no deseadas que pongan en riesgo la estabilidad estructural y seguridad de la edificación durante eventos sísmicos fuertes. Venezuela, por su ubicación geográfica presenta una elevada vulnerabilidad sísmica en su zona costera y ha sufrido los efectos de los sismos desde los asentamientos coloniales en el siglo XVI según FUNVISIS, 2005.

En función de ello, se busca disminuir en lo posible la vulnerabilidad sísmica en las estructuras, por lo que en la creación de un proyecto de ingeniería civil para una edificación de concreto reforzado, se llevan a cabo una serie de evaluaciones y verificaciones Normativas, las cuales particularmente en el caso de estructuras aporticadas, el diseño apunta a favorecer la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas como mecanismo de disipación de energía y evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas, dado que esta última situación podría llegar a comprometer la estabilidad de las mismas (Paulay & Priestley, 1992). Esta situación es conocida comúnmente en la literatura técnica como la condición de “Columna Fuerte - Viga Débil”.

Las Normas y códigos para el diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado proponen diversas maneras de propiciar dicha condición. La presente investigación se fundamentará en lo establecido por la Norma Venezolana Fondonorma 1753 (NVF 1753:2006) la cual plantea dos procedimientos, el Procedimiento 1, basado en el código ACI 318, compara las resistencias a flexión de vigas y columnas en cada uno de los nodos, y el Procedimiento 2, basado en el *Blue Book*, compara las resistencias de todas las vigas y columnas en cada nivel. Destacando que ambos procedimientos tienen como finalidad evitar la ocurrencia de rótulas plásticas en los dos extremos de todas las columnas de un nivel, situación conocida como “mecanismo de piso” y se considera como una falla no deseada o inadecuada para los fines sismorresistentes.

Aunado a esto, se encuentra la importancia de las propiedades mecánicas de los materiales de construcción, siendo las principales: la resistencia a compresión del concreto (f'_c) y el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo (f_y), cuyos valores nominales son para

los cuales se realiza el diseño sismorresistente de la estructura, sin embargo estos valores se ven sometidos a cierta variabilidad en el proceso de producción de los materiales.

Por lo cual el presente proyecto propone evaluar, específicamente en pórticos planos de estructuras bajas de concreto reforzado, la condición “Columna Fuerte - Viga Débil” según los Procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006 pero considerando la variabilidad de f'_c y f_y . Para esto se requerirá primeramente generar en los pórticos de estudio dicha condición, ajustando a diversos valores de relación de resistencias a flexión entre vigas y columnas, además de ajustar al valor Normativo 1,20, ya que estudios previos infieren que tal valor podría ser insuficiente para generar la condición mencionada que favorece la ocurrencia de mecanismos de falla ideal y evita los mecanismos de piso.

Para los valores de ajustes que generen tal situación, se incorporará la variabilidad de los parámetros de estudio, donde resulta de interés evaluar su influencia en la condición “Columna Fuerte - Viga Débil”, y mediante la aplicación de análisis estáticos no lineales para ambos procedimientos y con diferentes patrones de carga, se pretende observar y evaluar el comportamiento sísmico de los pórticos de la edificación, apuntando en todo momento a evitar la formación de un mecanismo de colapso de piso que pueda comprometer la estabilidad de la estructura ante terremotos fuertes. En definitiva, se busca evaluar si esta variabilidad en las propiedades puede afectar o no el comportamiento sismorresistente, ya que dichas variaciones no están consideradas en el diseño inicial y en la práctica se asume que la estructura se comportará para cómo fue diseñada, pudiendo no ser así. Estos resultados se podrán contrastar con el comportamiento del diseño inicial sin ajustes de ambos pórticos.

CAPITULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Planteamiento del Problema

En la elaboración de un proyecto de Ingeniería Civil referido a la creación de una edificación específicamente en la etapa de diseño sismorresistente de la estructura, se realizan una serie de evaluaciones y verificaciones según lo exige la Normativa vigente correspondiente; esto con la finalidad de evaluar y asegurar el comportamiento sismorresistente de la estructura durante la ocurrencia de un evento sísmico fuerte.

Los eventos sísmicos se presentan a nivel mundial ya que por efecto del movimiento natural y paulatino de las placas tectónicas, eventualmente en todo el planeta Tierra se producen sismos o terremotos ya sean de menor o mayor escala, donde dependiendo de la ubicación geográfica del país éste será más o menos vulnerable sísmicamente.

La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS, 2005), indica que desde los primeros asentamientos coloniales en el siglo XVI, Venezuela ha sufrido los efectos de los terremotos. Su historia sísmica revela que durante el período 1530-2004, han ocurrido más de 130 eventos sísmicos, causando daño a las poblaciones venezolanas.

En vista de tal situación y apuntando a disminuir en lo posible la vulnerabilidad sísmica en las estructuras, se llevan a cabo una serie de evaluaciones, chequeos y verificaciones de diseño y comportamiento sísmico, las cuales se realizan durante el cálculo estructural de la edificación, donde estas se encuentran asociadas al comportamiento ideal de los materiales. En el diseño de las estructuras de concreto reforzado (ECR) se consideran valores nominales para las propiedades mecánicas de los materiales, donde dos de tales propiedades son las principales en el cálculo de las ECR y constituyen los parámetros de estudio del presente trabajo, estas son: la resistencia a compresión del concreto (f'_c) y el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo (f_y). Sin embargo en el ejercicio de la práctica dichas propiedades tienden a sufrir una cierta variabilidad debido a que en el proceso de producción de los materiales y/o durante la ejecución

de la obra, Normalmente surgen una serie de alteraciones ya sea por errores humanos o mecánicos tanto en f'_c como en f_y .

Por esta razón, se considera fundamental y necesario a través de esta investigación, evaluar en pórticos planos particulares de concreto reforzado de bajo nivel con variabilidad geométrica y simetría, la influencia que pueden o no tener las variaciones de f'_c y f_y en la relación de resistencias a flexión entre vigas y columnas según los procedimientos 1 y 2 presentados en el apartado 18.4.3 de la Norma Venezolana Fondonorma (NVF) 1753:2006. Donde el procedimiento 1 está basado en el código ACI 318 y compara las resistencias a flexión de las vigas y las columnas en cada uno de los nodos de la estructura, tomando como criterio que la relación o cociente de la sumatoria de resistencias a flexión entre las columnas y las vigas sea mayor o igual a 1,20. El procedimiento 2 está basado en el Blue Book de la SEAOC, 1999 y compara las resistencias de todas las vigas y todas las columnas en cada nivel tomando como criterio que la relación o cociente de la sumatoria de resistencias a flexión entre columnas y vigas sea mayor o igual a 1,00. Sin embargo la NVF 1753:2006 considera el procedimiento planteado por la Blue Book pero impone un valor de relación de resistencias mayor o igual a 1,20. Cabe destacar que ambos procedimientos tienen el objetivo de evitar la falla conocida como “mecanismo de piso” el cual consiste en la formación de rótulas plásticas en los dos extremos de todas las columnas de un nivel durante terremotos fuertes.

Según Marinilli (2009, 2011) la relación mínima de resistencias de columnas y vigas de 1,20 planteada por la NVF 1753:2006 podría no ser suficiente, es decir, esta relación mínima podría estar subestimando la condición “Columna fuerte - Viga débil” por lo cual se podría inferir que la misma debería ser mayor a 1,20 para así evitar durante un sismo la ocurrencia del mecanismo de piso el cual es una falla no deseada; si además a esta relación se añade la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y podría resultar aún más crítica la situación. Dicha variabilidad en la relación de resistencias podría afectar o no el comportamiento de la estructura ya que podría modificar el mecanismo plástico de colapso y no generar la formación del mecanismo de falla ideal conocido como “rotulación de vigas”, el cual consiste en la generación de rótulas plásticas a flexión, que no es más que la plastificación en los extremos de las vigas y en la base inferior de las columnas de la planta baja de la edificación; en la literatura técnica éste comportamiento es conocido como la Condición “Columna fuerte - Viga Débil”, donde

dichas rótulas plásticas constituyen un mecanismo estable de disipación de energía inelástica durante un sismo fuerte (Park y Paulay, 1988), por lo que una modificación de las zonas estratégicamente determinadas para que se desarrollen estas rótulas, no obedecería al diseño sismorresistente y compromete de esta manera la estabilidad de la edificación durante un terremoto fuerte. Por lo cual primeramente se plantea propiciar en cada pórtico esta condición de falla ideal y a su vez evitar el mecanismo de piso, para ello no se propone ajustar a ambos por los procedimientos 1 y 2 independientemente y para diversos valores de ajuste además del mínimo Normativo, donde una vez verificado o encontrado el valor ajuste se propone introducir la variabilidad de f_c y f_y y de esta forma evaluar si afecta o no la Condición "Columna fuerte - Viga Débil" y su influencia en el comportamiento sismorresistente de la estructura mediante análisis estáticos no lineales o *pushover*.

En definitiva las alteraciones o variabilidad de los parámetros de estudios causada ya sean por factores ambientales o errores mecánicos y humanos, producen estos considerables cambios en el comportamiento final de la edificación durante un evento sísmico, a lo que compete la realización del presente proyecto puesto que son variaciones que no están consideradas en el diseño y calculo original. En la práctica se asume que la estructura se comportará tal cual como fue diseñada y calculada, no siendo así en realidad debido a todas las modificaciones que surgen durante el proceso de fabricación y constructivo. En tal sentido la presente investigación pretende la evaluación de la condición "Columna fuerte - Viga Débil", con base en los procedimientos señalados de la NVF 1753:2006, tomando en cuenta la variabilidad de los mencionados parámetros f_c y f_y .

1.2 Objetivos de la Investigación

1.2.1 Objetivo General

Evaluar la variabilidad en la condición "Columna Fuerte – Viga Débil" según los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006, considerando la variación de la resistencia a compresión del concreto (f'_c) y el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo (f_y).

1.2.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar estadísticamente la resistencia a compresión del concreto y el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo como variables independientes.
- Diseñar pórticos planos de concreto reforzado y ajustar la resistencia de las columnas según los procedimientos de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006.
- Analizar el comportamiento sismorresistente de los pórticos planos de concreto reforzado mediante análisis estático no lineal o *pushover*.
- Ajustar los valores de la relación de resistencias de columnas y vigas en función de los resultados obtenidos.
- Realizar análisis probabilísticos del comportamiento sismorresistente de los pórticos ajustados con diversos valores de la relación de resistencias, considerando la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto y la tensión de cedencia del acero de refuerzo.

1.3 Justificación del Problema

El desarrollo de este proyecto surge de la incertidumbre que se tiene en los resultados finales de un diseño y cálculo estructural luego de ser construida una edificación, en la cual inicialmente se consideran en el cálculo valores nominales para las propiedades mecánicas de los materiales y luego al ser construida la edificación estos valores de dichas propiedades pueden resultar ser distintos, esto radica en la variabilidad que existen en los controles de calidad implementados, o también en la producción de los materiales y/o ejecución de la obra, lo que genera cambios en los valores teóricos nominales considerados en el cálculo inicial.

Como aporte fundamental al área de proyectos de Ingeniería Civil este trabajo de investigación contrastará el diseño sismorresistente inicial de pórticos de concreto reforzado basado en los requerimientos establecidos por la Normativa venezolana con el análisis no lineal o *Pushover* de las estructuras considerando la variabilidad de f_c y f_y . Esto con el fin de poder cuantificar la proporción entre los casos de fallas esperadas y las fallas no deseadas, en función de los ajustes de la relación de resistencias, tomando en cuenta la variabilidad antes mencionada.

Adicionalmente se prevé para este proyecto de investigación dar una evaluación de los procedimientos 1 y 2 planteados en la NVF 1753:2006 para la verificación de “Columna Fuerte -Viga débil” para estructuras de concreto reforzado. Además, en función de los resultados obtenidos se propondrán recomendaciones para la aplicación de los procedimientos mencionados.

Así mismo, la realización de esta investigación puede incentivar la creación de una línea de investigación en la Facultad de Ingeniería de la UCV orientada al estudio de la variación de diseños y cálculos sismorresistente, considerando la variación de sus parámetros nominales; de esta manera se podrán obtener modelos matemáticos más aproximados a resultados reales y mejorar los criterios que así lo ameriten.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

En el diseño sismorresistente de una estructura de concreto reforzado se consideran ciertas verificaciones y/o comprobaciones asociadas a determinados parámetros que dependen directamente de los principales materiales de construcción los cuales son el concreto y el acero de refuerzo; esto siguiendo la Normativa correspondiente y con el fin fundamental de garantizar el comportamiento de diseño de la edificación durante un evento sísmico o terremoto.

El modelo en el que se fundamenta el presente trabajo, se basa en los requisitos y procedimientos que establece la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 en relación a los requerimientos para evaluar la condición “Columna Fuerte – Viga Débil”, en la cual además se implementan análisis probabilísticos para evaluar el efecto de la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto y del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo como variables independientes, donde los resultados se verifican mediante un análisis estático no lineal *pushover*.

2.1 Estructuras de Concreto Reforzado

Una estructura es un conjunto o sistema de elementos elásticamente estables, de un número finito de elementos unidos entre sí por un número finito de juntas, que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada.

El concreto reforzado es la unión de una mezcla de elementos pétreos y cementantes ligados con agua, combinado con barras circulares de acero. Esta unión se da por las ventajas que pueden ofrecer estos materiales juntos, ya que el concreto ofrece altas resistencias a esfuerzos de compresión pero bajas a los esfuerzos de tracción y el acero por otro lado ofrece altas resistencias a los esfuerzos de tracción y contribuye a la resistencia a compresión. Las similitudes de los coeficientes de dilatación del acero y el concreto contribuyen a que estos dos materiales trabajen de manera adecuada sin que se pierda adherencia entre ellos.

Sin embargo, es importante destacar que las propiedades del concreto reforzado y los parámetros que dependen de los materiales utilizados, varían ampliamente debido a las variaciones en su producción, dosificación, mezclado y colocación en los miembros estructurales. Produciendo así variaciones en las resistencia de los elementos de la estructura.

2.2 Aspectos Sísmicos

Los terremotos o sismos se producen debido al choque de las placas tectónicas en las que se divide la superficie de la corteza terrestre, la cual está separada en distintas porciones donde la unión de las mismas conforma lo que se conoce como fallas sísmicas, donde más del 80% de los terremotos ocurren a lo largo o cerca de los límites de dichas fallas. Con el transcurso del tiempo las placas van desplazando los distintos continentes de tal forma que, por ejemplo América del Sur y África se separan unos cuantos milímetros cada año (Ugalde, s.f.).

Refiriéndose a países de América del Sur específicamente Venezuela, según FUNVISIS en la actualidad aproximadamente un 80% de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica, variable que aumenta el nivel de riesgo haciéndolo cada vez mayor a medida que se eleva el índice demográfico y las inversiones en infraestructura.

Como se dijo anteriormente desde la fundación de los primeros asentamientos coloniales en el Siglo XVI el país ha sufrido los efectos de los terremotos, entre los años 1530 y 2004 han ocurrido más de 130 eventos sísmicos, causando daño en varias de las poblaciones venezolanas. La zona de mayor actividad sísmica corresponde a una franja de unos 100 km de ancho, definida a lo largo de los sistemas montañosos de Los Andes, la Cordillera Central y la Cordillera Oriental, lugares en los que se ubican los principales sistemas de fallas sismogénicas del país: Boconó, San Sebastián y El Pilar, respectivamente. Estos sistemas de fallas han sido propuestos como el límite principal entre las Placas Caribe y América del Sur, causante de los sismos más severos que han ocurrido en el territorio nacional (FUNVISIS, 2005).

2.3 Antecedentes de la Investigación

A continuación se presenta un resumen de los antecedentes encontrados en la literatura técnica sobre la evaluación de la resistencia mínima de columnas para lograr la condición

columna fuerte viga débil. Estos se centran en evaluar la propuesta del código ACI 318 y, particularmente, la razón entre la resistencia de las columnas y la resistencia de las vigas que se conectan en cada nodo de la estructura.

Dooley y Bracci (2001), estudiaron diversos pórticos resistentes a momento de concreto reforzado mediante técnicas probabilísticas basadas en el diseño por desempeño sismorresistente. Los autores diseñaron pórticos de tres y seis pisos con seis distintos valores de la razón entre la resistencia de las columnas y la resistencia de las vigas (variando entre 0,8 y 2,4) y los analizaron mediante análisis estáticos no lineales *pushover* y análisis dinámicos no lineales en el tiempo. Las conclusiones del trabajo indican que con un valor de la razón de resistencias igual a 1,2, valor propuesto por el ACI 318, la probabilidad de que se forme un mecanismo de piso es aproximadamente de 90% y que un valor cercano a 2,0 reduce significativamente dicha probabilidad. Adicionalmente, se observó que al aumentar el valor de la razón los patrones de formación de rótulas plásticas durante los análisis estáticos no lineales cambiaron de los asociados a la formación de mecanismos de piso a otros mecanismos afines a la condición de columna fuerte viga débil.

He y Al, (2011), estudiaron el efecto de la razón de resistencias de columnas y vigas sobre el desempeño sísmico de pórticos de concreto reforzado, con la finalidad de reducir la probabilidad de ocurrencia de mecanismos de piso a valores aceptables. Los autores evaluaron el comportamiento de dos pórticos mediante el método de simulación de Monte Carlo, observando que el desempeño sismorresistente puede ser mejorado notablemente ajustando el valor de la razón de resistencias. El valor requerido debe ser igual o mayor a 2,0 para que la formación de mecanismos plásticos de piso tengan probabilidades de excedencia aceptables.

2.4 Mecanismos de Falla

De lo anteriormente expuesto se tiene que los eventos sísmicos representan uno de los mayores riesgos potenciales en Venezuela en cuanto a pérdidas humanas y económicas, donde una de las principales maneras de prevenir o disminuir los daños causados por estos inevitables eventos, es en el diseño sismorresistente y cálculo estructural de las edificaciones.

Para ello se diseña y calcula la edificación estratégicamente para propiciar un determinado comportamiento estructural que genere un mecanismo de falla estable y le permita

a la estructura disipar energía sufriendo deformaciones moderadas en determinadas zonas pero evitando que se produzca la falla de elementos estructurales y en el peor de los casos el derrumbe de la edificación.

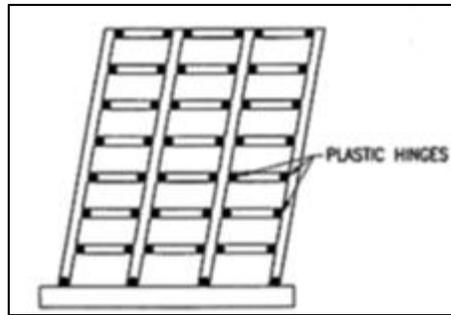
Para conocer los mecanismos de falla, primeramente es necesario saber qué representan o qué son las ya mencionadas rótulas plásticas. Estas consisten en la deformación dúctil dentro del rango de comportamiento plástico en determinadas zonas de la estructura, donde en dichas zonas, seleccionadas estratégicamente durante el cálculo, se supera el límite de comportamiento elástico y ocurre una cedencia a flexión del elemento estructural. Cabe destacar que las rótulas plásticas pueden tener un comportamiento dúctil adecuado si se diseñan para prevenir fallas frágiles, tales como las causadas por corte o pérdida de adherencia, garantizando así un mecanismo de disipación de energía inelástica estable, sin que ocurran degradaciones importantes de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía. Los siguientes son los mecanismos de falla a considerar:

2.4.1 Mecanismo de Piso

Es considerado como no deseado o inadecuado, consiste en un mecanismo plástico de colapso que aunque disipa energía inelástica ante terremotos fuertes, compromete la estabilidad de la estructura ya que permite la ocurrencia de las rótulas plásticas en los dos extremos de todas las columnas de un nivel ante terremotos fuertes (Park, 2003), por lo que los procedimientos 1 y 2 de la NVF (1753:2006) tienen como finalidad evitar que se produzca este tipo de falla en la edificación.

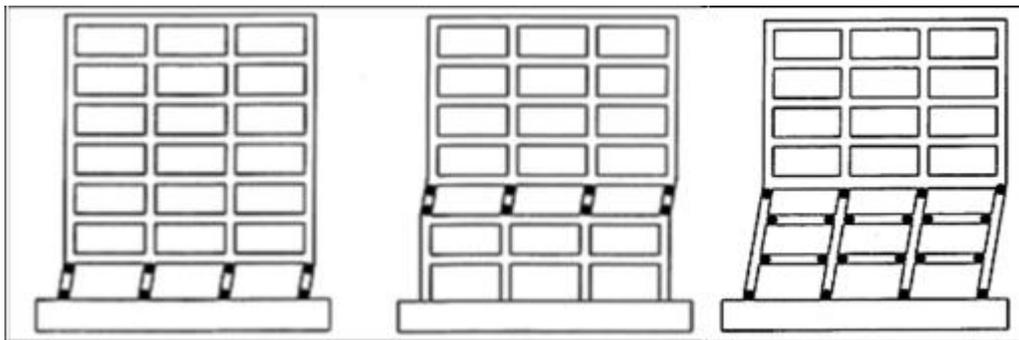
2.4.2 Mecanismo de Rotulación de Vigas

Es considerado como el deseado o ideal, consiste en un mecanismo plástico de colapso pero estable que le permite a la estructura la disipación de energía inelástica ante un sismo fuerte. Este mecanismo es el cual se desea que se forme en la edificación e implica la ocurrencia de rótulas plásticas en los extremos de todas las vigas y en la base de las columnas del nivel inferior de una estructura en la misma, lo que a su vez se identifica en la literatura técnica como la condición “Columna Fuerte – Viga Débil”.



(a)

Figura 2.1 - Mecanismo plástico deseable para pórticos de concreto reforzado resistentes a momento: mecanismo de rotulación de vigas. (Fuente: Blue Book, 1999)



(a)

(b)

(c)

Figura 2.2 - Mecanismos plásticos no deseables para pórticos de concreto reforzado resistentes a momento: (a) mecanismo de primer piso, (b) mecanismo de tercer piso y (c) mecanismo de rotulación mixto (modificado de SEAOC, 1999). (Fuente: Blue Book, 1999).

2.4.3 Condición “Columna Fuerte – Viga Débil”

El diseño sismorresistente de estructuras de concreto reforzado prevé la plastificación de ciertas partes de las mismas, de manera de generar mecanismos estables de disipación de energía inelástica y garantizando que no resulte comprometida su seguridad (Park y Paulay, 1978). Particularmente en el caso de estructuras aporticadas, el diseño apunta a favorecer la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas como mecanismo de disipación de energía y evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas, dado que esta última situación podría llegar a comprometer la estabilidad de las mismas (Paulay y Priestley, 1992). A este comportamiento estructural se le denomina en la literatura técnica como la condición “Columna

Fuerte – Viga Débil”, la cual consiste en la formación rótulas plásticas en los extremos de las vigas y la ausencia de rótulas plásticas en las columnas, es decir la ocurrencia del mecanismo de falla deseado. En términos generales, se considera que las estructuras deben estar en capacidad de soportar sismos moderados con daños moderados y resistir terremotos fuertes sin que se produzca el derrumbe de las mismas, prestando especial atención a la preservación de la vida humana.

2.5 Aspectos Normativos

2.5.1 Diseño Sismorresistente: Niveles de Diseño

Los niveles de diseño son un conjunto de requisitos Normativos asociados a un determinado factor de reducción de respuesta que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos.

El nivel de diseño 1 (ND1) se utiliza para estructuras ubicadas en zonas con bajo riesgo sísmico (acciones sísmicas esperadas de baja intensidad), por lo que en el diseño de estas no se contemplan incursiones significativas de la deformación en el rango inelástico.

El nivel de diseño 2 (ND2) es aplicable para estructuras ubicadas en zonas con riesgo sísmico intermedio, por lo que en el diseño de estos se consideran requisitos que contemplen incursiones de la estructura en el rango de respuesta inelástico para cargas de moderada intensidad.

El nivel de diseño 3 (ND3) se aplica en todos los casos donde la estructura este ubicada en zonas de alto riesgo sísmico. En el diseño de este tipo de estructuras se consideran requisitos especiales de ductilidad, que aseguren grandes disipaciones de energía cuando la estructura incurriere en el rango inelástico.

2.5.2 Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006

Apartado 18.4.3.1 (NVF 1753:2006) Procedimiento 1. Verificación por nodo:

En cada nodo se verificará que se satisfaga la ecuación (18-3a) de la NVF 1753:2006:

$$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_v \text{ (18- 3a) (NVF 1753:2006)}$$

ΣM_c = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas que se conectan en las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas concurrentes. La resistencia a la flexión de las columnas debe calcularse para la carga axial mayorada, que sea consistente con la dirección de la fuerza lateral considerada, y que resulte en la menor resistencia a flexión.

ΣM_v = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas que se conectan en las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las columnas concurrentes. En sistemas estructurales con vigas T o L, donde la losa maciza esté en tracción por los momentos actuantes en las caras del nodo, el acero de refuerzo de la losa colocada en la anchura efectiva de ésta, según el Artículo 8.9 de la NVF 1753:2006, se supondrá que contribuye a la resistencia a flexión si tal refuerzo está debidamente anclado en una sección adyacente a la sección crítica. En los pisos constituidos por losas nervadas no se considerará el acero de refuerzo para efectos de resistencia a flexión.

Cuando en algún nodo no se cumpla con la ecuación (18-3a) para las condiciones establecidas en el Artículo 18.4.3 de la NVF 1753:2006, la columna que se conecta por debajo del mismo deberá reforzarse en toda su altura, manteniendo la separación del acero de refuerzo transversal especificado en la Sección 18.4.5 de la NVF 1753:2006. Adicionalmente, deberá ignorarse la contribución positiva en la rigidez y resistencia lateral de dicha columna en la estructura.

La condición establecida por la ecuación (18-3a) podrá obviarse cuando se trate de columnas que soportan directamente el techo. En estos casos, dichas columnas deben reforzarse en toda su altura, manteniendo la separación del acero de refuerzo transversal especificada en la Sección 18.4.5.

Apartado 18.4.3.2 (NVF 1753:2006) Procedimiento 2. Verificación por nivel:

Las resistencias a flexión de las columnas en cada nivel, para las condiciones establecidas en el Artículo 18.4.3, deberán satisfacer la condición:

$$\Sigma M_{cn} \geq 1,20 \Sigma M_{vn} \text{ (18-3b)(NVF 1753:2006)}$$

ΣM_{cn} = Suma de los momentos correspondientes a las resistencias teóricas a flexión de todas las columnas que se conectan por debajo del nivel en consideración.

ΣM_{vn} = Suma de los momentos correspondientes al menos a las resistencias teóricas a flexión en los extremos de cada una de las vigas del nivel en la dirección bajo consideración. Para el caso de vigas T o L, donde la sección de losa esté en tracción por los momentos actuantes en las caras de la junta, el acero de refuerzo de dicha sección de losa colocada en la anchura efectiva de ésta, según el Artículo 8.9 de la NVF 1753:2006, se considerará que contribuye a la resistencia a flexión si tal refuerzo puede desarrollarse en la sección crítica. Los momentos de las columnas se deben sumar de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas según sea la dirección de análisis.

2.6 Parámetros de Estudio

Las propiedades fundamentales en el cálculo de las ECR y que constituyen los parámetros de estudio del presente trabajo son: la resistencia a compresión del concreto (f'_c) y el esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo (f_y).

2.6.1 Resistencia a la Compresión del Concreto (f'_c)

En Venezuela la resistencia del concreto se determina siguiendo un procedimiento Normalizado y su valor es tomado como referencia de calidad. Para la estimación de la resistencia a la compresión del concreto se utiliza lo estipulado en la Norma COVENIN (NVC) 338, “Método para la elaboración, curado y ensayo a compresión, de cilindros de concreto” equivalente a la ASTM C39. De manera resumida, en Venezuela para la estimación de f'_c se utilizan probetas Normalizadas que son de forma cilíndrica, con 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. El espécimen debe permanecer en el molde 24 horas después del vaciado y posteriormente debe ser curado bajo agua hasta el momento del ensayo. Durante la prueba, el cilindro es cargado a un ritmo uniforme dentro del rango de 1,40 Kgf/cm²/s a 3,50 Kgf/cm²/s, según la Norma NVC 338:2002. La resistencia a la compresión (f'_c) se define como el promedio de la resistencia de, como mínimo, dos probetas tomadas de la misma muestra probadas a los 28 días.

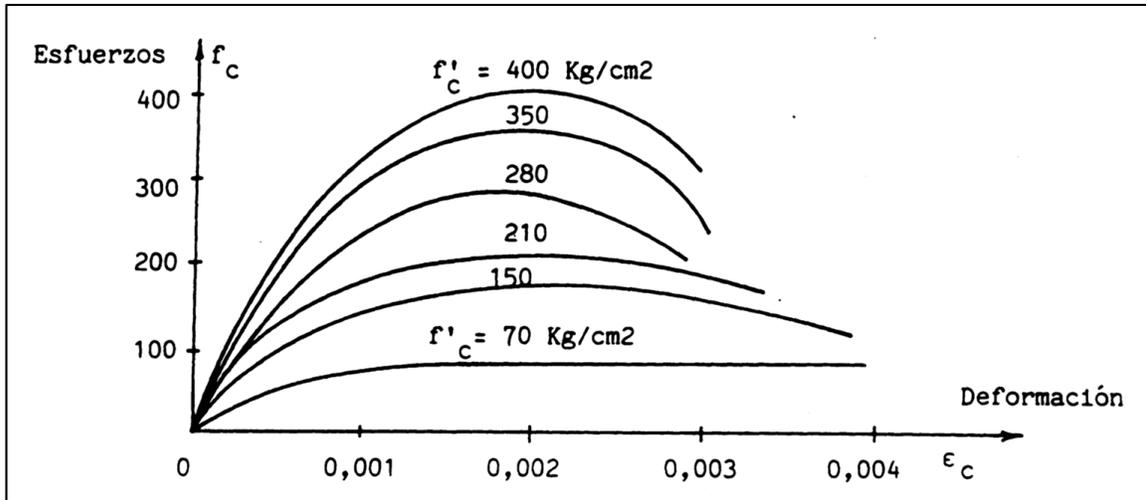


Figura 2.3- Diagrama Esfuerzo - Deformación para diferentes resistencias de concreto.

(Fuente: Fratelli, 1993)

2.6.2 Esfuerzo de Cedencia del Acero de Refuerzo (f_y)

También denominado como límite de cedencia o límite elástico (f_y), es la tensión o máximo esfuerzo a partir de la cual el material pasa a sufrir deformaciones permanentes una vez que la carga es retirada (Grases y Ramos, 1972), es decir, hasta este valor de tensión, si interrumpimos el traccionamiento de la muestra, ella volverá a su tamaño inicial sin presentar ningún tipo de deformación permanente, lo que se conoce como deformación elástica.

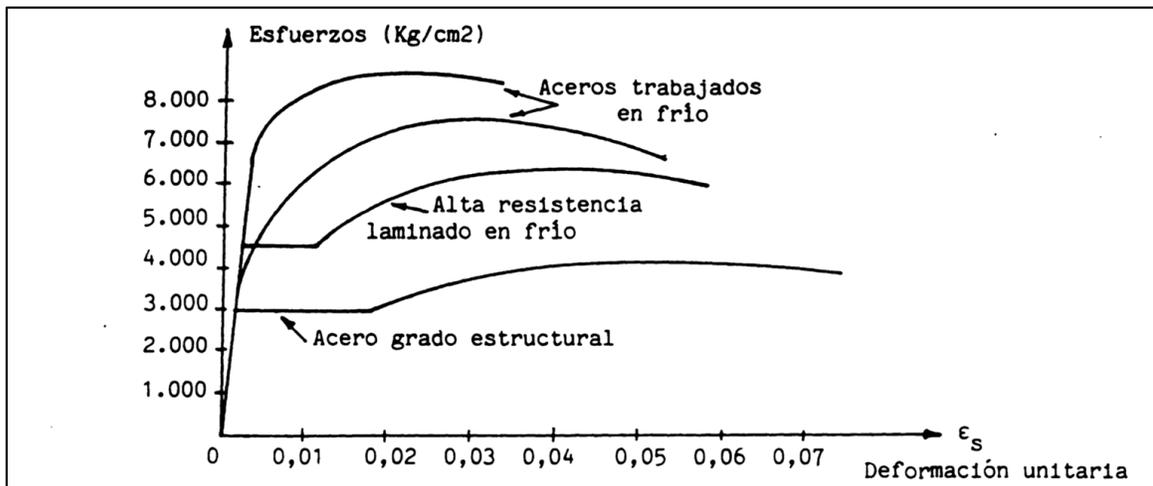


Figura 2.4 - Curvas de esfuerzo – deformación para el acero (Fuente: Fratelli, 1993).

El ingeniero utiliza el límite de cedencia f_y de la barra para realizar el diseño sismorresistente y calcular las dimensiones de los elementos estructurales de la edificación, pues la barra soporta cargas y sobrecargas hasta este punto y vuelve a su condición inicial sin deformación permanente. Pasado este punto, la estructura ya se encontraría en su rango inelástico y con deformaciones permanentes, por lo cual estaría fragilizada y comprometida.

En muchos casos este valor de f_y no se puede determinar con exactitud, por lo cual se recurre a definir los denominados límites elásticos convencionales. El límite elástico Convencional F_y , es la tensión que produce una deformación remanente de 0,2%. La mencionada Norma NVC 1753:2006 lo denomina “Resistencia Cedente F_y ”; esta se obtiene interceptando la curva tensión – deformación unitaria con una recta cuyo origen es $\epsilon = 0,002$ y que es paralela a la rama inicial elástico – lineal del gráfico, donde la pendiente de la recta corresponde al módulo de elasticidad, cuyo valor es $2,1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

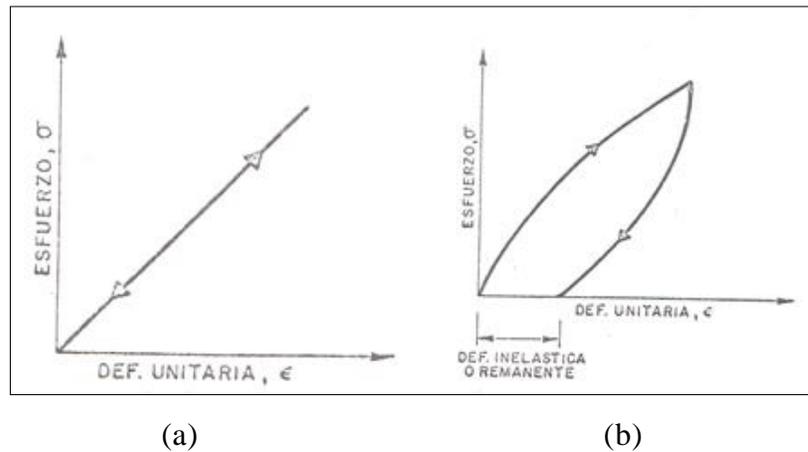


Figura 2.5 - (a) Diagrama Esfuerzo-Deformación Unitaria Lineal o rama Elástica – Inicial. (b) Diagrama Esfuerzo-Deformación para una deformación Inelástica o Remanente. (Fuente: Grases, 1992).

Las barras con resistencias hasta 2800 Kg/cm^2 presentan una curva elasto-plástica, como se ve en la figura 2.5, entonces f_y se identifica con claridad. Para aceros de resistencias mayores hasta 4200 Kg/cm^2 , la curva esfuerzo-deformación unitaria puede ser elastoplástica o no, dependiendo de las propiedades del acero y de los procesos de fabricación. Y para aceros de resistencias mayores a 4200 Kg/cm^2 , donde el grado de fluencia no está definido, el código ACI

318 especifica que el esfuerzo de fluencia f_y , debe determinarse como el esfuerzo que corresponde a una deformación de 0.0035 cm/cm.

2.7 Variabilidad de los Parámetros de Estudio f'_c y f_y

2.7.1 Variabilidad del f'_c

Como todo proceso de producción, hay variables que intervienen en la elaboración, colocación y ensayo de las mezclas de concreto, produciendo así variabilidades en las resistencias de las mezclas. El concreto por ser un material que generalmente se elabora a pie de obra, puede tener variabilidades que generalmente están influenciadas por apreciaciones de equipos, errores humanos o sencillamente un conjunto de procesos que están relacionados con el control de calidad. Si se mantiene durante la elaboración, colocación y ensayos de las mezclas de concreto un adecuado control de calidad, las variabilidades asociadas a la resistencia de la mezcla se ven disminuidas, asegurando así que las propiedades y comportamientos de la estructura supuestos inicialmente durante el proceso de diseño y cálculo no se vean alterados. En caso contrario, si no se asegura un buen control de calidad estas variabilidades en las resistencias del concreto pueden comprometer o llevar a situaciones críticas la estabilidad de la estructura.

Cuando se diseña un concreto para una resistencia de cálculo dada, su resistencia final en obra o ensayada según COVENIN 338; en la mayoría de los casos es superior a la resistencia de cálculo, donde de un conjunto de mezclas se tiene un valor medio de resistencia a la compresión que por lo general es superior a la resistencia de cálculo y además de eso se tendrá una desviación estándar o coeficiente de variabilidad que vendrá asociado al control de calidad implementado en la elaboración, colocación y ensayo de la mezcla. Así como en la mayoría de los casos la resistencia final de la mezcla es superior a la de cálculo, existe un porcentaje para los cuales la resistencia final del concreto resulta inferior a la resistencia de cálculo, por lo cual se debe evaluar ambas condiciones en la variabilidad de la resistencia de la mezcla. Esas variabilidades están relacionadas con la resistencia de cálculo de la mezcla y con el control de calidad, con lo cual se tienen:

Tabla N° 2.1: Variabilidad de la resistencia a compresión del concreto según resistencia de cálculo y control de calidad

Resistencia de compresión especificada en calculo Kg/cm ²	Variabilidad de Resistencia según el control de Calidad		
	Control de Calidad excelente	Control de calidad intermedio	Sin control de Calidad
Menor de 210	45 Kg/cm ²	80 Kg/cm ²	130 Kg/cm ²
De 210 a 350	60 Kg/cm ²	95 Kg/cm ²	170 Kg/cm ²
Mayor a 350	75 Kg/cm ²	110 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²

2.7.2 Variabilidad de fy

Así como en la resistencia de concreto $f'c$, se presentan una serie de variabilidades en su elaboración a pie de obra o premezcladoras; en el esfuerzo de cedencia del acero f_y también, pero estas variaciones se presentan es en la etapa del proceso de fabricación de las barras de acero, ya que para su obtención se pasa por una serie de procedimientos donde pueden surgir Normalmente distintas variantes que alteren el resultado final de la resistencia cedente o límite elástico, ya sea por encima de 4200 Kg/cm² o por debajo de ese valor. Estos procesos de producción del acero por la industria siderúrgica Venezolana en empresas como SINVENSA, SIDETUR, entre otras; es donde pueden ocurrir estas mencionadas variabilidades y van desde la extracción de la materia prima de las minas rurales, luego la reducción del hierro, seguida la fundición con arrabio, hierro esponja, briqueta, chatarra y otros, la aleación con carbono y otros metales para conseguir determinados propósitos, luego su solidificación formando un todo homogéneo en forma de palanquillas, y finalmente la laminación en caliente de las mismas ya sea en forma Plana como: planchas y láminas para la manufactura, Tubulares o tubos sin costura, y los No Planos que son los perfiles o las barras con resaltes que son las utilizadas como refuerzo para el concreto reforzado.

Además de esto en todo el territorio nacional es factible que se presenten acciones sísmicas por lo cual la NVC 316:00 “Barras y rollos de acero con resaltes para uso como

refuerzo estructural” y la NVC 1753:2003 “Estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y Diseño” en su Capítulo XVIII, establecen prescripciones especiales sobre solicitaciones sísmicas, para las cuales f_y incluyendo su variabilidad, debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) El valor del límite elástico convencional determinado mediante ensayos (F_y^*) no debe exceder el valor especificado, (F_y) en más de un 25%, es decir, debe cumplirse que $F_y^* \leq 1,25 F_y$. Esto con la finalidad de evitar el uso de aceros de refuerzo con tensión cedente sensiblemente mayor a la especificada en el diseño ya que tal situación puede conducir a fallas de tipo frágil.
- b) La resistencia a la tracción (F_{su}^*) determinada mediante el ensayo correspondiente, deberá exceder, por lo menos en un 25% el límite elástico convencional determinado en el ensayo, es decir, $F_{su}^* \geq 1,25 F_y^*$. Con este requisito se asegura que el acero posea suficiente capacidad de endurecimiento después de la cedencia para evitar que se produzcan deformaciones unitarias críticas a un nivel de tensiones relativamente bajo, de esta manera se reduciría la posibilidad de que se produzca un colapso del elemento de concreto reforzado al sobrepasar el punto de cedencia.

Nominal	S – 40	S – 60	S – 70	W – 40	W – 60	W – 70
Límite Elástico (f_y), kgf/mm ² (Mpa.)	28 min (275) min.	42 a 55 (415 a 540)	50 a 65 (490 a 637)	28 a 35 (275 a 353)	42 a 55 (415 a 540)	50 a 65 (490 a 637)
Resistencia a la tracción (f_{su}) kgf/mm ² (Mpa.)	Mayor a 1,25 f_y . 63 mín			Mayor a 1,25 f_y 63 mín.		

Figura 2.6 - Tabla del límite elástico convencional y resistencia a la tracción (f_y).
(Fuente: Norma COVENIN 316:00).

2.8 Simulación Numérica

2.8.1 Método de muestreo Hipercubo Latino (LHS)

Para la generación de muestras es tradicional la técnica de muestreo aleatorio, una versión mejorada es el Muestreo Estratificado y más recientemente, el muestreo por Hipercubo Latino (LHS, Latin Hypercube Sampling), que se basa en un esquema de muestreo restringido.

El método LHS consiste en la selección de los parámetros y variables a muestrear, la asignación de distribuciones de probabilidad a cada una (que pueden estar basados en estudios teóricos o mediciones experimentales), la división de cada distribución en un número fijado *a priori* de intervalos equiprobables, la generación de una muestra aleatoria dentro de cada intervalo y para cada variable, y el apareamiento aleatorio de muestras entre variables, de modo de obtener vectores de valores de entrada, uno por cada intervalo.

Con la funciones de distribución de probabilidad de las variables a muestrear se estratifica el eje de las ordenadas (para obtener estratos equiprobables), en sectores adyacentes disjuntos, y se realiza un muestreo aleatorio generado un valor por cada intervalo, obteniendo a continuación los valores en abscisa de cada variable. Seguido a esto se aparean las muestras de cada variable de manera aleatoria, obteniendo y verificando un bajo nivel de correlación entre las mismas. Para este ciclo se han utilizado dos generaciones independientes de números aleatorios, uno para el muestreo y otro para el apareo.

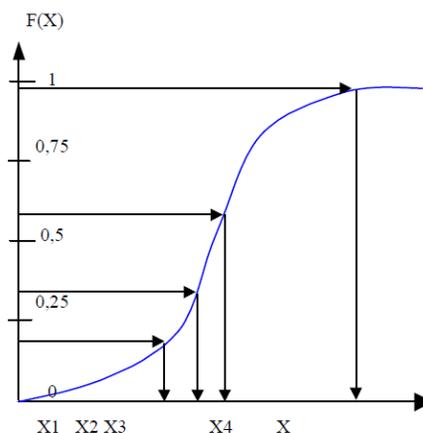


Figura 2.7. Esquema de muestreo y escalado (Fuente: Jorge E. Nuñez McLeod y Jorge H. Barón, 1999).

2.9 Método Estático No Lineal: *Pushover*

Para la aplicación del método estático no lineal, también conocido como *pushover*, se debe elaborar un modelo numérico de la estructura analizada que incorpore directamente las características del comportamiento no lineal de todos sus elementos y componentes. Luego, la estructura debe ser sometida a un patrón de cargas laterales monotónicamente crecientes, las cuales representan las fuerzas de inercia producidas durante un terremoto, hasta superar un desplazamiento preestablecido que usualmente es la demanda de desplazamiento (Fema 356, 2000).

El modelo numérico debe ser discretizado de tal manera que represente el comportamiento carga contra deformación a lo largo de todos los elementos de la estructura, de modo que se pueda identificar la ubicación de cualquier comportamiento inelástico que ocurra. El comportamiento carga contra deformación debe ser indicado explícitamente mediante envolventes adecuadas que incluyan la degradación de rigidez, la degradación de resistencia y la resistencia residual, de existir. La figura 2.8 muestra la relación carga contra deformación generalizada para elementos de concreto reforzado que propone el documento Fema 356 para la elaboración de los modelos numéricos.

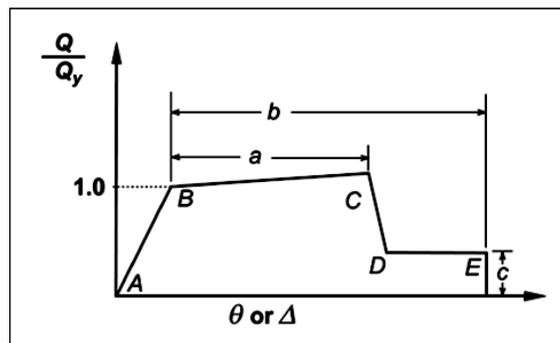


Figura 2.8 – Relación carga contra deformación generalizada para elementos de concreto reforzado (Fuente: Fema 356, 2000).

Las cargas laterales deben ser aplicadas al modelo numérico de la estructura en proporción a la distribución de las fuerzas inerciales en el plano de cada diafragma de piso. El documento Fema 356 indica que se deben aplicar al menos dos distribuciones verticales

de cargas laterales, esto con el fin de acotar el rango de acciones de diseño que puede ocurrir durante la respuesta dinámica real, seleccionando un patrón de cargas de cada uno de los siguientes grupos:

1) Un patrón modal seleccionado de alguno de los siguientes:

- Distribución vertical proporcional a las cargas que se emplean para realizar el análisis estático equivalente de la estructura.
- Distribución vertical proporcional a la forma del primer modo de vibración de la estructura en la dirección de análisis.
- Distribución vertical proporcional a la distribución de corte por nivel obtenida del análisis espectral del edificio en la dirección de análisis.

2) Un segundo patrón seleccionado de alguno de los siguientes:

- Distribución uniforme consistente de fuerzas laterales en cada nivel proporcionales a la masa total de cada nivel.
- Distribución adaptiva de cargas laterales que se modifica a medida que la estructura es deformada e incursiona en el rango de comportamiento inelástico.

Las cargas gravitatorias, provenientes de cargas permanentes y variables, deben ser incluidas en el modelo numérico debidamente combinadas con las cargas laterales. Adicionalmente, las cargas laterales deben ser aplicadas en la dirección del análisis tanto en sentido positivo como en sentido negativo.

La relación obtenida del análisis estático no lineal entre el cortante basal y el desplazamiento en el nodo de control, usualmente un nodo ubicado en el techo de la estructura, es sustituida por una relación bilineal idealizada como alguna de las mostradas en la figura 9. En estas relaciones se puede identificar el cortante basal cedente (V_y), la rigidez lateral efectiva (K_e) y la pendiente de la rama de comportamiento inelástico (αK_e) resultantes del análisis de la estructura.

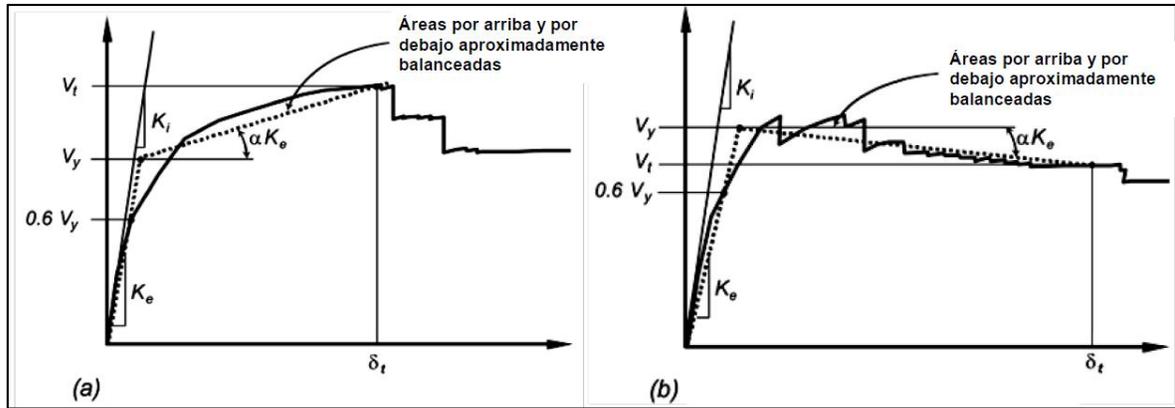


Figura 2.9 - Curvas carga contra desplazamiento idealizadas: (a) rama inelástica con pendiente positiva y (b) rama inelástica con pendiente negativa (Fuente: Fema 356, 2000).

Finalmente, es interesante tomar en cuenta que el resultado del análisis estático no lineal de una estructura debe coincidir con aquel obtenido de un “análisis de mecanismo plástico” (limit analysis) para el mismo patrón de cargas laterales. La resistencia al cortante basal no es una propiedad independiente del patrón de cargas supuesto para realizar el análisis. De hecho, la resistencia al cortante basal para un patrón de cargas define las magnitudes de las cargas. Esta es una característica sutil pero importante del comportamiento de una estructura ante un terremoto (Sozen, 2004).

CAPITULO III

METODOLOGÍA

Para evaluar la variabilidad en la relación de resistencia entre columnas y vigas considerando la variabilidad de la resistencia a la compresión del concreto (f_c) y el esfuerzo de cedencia del acero (f_y) se consideraran las siguientes etapas:

3.1 Revisión de los requerimientos exigidos por la NVF 1753-2006 para la condición “Columna fuerte - Viga débil” en estructuras de concreto reforzado

En esta primera fase, se revisan los requerimientos expuestos en el apartado 18.4.3.2 de la NVF 1753-2006 en relación a los requerimientos mínimos de resistencias a flexión entre columnas y vigas, en donde se pueden encontrar dos metodologías o procedimientos para el cálculo de la relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas.

El procedimiento 1, compara la relación entre la sumatoria de resistencias a flexión de las columnas y las resistencias a flexión de las vigas que convergen en un nodo, donde esa relación tiene que ser mayor a 1,20.

El procedimiento 2, compara la relación entre la sumatoria de las resistencias a flexión de las columnas debajo del nivel en consideración y la sumatoria de las resistencias a flexión de las vigas de todo el nivel, donde esa relación requiere ser mayor a 1,20.

3.2 Análisis y Diseño de los Pórticos

En esta etapa de cálculo, se predimensionan y diseñan los pórticos para un ND3, según los requerimientos establecidos en NVF 1753-2006 para estructuras resistentes a sismos. Para el diseño de los pórticos en lo que respecta al análisis de cargas verticales, se consideran las cargas según el ambiente y el uso que establece la NVC 2002:1988 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”; y para el análisis de cargas laterales o sísmicas se consideran los criterios de análisis y diseño para edificaciones situadas en zonas donde pueden ocurrir eventos sísmicos fuertes establecidos por la NVC 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes”. Además en el diseño de los pórticos se verifican las derivas Normalizadas como lo establece la NVC 1756:2001.

Los pórticos de estudio son dos pórticos planos de concreto reforzado. El pórtico 1 está configurado de manera simétrica con respecto a su eje central, teniendo así dos vanos de siete metros y dos entrepisos de tres metros de altura cada uno. El pórtico 2 tiene a su vez una configuración asimétrica con respecto a su eje central, teniendo así un vano de cuatro metros y otro de ocho metros donde en los mismos se mantienen los dos entrepisos de tres metros de altura cada uno. Los elementos estructurales de los pórticos, es decir las vigas y columnas, tendrán características y dimensiones que propicien las situaciones más desfavorables para la condición Columna Fuerte – Viga Débil.

En esta etapa de diseño para los pórticos seleccionados, se asume que en los mismos solo se pueden producir mecanismos de falla de rótulas plásticas a flexión en vigas y rótulas plásticas a flexión y carga axial en columnas, por lo tanto no se considera relevante el diseño de los nodos y el diseño por corte en vigas y columnas, ya que los mismos no influyen en la relación de resistencias entre columnas y vigas.

Todo lo anterior se realiza con el objeto de que el diseño esté orientado básicamente a conocer las dimensiones de los elementos estructurales y la cantidad de acero longitudinal en las columnas y vigas.

3.3 Ajuste de los Pórticos con el diseño inicial a los requerimientos de “Columna Fuerte - Viga Débil” establecidos por la NVF 1753-2006

En la siguiente etapa, con los pórticos dimensionados y definida la cantidad de acero longitudinal en las vigas y columnas, se ajustan ahora a los requerimientos de resistencia entre vigas y columnas establecidos en la NVF 1753-2006, para verificar el comportamiento de Columna Fuerte-Viga Débil.

Los requerimientos a ajustar en la estructura están asociados a los procedimientos 1 y 2 presentados en el apartado 18.4.3 de la NVF 1753:2006 en relación a la resistencia mínima de columnas y vigas, donde ambos procedimientos tienen el objetivo de evitar el mecanismo de piso.

Como ya se mencionó anteriormente, el procedimiento 1 está basado en el código ACI 318 y compara las resistencias a flexión de las vigas y las columnas en cada uno de los nodos

de la estructura, tomando como criterio que la relación o cociente de la sumatoria de resistencias a flexión entre las columnas y las vigas sea mayor o igual a 1,2, esto quiere decir que las columnas tienen que ser como mínimo 20% más resistentes que las vigas. El procedimiento 2 está basado en el Blue Book de la SEAOC, 1999 y compara las resistencias de todas las vigas y todas las columnas en cada nivel tomando como criterio que la relación o cociente de la sumatoria de resistencias a flexión entre columnas y vigas sea mayor o igual a 1,00, lo cual significa que las columnas tienen que resistir como mínimo la resistencia a flexión de las vigas. Sin embargo la NVF 1753:2006 considera el procedimiento planteado por la Blue Book pero impone un valor de relación de resistencias mayor o igual a 1,20.

Es importante destacar que cada pórtico será ajustado a cada procedimiento por separado, teniendo así para un mismo pórtico dos soluciones en el armado de sus columnas que a su vez están en función del procedimiento al cual fueron ajustados.

3.4 Ajuste de los Pórticos a valores de distintas relaciones de resistencias a flexión entre columnas y vigas

En esta etapa, los pórticos son ajustados, con sus propiedades nominales, para cada procedimiento del apartado 18.4.3 de la NVF 1753-2006, a valores de relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas según lo recomendado por la normativa Venezolana y algunas normativas extranjeras.

Se ajustara al valor de 1,00 ya que este es un valor que se recomienda por el ajuste por nodos a estructuras de acero, además el Blue Book de la SEAOC lo propone también para el ajuste por nivel.

Se ajustara al valor de 1,20 ya que este valor es el que recomienda la Norma Fondonorma 1753-2006 Venezolana, para el ajuste de relación de resistencias por nodo y por nivel, según sus procedimientos 1 y 2.

Otro valor de ajuste es a 1,50, valor que recomienda la normativa Mexicana para el ajuste por nodo, sin embargo, en la presente investigación se tomara este valor para hacer el ajuste por nodo y por nivel.

Y por último, se ajustara al valor de 2,00 ya que este valor lo recomiendan los Normas de Nueva Zelanda para el ajuste por nodo, sin embargo se realizara también el ajuste por nivel.

Para llegar a los ajustes antes mencionados para cada procedimiento, se mantiene el acero longitudinal de las vigas y se varía el acero longitudinal de las columnas para cada nivel y cada columna por separado, buscando con esto que las resistencias a flexión de las columnas superen en la proporción del valor de ajuste a las resistencias a flexión de las vigas. Teniendo así para cada pórtico y un valor de ajuste supuesto, dos soluciones de armado de las columnas, una para el procedimiento 1 y otra para el procedimiento 2.

Para el ajuste por el procedimiento 1, se empieza a variar el acero longitudinal de las columnas empezando por el segundo nivel hasta lograr que la relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas en cada nodo, en cada sentido del sismo y en la dirección de análisis del pórtico de como mínimo el valor de ajuste. Teniendo el acero longitudinal de los columnas del segundo nivel que proporcionen para cada sentido del sismo y en la dirección de análisis del pórtico como mínimo el valor al cual se está ajustando la relación de resistencias a flexión en cada nodo, se procede a calcular el acero longitudinal de las columnas del primer nivel para que estas proporcionen, en cada nodo del primer nivel para cada sentido del sismo y en la dirección de análisis del pórtico, como mínimo la relación de resistencia a la que se está ajustando.

Para el ajuste por el procedimiento 2, se varia el acero longitudinal de las columnas en cada nivel, manteniendo la proporción de acero entre ellas producto del diseño inicial, hasta lograr en cada nivel que la relación entre la sumatoria de las resistencias a flexión de las columnas por debajo del nivel y la sumatoria de las resistencias a flexión de las vigas en ese nivel den para cada sentido del sismo y en la dirección de análisis del pórtico como mínimo el valor al cual se está ajustando.

3.5 Comportamiento sismorresistente de los pórticos a través de Análisis estáticos no Lineales

En la siguiente etapa, se realiza un análisis estático no lineal o *pushover* siguiendo los lineamientos de los documentos Fema 356 (Fema 356, 2000) a los pórticos en su diseño inicial, a los pórticos en su diseño inicial ajustados a los procedimientos 1 y 2 según NVF 1753-2006 y a los pórticos con los ajustes de 1,00; 1,20; 1,50 y 2,00 para los procedimientos ya mencionados,

con el objeto de encontrar el valor de ajuste para cada procedimiento propuesto por la NVF 1753-2006 que propicie el mecanismo de falla ideal en la estructura, el cual consiste en la articulación de los extremos de todas las vigas de la estructura y la articulación de las columnas en la base de la estructura.

Además de encontrar las relaciones de resistencia para cada procedimiento que propicien el mecanismo de falla ideal, se pretende con los *pushover* obtener los mecanismos de falla para las diferentes configuraciones de acero en las columnas según el ajuste propuesto y compararlo con los comportamientos sismorresistentes esperados para estructuras de concreto reforzado.

Para realizar el análisis estático no lineal *pushover* se establecen dos patrones de carga lateral en cada sentido del sismo como mínimo necesario para la realización de los *pushover* y obtener de esta manera los resultados de mecanismos de fallas más certeros. Los patrones de carga están asociados a dos configuraciones distintas para las cargas laterales aplicadas en el *pushover*. Un patrón de cargas sigue una configuración triangular en todo lo alto de la estructura, teniendo un valor de cero en la base y el valor de la carga lateral en el tope. El otro patrón de carga sigue una configuración rectangular y constante en toda la altura de la estructura.

Los *Pushover* que se realicen a los pórticos en su diseño inicial y a los pórticos en su diseño inicial ajustados a los procedimientos 1 y 2 según NVF 1753-2006, servirán de base de comparación para los *pushover* que se realicen a los pórticos con los ajustes de 1,00; 1,20; 1,50 y 2,00 para cada procedimiento de la Norma. Teniendo así la comparación entre los mecanismos de falla de los pórticos en su diseño inicial sin ajuste y los pórticos en su diseño inicial ajustados a los procedimientos antes mencionados, con los pórticos resultantes de los ajustes a 1,00; 1,20; 1,50 y 2,00 para cada procedimiento. Con esto se busca evaluar si las relaciones de resistencias a la cuales se están ajustando los pórticos proporcionan los mecanismos de falla esperados según los diseños realizados.

3.6 Evaluación a través de Análisis Estáticos no Lineales de los mecanismos de falla de los Pórticos considerando la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y

Una vez encontrados para cada procedimiento de la Norma los valores de ajuste adecuados de relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas que propicien el

mecanismo de falla ideal y eviten los mecanismos de piso, se introduce solo para estos casos de ajuste la variabilidad de los parámetros f_c y f_y , donde se considera una media y un coeficiente de variabilidad de 0,15 para el f_c y 0,05 para el f_y . Esta variabilidad es determinada mediante el método de muestreo Hipercubo Latino (LHS) explicado en punto 2.8, el cual arroja un muestreo de 50 casos de variabilidad de los parámetros f_c y f_y para los dos patrones de carga en cada sentido del sismo y en la dirección de análisis del pórtico, estableciendo así un total de 100 análisis estáticos no lineales para cada ajuste propuesto para cada pórtico y cada procedimiento que determinaran si la variabilidad afecta o no a la condición “Columna Fuerte – Viga Débil”.

Con esto se obtienen modelos computacionales a través de las cuales se puede observar y determinar la proporción de los resultados satisfactorios y no satisfactorios, donde esta proporción varía de acuerdo a cual sea el ajuste de relación de resistencia entre columnas y vigas establecido. Para ser satisfactorios deberán generar mecanismos de falla ideal y evitar los de piso a pesar de estar considerada la variabilidad de los parámetros, para así propiciar la condición esperada de Columna Fuerte – Viga Débil”, de lo contrario no será satisfactorio lo cual indica que la variabilidad si estaría afectando el comportamiento sismorresistente del pórtico. A modo de comparación, estos resultados serán comparados con los del Diseño Inicial de los pórticos y así mismo a los ajustados por los procedimientos 1 y 2, de esta manera se podrán contrastar los comportamientos sin ajuste ni variabilidad contra los comportamientos de los pórticos finales.

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para el presente trabajo de investigación se desarrollaron dos casos de estudio, ambos conformados por pórticos planos de concreto reforzado correspondientes a estructuras de dos niveles, donde cada una presenta la misma altura de entrepiso pero diferentes longitudes de sus vanos, siendo el primer caso de estudio un pórtico plano simétrico respecto a su eje central y el segundo caso un pórtico plano asimétrico de igual manera respecto a su eje central.

4.1 Pórtico N°1

4.1.1 Descripción

El primer caso de estudio corresponde a un pórtico plano de concreto reforzado el cual presenta una geometría simétrica respecto a su eje central. El pórtico N°1 es el intermedio de una estructura de tres pórticos con separaciones de 7,00 m entre ellos y corresponde a una edificación ubicada en la ciudad de Caracas, Venezuela. En la tabla 4.1 y la figura 4.1 se presenta sus dimensiones.

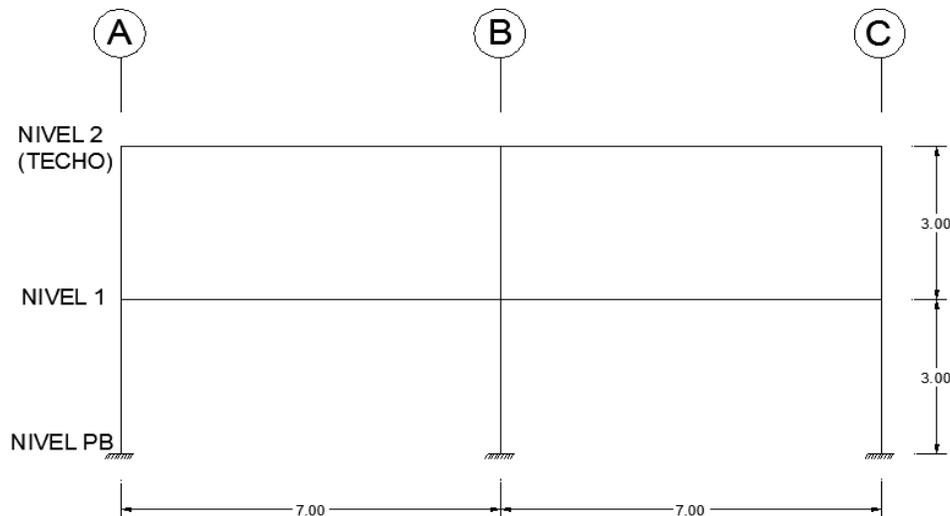


Figura 4.1 – Geometría de Pórtico N°1

Tabla 4.1: Geometría del Pórtico N°1

		Nivel	Altura	Ejes	Longitud
N° de Pisos:	2	Nivel 2 (Techo)	6.00 m	A	0.00 m
N° de Ejes:	3	Nivel 1	3.00 m	B	7.00 m
		Nivel PB	0.00 m	C	14.00 m

4.1.2 Parámetros y consideraciones sísmicas

De acuerdo a la zona donde se encuentre ubicada la edificación, se consideran una serie de parámetros para el análisis sísmico espectral del pórtico, En este caso, el pórtico N°1 se encuentra ubicado en Caracas, Venezuela y además de esto la edificación se diseñó considerando requisitos para un nivel de diseño 3 (ND3).

Según estos datos y lo correspondiente a la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 se tienen en la tabla 4.2 los siguientes parámetros para un nivel de diseño 3 (ND3):

Tabla N° 4.2: Parámetros Sísmicos

Parámetro	Valor
Zona sísmica	5
Coefficiente de aceleración horizontal A_0	0.3
Forma espectral	S2
Factor de corrección, ϕ	0.95
Factor de importancia, α	1
Grupo	B2
Tipo de sistema estructural resistente	1
Factor de reducción de respuesta, R	6
Valor máximo del período en el intervalo constante de los espectro Normalizados, T^*	0.7
Factor de magnificación promedio, β	2.6
Período característico de variación de respuesta dúctil, T_+	0.4

4.1.2.1 Consideración del Efecto del Sismo Vertical

Para la consideración del efecto del sismo vertical se consideró según lo estipulado por la Norma Fondonorma 1753-2006 en el capítulo 9 apartado 9.3 en lo referente a las sollicitaciones alternantes de la componente sísmica vertical, en la que se define:

$$S_v = (0.2\alpha\phi\beta A_0) * CP$$

$$S_v/CP = 0.1482$$

4.1.2.2 Consideraciones para el Peso Sísmico

Para la determinación del peso sísmico se consideró lo estipulado en la Norma COVENIN 1756-2001 en el capítulo 7 apartado 7.1 lo referente al coeficiente sísmico para edificaciones, donde el peso para edificaciones residenciales se calculó según los porcentajes de la tabla 4.3:

Tabla 4.3: Consideraciones para el Peso Sísmico Pórtico N°1

Carga permanente:	100%
Carga variable:	25%
Carga variable techo:	0%

4.1.3 Características para el Análisis

El pórtico tiene como función soportar tanto las cargas gravitatorias, provenientes de su peso propio y de las cargas transmitidas por las losas de entrepiso y techo, como también las cargas sísmicas. Para dichas cargas gravitatorias se consideran una serie de características presentadas a continuación:

- Losa de entrepiso y techo se apoyan sobre las vigas del pórtico de estudio.
- Acabado superior de la losa de entrepiso es granito artificial de espesor 5 cm.
- Mortero de nivelación de espesor 4 cm con impermeabilización de manto asfáltico y acabado exterior.
- Acabado inferior en las losas de concreto reforzado es friso de cemento y cal de espesor 2 cm.
- Peso de tabiquería como carga distribuida equivalente a 150 kgf/m² sobre la losa de entrepiso.
- Techo visitable y posee pendiente menor al 15%.
- Uso de la edificación es para viviendas.

4.1.4 Análisis del Pórtico N°1

Para el análisis y diseño del pórtico N°1, se consideraron además de las características anteriormente mencionadas, las propiedades mecánicas de los materiales las cuales se muestran en la tabla 4.4:

Tabla N° 4.4: Propiedades Mecánicas de los Materiales Pórtico N°1

f_c [Kgf/cm²]	F_y [Kgf/cm²]	ε_{cu}	ε_y	E_s [Kgf/cm²]	E_c [Kgf/cm²]	μ
250	4200	0.003	0.002	2.1x10 ⁶	238752	0.20

El módulo de elasticidad del concreto se obtuvo con la ecuación $15100 \times (f'_c)^{0.5}$, donde f'_c corresponde a la resistencia nominal a compresión del concreto en Kgf/cm^2 y el módulo de elasticidad resultante también está en Kgf/cm^2 . Cabe señalar que la pendiente de la rama de endurecimiento del acero de refuerzo se consideró horizontal para el comportamiento elástico perfectamente plástico. Los valores de resistencia a compresión del concreto y del esfuerzo de cedencia del acero mostrados en la tabla 4.4 son propiedades nominales consideradas para los cálculos del siguiente trabajo.

En referencia a las cargas gravitatorias para el análisis de este pórtico, consistieron en las cargas producidas por el peso propio de los elementos estructurales, las cargas permanentes y las cargas variables de acuerdo al uso de la edificación. Debido a que se está analizando un pórtico plano, se determinó un ancho tributario de 7 m de acuerdo a las dimensiones de losas de entrepiso y techo que se apoyan en la viga del pórtico analizado. Dicho esto, se determinó mediante un análisis de carga las cargas totales que se distribuyen longitudinalmente en las vigas del pórtico para las condiciones permanentes y variables. En la tabla 4.5 se observa el análisis de carga para el pórtico N°1.

Tabla 4.5: Análisis de cargas para el Pórtico N°1

Nivel 1: Ancho tributario: 7.00 m

Cargas permanentes (CP):

Acabado superior granito artificial de e= 5 cm	100 kgf/m ²
Acabado inferior de cemento y cal e= 2 cm	19 kgf/m ²
Carga distribuida de tabiquería	150 kgf/m ²
Peso propio losa nervada h= 40 cm	435 kgf/m ²
Total CP losa:	704 kgf/m²
Reacción de losa sobre viga (CP x ancho tributario):	4928 kgf/m
Total CP sobre viga:	4928 kgf/m

Cargas variables (CV):

Carga variable de losa de entrepiso / uso vivienda:	175 kgf/m ²
Reacción de losa sobre viga (cv x ancho tributario):	1225 kgf/m
Total CV sobre viga:	1225 kgf/m

Nivel 2 (Techo): Ancho tributario: 7.00 m

Cargas permanentes (CP):

Mortero de nivelación e= 4 cm	86 kgf/m ²
Impermeabilización con manto asfáltico e= 5 mm y acabado exterior	5 kgf/m ²
Acabado inferior de cemento y cal e= 2 cm	19 kgf/m ²
Peso propio losa nervada h= 40 cm	435 kgf/m ²
Total CP losa:	545 kgf/m²
Reacción de losa sobre viga (CP x ancho tributario):	3815 kgf/m ²
Total CP sobre viga:	3815 kgf/m²

Cargas variables (CV):

Carga variable de losa de techo / visitable de pendiente menor a 15%:	100 kgf/m ²
Reacción de losa sobre viga (cv x ancho tributario):	700 kgf/m
Total cv sobre viga:	700 kgf/m

Tabla N°4.6: Resumen de Cargas que tributan a las Vigas

Vigas	Carga Permanente Kgf/m ²	Carga Variable Kgf/m ²
Nivel 1	4928	1225
Nivel 2 (Techo)	3815	700

De esta manera la distribución de cargas permanentes y variables en las vigas para el pórtico N°1 se puede observar en la figura 4.2:

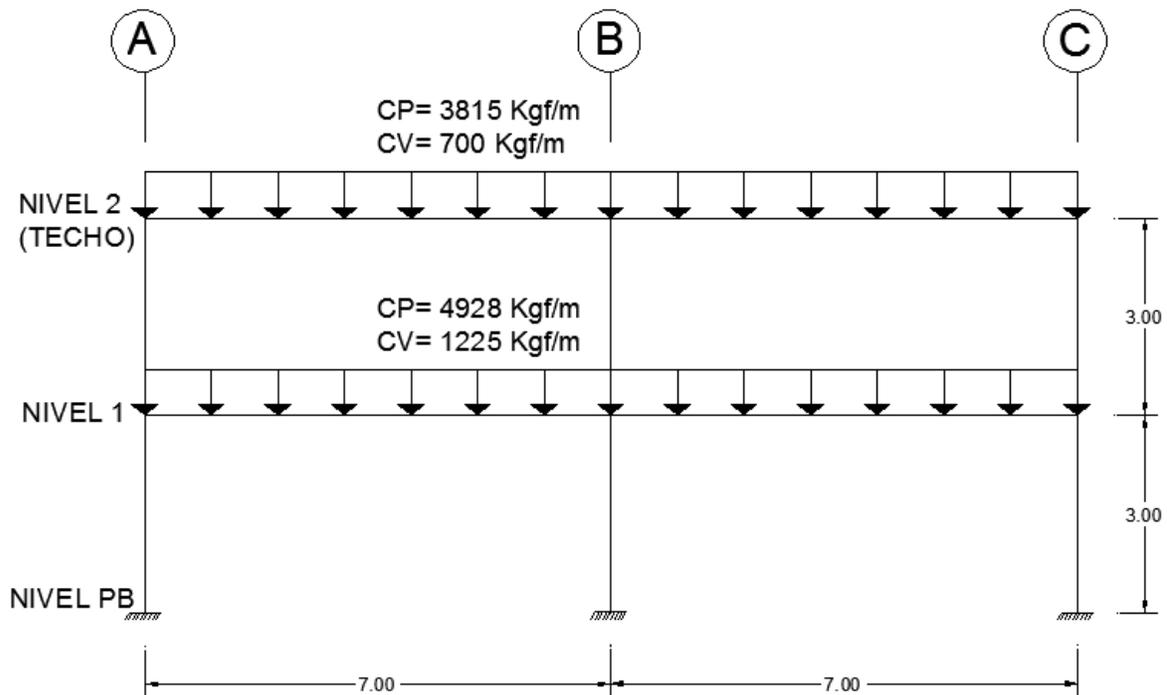


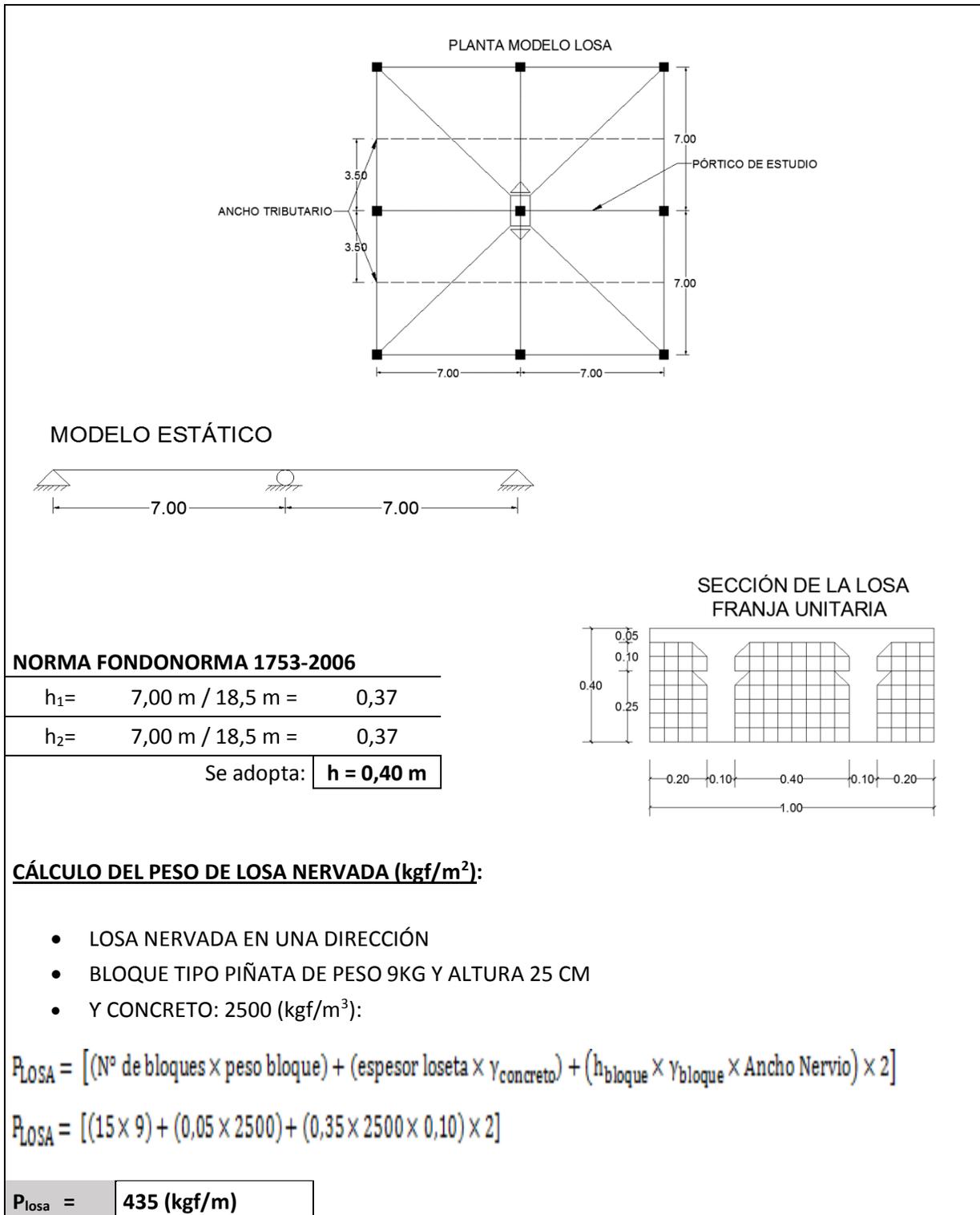
Figura 4.2 – Distribución de Cargas en las Vigas

4.1.5 Predimensionamiento de las losas, vigas y columnas

Para poder realizar el análisis de los elementos estructurales del pórtico, como lo son las losas, vigas y columnas, fue necesario hacer previamente un predimensionamiento de cada uno de los mismos, esto es posible ya conociendo los análisis de cargas y las dimensiones mínimas recomendadas para dichos elementos.

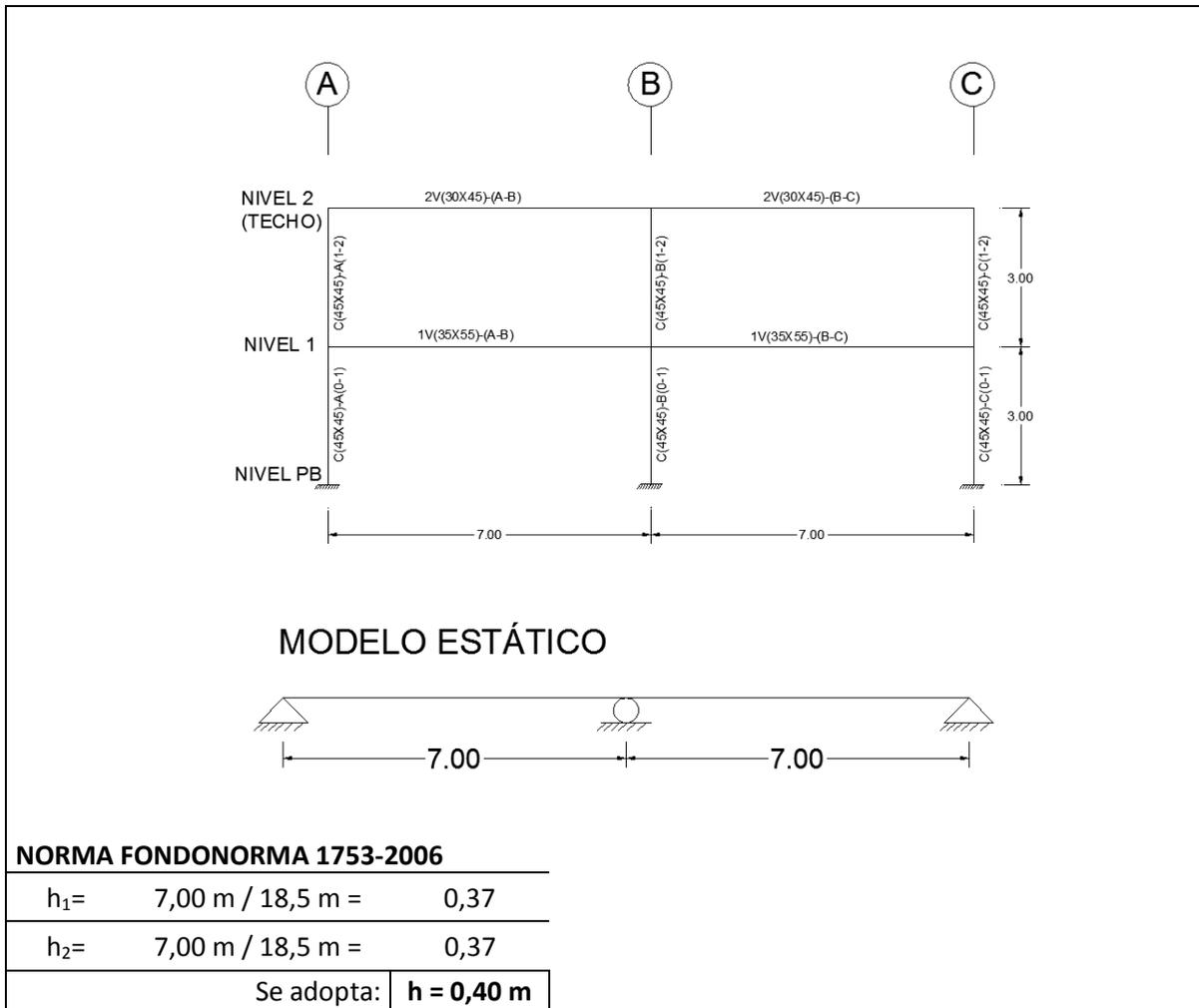
4.1.5.1 Predimensionamiento de Losa de Entrepiso (Nivel 1) y Losa de Techo (Nivel 2)

Tabla 4.7: Predimensionamiento de la losa del Pórtico N°1



4.1.5.2 Predimensionamiento de Vigas de Entrepiso (Nivel 1) y Vigas de Techo (Nivel 2)

Tabla 4.8: Predimensionamiento de las vigas Pórtico N°1



4.1.6 Modelo del Pórtico mediante Software ETABS

Una vez estimadas las dimensiones de los elementos estructurales del pórtico según el análisis de cargas y mediante su predimensionamiento, se procedió a utilizar el programa de análisis computacional ETABS Versión 9.7.2 como herramienta para modelar el pórtico, con el fin de obtener el diseño definitivo que proporcione las áreas de acero longitudinales adecuadas que cumplan satisfactoriamente los requisitos de la Normativa para un ND3. Además de ello, el programa ETABS facilitó la realización de los análisis estáticos no lineales *Pushover* del pórtico para las respectivas evaluaciones establecidas en la metodología de la investigación.

Para la realización del modelo se adoptaron dimensiones considerando como mínimas las obtenidas del predimensionamiento y a su vez tomando como referencia las dimensiones mínimas establecidas por la Norma Fondonorma 1753-2006 en su apartado 9.6 referente a los requisitos para los estados limites en los elementos estructurales, de tal manera las secciones adoptadas están en cumplimiento de lo requerido para el diseño adecuado del pórtico. Estas dimensiones pueden observarse de manera sintetizada en la tabla 4.9 y figura 4.3.

Tabla N°4.9: Dimensiones adoptadas para el diseño inicial Pórtico N°1

VIGAS						
NIVEL	SECCIÓN	BASE (b) [cm]	ALTURA (h) [cm]	REC (d') [cm]	ALTURA ÚTIL (d) [cm]	As min [cm ²]
2	2V(30X45)-(A-B)	30	45	5	40	4.00
	2V(30X45)-(B-C)	30	45	5	40	4.00
1	1V(35X55)-(A-B)	35	55	5	50	5.83
	1V(35X55)-(B-C)	35	55	5	50	5.83

COLUMNAS						
NIVEL	SECCIÓN	BASE (b) [cm]	ALTURA (h) [cm]	REC (d') [cm]	ALTURA ÚTIL (d) [cm]	As min [cm ²]
2	C(45X45)-A(1-2)	45	45	5	40	6.00
	C(45X45)-B(1-2)	45	45	5	40	6.00
	C(45X45)-C(1-2)	45	45	5	40	6.00
1	C(45X45)-A(0-1)	45	45	5	40	6.00
	C(45X45)-B(0-1)	45	45	5	40	6.00
	C(45X45)-C(0-1)	45	45	5	40	6.00

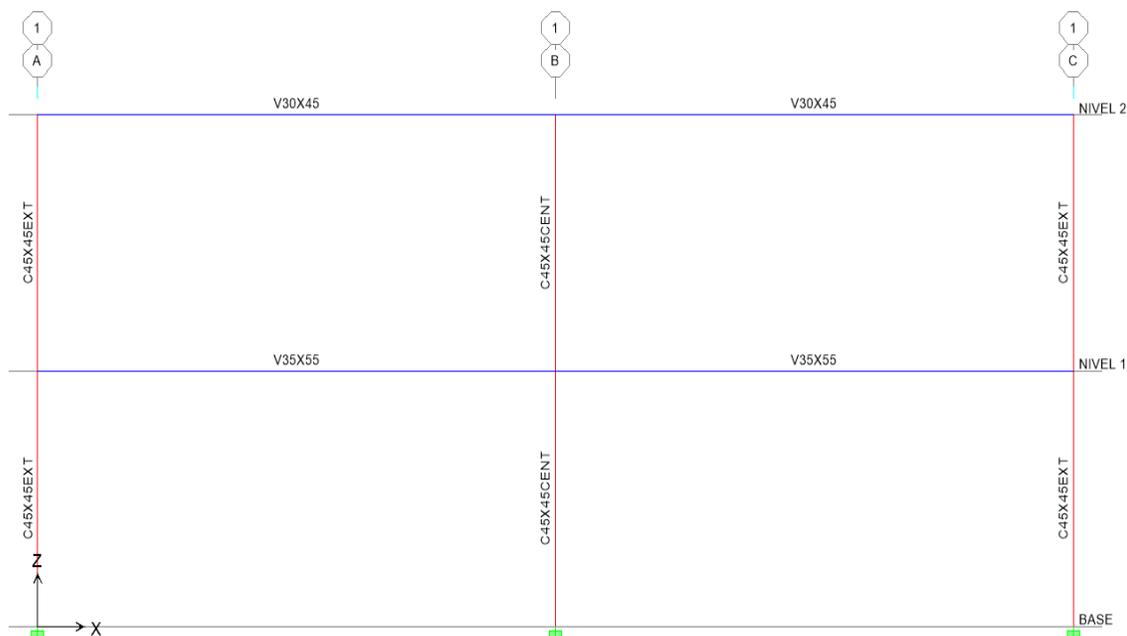


Figura 4.3 – Secciones adoptadas en el modelo de ETABS para el Pórtico N°1 – Diseño Inicial

Una vez modelado el pórtico se obtuvieron resultados del análisis sísmico, donde el peso sísmico total del pórtico fue $W = 144.30$ tf, el cortante basal $V_0 = 17.15$ tf y el coeficiente sísmico $V_0/W = 0,12$ (mayor que $\alpha A_0/R$). El período fundamental para el primer modo de vibración fue $T_1 = 0.34$ s y el período del segundo modo de vibración fue $T_2 = 0,11$ s. La deriva Normalizada máxima por Nivel obtenida fue para el Nivel 2 = 0,00097 y la deriva Normalizada Inelástica 0,0047 siendo menor a 0,018 y cumpliendo con el límite establecido en la Norma Venezolana 1756 (0,018 para edificaciones del Grupo B2).

Tabla N° 4.10: Resumen de Análisis Sísmico para el Diseño Inicial Pórtico N°1

Nivel	Peso Sísmico [tf]	Cortante de Piso [tf]	Desplazamiento Máximo [cm]	Deriva Normalizada Máxima Inelástica [cm/cm]
2	60.135	10.08	0.515	0.0047
1	84.170	15.99	0.224	0.0040

Luego de los respectivos chequeos y correcciones en cumplimiento con la Normativa, se determinaron los aceros longitudinales para las vigas y columnas del Diseño Inicial del Pórtico N°1, resumidos en las tablas 4.11, 4.12 y la figura 4.4.

Tabla N° 4.11: Áreas de acero longitudinal en Columnas – Diseño Inicial Pórtico N°1

COLUMNAS		
NIVEL 2		
DESCRIPCIÓN	As Sup [cm ²]	As Inf [cm ²]
C(45X45)-A(1-2)	28.05	28.05
C(45X45)-B(1-2)	20.25	20.25
C(45X45)-C(1-2)	28.05	28.05
NIVEL 1		
DESCRIPCIÓN	As Sup [cm ²]	As Inf [cm ²]
C(45X45)-A(0-1)	20.25	20.25
C(45X45)-B(0-1)	20.25	20.25
C(45X45)-C(0-1)	20.25	20.25

Tabla N° 4.12: Áreas de acero longitudinal en Vigas - Diseño Inicial Pórtico N°1

VIGAS				
NIVEL 2				
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm ²]	As Inf Izq. [cm ²]	As Sup Der [cm ²]	As Inf Der [cm ²]
2V(30X45)-(A-B)	16.83	7.74	19.92	9.06
2V(30X45)-(B-C)	19.92	9.06	16.83	7.74
NIVEL 1				
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm ²]	As Inf Izq. [cm ²]	As Sup Der [cm ²]	As Inf Der [cm ²]
1V(35X55)-(A-B)	19.49	9.15	23.37	10.80
1V(35X55)-(B-C)	23.37	10.80	19.49	9.15

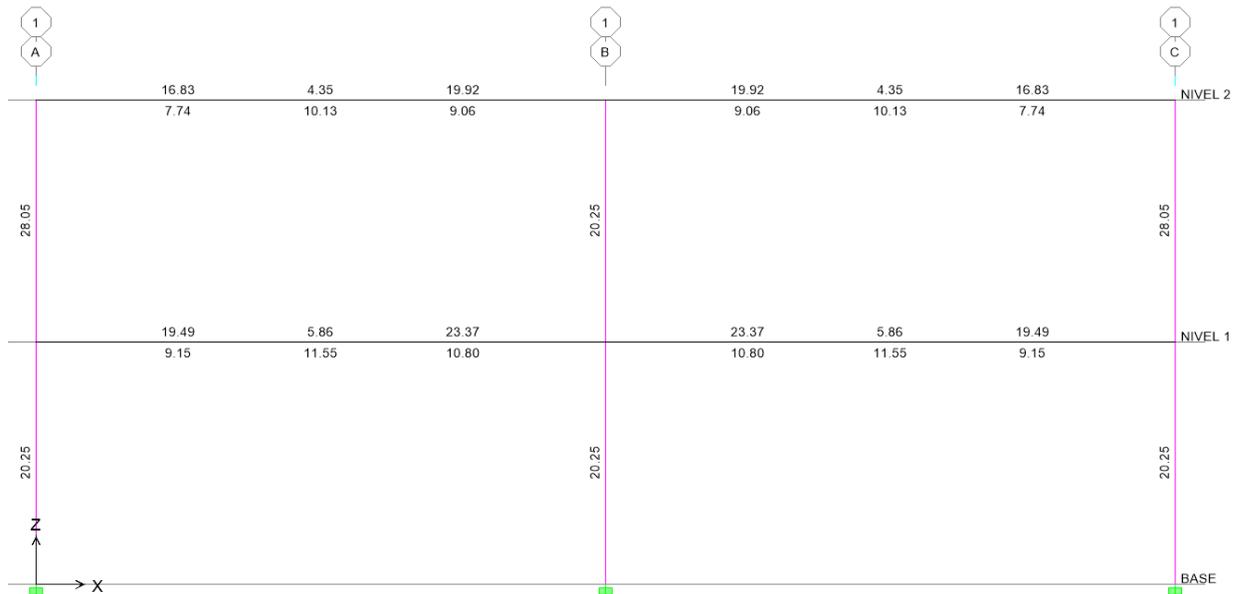


Figura 4.4 – Áreas de Acero determinadas en ETABS para el Pórtico N°1 – Diseño Inicial

Luego de obtenidas estas áreas de acero para el pórtico N° 1, fue necesario convertirlas a diámetros nominales de barras de acero, quedando adaptadas a áreas de acero reales correspondientes a una determinada combinación de barras. Esta conversión para cada columna y viga puede observarse en las tablas 4.13, 4.14 y en la figura 4.5.

Tabla N° 4.13: Áreas de acero longitudinal en Vigas transformadas a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°1

VIGAS								
NIVEL 2								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm ²]		As Inf Izq. [cm ²]		As Sup Der [cm ²]		As Inf Der [cm ²]	
2V(30X45)-(A-B)	6Ø3/4"	17.10	2Ø7/8"	7.76	7Ø3/4"	19.95	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18
2V(30X45)-(B-C)	7Ø3/4"	19.95	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	6Ø3/4"	17.10	2Ø7/8"	7.76
NIVEL 1								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm ²]		As Inf Izq. [cm ²]		As Sup Der [cm ²]		As Inf Der [cm ²]	
1V(35X55)-(A-B)	3Ø7/8"+4Ø5/8"	19.57	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	4Ø7/8"+4Ø5/8"	23.44	1Ø1"+3Ø5/8"	11.01
1V(35X55)-(B-C)	4Ø7/8"+4Ø5/8"	23.44	1Ø1"+3Ø5/8"	11.01	3Ø7/8"+4Ø5/8"	19.57	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18

Tabla N° 4.14: Áreas de acero longitudinal en Columnas transformadas a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°1

COLUMNAS				
NIVEL 2				
DESCRIPCIÓN	As Sup (2) [cm ²]		As Inf (1) [cm ²]	
C(45X45)-A(1-2)	8Ø7/8"	31.04	8Ø7/8"	31.04
C(45X45)-B(1-2)	8Ø3/4"	22.80	8Ø3/4"	22.80
C(45X45)-C(1-2)	8Ø7/8"	31.04	8Ø7/8"	31.04
NIVEL 1				
DESCRIPCIÓN	As Sup (1) [cm ²]		As Inf (0) [cm ²]	
C(45X45)-A(0-1)	8Ø7/8"	31.04	8Ø7/8"	31.04
C(45X45)-B(0-1)	8Ø3/4"	22.80	8Ø3/4"	22.80
C(45X45)-C(0-1)	8Ø7/8"	31.04	8Ø7/8"	31.04

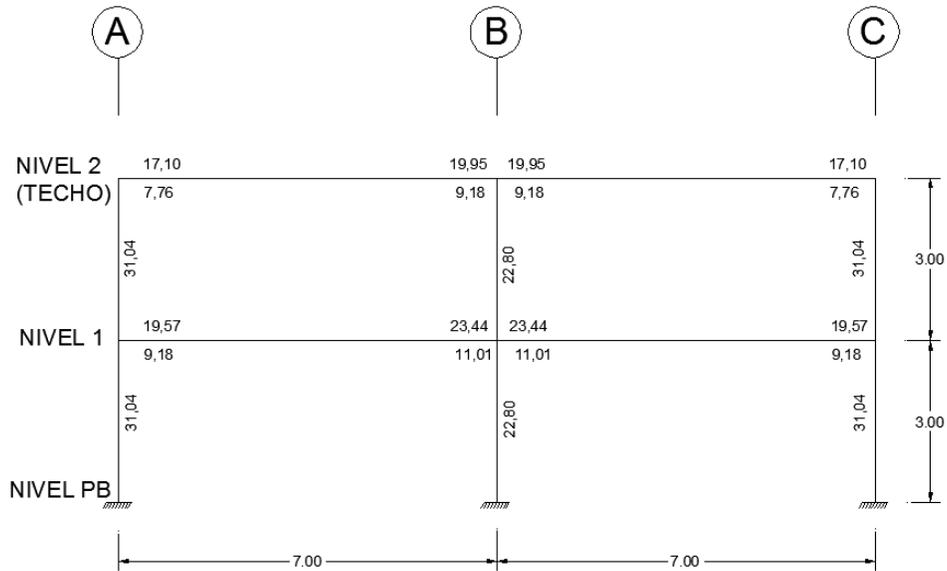


Figura 4.5 – Áreas de Acero reales obtenidas de la transformación a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°1 [cm²]

4.1.7 Cálculo de los momentos resistentes para el Pórtico N°1 en su diseño inicial

4.1.7.1 Momentos Resistentes en Vigas

Hipótesis: Para el cálculo de los momentos resistentes en vigas para el pórtico N°1, se planteó que el eje neutro se encuentra entre el A_s y el A_s'; A_s está en cedencia, el concreto alcanzó el agotamiento y el A_s' puede o no estar en cedencia.

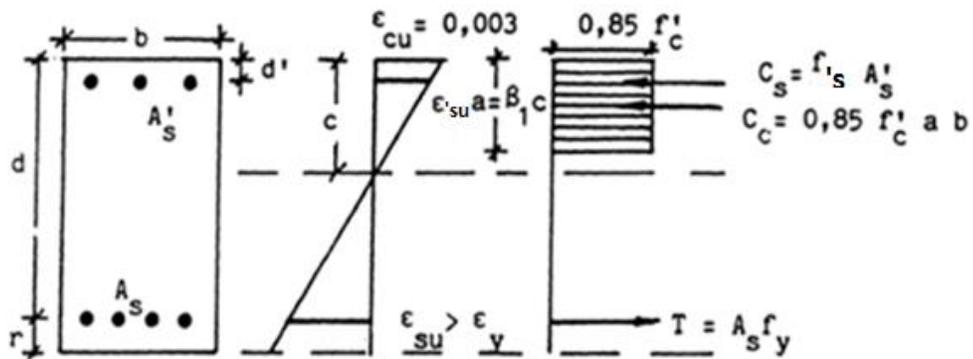


Figura 4.6: Hipótesis de Cálculo para los momentos resistentes en vigas rectangulares para el Pórtico N°1

Para el cálculo de los momentos resistentes en vigas se utilizó la ecuación 4.1. La ecuación 4.2 se utilizó para el cálculo de la profundidad del eje neutro, la 4.3 para la tensión del acero cedente en tracción, la 4.4 para la tensión del acero en compresión, la 4.5 para la tensión del concreto y la 4.6 para la tensión del acero.

$$M_n = (d - c).T + (C - a).C_c + (c - d').C_s \quad (4.1)$$

$$0,85.f'c.\beta_1.b.C^2 - (A_s.f_y - A's.\epsilon_{cu}.E_s).C - A's.\epsilon_{cu}.E_s.d' = 0 \quad (4.2)$$

$$T = A_s.f_y \quad (4.3)$$

$$C_s = A's.f's \quad (4.4)$$

$$C_c = 0,85.f'c.a.b \quad (4.5)$$

$$f's = \frac{(E_s.\epsilon_y.(c-d))}{d-c} \quad (4.6)$$

En la tabla 4.15 se muestran las profundidades del Eje Neutro (C) para el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis para el Pórtico N°1.

- El sentido Positivo considera la Fuerza Sísmica de Izquierda a Derecha

Tabla N° 4.15: Profundidad del Eje Neutro (C) en sentido positivo para el Pórtico N°1

NIVEL	VIGA	(b) cm	(d) cm	(d') cm	ÁREA DE ACERO EXT IZQ [cm ²]		ÁREA DE ACERO EXT DER [cm ²]		C [cm]	C [cm]
					A's SUP	As INF	As SUP	A's INF	IZQ.	DER
2	2V(30X45)-(A-B)	30	40	5	17,10	7,76	19,95	9,18	5,21	10,08
	2V(30X45)-(B-C)	30	40	5	19,95	9,18	17,10	7,76	5,40	9,16
1	1V(35X55)-(A-B)	35	50	5	19,57	9,18	23,44	11,01	5,23	10,06
	1V(35X55)-(B-C)	35	50	5	23,44	11,01	19,57	9,18	5,44	8,96

En la tabla 4.16 se muestran los momentos resistentes en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis para el Pórtico N°1.

Tabla N° 4.16: Momentos resistentes para vigas en el sentido positivo para el Pórtico N°1

NIVEL	VIGA	Mn IZQ. (Ton-m)	Mn DER (Ton-m)
2	2V(30X45)-(A-B)	12,19	28,57
	2V(30X45)-(B-C)	14,25	24,95
1	1V(35X55)-(A-B)	18,26	43,30
	1V(35X55)-(B-C)	21,68	36,80

En la tabla 4.17 se muestran las profundidades del Eje Neutro (C) para el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis para el Pórtico N°1.

- El sentido Negativo considera la Fuerza Sísmica de Derecha a Izquierda.

Tabla N° 4.17: Profundidad del Eje Neutro (C) en sentido negativo para el Pórtico N°1

NIVEL	VIGA	(b) cm	(d) cm	(d') cm	ÁREA DE ACERO EXT IZQ. (cm ²)		ÁREA DE ACERO EXT DER (cm ²)		C (cm)	C (cm)
					As SUP	A's INF	A's SUP	As INF	IZQ.	DER
2	2V(30X45)-(A-B)	30	40	5	17,10	7,76	19,95	9,18	9,16	5,40
	2V(30X45)-(B-C)	30	40	5	19,95	9,18	17,10	7,76	10,08	5,21
1	1V(35X55)-(A-B)	35	50	5	19,57	9,18	23,44	11,01	8,96	5,44
	1V(35X55)-(B-C)	35	50	5	23,44	11,01	19,57	9,18	10,06	5,23

En la tabla 4.18 se muestran los momentos resistentes en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis para el Pórtico N°1.

Tabla N° 4.18: Momentos resistentes en vigas para el sentido negativo para el Pórtico N°1

NIVEL	VIGA	Mn IZQ. (Ton-m)	Mn DER (Ton-m)
2	2V(30X45)-(A-B)	24,95	14,25
	2V(30X45)-(B-C)	28,57	12,19
1	1V(35X55)-(A-B)	36,80	21,68
	1V(35X55)-(B-C)	43,30	18,26

4.1.7.2 Momentos Resistentes en Columnas

Para el cálculo de los momentos resistentes en columnas, se implementó el uso de una hoja de cálculo del programa computacional Excel con los diagramas de interacción propuesta el Profesor Santiago Pujol de la Universidad de Purdue, donde en función de las propiedades mecánicas de los materiales, el acero de refuerzo y las respectivas cargas axiales de cada columna, se determinó su correspondiente momento resistente en el tope y en la base de la misma. Los momentos últimos en el tope y en la base de cada columna se obtuvieron de los resultados del modelo en ETABS versión 9.7.2 considerando la combinación de cargas que diera

la menor carga axial en las columnas, donde para todos los casos la combinación que gobernó fue $[0,90CP + S]$ y $[0,90CP - S]$ de la NVF 1753:2006.

En la tabla 4.19 se muestran los momentos resistentes y últimos en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis para el diseño inicial del Pórtico N°1.

Tabla N° 4.19: Momentos resistentes y últimos para columnas en el sentido positivo para el Diseño Inicial del Pórtico N°1

NIVEL 2						
DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ÚLTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ÚLTIMA SUP (Ton)	MOMENTO ÚLTIMO INF (Ton-m)	MOMENTO ÚLTIMO SUP (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton-m)
C(45X45)-A(1-2)	15,19	13,83	-4,54	5,39	26,63	26,40
C(45X45)-B(1-2)	33,08	31,72	7,29	-6,81	23,66	23,44
C(45X45)-C(1-2)	17,67	16,32	11,58	-12,61	27,04	26,81
NIVEL 1						
C(45X45)-A(0-1)	33,48	32,18	6,57	1,81	29,56	29,35
C(45X45)-B(0-1)	75,82	74,52	11,93	-7,16	29,98	29,81
C(45X45)-C(0-1)	41,08	39,77	13,02	-9,00	30,72	30,52

En la tabla 4.20 se muestran los momentos resistentes y últimos en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis para el diseño inicial del Pórtico N°1.

Tabla N° 4.20: Momentos resistentes y últimos para columnas en el sentido negativo para el Diseño Inicial del Pórtico N°1

NIVEL 2						
DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ÚLTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ÚLTIMA SUP (Ton)	MOMENTO ÚLTIMO INF (Ton-m)	MOMENTO ÚLTIMO SUP (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton-m)
C(45X45)-A(1-2)	17,67	16,32	11,58	-12,61	27,04	26,81
C(45X45)-B(1-2)	33,08	31,72	7,29	-6,81	23,66	23,44
C(45X45)-C(1-2)	15,19	13,83	-4,54	5,39	26,63	26,40
NIVEL 1						
C(45X45)-A(0-1)	41,08	39,77	13,02	-9,00	30,72	30,52
C(45X45)-B(0-1)	75,82	74,52	11,93	-7,16	29,98	29,81
C(45X45)-C(0-1)	33,48	32,18	6,57	1,81	29,56	29,35

4.1.8 Evaluación del Diseño Inicial del Pórtico N°1 mediante los Procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma (NVF) 1753:2006

Al determinar las áreas de acero reales, transformarlas a diámetros nominales de barras y reescribir las áreas para el diseño inicial del pórtico, adicionalmente se consideró necesaria la realización de la evaluación del Diseño Inicial del Pórtico N°1 mediante los Procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006, a modo de verificar los requerimientos mínimos exigidos por ambos procedimientos. En las tablas 4.21, 4.22, 4.23 y 4.24 se presentan los cálculos de las relaciones de resistencia para el diseño inicial por el procedimiento 1 y 2.

Tabla N° 4.21: Relaciones de resistencias según el procedimiento 1 para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 en el sentido positivo del sismo

Relación de resistencias del Nivel 2					
NODO 4		NODO 5		NODO 6	
Σ MR EN VIGAS	12,19 ton-m	Σ MR EN VIGAS	42,82 ton-m	Σ MR EN VIGAS	24,95 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	26,40 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	23,44 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	26,81 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	2,17	ΣMRC/ΣMRV	0,55	ΣMRC/ΣMRV	1,07
Relación de resistencias del Nivel 1					
NODO 1		NODO 2		NODO 3	
Σ MR EN VIGAS	18,26 ton-m	Σ MR EN VIGAS	64,97 ton-m	Σ MR EN VIGAS	36,80 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	55,98 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	53,47 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	57,56 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	3,07	ΣMRC/ΣMRV	0,82	ΣMRC/ΣMRV	1,56

Tabla N° 4.22: Relaciones de resistencias según el procedimiento 1 para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 en el sentido negativo del sismo

Relación de resistencias del Nivel 2					
NODO 4		NODO 5		NODO 6	
Σ MR EN VIGAS	24,95 ton-m	Σ MR EN VIGAS	42,82 ton-m	Σ MR EN VIGAS	12,19 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	26,81 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	23,44 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	26,40 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,07	ΣMRC/ΣMRV	0,55	ΣMRC/ΣMRV	2,17
Relación de resistencias del Nivel 1					
NODO 1		NODO 2		NODO 3	
Σ MR EN VIGAS	36,80 ton-m	Σ MR EN VIGAS	64,97 ton-m	Σ MR EN VIGAS	18,26 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	57,56 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	53,47 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	55,98 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,56	ΣMRC/ΣMRV	0,82	ΣMRC/ΣMRV	3,07

Tabla N° 4.23: Relaciones de resistencias según el procedimiento 2 para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 en el sentido positivo del sismo

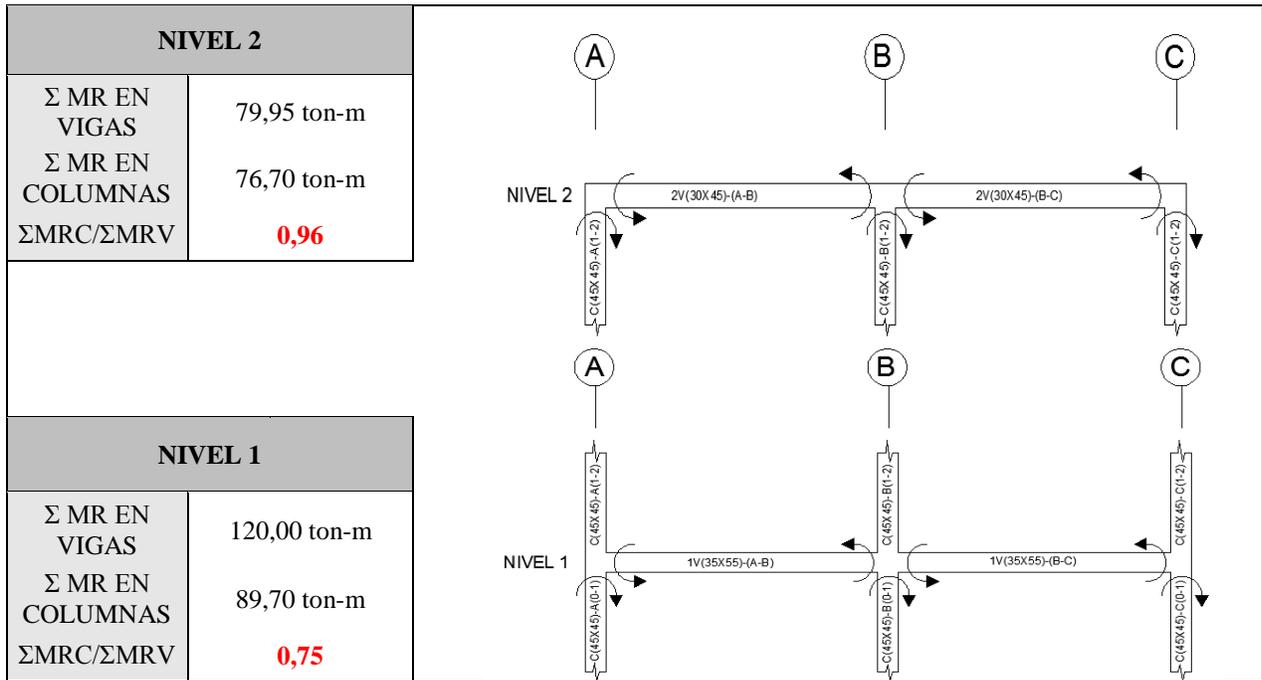
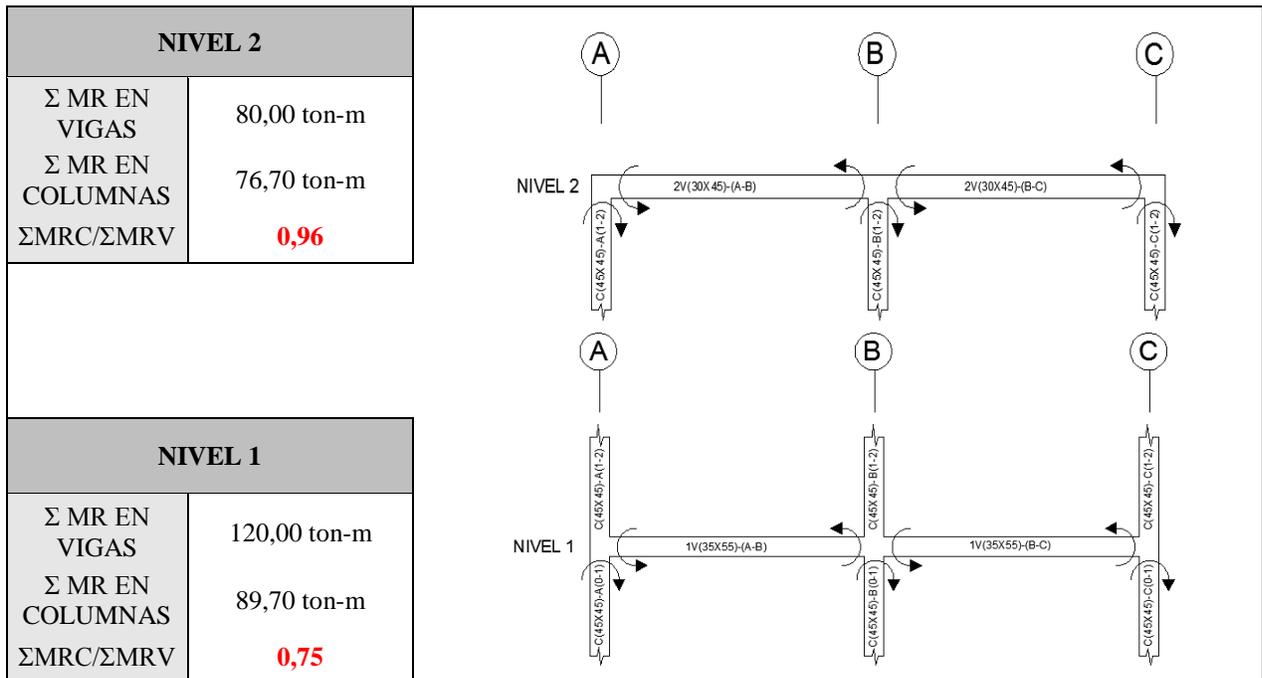


Tabla N° 4.24: Relaciones de resistencias según el procedimiento 2 para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 en el sentido negativo del sismo



4.1.9 Ajuste del diseño inicial a los requerimientos exigidos por los procedimientos 1 y 2 de NVF 1753-2006

Como se observa en las tablas 4.21, 4.22, 4.23 y 4.24 para el cálculo de las relaciones de resistencia para ambos procedimientos, existen relaciones de resistencia que no cumplen con el mínimo requerido por cada procedimiento que es 1,20. Por lo cual, se ajustaron los momentos resistentes de las columnas que fueron necesarias, mediante el ajuste de sus aceros longitudinales manteniendo el mismo acero en toda la longitud para los dos niveles, para que las relaciones de resistencia cumplan para ambos procedimientos por separado el valor mínimo de 1,20.

Dicho esto, se presentan en las tablas 4.25, 4.26, 4.31 y 4.32 los aceros finales para cada procedimiento por separado de las columnas que requirieron ajuste, luego, en las tablas 4.27, 4.28, 4.33 y 4.34 se presentan los momentos resistentes en columnas según los aceros obtenidos, es importante mencionar que los momentos resistentes en vigas calculados en el apartado 4.1.7.1 se mantienen iguales ya que no se varió el acero de las vigas. Por último, se presentan en las tablas 4.29, 4.30, 4.35 y 4.36 las relaciones de resistencias obtenidas por cada procedimiento.

Tabla N° 4.25: Áreas de acero longitudinal en Vigas para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°1

VIGAS								
NIVEL 2								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm ²]		As Inf Izq. [cm ²]		As Sup Der [cm ²]		As Inf Der [cm ²]	
2V(30X45)-(A-B)	6Ø3/4"	17.10	2Ø7/8"	7.76	7Ø3/4"	19.95	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18
2V(30X45)-(B-C)	7Ø3/4"	19.95	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	6Ø3/4"	17.10	2Ø7/8"	7.76
NIVEL 1								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm ²]		As Inf Izq. [cm ²]		As Sup Der [cm ²]		As Inf Der [cm ²]	
1V(35X55)-(A-B)	3Ø7/8"+4Ø5/8"	19.57	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	4Ø7/8"+4Ø5/8"	23.44	1Ø1"+3Ø5/8"	11.01
1V(35X55)-(B-C)	4Ø7/8"+4Ø5/8"	23.44	1Ø1"+3Ø5/8"	11.01	3Ø7/8"+4Ø5/8"	19.57	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18

Tabla N° 4.26: Áreas de acero longitudinal en Columnas para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°1

COLUMNAS				
NIVEL 2				
DESCRIPCIÓN	As Sup (2) [cm ²]		As Inf (1) [cm ²]	
C(45X45)-A(1-2)	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2
C(45X45)-B(1-2)	4Ø5/8" + 16Ø7/8	70	4Ø5/8" + 16Ø7/8	70
C(45X45)-C(1-2)	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2
NIVEL 1				
DESCRIPCIÓN	As Sup (1) [cm ²]		As Inf (0) [cm ²]	
C(45X45)-A(0-1)	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2
C(45X45)-B(0-1)	4Ø5/8" + 16Ø7/8	70	4Ø5/8" + 16Ø7/8	70
C(45X45)-C(0-1)	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2

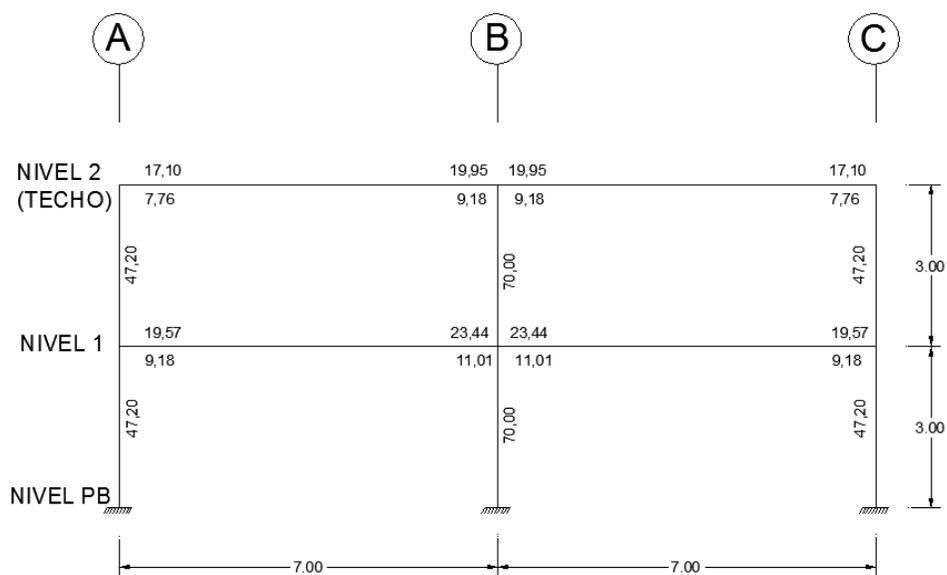


Figura 4.7 – Áreas de Acero para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°1

Así como se obtuvieron los momentos resistentes para el diseño inicial del pórtico N°1, de igual forma se calcularon los momentos resistentes para el ajuste por el procedimiento 1. En la tabla 4.27 se presentan los momentos resistentes en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis para el diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado por el procedimiento 1.

Tabla N° 4.27: Momentos resistentes para columnas en el sentido positivo para el Pórtico N°1 ajustado al Procedimiento 1

NIVEL 2						
DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	MOMENTO ULTIMO INF (Ton-m)	MOMENTO ULTIMO SUP (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton-m)
C(45X45)-A(1-2)	15,19	13,83	-4,54	5,39	29,69	29,48
C(45X45)-B(1-2)	33,08	31,72	7,29	-6,81	51,71	51,57
C(45X45)-C(1-2)	17,67	16,32	11,58	-12,61	30,07	29,86
NIVEL 1						
C(45X45)-A(0-1)	33,48	32,18	6,57	1,81	32,43	32,24
C(45X45)-B(0-1)	75,82	74,52	11,93	-7,16	55,18	55,11
C(45X45)-C(0-1)	41,08	39,77	13,02	-9,00	33,54	33,35

En la tabla 4.28 se presentan los momentos resistentes en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis para el diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado por el procedimiento 1.

Tabla N° 4.28: Momentos resistentes para columnas en el sentido negativo para el Pórtico N°1 ajustado al Procedimiento 1

NIVEL 2						
DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	MOMENTO ULTIMO INF (Ton-m)	MOMENTO ULTIMO SUP (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton-m)
C(45X45)-A(1-2)	17,67	16,32	11,58	-12,61	30,07	29,86
C(45X45)-B(1-2)	33,08	31,72	7,29	-6,81	51,71	51,57
C(45X45)-C(1-2)	15,19	13,83	-4,54	5,39	29,69	29,48
NIVEL 1						
C(45X45)-A(0-1)	41,08	39,77	13,02	-9,00	33,54	33,35
C(45X45)-B(0-1)	75,82	74,52	11,93	-7,16	55,18	55,11
C(45X45)-C(0-1)	33,48	32,18	6,57	1,81	32,43	32,24

En las tablas 4.29 y 4.30 se observan las Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado al procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo.

Tabla N° 4.29: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado al procedimiento 1 en el sentido positivo del sismo

Relación de resistencias del Nivel 2					
NODO 4		NODO 5		NODO 6	
Σ MR EN VIGAS	12,19 ton-m	Σ MR EN VIGAS	42,82 ton-m	Σ MR EN VIGAS	24,95 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	29,48 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	51,57 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	29,86 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	2,42	ΣMRC/ΣMRV	1,20	ΣMRC/ΣMRV	1,20
Relación de resistencias del Nivel 1					
NODO 1		NODO 2		NODO 3	
Σ MR EN VIGAS	18,26 ton-m	Σ MR EN VIGAS	64,97 ton-m	Σ MR EN VIGAS	36,80 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	61,93 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	106,82 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	63,42 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	3,39	ΣMRC/ΣMRV	1,64	ΣMRC/ΣMRV	1,72

Tabla N° 4.30: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado al procedimiento 1 en el sentido negativo del sismo

Relación de resistencia para el Nivel 2					
NODO 4		NODO 5		NODO 6	
Σ MR EN VIGAS	24,95 ton-m	Σ MR EN VIGAS	42,82 ton-m	Σ MR EN VIGAS	12,19 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	29,86 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	51,57 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	29,48 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,20	ΣMRC/ΣMRV	1,20	ΣMRC/ΣMRV	2,42
Relación de resistencias para el Nivel 1					
NODO 1		NODO 2		NODO 3	
Σ MR EN VIGAS	36,80 ton-m	Σ MR EN VIGAS	64,97 ton-m	Σ MR EN VIGAS	18,26 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	63,42 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	106,82 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	61,93 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,72	ΣMRC/ΣMRV	1,64	ΣMRC/ΣMRV	3,39

De igual manera se presentan los resultados para el ajuste por el procedimiento 2.

Tabla N° 4.31: Áreas de acero longitudinal en Vigas para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°1

VIGAS								
NIVEL 2								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm2]		As Inf Izq. [cm2]		As Sup Der [cm2]		As Inf Der [cm2]	
2V(30X45)-(A-B)	6Ø3/4"	17.10	2Ø7/8"	7.76	7Ø3/4"	19.95	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18
2V(30X45)-(B-C)	7Ø3/4"	19.95	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	6Ø3/4"	17.10	2Ø7/8"	7.76
NIVEL 1								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm2]		As Inf Izq. [cm2]		As Sup Der [cm2]		As Inf Der [cm2]	
1V(35X55)-(A-B)	3Ø7/8"+4Ø5/8"	19.57	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	4Ø7/8"+4Ø5/8"	23.44	1Ø1"+3Ø5/8"	11.01
1V(35X55)-(B-C)	4Ø7/8"+4Ø5/8"	23.44	1Ø1"+3Ø5/8"	11.01	3Ø7/8"+4Ø5/8"	19.57	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18

Tabla N° 4.32: Áreas de acero longitudinal en Columnas para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°1

COLUMNAS				
NIVEL 2				
DESCRIPCIÓN	As Sup (2) [cm2]		As Inf (1) [cm2]	
C(45X45)-A(1-2)	12Ø7/8"	46.56	12Ø7/8"	46.56
C(45X45)-B(1-2)	4Ø3/4" + 20Ø7/8"	89.00	4Ø3/4" + 20Ø7/8"	89.00
C(45X45)-C(1-2)	12Ø7/8"	46.56	12Ø7/8"	46.56
NIVEL 1				
DESCRIPCIÓN	As Sup (1) [cm2]		As Inf (0) [cm2]	
C(45X45)-A(0-1)	12Ø7/8"	46.56	12Ø7/8"	46.56
C(45X45)-B(0-1)	4Ø3/4" + 20Ø7/8"	89.00	4Ø3/4"+20Ø7/8"	89.00
C(45X45)-C(0-1)	12Ø7/8"	46.56	12Ø7/8"	46.56

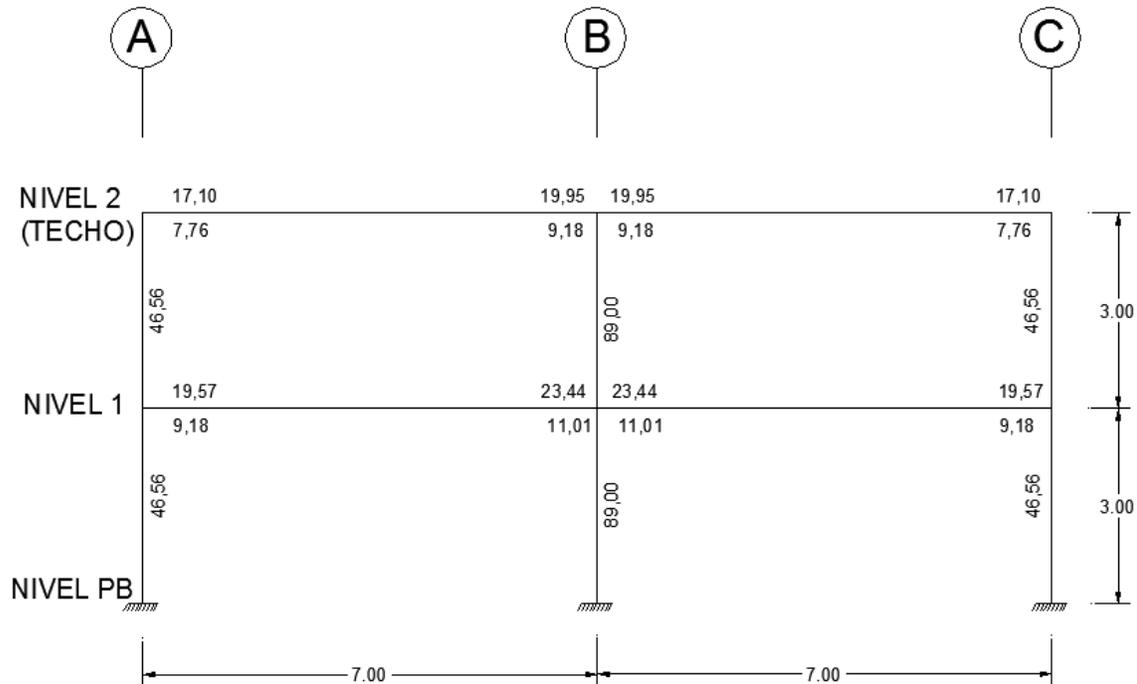


Figura 4.8 – Áreas de Acero para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°1

Así como se obtuvieron los momentos resistentes para el diseño inicial del pórtico N°1, de igual forma se calcularon los momentos resistentes para el ajuste por el procedimiento 2. En las tablas 4.33 se presentan los momentos resistentes en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis para el diseño inicial ajustado del Pórtico N°1 por el procedimiento 2.

Tabla N° 4.33: Momentos resistentes para columnas en el sentido positivo para el Pórtico N°1 ajustado al Procedimiento 2

NIVEL 2						
DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	MOMENTO ULTIMO INF (Ton-m)	MOMENTO ULTIMO SUP (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton-m)
C(45X45)-A(1-2)	15,19	13,83	-4,54	5,39	36,80	36,64
C(45X45)-B(1-2)	33,08	31,72	7,29	-6,81	63,08	62,96
C(45X45)-C(1-2)	17,67	16,32	11,58	-12,61	37,09	36,93
NIVEL 1						
C(45X45)-A(0-1)	33,48	32,18	6,57	1,81	38,93	38,78
C(45X45)-B(0-1)	75,82	74,52	11,93	-7,16	66,04	65,99
C(45X45)-C(0-1)	41,08	39,77	13,02	-9,00	39,79	39,65

En las tablas 4.34 se presentan los momentos resistentes en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis para el diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado por el procedimiento 2.

Tabla N° 4.34: Momentos resistentes para columnas en el sentido negativo para el Pórtico N°1 ajustado al Procedimiento 2

NIVEL 2						
DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	MOMENTO ULTIMO INF (Ton-m)	MOMENTO ULTIMO SUP (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton-m)
C(45X45)-A(1-2)	17,67	16,32	11,58	-12,61	37,09	36,93
C(45X45)-B(1-2)	33,08	31,72	7,29	-6,81	63,08	62,96
C(45X45)-C(1-2)	15,19	13,83	-4,54	5,39	36,80	36,64
NIVEL 1						
C(45X45)-A(0-1)	41,08	39,77	13,02	-9,00	39,79	39,65
C(45X45)-B(0-1)	75,82	74,52	11,93	-7,16	66,04	65,99
C(45X45)-C(0-1)	33,48	32,18	6,57	1,81	38,93	38,78

En la tabla 4.35 se presentan las relaciones de resistencias para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 ajustado para el procedimiento 2 de la Norma venezolana Fondonorma 1753, en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis.

Tabla N° 4.35: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado al procedimiento 2 y sentido positivo del sismo

NIVEL 2		
Σ MR EN VIGAS	79,95 ton-m	
Σ MR EN COLUMNAS	136,50 ton-m	
ΣMRC/ΣMRV	1,71	
NIVEL 1		
Σ MR EN VIGAS	120,00 ton-m	
Σ MR EN COLUMNAS	144,40 ton-m	
ΣMRC/ΣMRV	1,20	

En la tabla 4.36 se presentan las relaciones de resistencias para el Diseño Inicial del Pórtico N°1 ajustado para el procedimiento 2 de la Norma venezolana Fondonorma 1753, en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis.

Tabla N° 4.36: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°1 ajustado al procedimiento 2 y sentido negativo del sismo

NIVEL 2	
Σ MR EN VIGAS	80,00 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	136,50 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,71

NIVEL 1	
Σ MR EN VIGAS	120,00 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	144,40 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,20

4.1.10 Ajustes a distintos valores de la relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas para el Pórtico N°1 según cada procedimiento por separado

Ya calculado las dimensiones de los elementos estructurales del pórtico según los respectivos análisis, se procedió a ajustar la estructura del pórtico N°1 al cumplimiento, de cada procedimiento de la Norma por separado, a diferentes valores de relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas, a manera de poder estudiar para cada ajuste los mecanismos de colapso de la estructura, revisando en cada uno de ellos si se evita el mecanismo de piso y si además se favorece el mecanismo de colapso ideal.

Desde la tabla 4.37 hasta la 4.84 se calcularon, para cada procedimiento por separado, los momentos resistentes en las columnas que generan para cada sentido del sismo y en la dirección de análisis del pórtico como mínimo las relaciones de resistencia de 1,00; 1,20; 1,50 y 2,00 establecidas en la metodología. Además, fue necesario realizar adicionalmente ajustes a valores de relaciones de resistencias diferentes a los mencionados para lograr generar los

mecanismos deseados y cumplir el objetivo, puesto que con los valores establecidos en la metodología esto no ocurría. Resultando que los valores estimados fueron: 1,80 para el procedimiento 2 y de 2,80 para el procedimiento 1, ya que con las mismas se observó que en los mecanismos de colapso además de evitar el mecanismo de piso se favorece el mecanismo de colapso ideal en la estructura. Sin embargo para llegar a estos valores de ajuste estimados, se tuvo que analizar también para 2,50 y 3,00 y a partir de ello observar como adecuados 1,80 y 2,80 para cada procedimiento respectivamente.

Tabla N° 4.37: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	4Ø1/2"+12Ø5/8"	28.84	24.61	24.42
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø5/8"+12Ø7/8"	54.48	42.95	42.78
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	4Ø1/2"+12Ø5/8"	28.84	24.95	24.77
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	4Ø1/2"	5.07	10.85	10.61
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/8"+4Ø5/8"	10.84	21.59	21.41
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	4Ø1/2"	5.07	12.21	11.98

Tabla N° 4.38: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	4	12.19	24.42	2.00
	5	42.82	42.78	1.00
	6	24.95	24.77	0.99
1	1	18.26	35.22	1.93
	2	64.97	64.36	0.99
	3	36.80	36.93	1.00

Tabla N° 4.39: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	4Ø1/2"+12Ø5/8"	28.84	24.95	24.77
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	12Ø7/8"+4Ø5/8"	54.48	42.95	42.78
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	4Ø1/2"+12Ø5/8"	28.84	24.61	24.42
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	4Ø1/2"	5.07	12.21	11.98
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/8"+4Ø5/8"	10.84	21.59	21.41
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	4Ø1/2"	5.07	10.85	10.61

Tabla N° 4.40: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	4	24.95	24.77	0.99
	5	42.82	42.78	1.00
	6	12.19	24.42	2.00
1	1	36.80	36.93	1.00
	2	64.97	64.36	0.99
	3	18.26	35.22	1.93

Tabla N° 4.41: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	12Ø5/8"	23.76	21.34	21.12
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	16Ø3/4"	45.6	38.02	37.84
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	12Ø5/8"	23.76	21.76	21.53
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	4Ø3/4"+12Ø5/8"	35.16	31.64	31.46
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4"+12Ø1"	72.36	56.34	56.25
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	4Ø3/4"+12Ø5/8"	35.16	32.67	32.49

Tabla N° 4.42: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	79.95	80.49	1.01
1	120.03	120.20	1.00

Tabla N° 4.43: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	12Ø5/8"	23.76	21.75	21.53
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	16Ø3/4"	45.6	38.02	37.84
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	12Ø5/8"	23.76	21.34	21.12

NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	4Ø3/4"+12Ø5/8"	35.16	32.67	32.49
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4"+12Ø1"	72.36	56.34	56.25
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	4Ø3/4"+12Ø5/8"	35.16	31.64	31.46

Tabla N° 4.44: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	79.95	80.49	1.01
1	120.03	120.20	1.00

Tabla N° 4.45: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN BARRAS	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2	29.69	29.48
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø5/8" + 16Ø7/8"	70	51.71	51.57
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2	30.07	29.86

NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN BARRAS	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	4Ø5/8"	7.92	12.98	12.75
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4"+4Ø5/8"	19.32	27.46	27.29
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	4Ø5/8"	7.92	14.32	14.09

Tabla N° 4.46: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,20 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	12.19	29.48	2.42
	5	42.82	51.57	1.20
	6	24.95	29.86	1.20
1	1	18.26	42.44	2.32
	2	64.97	79.00	1.22
	3	36.80	44.16	1.20

Tabla N° 4.47: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN BARRAS	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2	30.07	29.86
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	16Ø7/8"+4Ø5/8"	70	51.71	51.57
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	4Ø7/8"+16Ø1/2"	47.2	29.69	29.48
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN BARRAS	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	4Ø5/8"	7.92	14.32	14.09
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4"+4Ø5/8"	19.32	27.46	27.29
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	4Ø5/8"	7.92	12.98	12.75

Tabla N° 4.48: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,20 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	4	24.95	29.86	1.20
	5	42.82	51.57	1.20
	6	12.19	29.48	2.42
1	1	36.80	44.16	1.20
	2	64.97	79.00	1.22
	3	18.26	42.44	2.32

Tabla N° 4.49: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	12Ø5/8"+4Ø1/2"	28.84	24.61	24.42
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	16Ø7/8"	62.08	48.42	48.25
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	12Ø5/8"+4Ø1/2"	28.84	24.95	24.77
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	12Ø7/8"	46.56	38.92	38.77
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4" + 20Ø7/8"	89	66.04	65.99
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	12Ø7/8"	46.56	39.79	39.64

Tabla N° 4.50: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,20 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	79.95	97.44	1.22
1	120.03	144.40	1.20

Tabla N° 4.51: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	12Ø5/8"+4Ø1/2"	28.84	24.95	24.77
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	16Ø7/8"	62.08	48.42	48.25
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	12Ø5/8"+4Ø1/2"	28.84	24.61	24.42

NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	12Ø7/8"	46.56	39.79	39.64
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4" + 20Ø7/8"	89	66.04	65.99
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	12Ø7/8"	46.56	38.92	38.77

Tabla N° 4.52: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,20 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	79.95	97.44	1.22
1	120.03	144.40	1.20

Tabla N° 4.53: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	4Ø3/8" + 12Ø7/8"	49.41	37.09	36.92
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4" + 16Ø1"	92.52	64.75	64.64
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	4Ø3/8" + 12Ø7/8"	49.41	37.40	37.23
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	4Ø1/2" + 4Ø5/8"	12.98	16.67	16.45
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4" + 4Ø7/8"	26.92	32.58	32.42
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	4Ø1/2" + 4Ø5/8"	12.98	17.93	17.72

Tabla N° 4.54: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,50 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	12.19	36.92	3.03
	5	42.82	64.64	1.51
	6	24.95	37.23	1.49
1	1	18.26	53.54	2.93
	2	64.97	97.17	1.50
	3	36.80	55.12	1.50

Tabla N° 4.55: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	4Ø3/8" + 12Ø7/8"	49.41	37.40	37.23
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4" + 16Ø1"	92.52	64.75	64.64
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	4Ø3/8" + 12Ø7/8"	49.41	37.09	36.92

NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	4Ø1/2" + 4Ø5/8"	12.98	17.93	17.72
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4" + 4Ø7/8"	26.92	32.58	32.42
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	4Ø1/2" + 4Ø5/8"	12.98	16.67	16.45

Tabla N° 4.56: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,50 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	24.95	37.23	1.49
	5	42.82	64.64	1.51
	6	12.19	36.92	3.03
1	1	36.80	55.12	1.50
	2	64.97	97.17	1.50
	3	18.26	53.54	2.93

Tabla N° 4.57: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
COL	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	12Ø5/8" + 4Ø7/8"	39.28	32.02	31.83
B	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø7/8" + 12Ø1"	76.31	56.26	56.14
C	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	12Ø5/8" + 4Ø7/8"	39.28	32.37	32.18
NIVEL 1							
COL	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	16Ø7/8"	62.06	48.46	48.30
B	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	24Ø1"	121.63	83.88	83.84
C	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	16Ø7/8"	62.06	49.33	49.22

Tabla N° 4.58: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,50 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	79.95	120.15	1.50
1	120.03	181.36	1.51

Tabla N° 4.59: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	12Ø5/8" + 4Ø7/8"	39.28	32.37	32.18
B	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø7/8" + 12Ø1"	76.31	56.26	56.14
C	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	12Ø5/8" + 4Ø7/8"	39.28	32.02	31.83

NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	16Ø7/8"	62.06	49.33	49.22
B	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	24Ø1"	121.63	83.88	83.84
C	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	16Ø7/8"	62.06	48.46	48.30

Tabla N° 4.60: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,50 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	79.95	120.15	1.50
1	120.03	181.36	1.51

Tabla N° 4.61: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	4Ø7/8" + 12Ø3/4"	49.72	38.60	38.43
B	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	16Ø1" + 4Ø7/8"	96.58	67.73	67.62
C	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	4Ø7/8" + 12Ø3/4"	49.72	38.93	38.75

NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	16Ø1"	81.07	59.71	59.60
B	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø5/8" + 28Ø1"	149.88	95.91	95.89
C	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	16Ø1"	81.07	60.34	60.23

Tabla N° 4.62: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,80 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	79.95	144.80	1.81
1	120.03	215.72	1.80

Tabla N° 4.63: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
COL	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	4Ø7/8" + 12Ø3/4"	49.72	38.93	38.75
B	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	16Ø1" + 4Ø7/8"	96.58	67.73	67.62
C	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	4Ø7/8" + 12Ø3/4"	49.72	38.60	38.43

NIVEL 1							
COL	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	16Ø1"	81.07	60.34	60.23
B	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø5/8" + 28Ø1"	149.88	95.91	95.89
C	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	16Ø1"	81.07	59.71	59.60

Tabla N° 4.64: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,80 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	79.95	144.80	1.81
1	120.03	215.72	1.80

Tabla N° 4.65: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido Positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	4Ø5/8"+16Ø7/8"	70	49.86	49.72
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4"+24Ø1"	133.08	86.20	86.13
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	4Ø5/8"+16Ø7/8"	70	50.12	49.98
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	4Ø1"	20.27	22.03	21.81
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	12Ø7/8"	46.56	43.62	43.48
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	4Ø1"	20.27	23.32	23.10

Tabla N° 4.66: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	12.19	49.72	4.08
	5	42.82	86.13	
	6	24.95	49.98	
1	1	18.26	71.67	3.93
	2	64.97	129.68	
	3	36.80	73.22	

Tabla N° 4.67: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	4Ø5/8"+16Ø7/8"	70	50.12	49.98
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4"+24Ø1"	133.08	86.20	86.13
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	4Ø5/8"+16Ø7/8"	70	49.86	49.72
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	4Ø1"	20.27	23.32	23.10
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	12Ø7/8"	46.56	43.62	43.48
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	4Ø1"	20.27	22.03	21.81

Tabla N° 4.68: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	24.95	49.98	2.00
	5	42.82	86.13	2.01
	6	12.19	49.72	4.08
1	1	36.80	73.22	1.99
	2	64.97	129.68	2.00
	3	18.26	71.67	3.93

Tabla N° 4.69: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	12Ø1"	60.84	43.17	43.03
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4"+20Ø1"	112.8	75.50	75.41
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	12Ø1"	60.84	43.41	43.28
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	4Ø7/8"+16Ø1"	96.64	67.76	67.65
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	32Ø1"	162.24	104.70	104.68
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	4Ø7/8"+16Ø1"	96.64	68.33	68.27

Tabla N° 4.70: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 2,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	79.95	161.72	2.02
1	120.03	240.60	2.00

Tabla N° 4.71: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	12Ø1"	60.84	43.41	43.28
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4"+20Ø1"	112.8	75.50	75.41
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	12Ø1"	60.84	43.17	43.03
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	4Ø7/8"+16Ø1"	96.64	68.33	68.27
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	32Ø1"	162.24	104.70	104.68
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	4Ø7/8"+16Ø1"	96.64	67.76	67.65

Tabla N° 4.72: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 2,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	79.95	161.72	2.02
1	120.03	240.60	2.00

Tabla N° 4.73: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	4Ø3/4"+16Ø1"	92.52	63.02	62.88
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4"+32Ø1"	173.64	107.33	107.29
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	4Ø3/4"+16Ø1"	92.52	63.27	63.13
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	4Ø1"+4Ø5/8"	28.2	27.69	27.48
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø1"+12Ø7/8"	66.84	55.63	55.54
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	4Ø1"+4Ø5/8"	28.2	28.92	28.71

Tabla N° 4.74: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,50 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	4	12.19	62.88	5.16
	5	42.82	107.29	2.51
	6	24.95	63.13	2.53
1	1	18.26	90.50	4.96
	2	64.97	162.87	2.51
	3	36.80	91.98	2.50

Tabla N° 4.75: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	4Ø3/4"+16Ø1"	92.52	63.27	63.13
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4"+32Ø1"	173.64	107.33	107.29
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	4Ø3/4"+16Ø1"	92.52	63.02	62.88

NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	4Ø1"+4Ø5/8"	28.2	28.92	28.71
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø1"+12Ø7/8"	66.84	55.63	55.54
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	4Ø1"+4Ø5/8"	28.2	27.69	27.48

Tabla N° 4.76: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,50 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	4	24.95	63.13	2.53
	5	42.82	107.29	2.51
	6	12.19	62.88	5.16
1	1	36.80	91.98	2.50
	2	64.97	162.87	2.51
	3	18.26	90.50	4.96

Tabla N° 4.77: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	4Ø1/2"+20Ø1"	112.8	69.75	69.66
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø7/8"+36Ø1"	198.04	120.74	120.70
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	4Ø1/2"+20Ø1"	112.8	69.92	69.83
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	4Ø7/8"+4Ø1"	35.8	32.79	32.59
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/8"+16Ø1"	84.04	60.81	60.75
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	4Ø7/8"+4Ø1"	35.8	33.90	33.71

Tabla N° 4.78: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,80 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	12.19	69.66	5.72
	5	42.82	120.70	2.82
	6	24.95	69.83	2.80
1	1	18.26	102.34	5.61
	2	64.97	181.49	2.79
	3	36.80	103.63	2.82

Tabla N° 4.79: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	4Ø1/2"+20Ø1"	112.8	69.92	69.83
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø7/8"+36Ø1"	198.04	120.74	120.70
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	4Ø1/2"+20Ø1"	112.8	69.75	69.66
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	4Ø7/8"+4Ø1"	35.8	33.90	33.71
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/8"+16Ø1"	84.04	60.81	60.75
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	4Ø7/8"+4Ø1"	35.8	32.79	32.59

Tabla N° 4.80: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,80 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	24.95	69.83	2.80
	5	42.82	120.70	2.82
	6	12.19	69.66	5.72
1	1	36.80	103.63	2.82
	2	64.97	181.49	2.79
	3	18.26	102.34	5.61

Tabla N° 4.81: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 3,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	15.19	13.83	4Ø3/4"+20Ø1"	112.8	74.33	74.24
5	C(45X45)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4"+40Ø1"	214.2	128.18	128.15
6	C(45X45)-C(1-2)	17.67	16.32	4Ø3/4"+20Ø1"	112.8	74.49	74.40
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	33.48	32.18	4Ø3/8"+8Ø1"	43.48	35.27	35.13
2	C(45X45)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4"+16Ø1"	92.52	66.96	66.90
3	C(45X45)-C(0-1)	41.08	39.77	4Ø3/8"+8Ø1"	43.48	36.06	35.92

Tabla N° 4.82: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 3,00 para el sentido positivo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	12.19	74.24	6.09
	5	42.82	128.15	2.99
	6	24.95	74.40	2.98
1	1	18.26	109.46	6.00
	2	64.97	195.08	3.00
	3	36.80	110.41	3.00

Tabla N° 4.83: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 3,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 1 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	17.67	16.32	4Ø3/4"+20Ø1"	112.8	74.49	74.40
5	C(50X60)-B(1-2)	33.08	31.72	4Ø3/4"+40Ø1"	214.2	128.18	128.15
6	C(50X60)-C(1-2)	15.19	13.83	4Ø3/4"+20Ø1"	112.8	74.33	74.24
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	41.08	39.77	4Ø3/8"+8Ø1"	43.48	36.06	35.92
2	C(50X60)-B(0-1)	75.82	74.52	4Ø3/4"+16Ø1"	92.52	66.96	66.90
3	C(50X60)-C(0-1)	33.48	32.18	4Ø3/8"+8Ø1"	43.48	35.27	35.13

Tabla N° 4.84: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 3,00 para el sentido negativo del sismo en el Pórtico N°1

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	24.95	74.40	2.98
	5	42.82	128.15	2.99
	6	12.19	74.24	6.09
1	1	36.80	110.41	3.00
	2	64.97	195.08	3.00
	3	18.26	109.46	6.00

4.1.11 Evaluación del Pórtico N°1 según los ajustes de relación de resistencia de 1,00; 1,20; 1,50; 1,80; 2,00; 2,50 y 2,80

Para la siguiente evaluación se hizo uso de la herramienta de análisis computacional ETABS versión 9.7.2 para poder realizar los análisis estáticos no lineales o *pushover*. Los patrones de carga utilizados se consideraron según lo expuesto en el punto 2.9. Los análisis se hicieron tanto en el sentido positivo como en el sentido negativo de las cargas sísmicas para cada procedimiento y se consideró además en el análisis los valores reales medios de resistencia a compresión del concreto ($1,25f'_c$) y de cendencia del acero de refuerzo ($1,15f_y$), además se incluyó el endurecimiento por deformación que se genera el en acero de refuerzo en el rango plástico ($1,61f_y$).

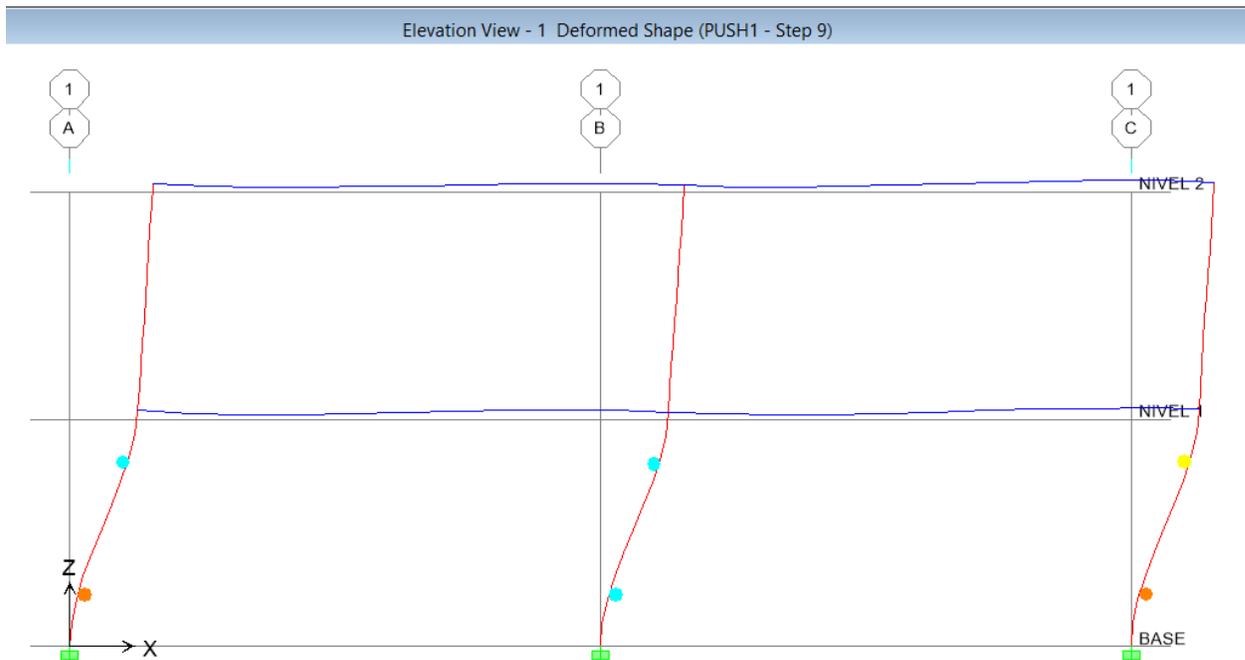


Figura 4.9: *Pushover* para ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

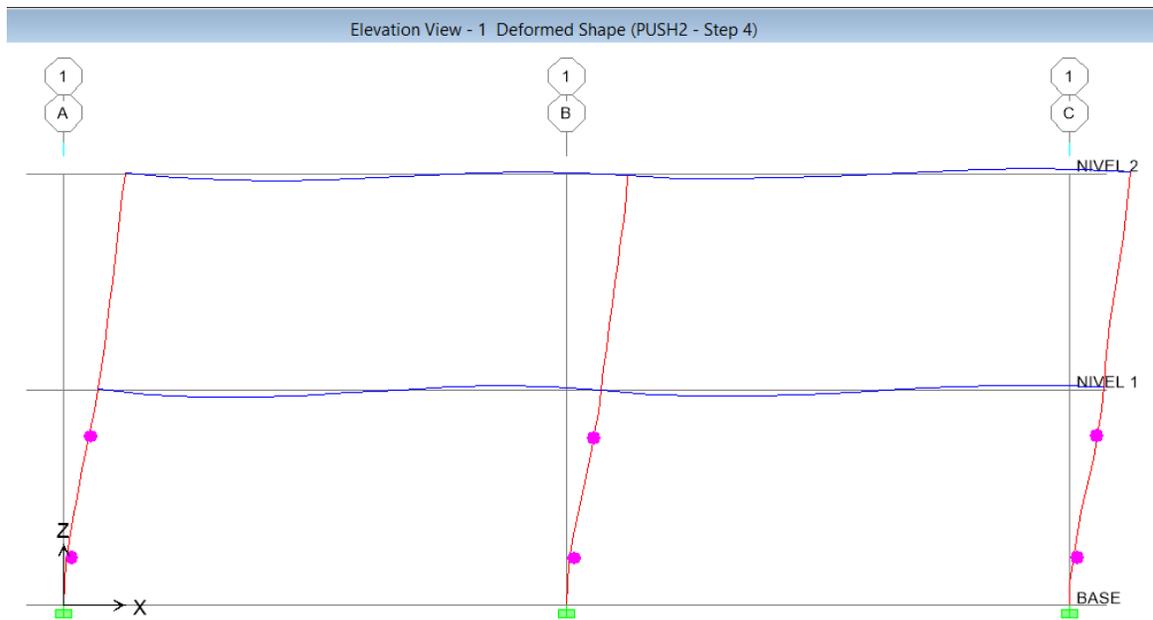


Figura 4.10: *Pushover* para ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

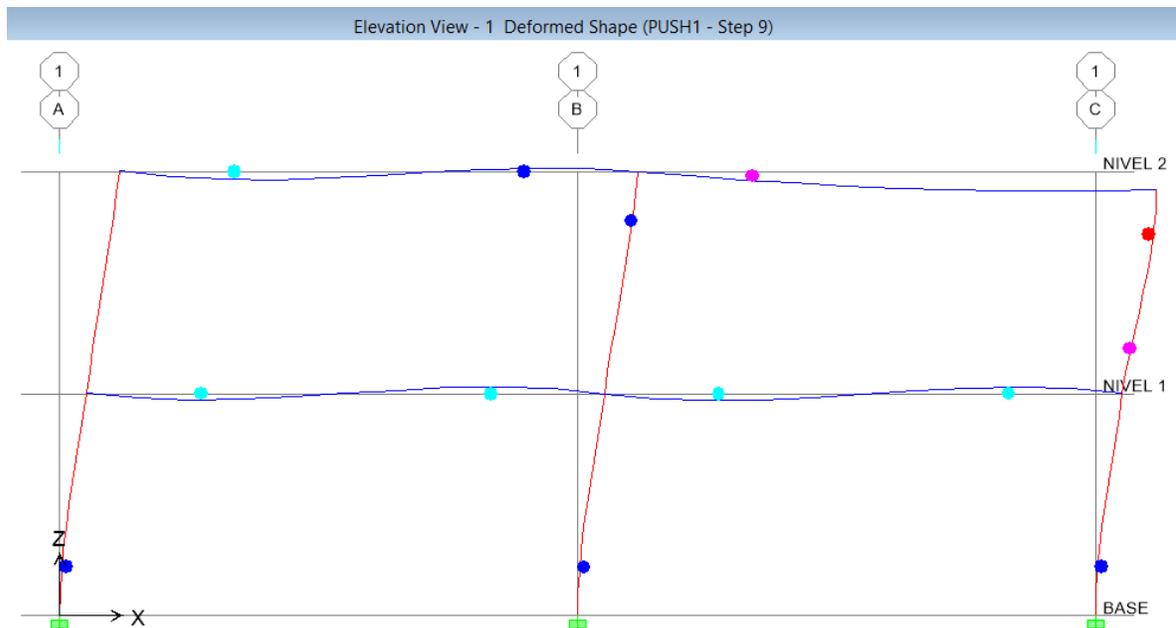


Figura 4.11: *Pushover* para ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

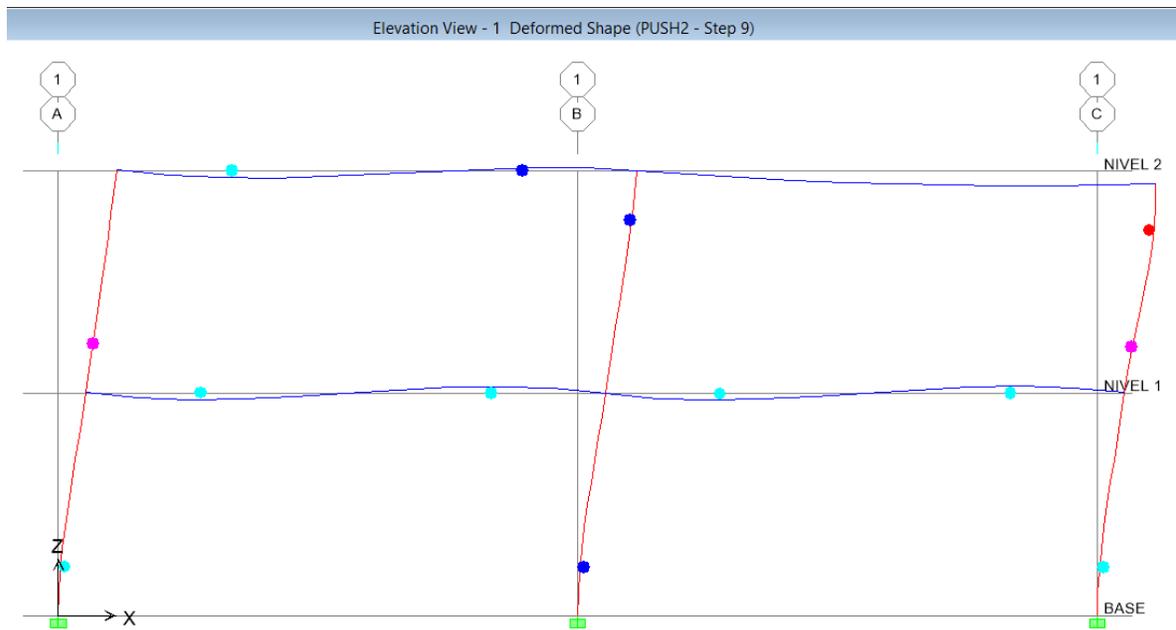


Figura 4.12: *Pushover* para ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

De las figuras anteriormente vistas 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12, correspondientes al pórtico N°1 ajustado al valor de resistencia 1,00, se observa que para ninguno de los procedimientos se formaron los mecanismos de falla ideal. Donde para el procedimiento 1 y para ambos sentidos de dirección del sismo (por ser simétrico el pórtico N°1 resulta lo mismo en ambos sentidos) se generó mecanismo de piso para el nivel 1 para los dos patrones de carga, mientras que para el procedimiento 2 igualmente en ambos sentidos, para los dos patrones de carga se generó un mecanismo de falla mixto, haciendo colapsar el pórtico en el nivel 2 en la columna C, debido a que una rótula plástica alcanza su punto de agotamiento.

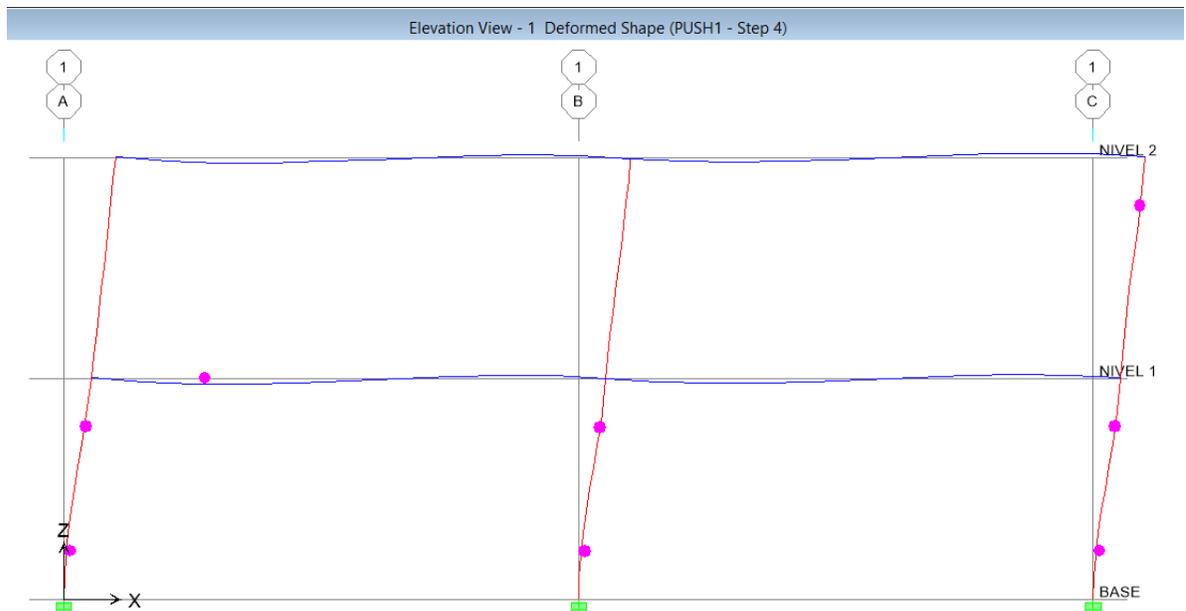


Figura 4.13: *Pushover* para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

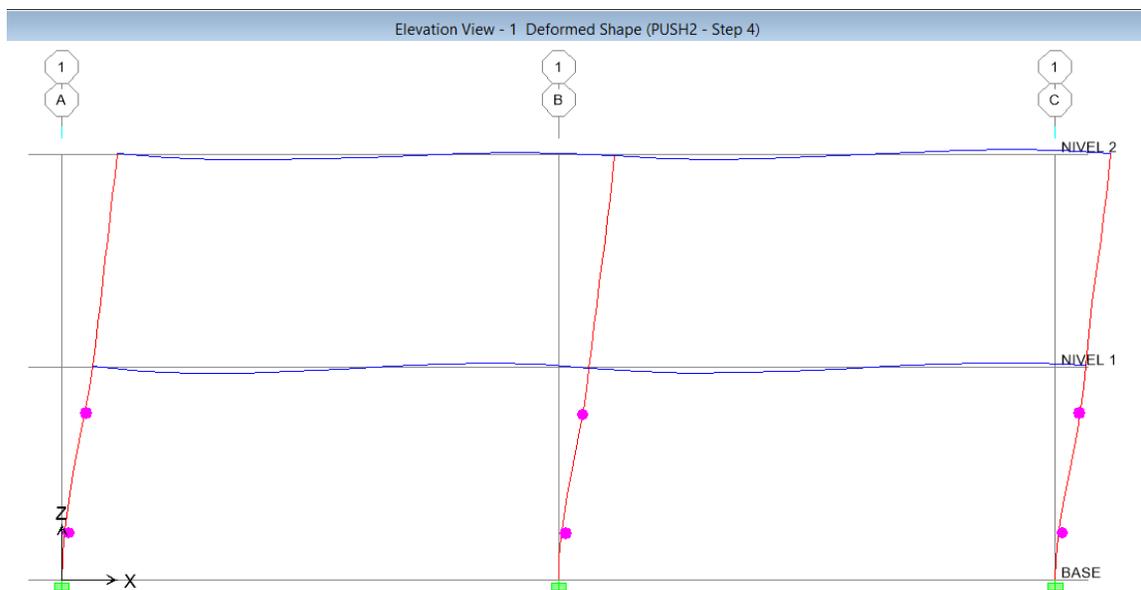


Figura 4.14: *Pushover* para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

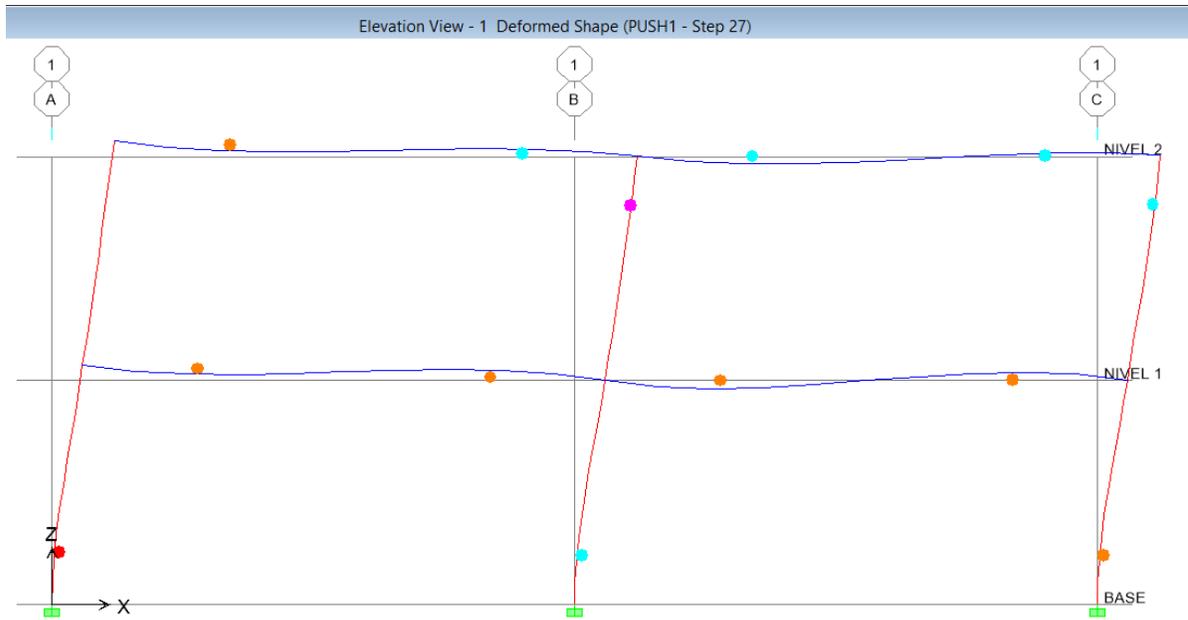


Figura 4.15: *Pushover* para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

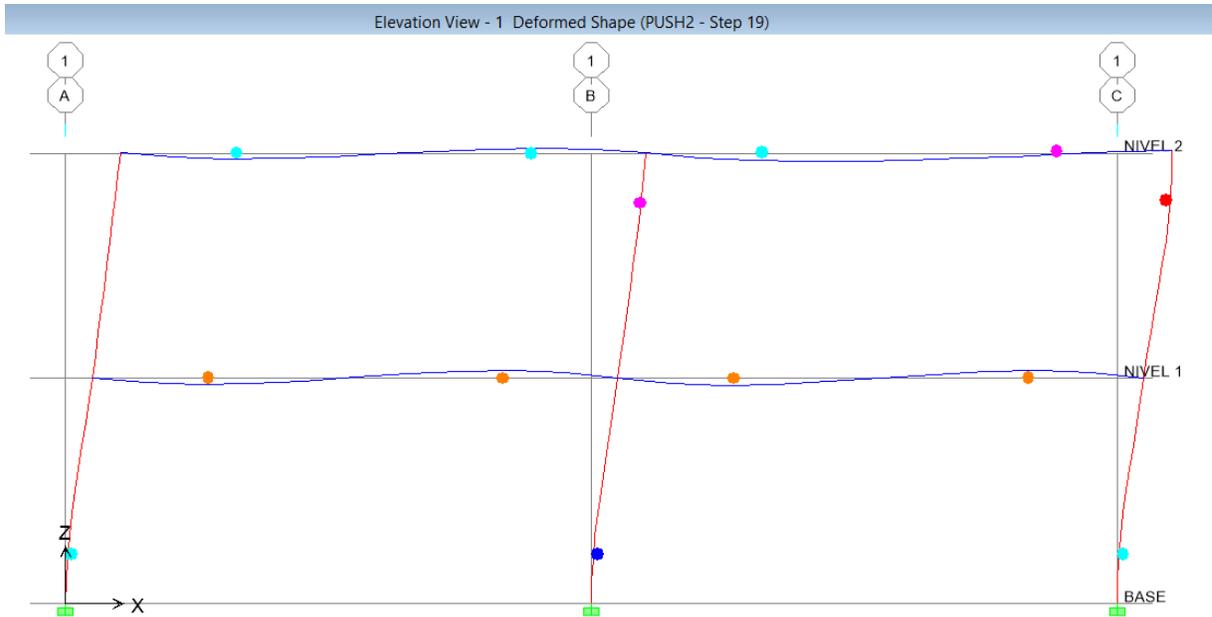


Figura 4.16: *Pushover* para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

De las figuras anteriores 4.13, 4.14, 4.15 y 4.16, correspondientes al pórtico N°1 ajustado al valor normativo de resistencia 1,20 establecido por la NVF 1753:2006, se observa que para ninguno de los procedimientos se formaron los mecanismos de falla ideal. Donde para el procedimiento 1 y para ambos sentidos de dirección del sismo (por ser simétrico el pórtico N°1 resulta lo mismo en ambos sentidos) se generó mecanismo de piso para el nivel 1 para los dos patrones de carga, mientras que para el procedimiento 2 igualmente en ambos sentidos, para los dos patrones de carga se generó un mecanismo de falla mixto.

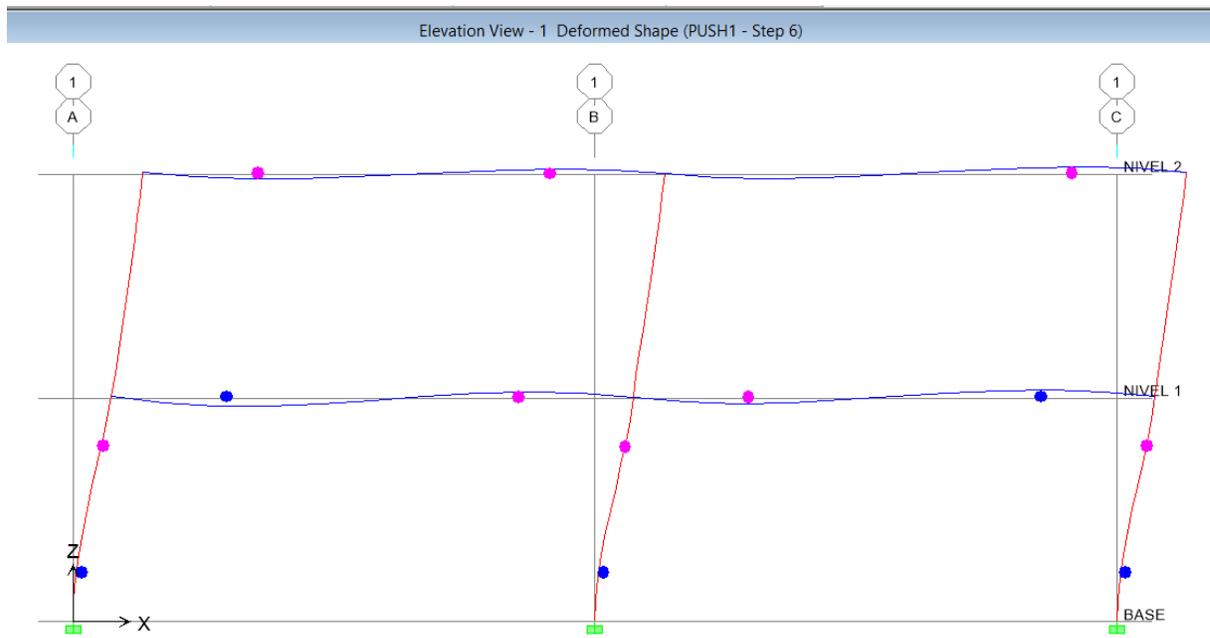


Figura 4.17: *Pushover* para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

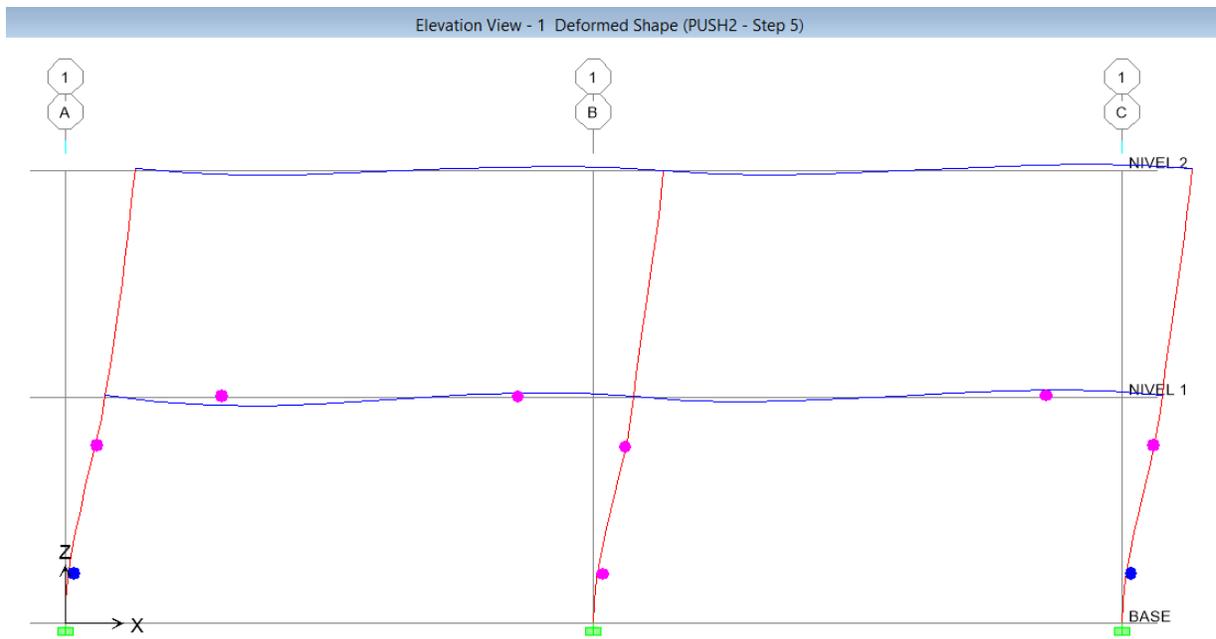


Figura 4.18: *Pushover* para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

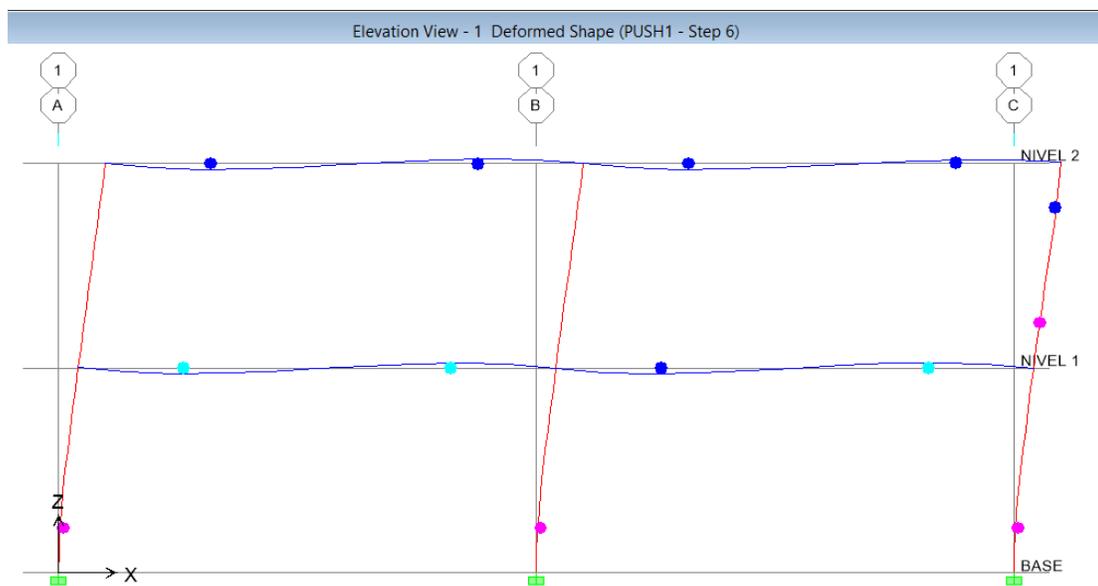


Figura 4.19: *Pushover* para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

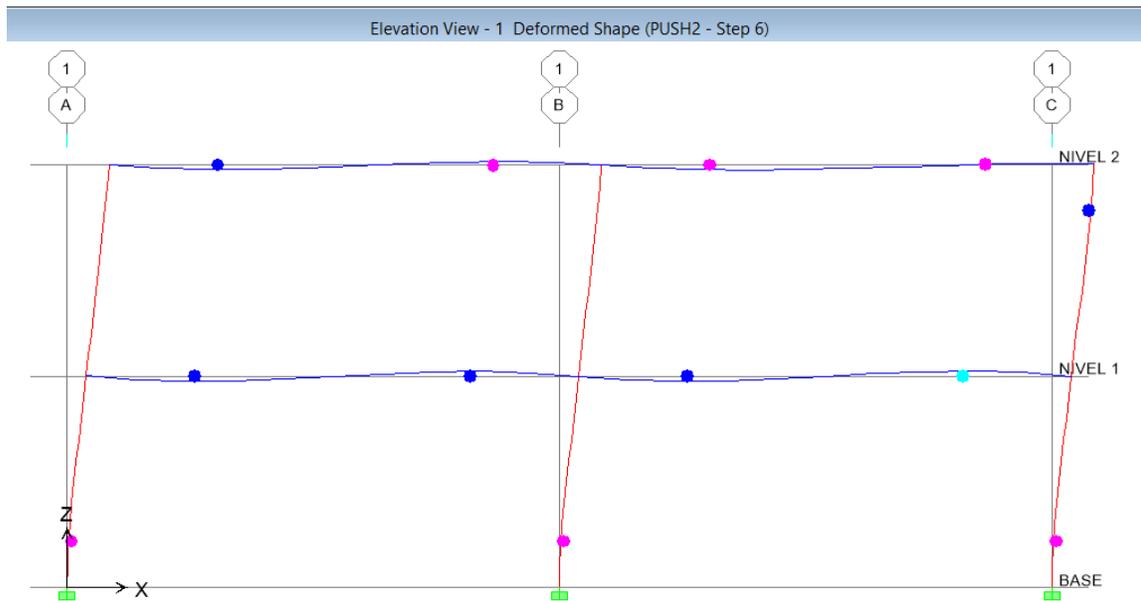


Figura 4.20: *Pushover* para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

De las figuras anteriores 4.17, 4.18, 4.19 y 4.20 correspondientes al pórtico N°1 ajustado al valor de resistencia 1,50, se observa que para ninguno de los procedimientos se formaron los mecanismos de falla ideal sin embargo estuvo muy próximo a generarse. Para el procedimiento 1 y para ambos sentidos de dirección del sismo (por ser simétrico el pórtico N°1 resulta lo mismo en ambos sentidos) se generó mecanismo de piso para el nivel 1 para los dos patrones de carga, mientras que para el procedimiento 2 para los dos patrones de carga, se formó un mecanismo de falla mixta casi ideal de no ser por la formación de una rótula en la columna C del nivel 2, por lo cual ya no se considera ideal y el elemento puede fallar haciendo colapsar la estructura.

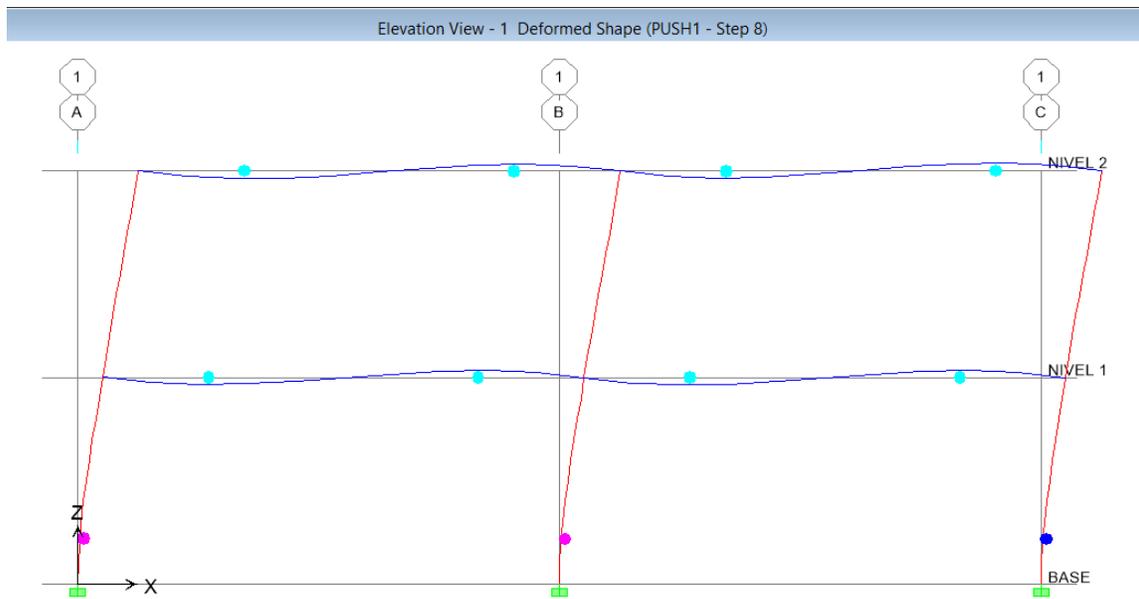


Figura 4.21 *Pushover* para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

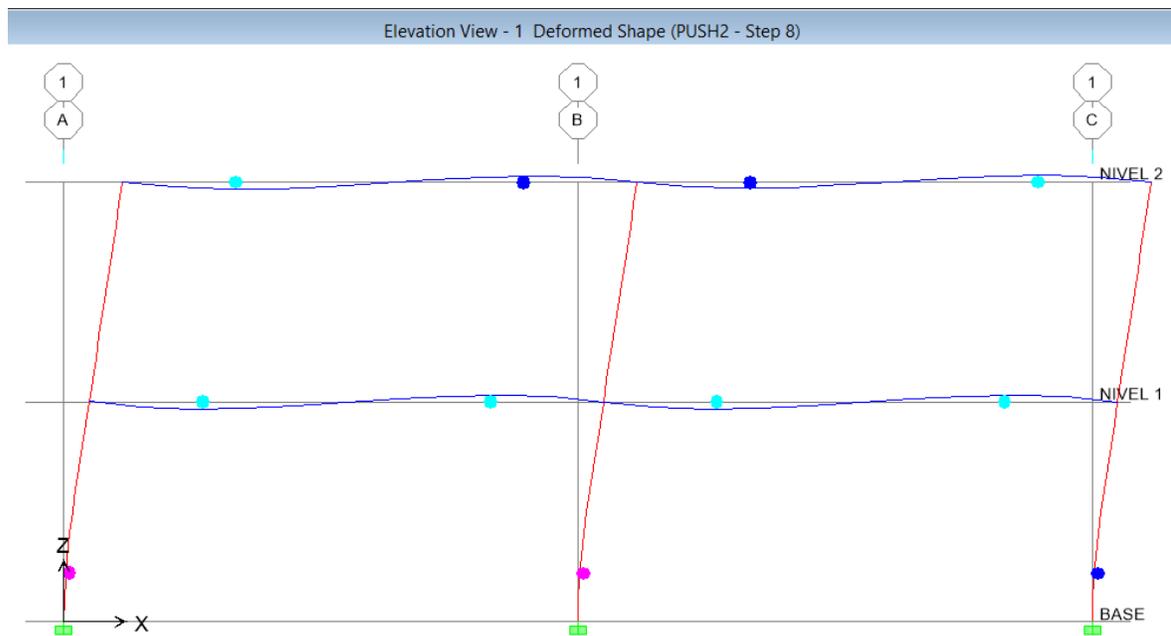


Figura 4.22: *Pushover* para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

De las dos figuras 4.21 y 4.22 correspondientes al valor de ajuste 1,80, se observa que ya para dicho valor mediante el procedimiento 2, resulta el mecanismo de falla ideal para ambos sentidos de dirección del sismo y ambos patrones de carga, cumpliéndose así la condición “Columna Fuerte - Viga Débil” para todos los casos, por ende este valor de ajuste a 1,80 es considerado el adecuado para el procedimiento 2 del pórtico N°1.

Sin embargo para poder de llegar a este valor de ajuste, se ajustó a otros valores superiores como se observa más adelante, para poder determinar el 1,80 como el más adecuado.

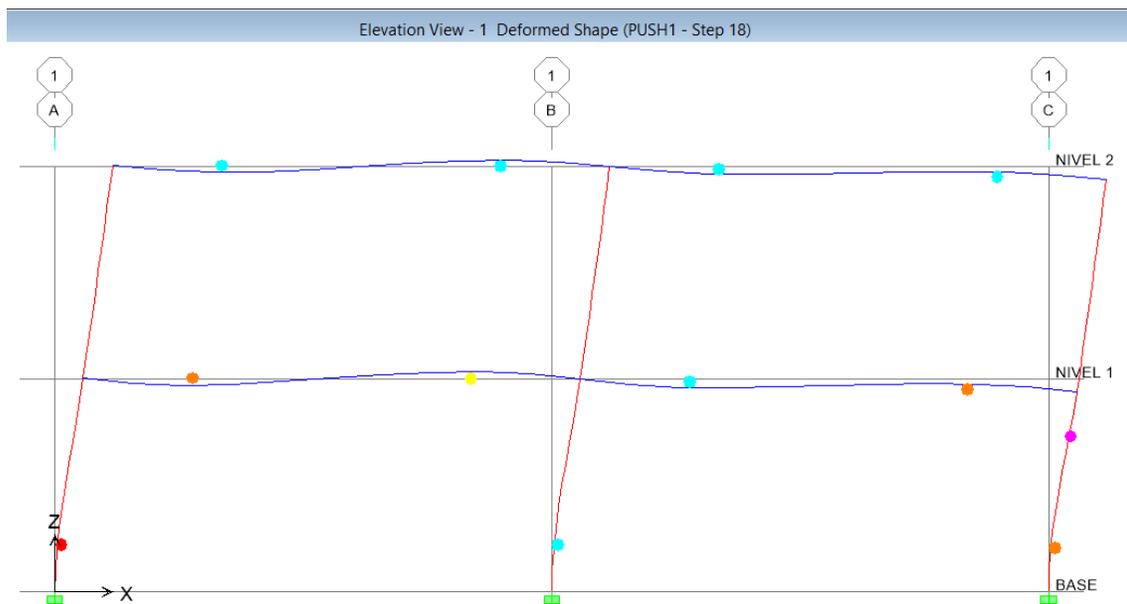


Figura 4.23: *Pushover* para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

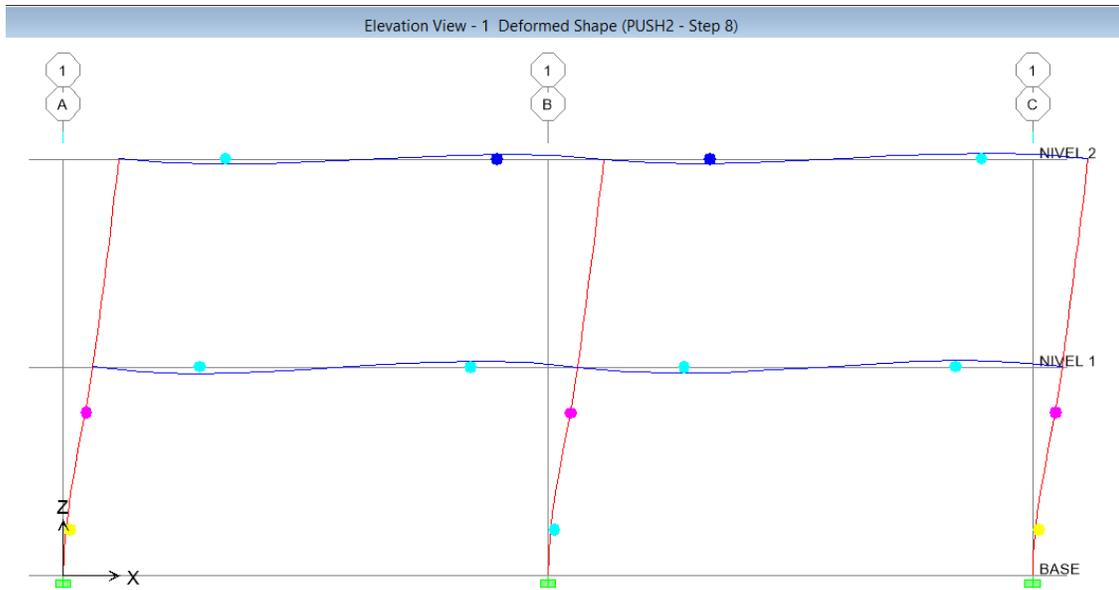


Figura 4.24: *Pushover* para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

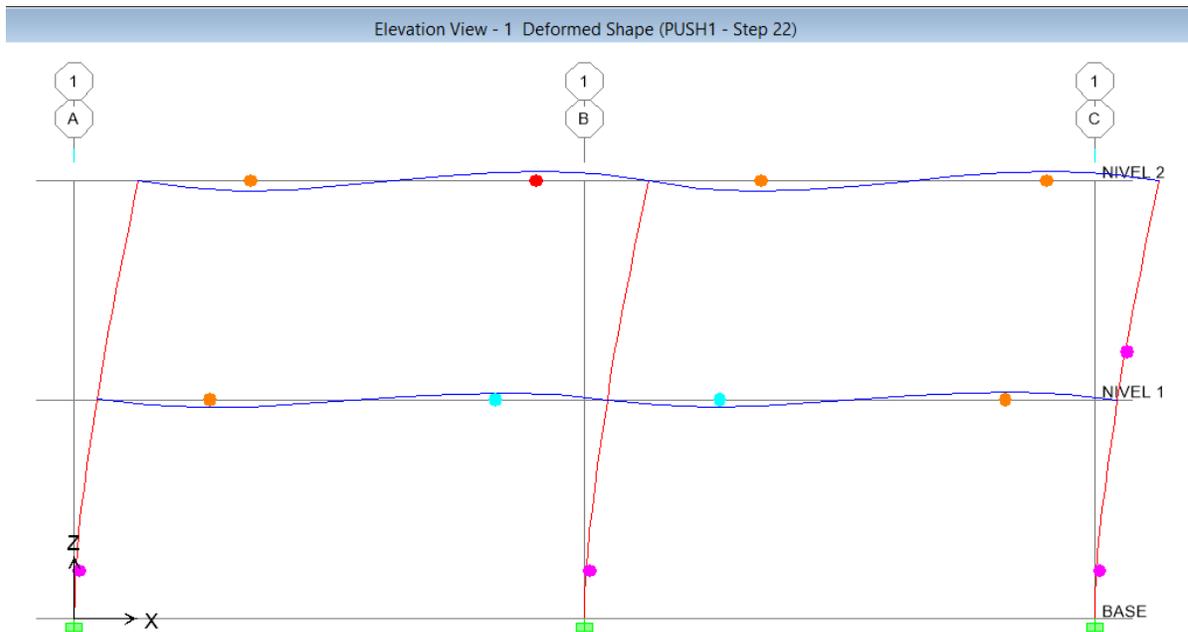


Figura 4.25: *Pushover* para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

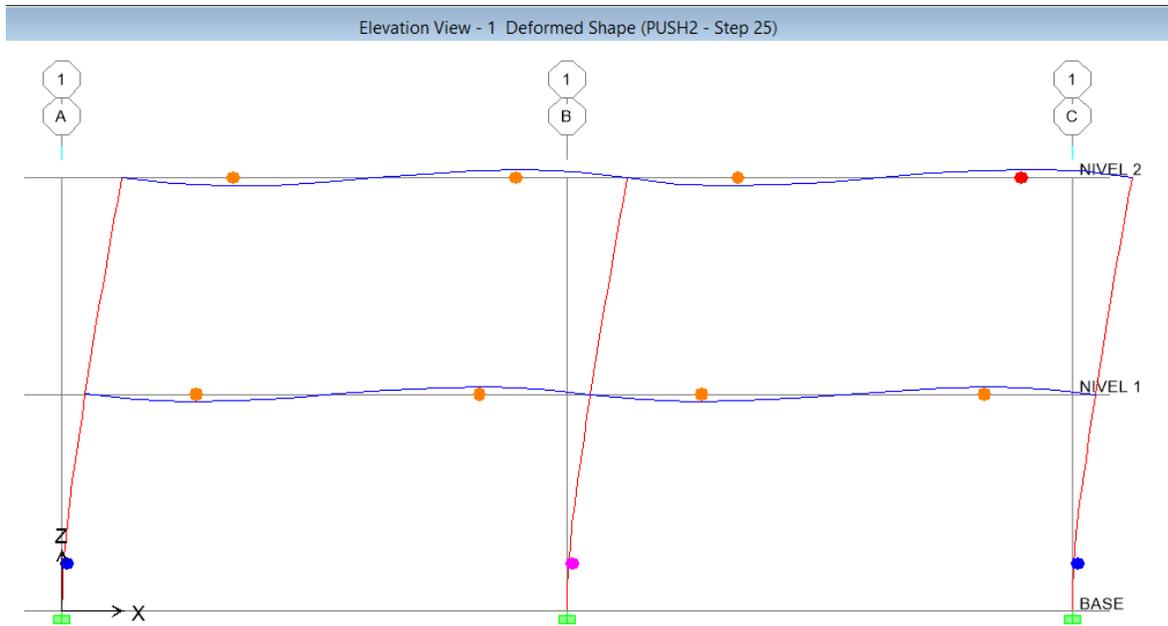


Figura 4.26: *Pushover* para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

De las figuras anteriores 4.23 4.24 4.25 y 4.26, se observa que efectivamente para el valor de Ajuste 2,00, solo para el procedimiento 2 y el patrón de carga rectangular resultó el mecanismo de falla ideal, mientras que para el resto de los casos resultaron mecanismos mixtos casi iguales al ideal pero con rótulas en su estado de colapso (rótula de color rojo) e incluso se observa un mecanismo de piso.

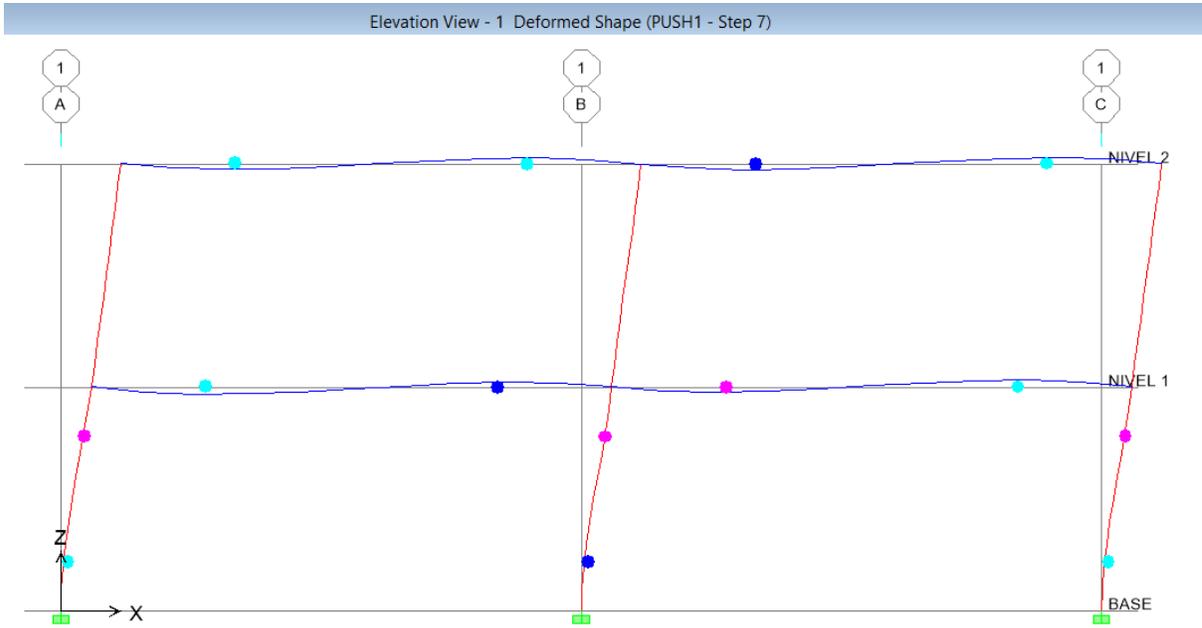


Figura 4.27: *Pushover* para ajuste a valor 2,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

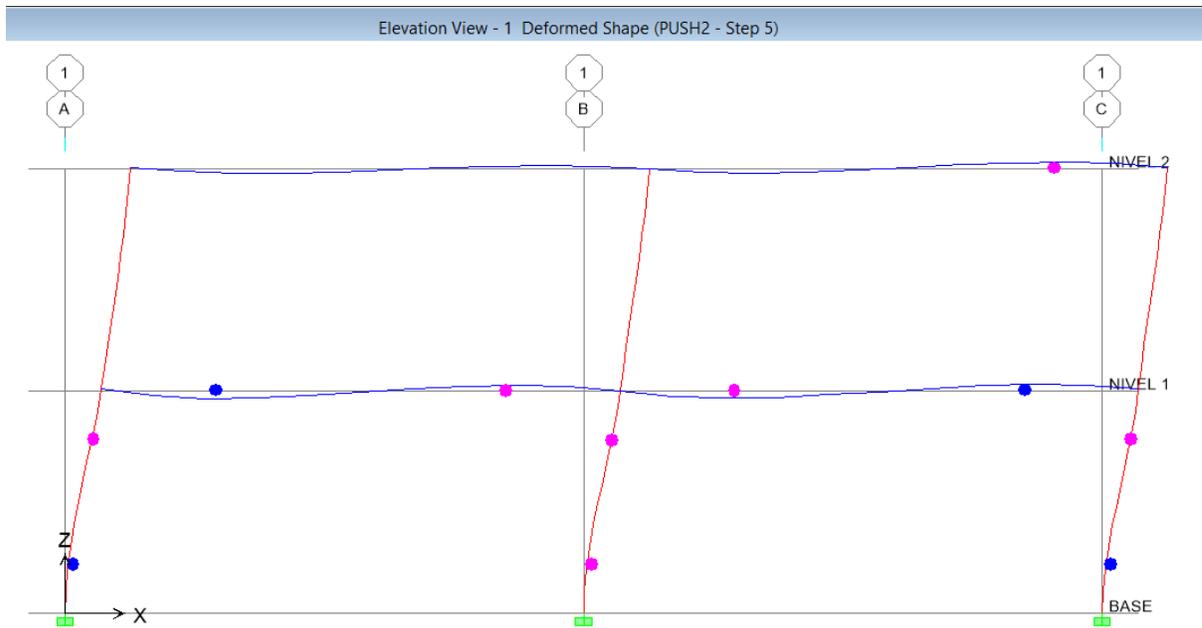


Figura 4.28: *Pushover* para ajuste a valor 2,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de rectangular - Pórtico N° 1

De las figuras 4.27 y 4.28, se observa que solo se aplica el *pushover* para el procedimiento 1, ya que para el procedimiento 2 se obtuvo el valor de ajuste adecuado. Para el valor 2,50 se puede ver que resultó mecanismo de piso solo para ambos patrones de carga, por lo cual este valor es descartado y se prosigue al ajuste a 3,00.

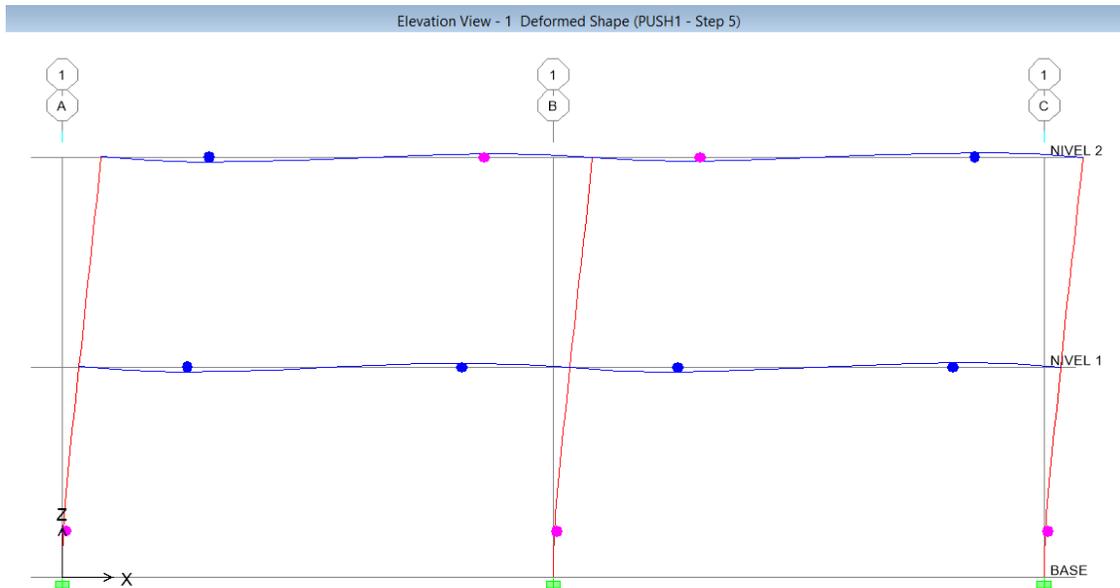


Figura 4.29: *Pushover* para ajuste a valor 2,80 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

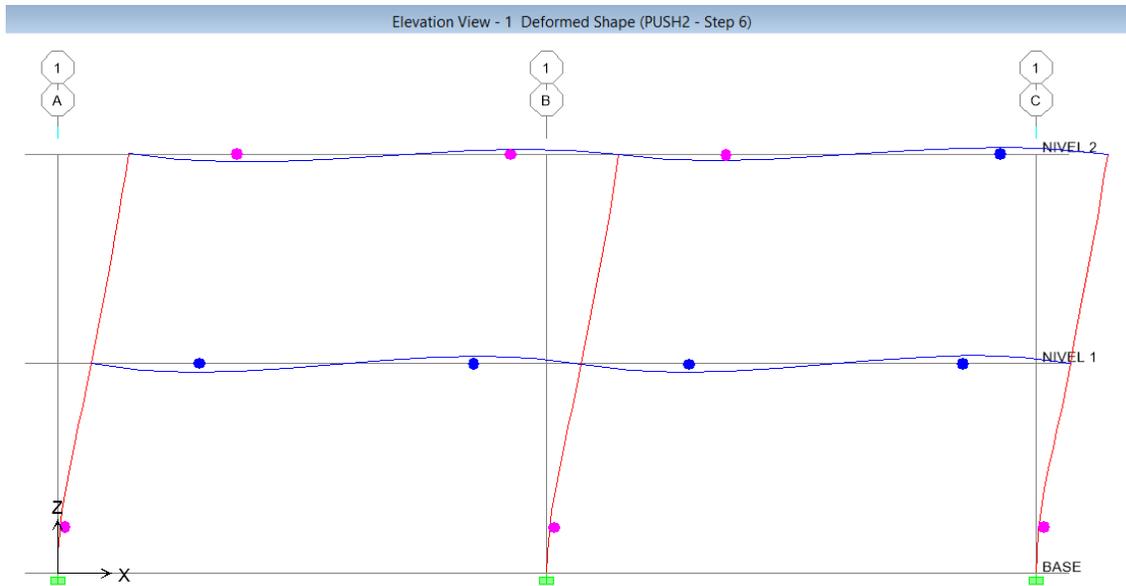


Figura 4.30: *Pushover* para ajuste a valor 2,80 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 1

De las figuras anteriores se observa que para 2,80 como valor de ajuste por el procedimiento 1, es cuando se produce el mecanismo de falla ideal, generando la condición “Columna Fuerte – Viga Débil” y evitando los mecanismos de piso. Sin embargo para lograr determinar este valor como el adecuado, se analizó primero para el valor de ajuste 3,00 presentado a continuación.

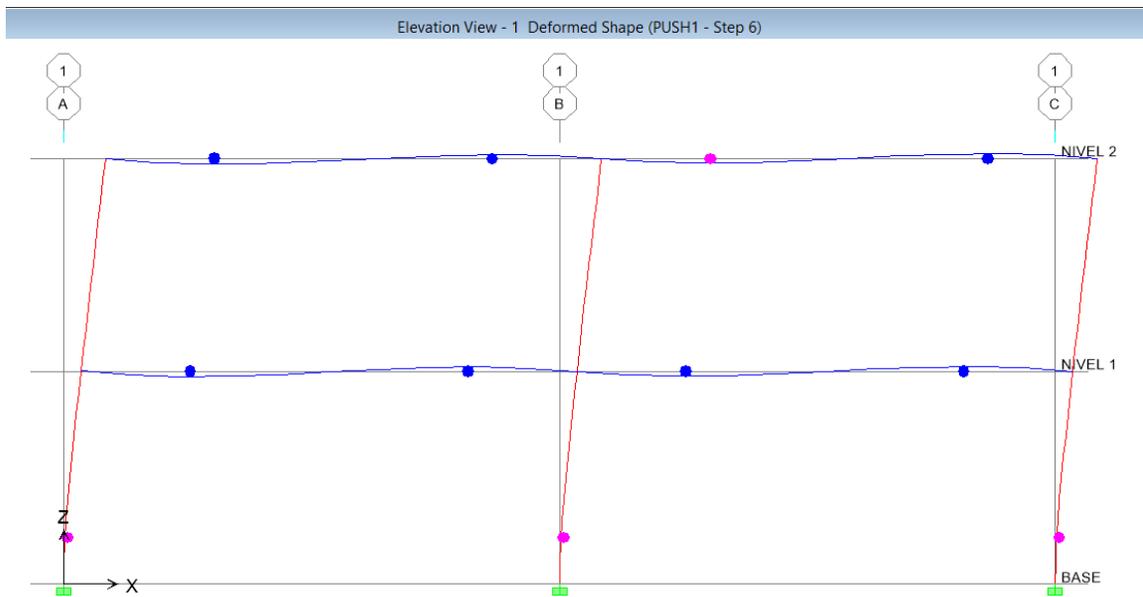


Figura 4.31: *Pushover* para ajuste a valor 3,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

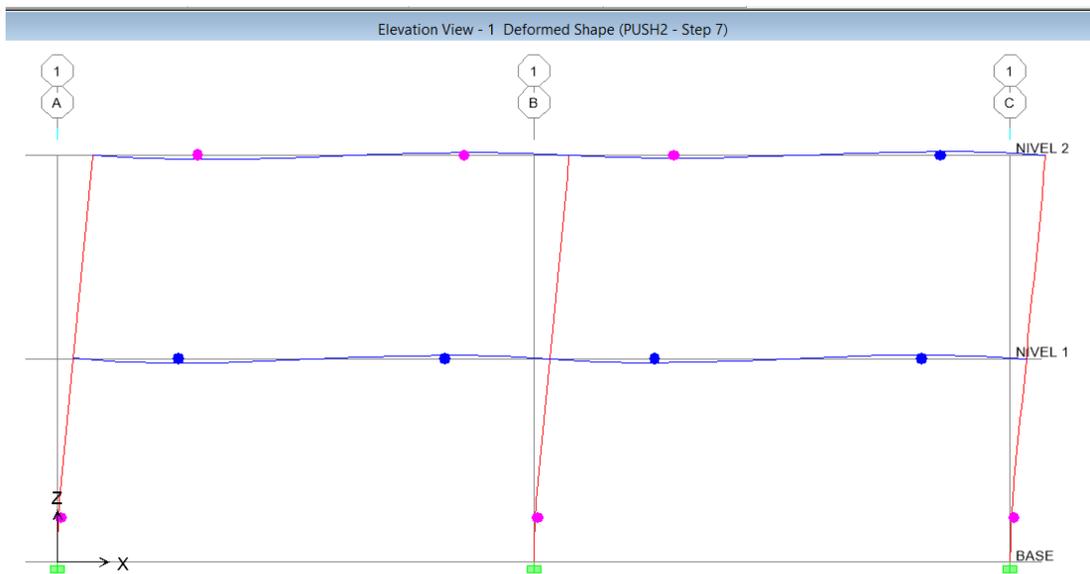


Figura 4.32: *Pushover* para ajuste a valor 3,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 1

Efectivamente de las figuras 4.31 y 4.32 se observa que el valor de ajuste cumple con la condición “Columna Fuerte – Viga Débil” sin embargo este valor se consideró sobrestimado por lo que se decidió aproximarlos bajándolos hasta 2,80, el cual fue el resultante como adecuado como se vio en las figuras 4.29 y 4.30.

En resumen como se observa en las ilustraciones de la 4.9, 4.10, 4.13, 4.14, 4.17, 4.18, 4.23, 4.24, 4.27, 4.28, 4.29, 4.30, 4.31 y 4.32 correspondientes a los *pushover* realizados a los ajustes por el procedimiento 1 de las relaciones de resistencia de 1,00; 1,20; 1,50; 2,00; 2,50, 2,80 y 3,00 se detalla que apenas en el ajuste de 2,80 es que se deja de producir el mecanismo de piso del primer nivel con ambos patrones de carga. Además, para este ajuste se favorece el mecanismo de colapso ideal o de rotulación de vigas.

Por otra parte, en las figuras 4.11, 4.12, 4.15, 4.16, 4.19, 4.20, 4.21, 4.22, 4.25, 4.26, 4.2.3, 4.2.4, 4.2.5 y 4.2.6 se observa para el procedimiento 2, que desde el ajuste realizado a 1,00 se evita el mecanismo de piso y no es hasta el ajuste de 1,80 que se observa un mecanismo de colapso ideal.

A manera de comparar, se incluyeron los análisis estáticos no lineales o *pushover* del pórtico N°1 en su etapa de diseño inicial y así mismo para su diseño inicial ajustado a los procedimientos 1 y 2 por separado.

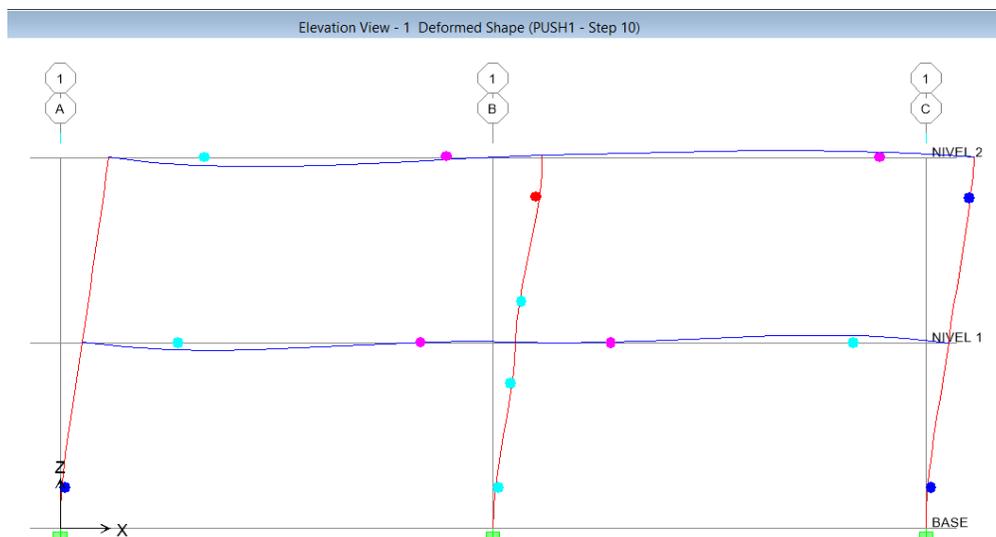


Figura 4.33: *Pushover* Diseño Inicial sin ajuste del Pórtico N° 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular

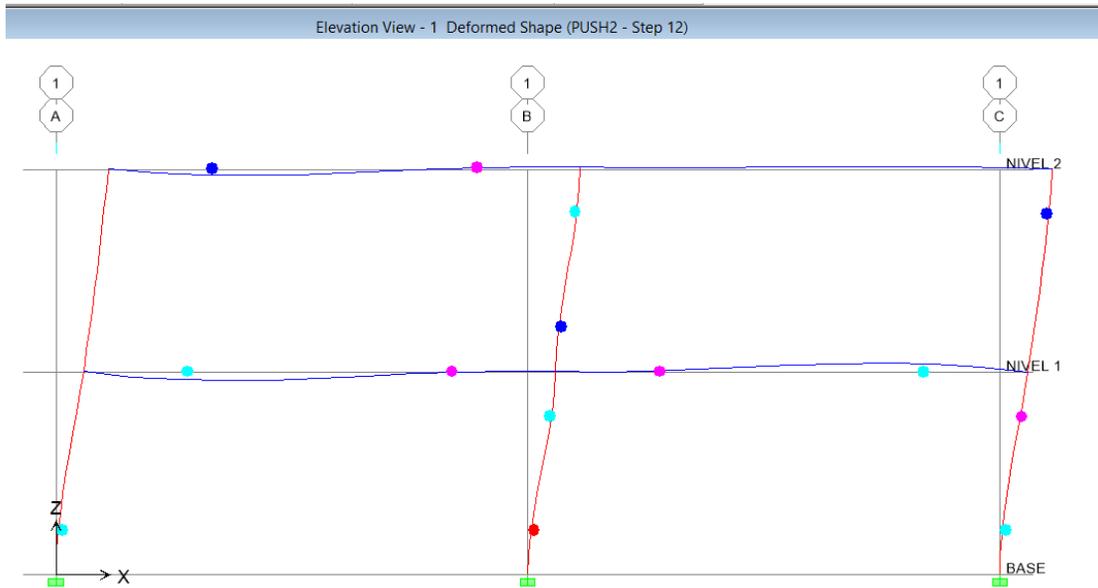


Figura 4.34: *Pushover* Diseño Inicial sin ajuste del Pórtico N° 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular

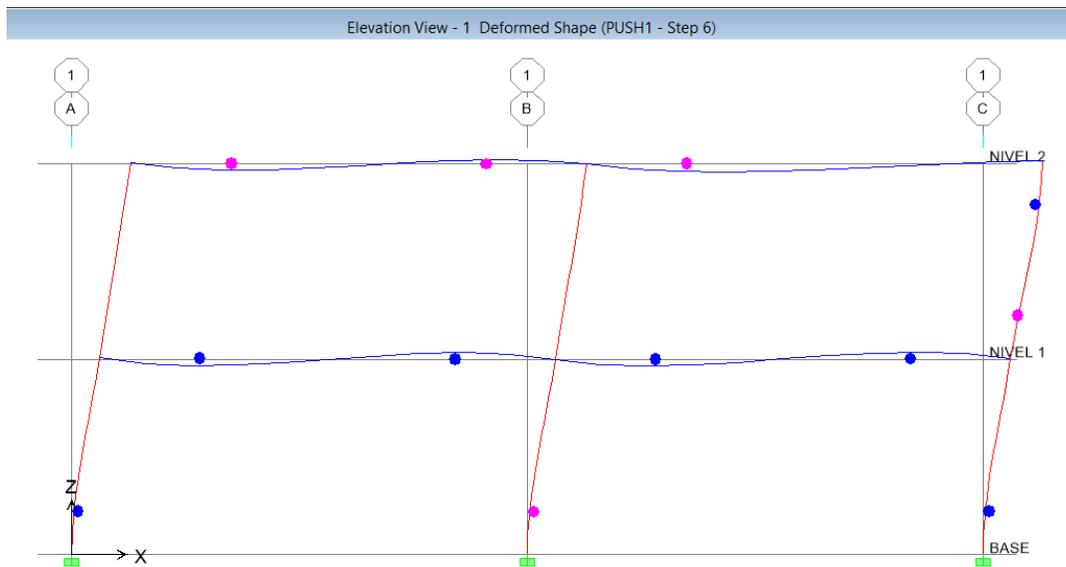


Figura 4.35: *Pushover* Diseño Inicial del Pórtico N° 1 ajustado al procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular

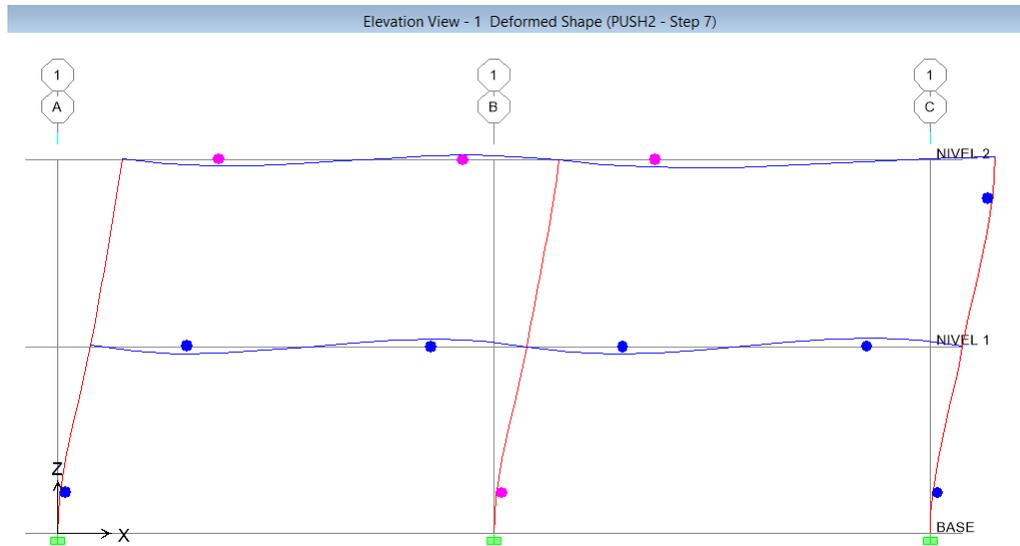


Figura 4.36: *Pushover* Diseño Inicial del Pórtico N° 1 ajustado al procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular

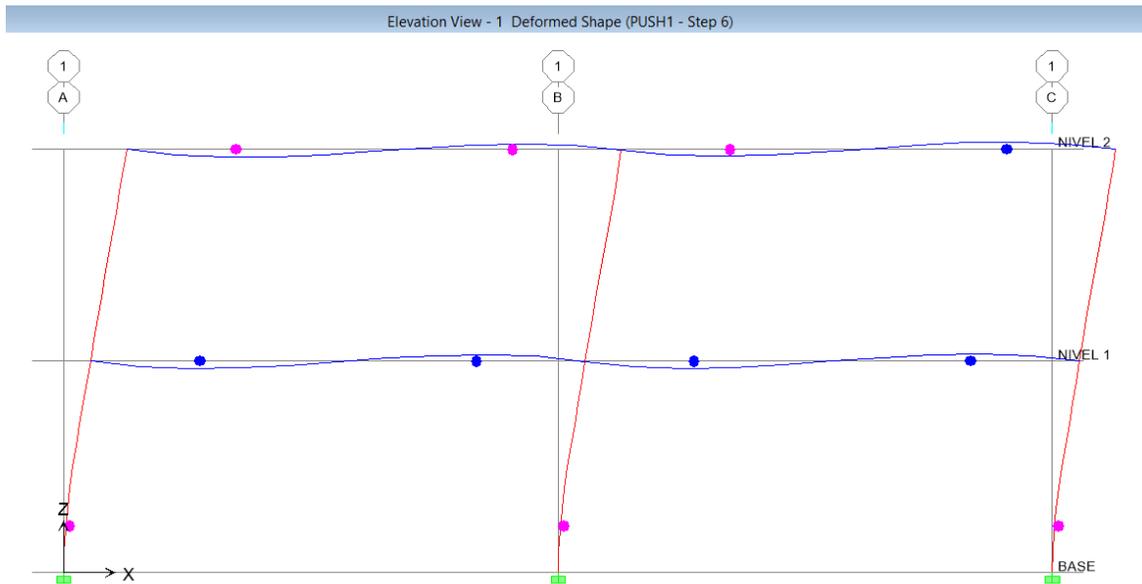


Figura 4.37: *Pushover* Diseño Inicial del Pórtico N° 1 ajustado al procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular

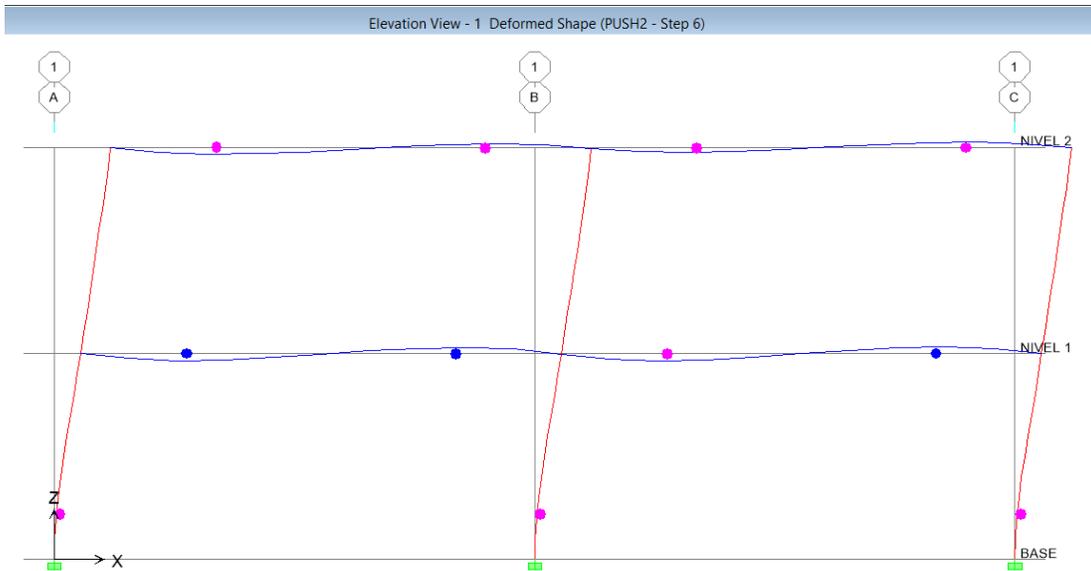


Figura 4.38: *Pushover* Diseño Inicial del Pórtico N° 1 ajustado al procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular

Realizando la siguiente comparación se observó, que para el diseño inicial sin ajuste el mecanismo de colapso es mixto y está gobernado por la falla de las rotulas plásticas de la columna central. Por otra parte, para el ajuste al procedimientos 1 se observa que el mecanismo de colapso está dado por la falla de las rotulas plásticas de las columnas de los extremos. En cambio, para el ajuste al procedimiento 2 se observó que para ambos patrones de carga el mecanismo de falla obtenido es el ideal.

4.1.12 Determinación de un muestreo estadístico para la resistencia a compresión del concreto y de cedencia del acero de refuerzo como variables independientes

A través del método de muestreo aleatorio para la simulación de alta precisión Hipercubo Latino, se extrajo una muestra de 50 valores de resistencias a compresión del concreto y 50 valores de cedencia del acero siendo estas variables independientes entre sí, luego se realizó otra simulación de apareo para generar pares de datos distintos. El método considera un rango de variabilidad y la media de las variables en estudio para generar un número finito de valores independientes uno de otros con la misma probabilidad de ocurrencia. Para la resistencia a compresión del concreto se usó un coeficiente de variabilidad de 0,15 y un valor medio de $1,25f'c$ o 313 Kgf/cm², en cambio para la tensión cedente del acero de refuerzo se usó un coeficiente de variabilidad de 0,05 y un valor medio de $1,15fy$ o 4830 Kgf/cm². En la tabla 4.85 se presenta el muestreo obtenido de aplicar el método del Hiperculo Latino a las variables $f'c$ y fy .

Tabla 4.85: Muestreo de las variables f_c y f_y

Muestreo LHS		Valores de Variables	
P[$f_c \leq f_{ci}$]	P[$f_y \leq f_{yi}$]	Fc kgf/cm ²	Fy kgf/cm ²
0.7788	0.9540	349	5237
0.4264	0.4860	304	4822
0.8592	0.4667	364	4810
0.6386	0.1892	330	4617
0.4096	0.3660	302	4747
0.9781	0.5667	408	4871
0.8836	0.6164	369	4901
0.6436	0.3174	330	4715
0.7456	0.2800	344	4689
0.6970	0.9966	337	5484
0.1468	0.0593	264	4453
0.3496	0.8288	295	5059
0.5605	0.9224	320	5173
0.2270	0.7666	278	5006
0.8640	0.0762	365	4484
0.1309	0.2326	260	4654
0.1914	0.2708	272	4683
0.0835	0.6204	248	4904
0.2183	0.1169	276	4542
0.5173	0.7029	315	4959
0.3765	0.0871	298	4502
0.9322	0.5925	383	4887
0.4834	0.4162	311	4779
0.1039	0.7514	254	4994
0.9188	0.6904	379	4950

0.9920	0.8976	426	5136
0.5295	0.8682	316	5100
0.0517	0.2555	237	4671
0.2669	0.6523	284	4925
0.4474	0.1683	307	4598
0.7142	0.0350	340	4392
0.2914	0.7342	287	4981
0.7397	0.4277	343	4786
0.7803	0.3547	349	4740
0.1767	0.9035	269	5144
0.0779	0.5203	246	4842
0.3326	0.5454	293	4858
0.3960	0.8131	301	5045
0.4702	0.7883	309	5023
0.6132	0.5178	327	4841
0.0210	0.1419	218	4571
0.3016	0.2024	289	4629
0.8389	0.8436	359	5074
0.0052	0.0148	193	4305
0.9546	0.3881	392	4761
0.8115	0.1395	354	4569
0.5890	0.9715	324	5290
0.6611	0.6737	333	4939
0.2516	0.4568	282	4804
0.5403	0.3364	318	4728

4.1.13 Evaluación de los mecanismos de falla del Pórtico N°1 considerando la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y

Obtenido para las variables f'_c y f_y el muestreo de 50 pares de valores distintos entre sí, se procedió a realizar los análisis estáticos no lineales *pushover* para los ajustes (en ambos sentidos de sismo) con los cuales se observó que se evitaba el mecanismo de piso y además se favorecía el mecanismo de colapso ideal. Obteniendo así, 100 *pushover* para cada ajuste (50 *pushover* para cada sentido del sismo) que reportan como varían los mecanismos de falla a medida que se varían los pares de valores de f'_c y f_y . Para la evaluación de los mecanismos de falla considerando la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y se utilizaron los pórticos resultantes de los ajustes a 2,80 para el procedimiento 1 y 1,80 para el procedimiento 2, por ser estos ajustes los que evitan el mecanismo de piso y además favorecen el mecanismo de colapso ideal del pórtico. En las tablas 4.86, 4.87, 4.88 y 4.89 se muestran los resultados obtenidos de aplicar la variabilidad de f'_c y f_y a los pórticos mencionados, organizados según el patrón de cargas aplicado, el sentido del sismo y el tipo de mecanismo formado.

Tabla N° 4.86: Variabilidad en *pushover* a ajuste 1,80. Procedimiento 2. Pórtico N°1 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	X	X	-	-	X
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	X	X	-	-	X
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Tabla N° 4.87: Variabilidad en *pushover* a ajuste 1,80. Procedimiento 2. Pórtico N°1 (CR)

Caso de Variabilidad			Push Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Tabla N° 4.88: Variabilidad en *pushover* a ajuste 2,80. Procedimiento 1. Pórtico N°1 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Tabla N° 4.89: Variabilidad en *pushover* a ajuste 2,80. Procedimiento 1. Pórtico N°1 (CR)

Caso de Variabilidad			<i>Push Carga Rectangular (CR)</i>							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Como se puede observar en las tablas para el pórtico ajustado a 2,80 por el procedimiento 1 y el pórtico ajustado a 1,80 por el procedimiento 2, la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y no afectan los resultados del comportamiento obtenido en el ajuste a 2,80 por el procedimiento 1 y apenas el 4% de los casos estudiados para el ajuste a 1,80 por el procedimiento 2 muestran comportamientos distintos con respecto al comportamiento inicial, pero estos a su vez arrojan una falla mixta favoreciendo el mecanismo ideal.

Adicional a esto, se consideró necesario a manera de comparación, la evaluación de los mecanismos de falla obtenidos con el diseño inicial sin ajuste y ajustado a los procedimientos de la Norma y los pórticos resultantes del ajuste a 1,20, por ambos procedimientos por separado, considerando la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y . Logrando así observar si la variabilidad de los parámetros f'_c y f_y modifican los mecanismos de falla obtenidos en los diseños iniciales y en el ajuste por cada procedimiento de la relación de a resistencias a 1,20.

Tabla N° 4.90: Variabilidad en *pushover* a Diseño Inicial. Pórtico N°1 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc kgf/cm ²	fy kgf/cm ²	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
			Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	-	-	-	X	-	-	-	X
1	349	5237	-	-	-	X	-	-	-	X
2	304	4822	-	-	-	X	-	-	-	X
3	364	4810	-	-	-	X	-	-	-	X
4	330	4617	-	-	-	X	-	-	-	X
5	302	4747	-	-	-	X	-	-	-	X
6	408	4871	-	-	-	X	-	-	-	X
7	369	4901	-	-	-	X	-	-	-	X
8	330	4715	-	-	-	X	-	-	-	X
9	344	4689	-	-	-	X	-	-	-	X
10	337	5484	-	-	-	X	-	-	-	X
11	264	4453	-	-	-	X	-	-	-	X
12	295	5059	-	-	-	X	-	-	-	X
13	320	5173	-	-	-	X	-	-	-	X
14	278	5006	-	-	-	X	-	-	-	X
15	365	4484	-	-	-	X	-	-	-	X
16	260	4654	-	-	-	X	-	-	-	X
17	272	4683	-	-	-	X	-	-	-	X
18	248	4904	-	-	-	X	-	-	-	X
19	276	4542	-	-	-	X	-	-	-	X
20	315	4959	-	-	-	X	-	-	-	X
21	298	4502	-	-	-	X	-	-	-	X
22	383	4887	-	-	-	X	-	-	-	X
23	311	4779	-	-	-	X	-	-	-	X
24	254	4994	-	-	-	X	-	-	-	X
25	379	4950	-	-	-	X	-	-	-	X
26	426	5136	-	-	-	X	-	-	-	X
27	316	5100	-	-	-	X	-	-	-	X
28	237	4671	-	-	-	X	-	-	-	X
29	284	4925	-	-	-	X	-	-	-	X
30	307	4598	-	-	-	X	-	-	-	X
31	340	4392	-	-	-	X	-	-	-	X
32	287	4981	-	-	-	X	-	-	-	X
33	343	4786	-	-	-	X	-	-	-	X
34	349	4740	-	-	-	X	-	-	-	X
35	269	5144	-	-	-	X	-	-	-	X
36	246	4842	-	-	-	X	-	-	-	X
37	293	4858	-	-	-	X	-	-	-	X
38	301	5045	-	-	-	X	-	-	-	X
39	309	5023	-	-	-	X	-	-	-	X
40	327	4841	-	-	-	X	-	-	-	X
41	218	4571	-	-	-	X	-	-	-	X
42	289	4629	-	-	-	X	-	-	-	X
43	359	5074	-	-	-	X	-	-	-	X
44	193	4305	-	-	-	X	-	-	-	X
45	392	4761	-	-	-	X	-	-	-	X
46	354	4569	-	-	-	X	-	-	-	X
47	324	5290	-	-	-	X	-	-	-	X
48	333	4939	-	-	-	X	-	-	-	X
49	282	4804	-	-	-	X	-	-	-	X
50	318	4728	-	-	-	X	-	-	-	X

Tabla N° 4.91: Variabilidad en *pushover* a Diseño Inicial Pórtico N°1 (CR)

Caso de Variabilidad			<i>Push</i> Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	-	-	-	X	-	-	-	X
1	349	5237	-	-	-	X	-	-	-	X
2	304	4822	-	-	-	X	-	-	-	X
3	364	4810	-	-	-	X	-	-	-	X
4	330	4617	-	-	-	X	-	-	-	X
5	302	4747	-	-	-	X	-	-	-	X
6	408	4871	-	-	-	X	-	-	-	X
7	369	4901	-	-	-	X	-	-	-	X
8	330	4715	-	-	-	X	-	-	-	X
9	344	4689	-	-	-	X	-	-	-	X
10	337	5484	-	-	-	X	-	-	-	X
11	264	4453	-	-	-	X	-	-	-	X
12	295	5059	-	-	-	X	-	-	-	X
13	320	5173	-	-	-	X	-	-	-	X
14	278	5006	-	-	-	X	-	-	-	X
15	365	4484	-	-	-	X	-	-	-	X
16	260	4654	-	-	-	X	-	-	-	X
17	272	4683	-	-	-	X	-	-	-	X
18	248	4904	-	-	-	X	-	-	-	X
19	276	4542	-	-	-	X	-	-	-	X
20	315	4959	-	-	-	X	-	-	-	X
21	298	4502	-	-	-	X	-	-	-	X
22	383	4887	-	-	-	X	-	-	-	X
23	311	4779	-	-	-	X	-	-	-	X
24	254	4994	-	-	-	X	-	-	-	X
25	379	4950	-	-	-	X	-	-	-	X
26	426	5136	-	-	-	X	-	-	-	X
27	316	5100	-	-	-	X	-	-	-	X
28	237	4671	-	-	-	X	-	-	-	X
29	284	4925	-	-	-	X	-	-	-	X
30	307	4598	-	-	-	X	-	-	-	X
31	340	4392	-	-	-	X	-	-	-	X
32	287	4981	-	-	-	X	-	-	-	X
33	343	4786	-	-	-	X	-	-	-	X
34	349	4740	-	-	-	X	-	-	-	X
35	269	5144	-	-	-	X	-	-	-	X
36	246	4842	-	-	-	X	-	-	-	X
37	293	4858	-	-	-	X	-	-	-	X
38	301	5045	-	-	-	X	-	-	-	X
39	309	5023	-	-	-	X	-	-	-	X
40	327	4841	-	-	-	X	-	-	-	X
41	218	4571	-	-	-	X	-	-	-	X
42	289	4629	-	-	-	X	-	-	-	X
43	359	5074	-	-	-	X	-	-	-	X
44	193	4305	-	-	-	X	-	-	-	X
45	392	4761	-	-	-	X	-	-	-	X
46	354	4569	-	-	-	X	-	-	-	X
47	324	5290	-	-	-	X	-	-	-	X
48	333	4939	-	-	-	X	-	-	-	X
49	282	4804	-	-	-	X	-	-	-	X
50	318	4728	-	-	-	X	-	-	-	X

Tabla N°4.92: Variabilidad en *pushover* a Diseño Inicial Pórtico N°1 Procedimiento 1 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	X	X	-	-	X
1	349	5237	X	-	-	X	X	-	-	X
2	304	4822	X	-	-	X	X	-	-	X
3	364	4810	X	-	-	X	X	-	-	X
4	330	4617	X	-	-	X	X	-	-	X
5	302	4747	X	-	-	X	X	-	-	X
6	408	4871	X	-	-	X	X	-	-	X
7	369	4901	X	-	-	X	X	-	-	X
8	330	4715	X	-	-	X	X	-	-	X
9	344	4689	X	-	-	X	X	-	-	X
10	337	5484	X	-	-	X	X	-	-	X
11	264	4453	X	-	-	X	X	-	-	X
12	295	5059	X	-	-	X	X	-	-	X
13	320	5173	X	-	-	X	X	-	-	X
14	278	5006	X	-	-	X	X	-	-	X
15	365	4484	X	-	-	X	X	-	-	X
16	260	4654	X	-	-	X	X	-	-	X
17	272	4683	X	-	-	X	X	-	-	X
18	248	4904	X	-	-	X	X	-	-	X
19	276	4542	X	-	-	X	X	-	-	X
20	315	4959	X	-	-	X	X	-	-	X
21	298	4502	X	-	-	X	X	-	-	X
22	383	4887	X	-	-	X	X	-	-	X
23	311	4779	X	-	-	X	X	-	-	X
24	254	4994	X	-	-	X	X	-	-	X
25	379	4950	X	-	-	X	X	-	-	X
26	426	5136	X	-	-	X	X	-	-	X
27	316	5100	X	-	-	X	X	-	-	X
28	237	4671	X	-	-	X	X	-	-	X
29	284	4925	X	-	-	X	X	-	-	X
30	307	4598	X	-	-	X	X	-	-	X
31	340	4392	X	-	-	X	X	-	-	X
32	287	4981	X	-	-	X	X	-	-	X
33	343	4786	X	-	-	X	X	-	-	X
34	349	4740	X	-	-	X	X	-	-	X
35	269	5144	X	-	-	X	X	-	-	X
36	246	4842	X	-	-	X	X	-	-	X
37	293	4858	X	-	-	X	X	-	-	X
38	301	5045	X	-	-	X	X	-	-	X
39	309	5023	X	-	-	X	X	-	-	X
40	327	4841	X	-	-	X	X	-	-	X
41	218	4571	X	-	-	X	X	-	-	X
42	289	4629	X	-	-	X	X	-	-	X
43	359	5074	X	-	-	X	X	-	-	X
44	193	4305	X	-	-	X	X	-	-	X
45	392	4761	X	-	-	X	X	-	-	X
46	354	4569	X	-	-	X	X	-	-	X
47	324	5290	X	-	-	X	X	-	-	X
48	333	4939	X	-	-	X	X	-	-	X
49	282	4804	X	-	-	X	X	-	-	X
50	318	4728	X	-	-	X	X	-	-	X

Tabla N°4.93: Variabilidad en *pushover* a Diseño Inicial Pórtico N°1 Procedimiento (CR)

Caso de Variabilidad			Push Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	X	X	-	-	X
1	349	5237	X	-	-	X	X	-	-	X
2	304	4822	X	-	-	X	X	-	-	X
3	364	4810	X	-	-	X	X	-	-	X
4	330	4617	X	-	-	X	X	-	-	X
5	302	4747	X	-	-	X	X	-	-	X
6	408	4871	X	-	-	X	X	-	-	X
7	369	4901	X	-	-	X	X	-	-	X
8	330	4715	X	-	-	X	X	-	-	X
9	344	4689	X	-	-	X	X	-	-	X
10	337	5484	X	-	-	X	X	-	-	X
11	264	4453	X	-	-	X	X	-	-	X
12	295	5059	X	-	-	X	X	-	-	X
13	320	5173	X	-	-	X	X	-	-	X
14	278	5006	X	-	-	X	X	-	-	X
15	365	4484	X	-	-	X	X	-	-	X
16	260	4654	X	-	-	X	X	-	-	X
17	272	4683	X	-	-	X	X	-	-	X
18	248	4904	X	-	-	X	X	-	-	X
19	276	4542	X	-	-	X	X	-	-	X
20	315	4959	X	-	-	X	X	-	-	X
21	298	4502	X	-	-	X	X	-	-	X
22	383	4887	X	-	-	X	X	-	-	X
23	311	4779	X	-	-	X	X	-	-	X
24	254	4994	X	-	-	X	X	-	-	X
25	379	4950	X	-	-	X	X	-	-	X
26	426	5136	X	-	-	X	X	-	-	X
27	316	5100	X	-	-	X	X	-	-	X
28	237	4671	X	-	-	X	X	-	-	X
29	284	4925	X	-	-	X	X	-	-	X
30	307	4598	X	-	-	X	X	-	-	X
31	340	4392	X	-	-	X	X	-	-	X
32	287	4981	X	-	-	X	X	-	-	X
33	343	4786	X	-	-	X	X	-	-	X
34	349	4740	X	-	-	X	X	-	-	X
35	269	5144	X	-	-	X	X	-	-	X
36	246	4842	X	-	-	X	X	-	-	X
37	293	4858	X	-	-	X	X	-	-	X
38	301	5045	X	-	-	X	X	-	-	X
39	309	5023	X	-	-	X	X	-	-	X
40	327	4841	X	-	-	X	X	-	-	X
41	218	4571	X	-	-	X	X	-	-	X
42	289	4629	X	-	-	X	X	-	-	X
43	359	5074	X	-	-	X	X	-	-	X
44	193	4305	X	-	-	X	X	-	-	X
45	392	4761	X	-	-	X	X	-	-	X
46	354	4569	X	-	-	X	X	-	-	X
47	324	5290	X	-	-	X	X	-	-	X
48	333	4939	X	-	-	X	X	-	-	X
49	282	4804	X	-	-	X	X	-	-	X
50	318	4728	X	-	-	X	X	-	-	X

Tabla N°4.94: Variabilidad en *pushover* a Diseño Inicial Pórtico N°1 Procedimiento 2 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	-	X	-	-	-
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Tabla N°4.95: Variabilidad en *pushover* a Diseño Inicial Pórtico N°1 Procedimiento (CR)

Caso de Variabilidad			<i>Push</i> Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	-	X	-	-	-
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Como se observa en las tablas 4.90, 4.91, 4.92, 4.93, 4.94 y 4.95 para el pórtico N°1, la variabilidad de los parámetros $f'c$ y f_y no afectaron en los 50 casos de estudio para cada sentido del sismo, los comportamientos sismorresistentes obtenidos inicialmente.

4.1.14 Comparación de las cantidades de acero obtenidas para los distintos ajustes

En este análisis adicional al trabajo propuesto, se compararon las cantidades de acero requeridas a través de las cuantías de las columnas del pórtico para los ajustes por el procedimiento 1 y 2 del diseño inicial y de las relaciones de resistencia de 2,80 y 1,80 respectivamente para cada procedimiento.

Tabla N° 4.96: Comparación de cuantías entre diseño inicial ajustado por el procedimiento 1 y el valor de ajuste de 2,80 para el mismo procedimiento Pórtico N°1

NIVEL	EJE	Cuantía Ajuste diseño inicial Proc 1	Cuantía Ajuste a 2,80 por Proc 1
2	A	2,33%	5,57%
	B	3,46%	9,78%
	C	2,33%	5,57%
1	A	2,33%	1,77%
	B	3,46%	4,15%
	C	2,33%	1,77%

Tabla N° 4.97: Comparación de cuantías entre diseño inicial ajustado por el procedimiento 2 y el valor de ajuste de 1,80 para el mismo procedimiento Pórtico N°1

NIVEL	EJE	Cuantía Ajuste diseño inicial Proc 2	Cuantía Ajuste a 1,80 por Proc 2
2	A	2,29%	2,46%
	B	4,40%	4,77%
	C	2,29%	2,46%
1	A	2,29%	4,00%
	B	4,40%	7,40%
	C	2,29%	4,00%

Dada esta comparación, se puede decir que los ajustes resultantes por el procedimiento 1 requirieron más acero para generar la falla esperada que los resultantes del ajuste del diseño

inicial, por otra parte, los ajustes por el procedimiento 2 requirieron menos acero en comparación con los ajustes por el procedimiento 1.

Se observó para el pórtico 1 que los pórticos resultantes de los ajustes del diseño inicial por el procedimiento 1 y 2 se ajustaron, en términos de refuerzo, a los pórticos resultantes de los ajustes a 3,00 y 1,80 respectivamente para cada procedimiento.

4.2 Pórtico N°2

4.2.1 Descripción

El segundo caso de estudio corresponde a un pórtico plano de concreto reforzado el cual presenta una geometría asimétrica respecto a su eje central. El pórtico N°2 es el intermedio de una estructura de tres pórticos con separaciones de 7,00 m entre ellos y corresponde a una edificación ubicada en la ciudad de Caracas, Venezuela. En la tabla 4.98 y la figura 4.39 se presenta sus dimensiones.

Tabla 4.98: Geometría del Pórtico N°2

	Nivel	Altura	Ejes	Longitud
N° de Pisos: 2	Nivel 2 (Techo)	6.00 m	A	0.00 m
N° de Ejes: 3	Nivel 1	3.00 m	B	4.00 m
	Nivel PB	0.00 m	C	12.00 m

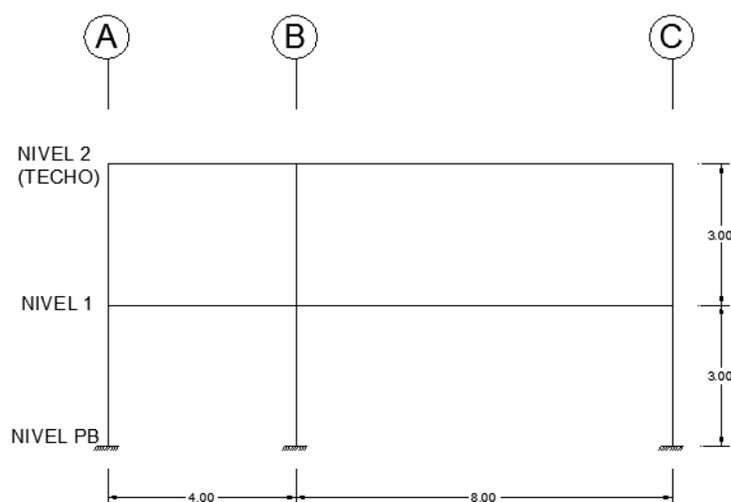


Figura 4.39 – Geometría de Pórtico N°2

4.2.2 Parámetros y consideraciones sísmicas

De acuerdo a la zona donde se encuentre ubicada la edificación, se consideran una serie de parámetros para el análisis sísmico espectral del pórtico, En este caso, el pórtico N°2 se encuentra ubicado en Caracas, Venezuela y además de esto la edificación se diseñó considerando requisitos para un nivel de diseño 3 (ND3).

Según estos datos y lo correspondiente a la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 se tienen en la tabla 4.99 los siguientes parámetros para un nivel de diseño 3 (ND3):

Tabla N° 4.99: Parámetros Sísmicos pórtico N°2

Parámetro	Valor
Zona sísmica	5
Coefficiente de aceleración horizontal A_0	0.3
Forma espectral	S2
Factor de corrección, ϕ	0.95
Factor de importancia, α	1
Grupo	B2
Tipo de sistema estructural resistente	1
Factor de reducción de respuesta, R	6
Valor máximo del período en el intervalo constante de los espectro Normalizados, T^*	0.7
Factor de magnificación promedio, β	2.6
Período característico de variación de respuesta dúctil, T_+	0.4

4.2.2.1 Consideración del Efecto del Sismo Vertical

Para la consideración del efecto del sismo vertical se consideró según lo estipulado por la Norma Fondonorma 1753-2006 en el capítulo 9 apartado 9.3 en lo referente a las sollicitaciones alternantes de la componente sísmica vertical, en la que se define:

$$S_v = (0.2\alpha\phi\beta A_0) * CP$$

$$S_v/CP = 0.1482$$

4.2.2.2 Consideraciones para el Peso Sísmico

Para la determinación del peso sísmico se consideró según lo estipulado en la Norma COVENIN 1756-2001 en el capítulo 7 apartado 7.1, lo referente al coeficiente sísmico para

edificaciones, donde el peso para edificaciones residenciales se calculó según los porcentajes de la tabla 4.100

Tabla 4.100: Consideraciones para el Peso Sísmico pórtico N°2

Carga permanente:	100%
Carga variable:	25%
Carga variable techo:	0%

4.2.3 Características para el Análisis

El pórtico tiene como función soportar tanto las cargas gravitatorias, provenientes de su peso propio y de las cargas transmitidas por las losas de entrepiso y techo, como también las cargas sísmicas. Para dichas cargas gravitatorias se consideran una serie de características presentadas a continuación:

- Losa de entrepiso y techo se apoyan sobre las vigas del pórtico de estudio.
- Acabado superior de la losa de entrepiso es granito artificial de espesor 5 cm.
- Mortero de nivelación de espesor 4 cm con impermeabilización de manto asfáltico y acabado exterior.
- Acabado inferior en las losas de concreto reforzado es friso de cemento y cal de espesor 2 cm.
- Peso de tabiquería como carga distribuida equivalente a 150 kgf/m² sobre la losa de entrepiso.
- Techo visitable y posee pendiente menor al 15%.
- Uso de la edificación es para viviendas.

4.2.4 Análisis del Pórtico N°2

Para el análisis y diseño del pórtico N°2, se consideraron además de las características anteriormente mencionadas, las propiedades mecánicas nominales de los materiales las cuales se muestran en la tabla 4.101.

Tabla N° 4.101: Propiedades Mecánicas de los Materiales

f_c [Kgf/cm ²]	F_y [Kgf/cm ²]	ε_{cu}	ε_y	E_s [Kgf/cm ²]	E_c [Kgf/cm ²]	μ
250	4200	0.003	0.002	2.1x10 ⁶	238752	0.20

El módulo de elasticidad del concreto se obtuvo con la ecuación $15100 \times (f'_c)^{0.5}$, donde f'_c corresponde a la resistencia nominal a compresión del concreto en Kgf/cm² y el módulo de elasticidad resultante también está en Kgf/cm². Cabe señalar que la pendiente de la rama de endurecimiento del acero de refuerzo se consideró horizontal para el comportamiento elástico perfectamente plástico. Los valores de resistencia a compresión del concreto y del esfuerzo de cedencia del acero mostrados en la tabla 4.101 son propiedades nominales consideradas para los cálculos del siguiente trabajo.

En referencia a las cargas gravitatorias para el análisis de este pórtico, consistieron en las cargas producidas por el peso propio de los elementos estructurales, las cargas permanentes y las cargas variables de acuerdo al uso de la edificación. Debido a que se está analizando un pórtico plano, se determinó un ancho tributario de 7 m de acuerdo a las dimensiones de losas de entrepiso y techo que se apoyan en la viga del pórtico analizado. Dicho esto, se determinó mediante un análisis de carga las cargas totales que se distribuyen longitudinalmente en las vigas del pórtico para las condiciones permanentes y variables. En la tabla 4.102 se observa el análisis de carga para el pórtico N°2.

Tabla 4.102: Análisis de cargas para el Pórtico N°2

Nivel 1: Ancho tributario: 7.00 m

Cargas permanentes (CP):

Acabado superior granito artificial de e= 5 cm	100 kgf/m ²
Acabado inferior de cemento y cal e= 2 cm	19 kgf/m ²
Carga distribuida de tabiquería	150 kgf/m ²
Peso propio losa nervada h= 40 cm	435 kgf/m ²
Total CP losa:	704 kgf/m²
Reacción de losa sobre viga (CP x ancho tributario):	4928 kgf/m
Total CP sobre viga:	4928 kgf/m

Cargas variables (CV):

Carga variable de losa de entresuelo / uso vivienda:	175 kgf/m ²
Reacción de losa sobre viga (cv x ancho tributario):	1225 kgf/m
Total CV sobre viga:	1225 kgf/m

Nivel 2 (Techo): Ancho tributario: 7.00 m

Cargas permanentes (CP):

Mortero de nivelación e= 4 cm	86 kgf/m ²
Impermeabilización con manto asfáltico e= 5 mm y acabado exterior	5 kgf/m ²
Acabado inferior de cemento y cal e= 2 cm	19 kgf/m ²
Peso propio losa nervada h= 40 cm	435 kgf/m ²
Total CP losa:	545 kgf/m²
Reacción de losa sobre viga (CP x ancho tributario):	3815 kgf/m ²
Total CP sobre viga:	3815 kgf/m²

Cargas variables (CV):

Carga variable de losa de techo / visitable de pendiente menor a 15% :	100 kgf/m ²
Reacción de losa sobre viga (cv x ancho tributario):	700 kgf/m
Total cv sobre viga:	700 kgf/m

Tabla N°4.103: Resumen de Cargas que tributan a las Vigas Pórtico N°2

Vigas	Carga Permanente [Kgf/m ²]	Carga Variable [Kgf/m ²]
Nivel 1	4928	1225
Nivel 2 (Techo)	3815	700

De esta manera la distribución de cargas permanentes y variables en las vigas para el pórtico N°2 se puede observar en la siguiente figura:

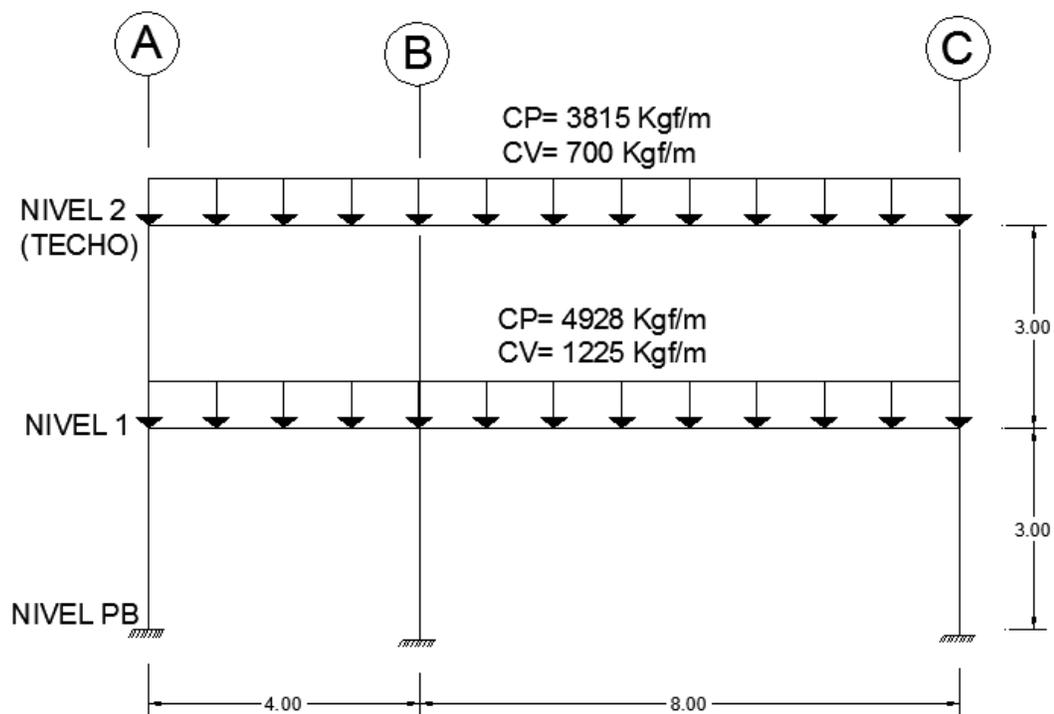


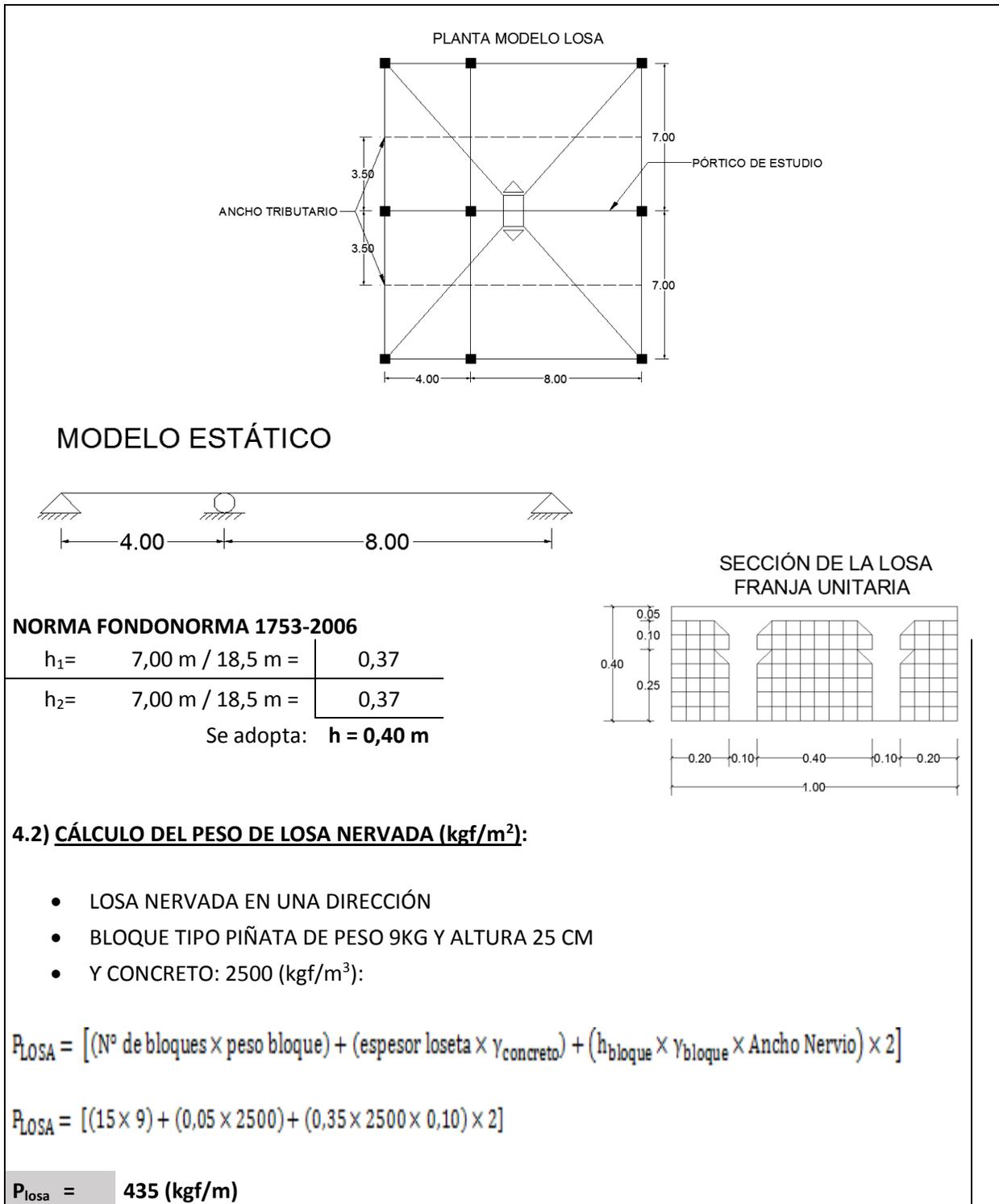
Figura 4.40 – Distribución de Cargas en las Vigas del Pórtico N°2

4.2.5 Predimensionamiento de las losas, vigas y columnas

Para poder realizar el análisis de los elementos estructurales del pórtico, como lo son las losas, vigas y columnas, fue necesario hacer previamente un predimensionamiento de cada uno de los mismos, esto es posible ya conociendo los análisis de cargas y las dimensiones mínimas recomendadas para dichos elementos.

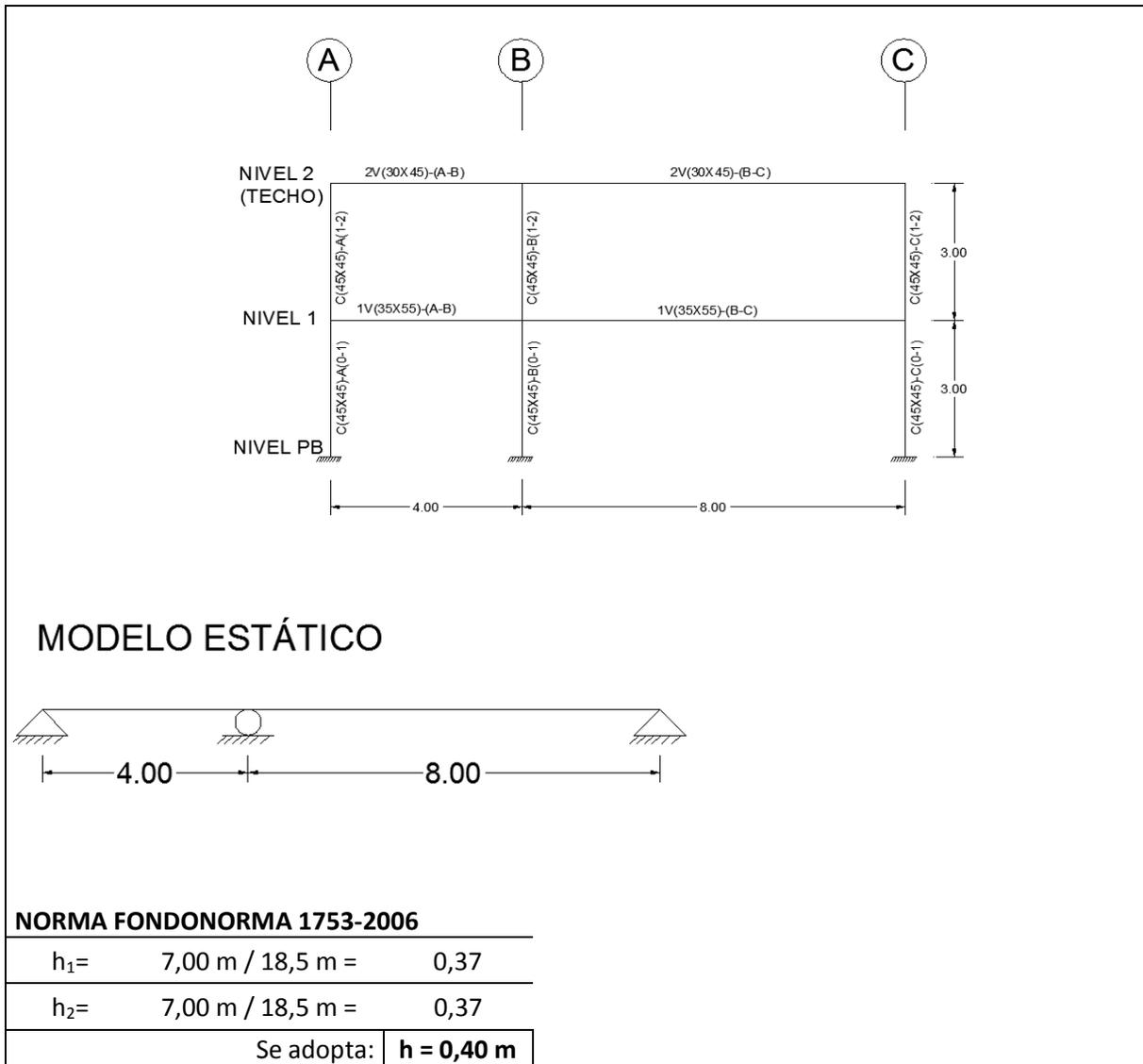
4.2.5.1 Predimensionamiento de Losa de Entrepiso (Nivel 1) y Losa de Techo (Nivel 2)

Tabla 4.104: Predimensionamiento de la losa del Pórtico N°2



4.2.5.2 Predimensionamiento de Vigas de Entrepiso (Nivel 1) y Vigas de Techo (Nivel 2)

Tabla 4.105: Predimensionamiento de las vigas Pórtico N°1



4.2.6 Modelo del Pórtico mediante Software (ETABS)

Una vez estimadas las dimensiones de los elementos estructurales del pórtico según el análisis de cargas y mediante su predimensionamiento, se procedió a utilizar el programa de análisis computacional ETABS Versión 9.7.2 como herramienta para modelar el pórtico, con el fin de obtener el diseño definitivo que proporcione las áreas de acero longitudinales óptimas que cumplan satisfactoriamente los requisitos de la Normativa para un ND3. Además de ello, el

programa ETABS facilitó la realización de los análisis estáticos no lineales *Pushover* del pórtico para las respectivas evaluaciones establecidas en la metodología de la investigación.

Para la realización del modelo se adoptaron dimensiones considerando como mínimas las obtenidas del predimensionamiento y a su vez tomando como referencia las dimensiones mínimas establecidas por la Norma Fondonorma 1753-2006 en su apartado 9.6 referente a los requisitos para los estados límites en los elementos estructurales, de tal manera las secciones adoptadas están en cumplimiento de lo requerido para el diseño adecuado del pórtico. Estas dimensiones pueden observarse de manera sintetizada en la siguiente tabla:

Tabla N°4.106: Dimensiones adoptadas para el diseño inicial Pórtico N°2

VIGAS						
NIVEL	SECCIÓN	BASE (b) [cm]	ALTURA (h) [cm]	REC (d´) [cm]	ALTURA ÚTIL (d) [cm]	As min [cm²]
2	2V(30X45)-(A-B)	30	45	5	40	4.00
	2V(30X45)-(B-C)	30	45	5	40	4.00
1	1V(35X55)-(A-B)	35	55	5	50	5.83
	1V(35X55)-(B-C)	35	55	5	50	5.83

COLUMNAS						
NIVEL	SECCIÓN	BASE (b) [cm]	ALTURA (h) [cm]	REC (d´) [cm]	ALTURA ÚTIL (d) [cm]	As min [cm²]
2	C(45X45)-A(1-2)	45	45	5	40	6.00
	C(45X45)-B(1-2)	45	45	5	40	6.00
	C(45X45)-C(1-2)	45	45	5	40	6.00
1	C(45X45)-A(0-1)	45	45	5	40	6.00
	C(45X45)-B(0-1)	45	45	5	40	6.00
	C(45X45)-C(0-1)	45	45	5	40	6.00

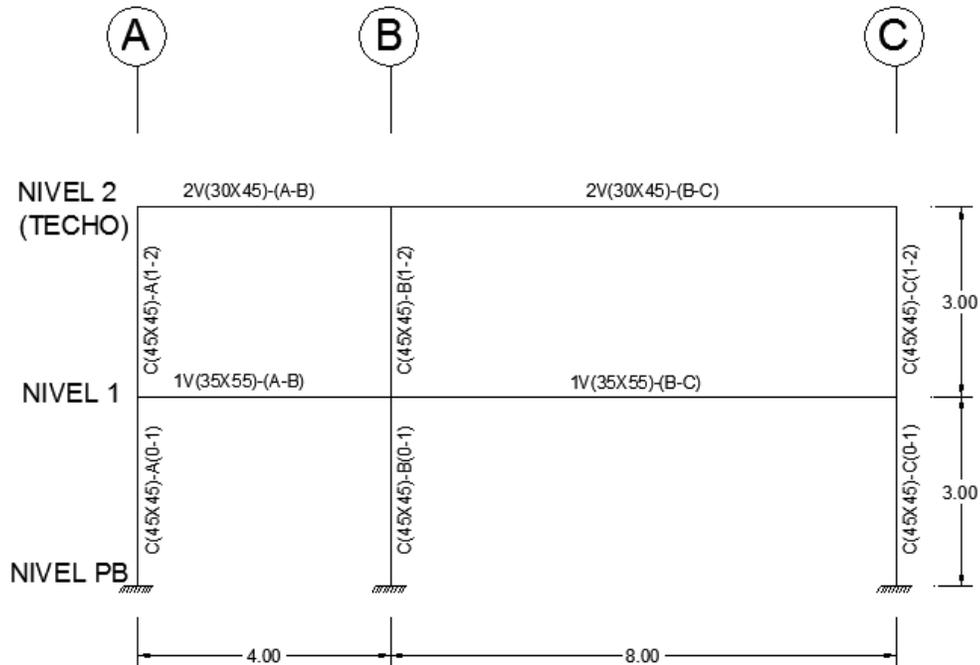


Figura 4.41 – Secciones adoptadas en el modelo de ETABS para el Pórtico N°2 – Diseño Inicial

Una vez modelado el pórtico se obtuvieron resultados del análisis sísmico, donde el peso sísmico total del pórtico fue $W = 124,56$ tf, el cortante basal $V_0 = 14,81$ tf y el coeficiente sísmico $V_0/W = 0,12$ (mayor que $\alpha A_0/R$). El período fundamental para el primer modo de vibración fue $T_1 = 0,30$ s y el período del segundo modo de vibración fue $T_2 = 0,10$ s. La deriva Normalizada máxima por Nivel obtenida fue para el Nivel 2 = 0,00070 y la deriva Normalizada Inelástica 0,0034 siendo menor a 0,018 y cumpliendo con el límite establecido en la Norma Venezolana 1756 (0,018 para edificaciones del Grupo B2).

Tabla N° 4.107: Resumen de Análisis Sísmico para el Diseño Inicial Pórtico N°2

Nivel	Peso Sísmico [tf]	Cortante de Piso [tf]	Desplazamiento Máximo [cm]	Deriva Normalizada Máxima Inelástica [cm/cm]
2	60.135	9,22	0.383	0.0034
1	84.170	14,81	0.174	0.0028

Luego de los respectivos chequeos y correcciones en cumplimiento con la Normativa, se determinaron los aceros longitudinales para las vigas y columnas del Diseño Inicial del Pórtico N°2, resumidos en las siguientes tablas:

Tabla N° 4.108: Áreas de acero longitudinal en Columnas – Diseño Inicial Pórtico N°2

COLUMNAS		
NIVEL 2		
DESCRIPCIÓN	As Sup [cm ²]	As Inf [cm ²]
C(45X45)-A(1-2)	20.25	20.25
C(45X45)-B(1-2)	26.82	26.82
C(45X45)-C(1-2)	33.10	33.10
NIVEL 1		
DESCRIPCIÓN	As Sup [cm ²]	As Inf [cm ²]
C(45X45)-A(0-1)	20.25	20.25
C(45X45)-B(0-1)	20.25	20.25
C(45X45)-C(0-1)	20.25	20.25

Tabla N° 4.109: Áreas de acero longitudinal en Vigas - Diseño Inicial Pórtico N°2

VIGAS				
NIVEL 2				
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm ²]	As Inf Izq. [cm ²]	As Sup Der [cm ²]	As Inf Der [cm ²]
2V(30X45)-(A-B)	6.82	4.02	9.21	4.42
2V(30X45)-(B-C)	22.85	10.59	20.59	9.41
NIVEL 1				
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm ²]	As Inf Izq. [cm ²]	As Sup Der [cm ²]	As Inf Der [cm ²]
1V(35X55)-(A-B)	9.10	5.86	12.34	5.94
1V(35X55)-(B-C)	26.58	12.13	23.27	10.76

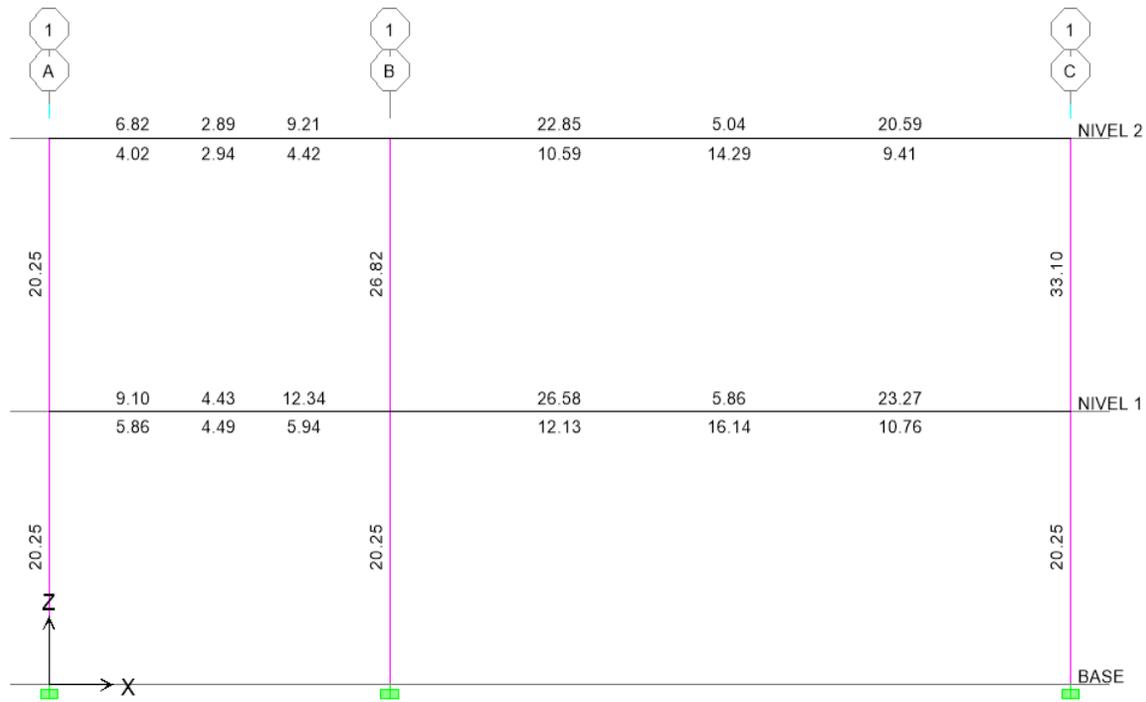


Figura 4.42 – Áreas de Acero determinadas en ETABS para el Pórtico N°2 – Diseño Inicial

Luego de obtenidas estas áreas de acero para el pórtico N° 2, fue necesario convertirlas a barras de acero, quedando adaptadas a áreas de acero reales correspondientes a una determinada combinación de barras. Esta conversión para cada columna y viga puede observarse en las tablas 4.110, 4.111 y en la figura 4.43.

Tabla N° 4.110: Áreas de acero longitudinal en Vigas transformadas a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°2

VIGAS								
NIVEL 2								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. cm²		As Inf Izq. cm²		As Sup Der cm²		As Inf Der cm²	
2V(30X45)-(A-B)	1Ø3/4"+2Ø5/8"	6.81	1Ø3/4"+1Ø1/2"	4.12	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	1Ø5/8"+2Ø1/2"	4.51
2V(30X45)-(B-C)	3Ø1"+2Ø7/8"	22.96	2Ø7/8"+1Ø3/4"	10.61	4Ø7/8"+4Ø1/2"	20.58	1Ø7/8"+2Ø3/4"	9.58
NIVEL 1								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. cm²		As Inf Izq. cm²		As Sup Der cm²		As Inf Der cm²	
1V(35X55)-(A-B)	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	1Ø7/8"+1Ø5/8"	5.86	3Ø3/4"+3Ø1/2"	12.35	3Ø5/8"	5.94
1V(35X55)-(B-C)	3Ø1"+4Ø3/4"	26.60	2Ø1"+1Ø5/8"	12.11	5Ø7/8"+2Ø5/8"	23.36	1Ø1"+2Ø3/4"	10.77

Tabla N° 4.111: Áreas de acero longitudinal en Columnas transformadas a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°2

COLUMNAS				
NIVEL 2				
DESCRIPCIÓN	As Sup (2) cm2		As Inf (1) cm2	
C(45X45)-A(1-2)	16Ø1/2"	20.32	16Ø1/2"	20.32
C(45X45)-B(1-2)	24Ø3/4"	68.40	24Ø3/4"	68.40
C(45X45)-C(1-2)	16Ø3/4"	45.60	16Ø3/4"	45.60
NIVEL 1				
DESCRIPCIÓN	As Sup (1) cm2		As Inf (0) cm2	
C(45X45)-A(0-1)	16Ø1/2"	20.32	16Ø1/2"	20.32
C(45X45)-B(0-1)	24Ø3/4"	68.40	24Ø3/4"	68.40
C(45X45)-C(0-1)	16Ø3/4"	45.60	16Ø3/4"	45.60

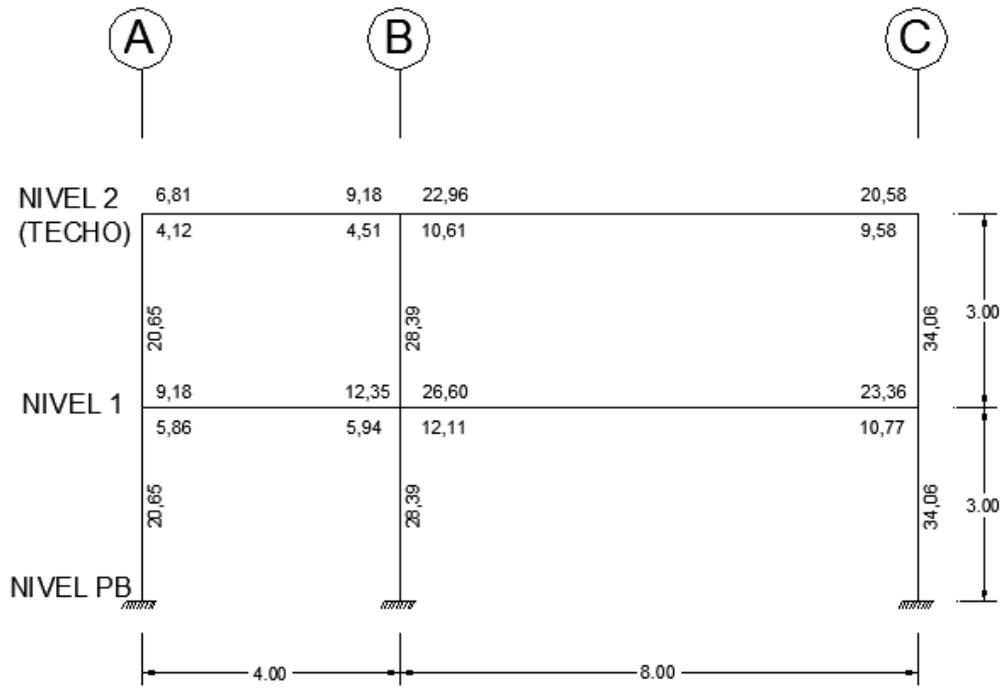


Figura 4.43 – Áreas de Acero en reales obtenidas de la transformación a diámetros nominales de barras – Diseño Inicial Pórtico N°2

4.2.7 Cálculo de los momentos resistentes para el Pórtico N°2 en su diseño inicial

4.2.7.1 Momentos Resistentes en Vigas

Hipótesis: Para el cálculo de los momentos resistentes en vigas para el pórtico N°2, se planteó que el eje neutro se encuentra entre el A_s y el A_s' ; A_s está en cedencia, el concreto alcanzó el agotamiento y el A_s' puede o no estar en cedencia.

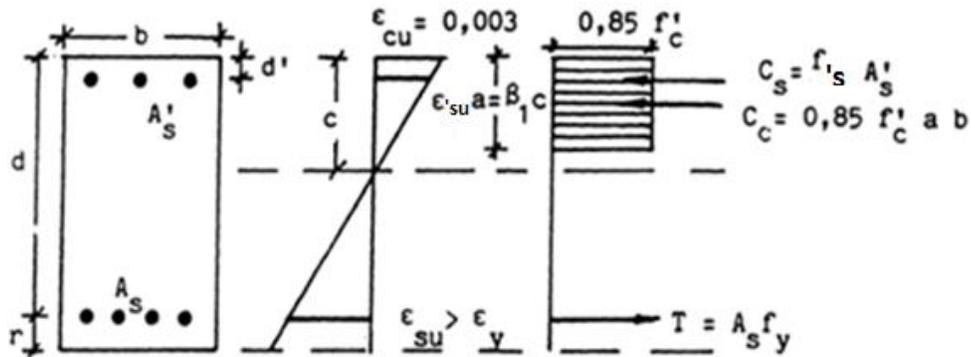


Figura 4.44: Hipótesis de Cálculo para los momentos resistentes en vigas para el Pórtico N°2

Para el cálculo de los momentos resistentes en vigas se utilizó la ecuación 4.1. La ecuación 4.2 se utilizó para el cálculo de la profundidad del eje neutro, la 4.3 para la tensión del acero cedente en tracción, la 4.4 para la tensión del acero en compresión, la 4.5 para la tensión del concreto y la 4.6 para la tensión del acero.

$$M_n = (d - c).T + (C - a).Cc + (c - d').Cs \quad (4.1)$$

$$0,85.f'c.\beta_1.b.C^2 - (A_s.f_y - A'_s.\epsilon_{cu}.E_s).C - A'_s.\epsilon_{cu}.E_s.d' = 0 \quad (4.2)$$

$$T = A_s.f_y \quad (4.3)$$

$$C_s = A'_s.f'_s \quad (4.4)$$

$$C_c = 0,85.f'c.a.b \quad (4.5)$$

$$f'_s = \frac{(E_s.\epsilon_y.(c-d))}{d-c} \quad (4.6)$$

En la tabla 4.112 se muestran las profundidades del Eje Neutro (C) para el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis para el Pórtico N°2.

- El sentido Positivo considera la Fuerza Sísmica de Izquierda a Derecha

Tabla N° 4.112: Profundidad del Eje Neutro (C) en sentido positivo para el Pórtico N° 2

NIVEL	VIGA	(b) cm	(d) cm	(d') cm	ÁREA DE ACERO EXT IZQ. (cm ²)		ÁREA DE ACERO EXT DER (cm ²)		C (cm)	
					A's SUP	As INF	As SUP	A's INF	IZQ.	DER
2	2V(30X45)-(A-B)	30	40	5	6,81	4,12	9,18	4,51	4,36	6,14
	2V(30X45)-(B-C)	30	40	5	22,96	10,61	20,58	9,58	5,56	10,25
1	1V(35X55)-(A-B)	35	50	5	9,18	5,86	12,35	5,94	4,63	6,70
	1V(35X55)-(B-C)	35	50	5	26,60	12,11	23,36	10,77	5,53	10,10

En la tabla 4.113 de presentan los cálculos de los momentos resistentes en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis para el Pórtico N°2:

Tabla N° 4.113: Momentos resistentes para vigas en el sentido positivo para el Pórtico N°2

NIVEL	VIGA	Mn IZQ. (Ton-m)	Mn DER (Ton-m)
2	2V(30X45)-(A-B)	6,76	14,24
	2V(30X45)-(B-C)	16,32	29,36
1	1V(35X55)-(A-B)	11,95	24,11
	1V(35X55)-(B-C)	23,74	43,15

En la tabla 4.114 se muestran los cálculo de la profundidad del Eje Neutro (C) para el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis para el Pórtico N°2:

- El sentido Negativo considera la Fuerza Sísmica de Derecha a Izquierda

Tabla N° 4.114: Profundidad del Eje Neutro (C) en sentido negativo para el Pórtico N°2

NIVEL	VIGA	(b) cm	(d) cm	(d') cm	ÁREA DE ACERO EXT IZQ. (cm ²)		ÁREA DE ACERO EXT DER (cm ²)		C (cm)	
					As SUP	A's INF	A's SUP	As INF	IZQ.	DER
2	2V(30X45)-(A-B)	30	40	5	6,81	4,12	9,18	4,51	5,14	4,55
	2V(30X45)-(B-C)	30	40	5	22,96	10,61	20,58	9,58	11,04	5,45
1	1V(35X55)-(A-B)	35	50	5	9,18	5,86	12,35	5,94	5,53	4,71
	1V(35X55)-(B-C)	35	50	5	26,60	12,11	23,36	10,77	11,06	5,41

En la tabla 4.115 se muestran los cálculos de los momentos resistentes en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis para el Pórtico N°2.

Tabla N° 4.115: Momentos resistentes en vigas para el sentido negativo para el Pórtico N°2

NIVEL	VIGA	Mn IZQ. (Ton-m)	Mn DER (Ton-m)
2	2V(30X45)-(A-B)	10,79	7,36
	2V(30X45)-(B-C)	32,29	14,83
1	1V(35X55)-(A-B)	18,26	12,11
	1V(35X55)-(B-C)	48,43	21,24

4.2.7.2 Momentos Resistentes en Columnas

Para el cálculo de los momentos resistentes en columnas, se implementó el uso de una hoja de cálculo del programa computacional Excel con los diagramas de interacción propuesta el Profesor Santiago Pujol de la Universidad de Purdue, donde en función de las propiedades mecánicas de los materiales, el acero de refuerzo y las respectivas cargas axiales de cada columna, se determinó su correspondiente momento resistente en el tope y en la base de la misma. Los momentos últimos en el tope y en la base de cada columna se obtuvieron de los resultados del modelo en ETABS versión 9.7.2 considerando la combinación de cargas que diera la menor carga axial en las columnas, donde para todos los casos la combinación que gobernó fue $[0,90CP + S]$ y $[0,90CP - S]$.

En la tabla 4.116 se muestran los momentos resistentes y últimos en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis para el diseño inicial del Pórtico N°2.

Tabla N° 4.116: Momentos resistentes y últimos para columnas en el sentido positivo para el Diseño Inicial del Pórtico N°2

NIVEL 2						
DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	MOMENTO ULTIMO INF (Ton-m)	MOMENTO ULTIMO SUP (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton-m)
C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	-0,24	0,22	17,41	17,17
C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	-5,48	6,59	27,26	27,04
C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	12,13	-12,63	29,39	29,18
NIVEL 1						
C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	5,94	-2,25	18,53	18,31
C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	4,17	0,70	33,60	33,41
C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	16,14	-18,64	32,53	32,37

En la tabla 4.117 se muestran los momentos resistentes y últimos en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis para el diseño inicial del Pórtico N°2.

Tabla N° 4.117: Momentos resistentes y últimos para columnas en el sentido negativo para el Diseño Inicial del Pórtico N°2

NIVEL 2						
DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	MOMENTO ULTIMO INF (Ton-m)	MOMENTO ULTIMO SUP (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton-m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton-m)
C(45X45)-A(1-2)	12,07	10,72	-7,75	7,90	18,28	18,05
C(45X45)-B(1-2)	27,02	25,67	-16,79	17,47	26,63	26,40
C(45X45)-C(1-2)	18,11	16,75	12,99	-14,66	29,20	28,98
NIVEL 1						
C(45X45)-A(0-1)	29,17	27,86	-9,87	6,50	21,05	20,86
C(45X45)-B(0-1)	60,50	59,20	-13,83	13,14	31,91	31,72
C(45X45)-C(0-1)	40,60	39,30	-1,18	-8,06	32,05	31,89

4.2.8 Evaluación del Diseño Inicial del Pórtico N°2 mediante los Procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma (NVF) 1753:2006

Al determinar las áreas de acero reales, transfórmalas a diámetros nominales de barras y reescribir las áreas para el diseño inicial del pórtico, adicionalmente se consideró necesaria la realización de la evaluación del Diseño Inicial del Pórtico N°2 mediante los Procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006, a modo de verificar los requerimientos mínimos exigidos por ambos procedimientos. En las tablas 4.118, 4.119, 4.120 y 4.121 se presentan los cálculos de las relaciones de resistencia para el diseño inicial por el procedimiento 1 y 2.

Tabla N° 4.118: Relaciones de resistencias según el procedimiento 1 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 en el sentido positivo del sismo

Relación de resistencias del Nivel 2					
NODO 4		NODO 5		NODO 6	
Σ MR EN VIGAS	6,76 ton-m	Σ MR EN VIGAS	30,56 ton-m	Σ MR EN VIGAS	29,36 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	17,17 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	27,04 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	29,18 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	2,54	ΣMRC/ΣMRV	0,89	ΣMRC/ΣMRV	0,99
Relación de resistencias del Nivel 1					
NODO 1		NODO 2		NODO 3	
Σ MR EN VIGAS	11,95 ton-m	Σ MR EN VIGAS	47,85 ton-m	Σ MR EN VIGAS	43,15 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	35,72 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	60,67 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	61,76 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	2,99	ΣMRC/ΣMRV	1,27	ΣMRC/ΣMRV	1,43

En la tabla 4.119 se muestra la relación de resistencias mediante el procedimiento 1 de la Norma venezolana Fondonorma 1753 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2, en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis.

Tabla N° 4.119: Relaciones de resistencias según el procedimiento 1 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 en el sentido negativo del sismo

Relación de resistencias del Nivel 2					
NODO 4		NODO 5		NODO 6	
Σ MR EN VIGAS	10,79 ton-m	Σ MR EN VIGAS	39,65 ton-m	Σ MR EN VIGAS	14,83 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	18,05 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	26,40 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	28,98 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,67	ΣMRC/ΣMRV	0,67	ΣMRC/ΣMRV	1,95
Relación de resistencias del Nivel 1					
NODO 1		NODO 2		NODO 3	
Σ MR EN VIGAS	18,26 ton-m	Σ MR EN VIGAS	60,54 ton-m	Σ MR EN VIGAS	21,24 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	39,14 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	58,35 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	61,09 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	2,14	ΣMRC/ΣMRV	0,96	ΣMRC/ΣMRV	2,88

En la tabla 4.120 se presenta la relación de resistencias mediante el procedimiento 2 de la Norma venezolana Fondonorma 1753 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2, en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis.

Tabla N° 4.120: Relaciones de resistencias según el procedimiento 2 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2	
Σ MR EN VIGAS	66,68 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	73,40 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,10

NIVEL 1	
Σ MR EN VIGAS	102,90 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	84,10 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	0,81

En la tabla 1.121 se muestra la relación de resistencias mediante el procedimiento 2 de la Norma venezolana Fondonorma 1753 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2, en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis.

Tabla N° 4.121: Relaciones de resistencias según el procedimiento 2 para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2	
Σ MR EN VIGAS	65,30 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	73,40 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,13

NIVEL 1	
Σ MR EN VIGAS	100,00 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	84,50 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	0,84

4.2.9 Ajuste del diseño inicial a los requerimientos exigidos por los procedimientos 1 y 2 de NVF 1753-2006

Como se observa en las tablas 4.118, 4.119, 4.120 y 4.121 para el cálculo de las relaciones de resistencia para ambos procedimientos, existen relaciones de resistencia que no cumplen con el mínimo requerido por cada procedimiento que es 1,20. Por lo cual, se ajustaron los momentos resistentes de las columnas que fueron necesarias, a través de sus aceros longitudinales, manteniendo el mismo acero en toda su longitud, para que las relaciones de resistencia cumplan para ambos procedimientos por separado el valor mínimo de 1,20.

Dicho esto, se presentan en las tablas 4.122, 4.123, 4.124 y 4.125 los aceros finales para cada procedimiento por separado de las columnas que requirieron ajuste.

Tabla N° 4.122: Áreas de acero longitudinal en Vigas para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°2

VIGAS								
NIVEL 2								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq cm2		As Inf Izq cm2		As Sup Der cm2		As Inf Der cm2	
2V(30X45)-(A-B)	1Ø3/4"+2Ø5/8"	6.81	1Ø3/4"+1Ø1/2"	4.12	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	1Ø5/8"+2Ø1/2"	4.51
2V(30X45)-(B-C)	3Ø1"+2Ø7/8"	22.96	2Ø7/8"+1Ø3/4"	10.61	4Ø7/8"+4Ø1/2"	20.58	1Ø7/8"+2Ø3/4"	9.58
NIVEL 1								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq cm2		As Inf Izq cm2		As Sup Der cm2		As Inf Der cm2	
1V(35X55)-(A-B)	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	1Ø7/8"+1Ø5/8"	5.86	3Ø3/4"+3Ø1/2"	12.35	3Ø5/8"	5.94
1V(35X55)-(B-C)	3Ø1"+4Ø3/4"	26.60	2Ø1"+1Ø5/8"	12.11	5Ø7/8"+2Ø5/8"	23.36	1Ø1"+2Ø3/4"	10.77

Tabla N° 4.123: Áreas de acero longitudinal en Columnas para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°2

COLUMNAS				
NIVEL 2				
DESCRIPCIÓN	As Sup (2) [cm ²]		As Inf (1) [cm ²]	
C(45X45)-A(1-2)	16Ø1/2"	20.65	16Ø1/2"	20.65
C(45X45)-B(1-2)	4Ø1/2"+12Ø1"	66.32	4Ø1/2"+12Ø1"	66.32
C(45X45)-C(1-2)	16Ø3/4"	45.42	16Ø3/4"	45.42
NIVEL 1				
DESCRIPCIÓN	As Sup (1) [cm ²]		As Inf (0) [cm ²]	
C(45X45)-A(0-1)	16Ø1/2"	20.65	16Ø1/2"	20.65
C(45X45)-B(0-1)	4Ø1/2"+12Ø1"	66.32	4Ø1/2"+12Ø1"	66.32
C(45X45)-C(0-1)	16Ø3/4"	45.42	16Ø3/4"	45.42

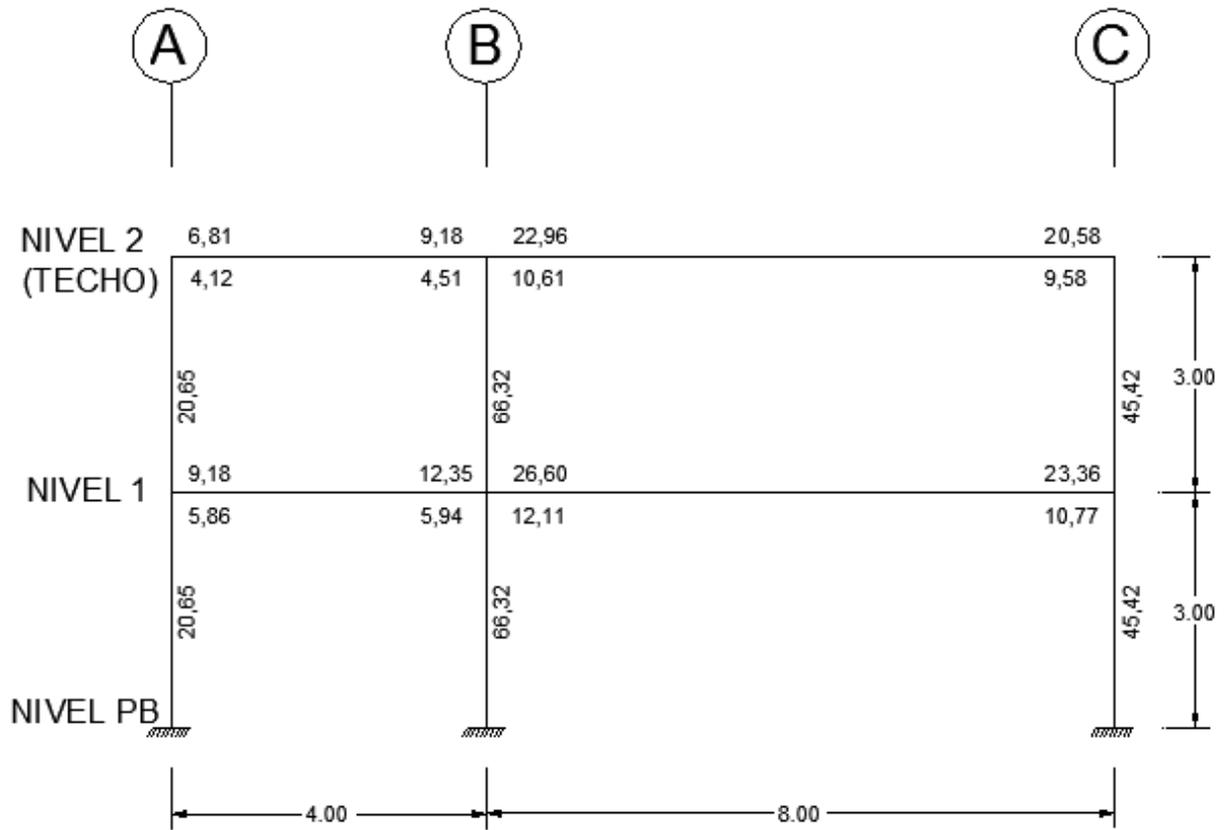


Figura 4.45 – Áreas de Acero para el ajuste al Procedimiento 1 Pórtico N°2

En la tabla 4.124 se muestra la relación de resistencias para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 ajustado para el procedimiento 1 de la Norma venezolana Fondonorma 1753, en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis.

Tabla N° 4.124: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°2 ajustado al procedimiento 1 y sentido positivo del sismo

Relación de resistencias del Nivel 2					
NODO 4		NODO 5		NODO 6	
Σ MR EN VIGAS	6,76 ton-m	Σ MR EN VIGAS	30,56 ton-m	Σ MR EN VIGAS	29,36 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	17,17 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	48,47 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	36,04 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	2,54	ΣMRC/ΣMRV	1,59	ΣMRC/ΣMRV	1,23
Relación de resistencias del Nivel 1					
NODO 1		NODO 2		NODO 3	
Σ MR EN VIGAS	11,95 ton-m	Σ MR EN VIGAS	47,85 ton-m	Σ MR EN VIGAS	43,15 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	35,72 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	100,03 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	75,55 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	2,99	ΣMRC/ΣMRV	2,09	ΣMRC/ΣMRV	1,75

En la tabla 4.125 se muestra la relación de resistencias para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 ajustado para el procedimiento 1 de la Norma venezolana Fondonorma 1753, en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis.

Tabla N° 4.125: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°2 ajustado al procedimiento 1 y sentido negativo del sismo

Relación de resistencia para el Nivel 2					
NODO 4		NODO 5		NODO 6	
Σ MR EN VIGAS	10,79 ton-m	Σ MR EN VIGAS	39,65 ton-m	Σ MR EN VIGAS	14,83 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	18,05 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	48,17 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	35,87 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,67	ΣMRC/ΣMRV	1,22	ΣMRC/ΣMRV	2,42
Relación de resistencias para el Nivel 1					
NODO 1		NODO 2		NODO 3	
Σ MR EN VIGAS	18,26 ton-m	Σ MR EN VIGAS	60,54 ton-m	Σ MR EN VIGAS	21,24 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	39,14 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	99,00 ton-m	Σ MR EN COLUMNAS	74,87 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	2,14	ΣMRC/ΣMRV	1,64	ΣMRC/ΣMRV	3,53

Tabla N° 4.126: Áreas de acero longitudinal en Vigas para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°2

VIGAS								
NIVEL 2								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm2]		As Inf Izq. [cm2]		As Sup Der [cm2]		As Inf Der [cm2]	
2V(30X45)-(A-B)	6Ø3/4"	17.10	2Ø7/8"	7.76	7Ø3/4"	19.95	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18
2V(30X45)-(B-C)	7Ø3/4"	19.95	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	6Ø3/4"	17.10	2Ø7/8"	7.76
NIVEL 1								
DESCRIPCIÓN	As Sup Izq. [cm2]		As Inf Izq. [cm2]		As Sup Der [cm2]		As Inf Der [cm2]	
1V(35X55)-(A-B)	3Ø7/8"+4Ø5/8"	19.57	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18	4Ø7/8"+4Ø5/8"	23.44	1Ø1"+3Ø5/8"	11.01
1V(35X55)-(B-C)	4Ø7/8"+4Ø5/8"	23.44	1Ø1"+3Ø5/8"	11.01	3Ø7/8"+4Ø5/8"	19.57	4Ø5/8"+1Ø1/2"	9.18

Tabla N° 4.127: Áreas de acero longitudinal en Columnas para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°2

COLUMNAS				
NIVEL 2				
DESCRIPCIÓN	As Sup (2) [cm2]		As Inf (1) [cm2]	
C(45X45)-A(1-2)	12Ø7/8"	46.56	12Ø7/8"	46.56
C(45X45)-B(1-2)	4Ø3/4" + 20Ø7/8"	89.00	4Ø3/4" + 20Ø7/8"	89.00
C(45X45)-C(1-2)	12Ø7/8"	46.56	12Ø7/8"	46.56
NIVEL 1				
DESCRIPCIÓN	As Sup (1) [cm2]		As Inf (0) [cm2]	
C(45X45)-A(0-1)	12Ø7/8"	46.56	12Ø7/8"	46.56
C(45X45)-B(0-1)	4Ø3/4" + 20Ø7/8"	89.00	4Ø3/4"+20Ø7/8"	89.00
C(45X45)-C(0-1)	12Ø7/8"	46.56	12Ø7/8"	46.56

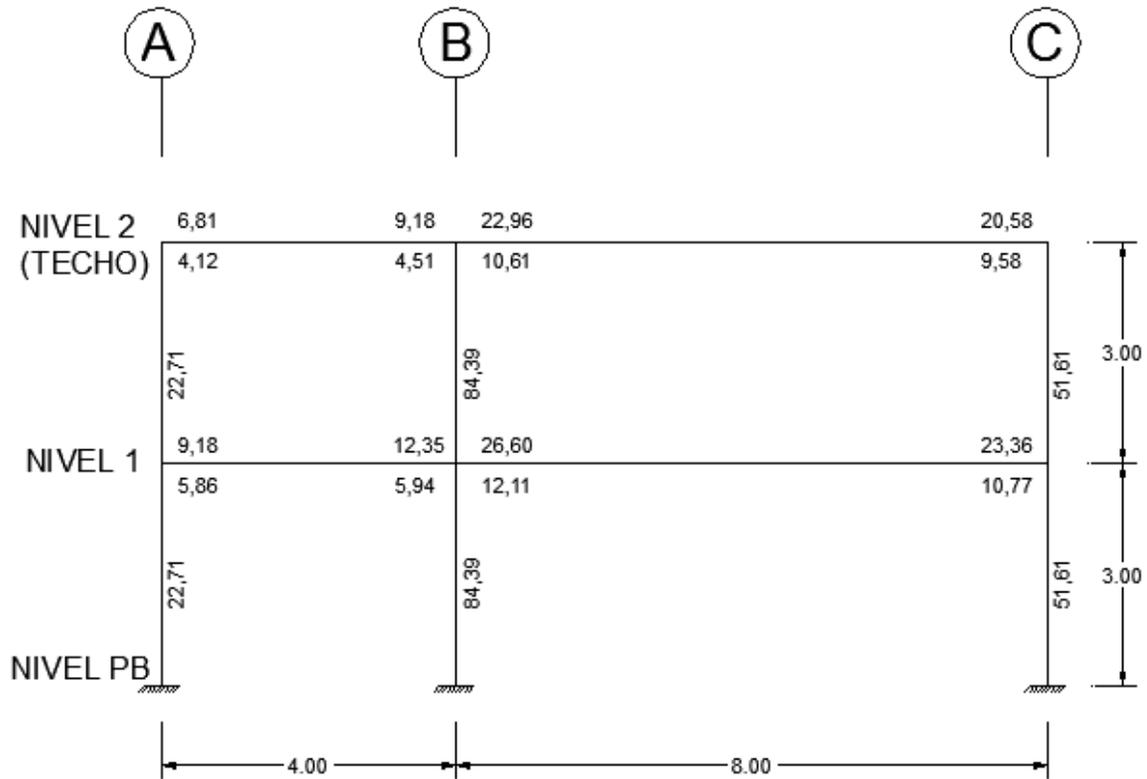


Figura 4.46 – Áreas de Acero para el ajuste al Procedimiento 2 Pórtico N°2

En la tabla 4.128 se presenta la relación de resistencias para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 ajustado para el procedimiento 2 de la Norma venezolana Fondonorma 1753, en el sentido positivo del sismo en la dirección de análisis.

Tabla N° 4.128: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°2 ajustado al procedimiento 2 y sentido positivo del sismo

NIVEL 2	
Σ MR EN VIGAS	66,68 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	116,30 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,75
NIVEL 1	
Σ MR EN VIGAS	102,90 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	122,80 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,19

En la tabla 4.129 se muestra la relación de resistencias para el Diseño Inicial del Pórtico N°2 ajustado para el procedimiento 2 de la Norma venezolana Fondonorma 1753, en el sentido negativo del sismo en la dirección de análisis.

Tabla N° 4.129: Relaciones de resistencias del Diseño inicial del Pórtico N°2 ajustado al procedimiento 2 y sentido negativo del sismo

NIVEL 2	
Σ MR EN VIGAS	65,30 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	116,70 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,79
NIVEL 1	
Σ MR EN VIGAS	100,00 ton-m
Σ MR EN COLUMNAS	124,50 ton-m
ΣMRC/ΣMRV	1,25

4.2.10 Ajustes a diferentes valores de la relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas para el Pórtico N°2 según cada procedimiento por separado

Ya calculadas las dimensiones de los elementos estructurales del pórtico según los respectivos análisis, se procedió a ajustar la estructura del pórtico N°2 al cumplimiento, de cada procedimiento de la Norma por separado, a diferentes valores de relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas, a manera de poder estudiar para cada ajuste los mecanismos de colapso de la estructura, revisando en cada uno de ellos si se evita el mecanismo de piso y si además se favorece el mecanismo de colapso ideal.

En las tablas que se presentan a continuación se calcularon, para cada procedimiento por separado, los momentos resistentes en las columnas que generan para cada sentido del sismo y en la dirección de análisis del pórtico como mínimo las relaciones de resistencia de 1,00; 1,20; 1,50 y 2,00. Además, al igual que para el pórtico N°1 fue necesario realizar adicionalmente ajustes a valores de relaciones de resistencias diferentes a los mencionados para lograr generar los mecanismos deseados y cumplir el objetivo, puesto que con los valores establecidos en la metodología esto no ocurría. Resultando que los valores estimados fueron: 1,80 para el procedimiento 2 y de 2,00 para el procedimiento 1, ya que con las mismas se observó que en los mecanismos de colapso además de evitar el mecanismo de piso se favorece el mecanismo de colapso ideal en la estructura.

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,00$ para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.130: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	Un INF (Ton)	Un SUP (Ton)	As EN BARRAS	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	4Ø3/4"	11,4	12,28	12,03
5	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	12Ø7/8"+4Ø5/8"	54,48	42,95	42,78
6	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	4Ø1/2"+12Ø5/8"	28,84	25,63	25,47
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	Un INF (Ton)	Un SUP (Ton)	As EN BARRAS	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	4Ø1/4"	1,28	7,99	7,75
2	C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	4Ø3/4"+4Ø5/8"	19,32	22,34	22,16
3	C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	4Ø1/2"	5,07	12,21	11,98

Tabla N° 4.131: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,00 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	4	6,76	12,03	1,78
	5	30,56	42,78	1,40
	6	29,36	25,47	0,87
1	1	11,95	20,03	1,68
	2	47,85	65,11	1,36
	3	43,15	37,61	0,87

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para Σ MRC/ Σ MRV=1,00 para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.132: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	4Ø1/2"+12Ø5/8"	28,84	25,63	25,47
5	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	12Ø7/8"+4Ø5/8"	54,48	42,95	42,78
6	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	4Ø3/4"	11,4	12,28	12,03

NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	4Ø1/2"	5,07	12,21	11,98
2	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	4Ø3/4"+4Ø5/8"	19,32	22,34	22,16
3	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	4Ø1/4"	1,28	7,99	7,75

Tabla N° 4.133 Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,00 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	Σ MRC/ Σ MRV
2	4	10,79	25,47	2,36
	5	39,65	42,78	1,08
	6	14,83	12,03	0,81
1	1	18,26	37,61	2,06
	2	60,54	65,11	1,08
	3	21,24	20,03	0,94

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para Σ MRC/ Σ MRV=1,00 para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.134: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	12Ø5/8"	23,76	21,34	21,12
B	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	16Ø3/4"	45,6	38,02	37,84
C	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	12Ø5/8"	23,76	21,75	21,53
NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	4Ø3/4"+12Ø5/8"	35,16	31,64	31,46
B	C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	4Ø3/4"+12Ø1"	72,36	56,34	56,25
C	C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	4Ø3/4"+12Ø5/8"	35,16	32,67	32,49

Tabla N° 4.135: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,00 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	66,68	80,49	1,21
1	102,94	120,20	1,17

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para ΣMRC/ΣMRV=1,00 para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.136: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	12Ø5/8"	23,76	21,75	21,53
B	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	16Ø3/4"	45,6	38,02	37,84
C	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	12Ø5/8"	23,76	21,34	21,12

NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	4Ø3/4"+12Ø5/8"	35,16	32,67	32,49
B	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	4Ø3/4"+12Ø1"	72,36	56,34	56,25
C	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	4Ø3/4"+12Ø5/8"	35,16	31,64	31,46

Tabla N° 4.137: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,00 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	65,27	80,49	1,23
1	100,03	120,20	1,20

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,20$ para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.138: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12,97	12,00	11,76
5	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	4Ø1/2"+12Ø1"	65,85	48,58	48,47
6	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	16Ø3/4"	45,6	36,22	36,04
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO As EN BARRAS	As REAL (cm²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	4Ø1/2"	5,06	7,17	6,93
2	C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	4Ø3/4"+4Ø5/8"	19,32	27,22	27,03
3	C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	8Ø1/2"	10,13	16,50	16,28

Tabla N° 4.139: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,20 en el sentido positivo del sismo el pórtico N°2

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MRC/\Sigma MRV$
2	4	6,76	11,76	1,74
	5	30,56	48,47	1,59
	6	29,36	36,04	1,23
1	1	11,95	18,93	1,58
	2	47,85	75,61	1,58
	3	43,15	52,50	1,22

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,20$ para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.140: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO As EN BARRAS	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	4Ø5/8"+4Ø1/2"	12,97	12,92	12,68
5	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	4Ø1/2"+12Ø1"	65,85	48,28	48,17
6	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	16Ø3/4"	45,6	36,05	35,87
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO As EN BARRAS	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	4Ø1/2"	5,06	10,07	9,82
2	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	4Ø3/4"+4Ø5/8"	19,32	25,54	25,34
3	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	8Ø1/2"	10,13	15,82	15,61

Tabla N° 4.141: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,20 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	NODO	ΣMR VIGA (Ton-m)	ΣMR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MRC/\Sigma MRV$
2	4	10,79	12,68	1,17
	5	39,65	48,17	1,21
	6	14,83	35,87	2,42
1	1	18,26	22,74	1,25
	2	60,54	73,62	1,22
	3	21,24	51,66	2,43

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,20$ para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.142: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	4Ø3/4"+4Ø1/2"	16,45	14,59	14,35
B	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	4Ø3/8"+12Ø7/8"	49,42	39,03	38,87
C	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	4Ø1"+4Ø3/4"	31,66	27,83	27,61
NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	8Ø3/4"	22,8	20,41	20,19
B	C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	4Ø3/8"+16Ø1"	83,92	60,65	60,59
C	C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	4Ø1/2"+ 12Ø7/8"	51,62	42,17	42,06

Tabla N° 4.143: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,20 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	ΣMR VIGA (Ton-m)	ΣMR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MRC/\Sigma MRV$
2	66,68	80,83	1,21
1	102,94	122,84	1,19

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,20$ para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.144: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,20 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	4Ø3/4"+4Ø1/2"	16,45	15,50	15,26
5	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	4Ø3/8"+12Ø7/8"	49,42	38,57	38,40
6	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	4Ø1"+4Ø3/4"	31,66	27,63	27,40
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	8Ø3/4"	22,8	23,03	22,81
2	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	4Ø3/8"+16Ø1"	83,92	60,12	60,06
3	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	4Ø1/2"+ 12Ø7/8"	51,62	41,79	41,63

Tabla N° 4.145: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,20 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MRC/\Sigma MRV$
2	65,27	81,06	1,24
1	100,03	124,50	1,24

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,50$ para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.146: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	4Ø1"	20,27	18,85	18,61
5	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	4Ø3/4" + 16Ø1"	92,52	64,75	64,64
6	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	4Ø3/8" + 12Ø7/8"	49,41	37,40	37,23
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	4Ø3/8"	2,85	9,20	8,96
2	C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	4Ø3/4" + 4Ø7/8"	26,92	32,58	32,42
3	C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	4Ø1/2" + 4Ø5/8"	12,98	17,93	17,72

Tabla N° 4.147: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,50 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	6,76	18,61	2,75
	5	30,56	64,64	2,12
	6	29,36	37,23	1,27
1	1	11,95	27,81	2,33
	2	47,85	97,17	2,03
	3	43,15	55,12	1,28

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para ΣMRC/ΣMRV=1,50 para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.148: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	4Ø3/8" + 12Ø7/8"	49,41	37,40	37,23
5	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	4Ø3/4" + 16Ø1"	92,52	64,75	64,64
6	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	4Ø1"	20,27	18,85	18,61
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	4Ø1/2" + 4Ø5/8"	12,98	17,93	17,72
2	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	4Ø3/4" + 4Ø7/8"	26,92	32,58	32,42
3	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	4Ø3/8"	2,85	9,20	8,96

Tabla N° 4.149: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,50 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	10,79	37,23	3,45
	5	39,65	64,64	1,63
	6	14,83	18,61	1,25
1	1	18,26	55,12	3,02
	2	60,54	97,17	1,61
	3	21,24	27,81	1,31

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para $\Sigma MR C/\Sigma MR V=1,50$ para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.150: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	8Ø7/8" + 4Ø3/4"	42,44	33,90	33,74
B	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	12Ø1" + 4Ø7/8"	76,31	56,26	56,14
C	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	12Ø5/8" + 4Ø7/8"	39,28	32,37	32,18
NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	16Ø7/8"	62,06	48,45	48,29
B	C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	24Ø1"	121,63	83,91	83,87
C	C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	12Ø1"	60,80	48,52	48,38

Tabla N° 4.151: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,50 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	$\Sigma MR VIGA$ (Ton-m)	$\Sigma MR COLUMNA$ (Ton-m)	$\Sigma MR C/\Sigma MR V$
2	66,68	122,06	1,83
1	102,94	180,54	1,75

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,50$ para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.152: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,50 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	12Ø5/8" + 4Ø7/8"	39,28	32,37	32,18
B	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	12Ø1" + 4Ø7/8"	76,31	56,26	56,14
C	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	8Ø7/8" + 4Ø3/4"	42,44	33,90	33,74

NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	12Ø1"	60,80	48,52	48,38
B	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	24Ø1"	121,63	83,91	83,87
C	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	16Ø7/8"	62,06	48,45	48,29

Tabla N° 4.153: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,50 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	ΣMR VIGA (Ton-m)	ΣMR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MRC/\Sigma MRV$
2	65,27	122,06	1,87
1	100,03	180,54	1,80

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para $\Sigma MR_C/\Sigma MR_V=1,80$ para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.154: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	8Ø3/4"	22,8	19,28	19,05
5	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	4Ø5/8"+20Ø1"	109,23	72,83	72,74
6	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	4Ø3/4"+16Ø7/8"	73,48	52,79	52,65
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	8Ø1/2"	10,13	11,06	10,83
2	C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	4Ø7/8"+ 8Ø3/4"	38,32	38,66	38,51
3	C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	12Ø5/8"	23,76	25,92	25,75

Tabla N° 4.155: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,80 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	NODO	ΣMR VIGA (Ton-m)	ΣMR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MR_C/\Sigma MR_V$
2	4	6,76	19,05	2,82
	5	30,56	72,74	2,38
	6	29,36	52,65	1,79
1	1	11,95	30,11	2,52
	2	47,85	111,34	2,33
	3	43,15	78,54	1,82

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,80$ para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.156: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	8Ø3/4"	22,80	20,16	19,93
5	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	4Ø5/8"+20Ø1"	109,23	72,58	72,49
6	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	4Ø3/4"+16Ø7/8"	73,48	52,66	52,52

NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	8Ø1/2"	10,13	13,86	13,63
2	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	4Ø7/8"+ 8Ø3/4"	38,32	37,33	37,17
3	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	12Ø5/8"	23,76	25,39	25,19

Tabla N° 4.157: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 1,80 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	NODO	ΣMR VIGA (Ton-m)	ΣMR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MRC/\Sigma MRV$
2	4	10,79	19,93	1,85
	5	39,65	72,49	1,83
	6	14,83	52,52	3,54
1	1	18,26	33,79	1,85
	2	60,54	109,75	1,81
	3	21,24	77,85	3,67

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,80$ para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.158: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	4Ø1" + 8Ø3/4"	51,92	39,35	39,20
B	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	16Ø1" + 4Ø7/8"	96,58	67,73	67,62
C	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	4Ø7/8" + 12Ø3/4"	49,72	38,93	38,75
NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	16Ø1"	81,07	59,71	59,60
B	C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	32Ø1"	153,29	98,40	98,38
C	C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	20Ø7/8"	77,60	58,02	57,88

Tabla N° 4.159: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,80 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	ΣMR VIGA (Ton-m)	ΣMR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MRC/\Sigma MRV$
2	66,68	145,57	2,18
1	102,94	215,86	2,10

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=1,80$ para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.160: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 1,80 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	4Ø7/8" + 12Ø3/4"	49,72	38,93	38,75
B	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	16Ø1" + 4Ø7/8"	96,58	67,73	67,62
C	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	4Ø1" + 8Ø3/4"	51,92	39,35	39,20
NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	20Ø7/8"	77,60	58,02	57,88
B	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	32Ø1"	153,29	98,40	98,38
C	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	16Ø1"	81,07	59,71	59,60

Tabla N° 4.161: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 1,80 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	65,27	145,57	2,23
1	100,03	215,86	2,16

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=2,00$ para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.162: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	4Ø3/8"+8Ø3/4"	25,64	21,24	21,02
5	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	4Ø3/8"+24Ø1"	124,48	79,94	79,87
6	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	4Ø5/8"+20Ø7/8"	85,50	59,36	59,25
NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(45X45)-A(0-1)	13,55	32,18	4Ø1"	20,27	22,03	21,81
2	C(45X45)-B(0-1)	75,82	74,52	12Ø7/8"	46,56	43,62	43,48
3	C(45X45)-C(0-1)	41,08	39,77	4Ø1"	20,27	23,32	23,10

Tabla N° 4.163: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,00 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	NODO	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	ΣMRC/ΣMRV
2	4	6,76	21,02	3,11
	5	30,56	79,87	2,61
	6	29,36	59,25	2,02
1	1	11,95	36,06	3,02
	2	47,85	122,67	2,56
	3	43,15	87,45	2,03

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 1 para $\Sigma MR_C/\Sigma MR_V=2,00$ para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.164: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 1 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
4	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	4Ø3/8"+8Ø3/4"	25,64	22,07	21,85
5	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	4Ø3/8"+24Ø1"	124,48	79,74	79,67
6	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	4Ø5/8"+20Ø7/8"	85,50	59,25	59,14

NIVEL 1							
NODO	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
1	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	4Ø7/8"	15,52	17,82	17,59
2	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	4Ø5/8"+ 8Ø1"	48,44	41,69	41,56
3	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	4Ø3/4"+ 4Ø7/8"	26,92	27,68	27,48

Tabla N° 4.165: Relación de resistencias por el procedimiento 1 al valor de 2,00 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	NODO	ΣMR VIGA (Ton-m)	ΣMR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MR_C/\Sigma MR_V$
2	4	10,79	21,85	2,02
	5	39,65	79,67	2,01
	6	14,83	59,14	3,99
1	1	18,26	39,66	2,17
	2	60,54	121,30	2,00
	3	21,24	86,73	4,08

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para $\Sigma\text{MRC}/\Sigma\text{MRV}=2,00$ para el Pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

Tabla N° 4.166: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido positivo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(1-2)	6,99	5,63	4Ø3/4"+8Ø1/2"	27,86	22,85	22,63
B	C(45X45)-B(1-2)	30,84	29,49	4Ø3/8"+24Ø7/8"	95,98	65,44	65,36
C	C(45X45)-C(1-2)	19,37	18,01	16Ø7/8"	62,06	46,69	46,51
NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(45X45)-A(0-1)	13,55	12,25	4Ø3/4"+8Ø7/8"	42,44	33,72	33,56
B	C(45X45)-B(0-1)	72,10	70,80	4Ø7/8"+28Ø1"	157,41	101,29	101,27
C	C(45X45)-C(0-1)	44,61	43,31	4Ø1/2"+20Ø1"	106,39	71,66	71,58

Tabla N° 4.167: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 2,00 en el sentido positivo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	Σ MR VIGA (Ton-m)	Σ MR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma\text{MRC}/\Sigma\text{MRV}$
2	66,68	134,50	2,02
1	102,94	206,41	2,01

Ajuste del acero en las columnas por el procedimiento 2 para $\Sigma MRC/\Sigma MRV=2,00$ para el Pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

Tabla N° 4.168: Acero Longitudinal y momentos resistentes ajustados según el procedimiento 2 al valor 2,00 de relación de resistencia para el pórtico N° 2 en el sentido negativo del sismo

NIVEL 2							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(1-2)	12,07	10,72	4Ø3/4"+4Ø7/8"	27,86	23,67	23,45
B	C(50X60)-B(1-2)	27,02	25,67	4Ø3/8"+24Ø7/8"	95,98	65,22	65,15
C	C(50X60)-C(1-2)	18,11	16,75	16Ø7/8"	62,06	46,53	46,35

NIVEL 1							
COLUMNA	DESCRIPCIÓN	CARGA AXIAL ULTIMA INF (Ton)	CARGA AXIAL ULTIMA SUP (Ton)	As EN DIÁMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO	As REAL (cm ²)	MOMENTO RESISTENTE INF (Ton - m)	MOMENTO RESISTENTE SUP (Ton - m)
A	C(50X60)-A(0-1)	29,17	27,86	4Ø3/4"+8Ø7/8"	42,44	35,51	35,36
B	C(50X60)-B(0-1)	60,50	59,20	4Ø7/8"+28Ø1"	157,41	100,88	100,82
C	C(50X60)-C(0-1)	40,60	39,30	4Ø1/2"+20Ø1"	106,39	71,41	71,32

Tabla N° 4.169: Relación de resistencias por el procedimiento 2 al valor de 2,00 en el sentido negativo del sismo para el pórtico N°2

NIVEL	ΣMR VIGA (Ton-m)	ΣMR COLUMNA (Ton-m)	$\Sigma MRC/\Sigma MRV$
2	65,27	134,95	2,07
1	100,03	207,50	2,07

4.2.11 Evaluación del Pórtico N°2 según los ajustes de relación de resistencia de 1,00; 1,20; 1,50; 1,80; 2,00; 2,50 y 2,80

Para la siguiente evaluación se hizo uso de la herramienta de análisis computacional ETABS versión 9.7.2 para poder realizar los análisis estáticos no lineales o *pushover*. Los patrones de carga utilizados se consideraron según lo expuesto en el punto 2.9. Los análisis se hicieron tanto en el sentido positivo como en el sentido negativo de las cargas sísmicas para cada procedimiento y se consideró además en el análisis los valores reales medios de resistencia a compresión del concreto ($1,25f'c$) y de resistencia del acero de refuerzo ($1,15fy$), además se incluyó el endurecimiento por deformación que se genera en el acero de refuerzo en el rango plástico ($1,61fy$).

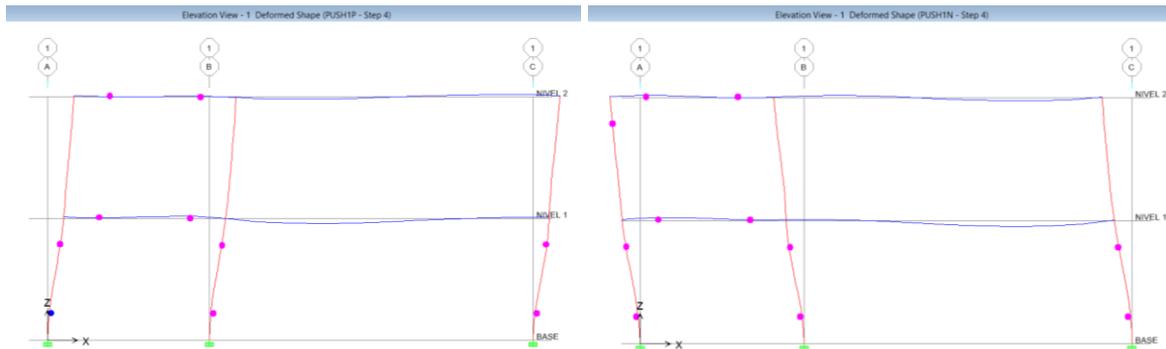


Figura 4.47: *Pushover* para ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2

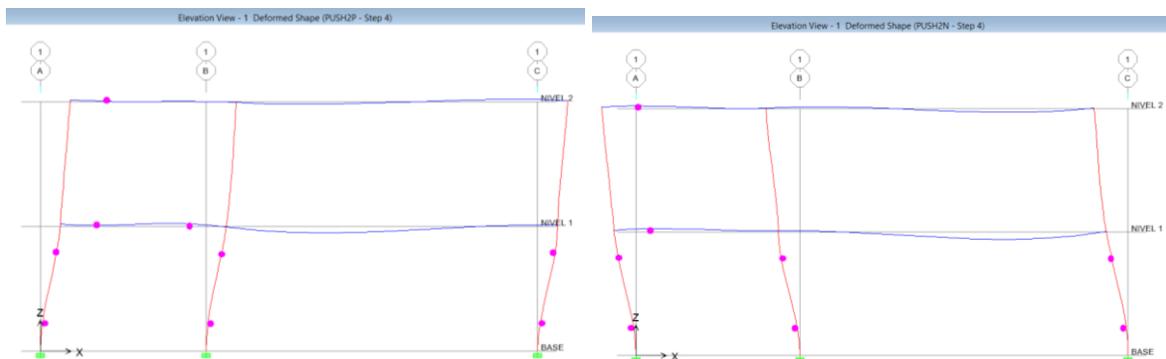


Figura 4.48: *Pushover* para ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

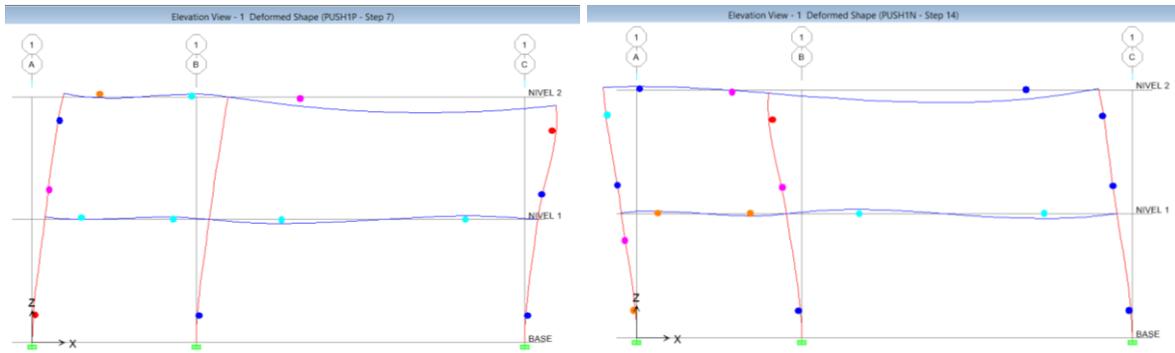


Figura 4.49: *Pushover* para ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2

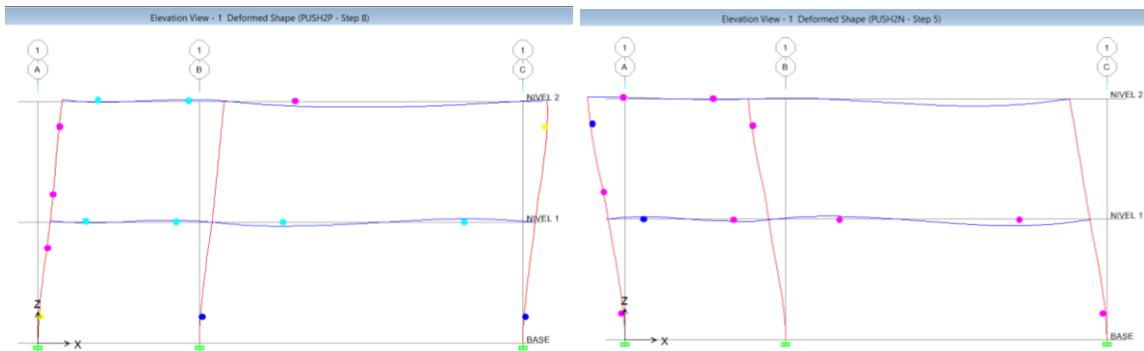


Figura 4.50: *Pushover* para ajuste a valor 1,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

De las figuras anteriormente 4.47, 4.48, 4.49, 4.50, correspondientes al pórtico N°2 ajustado al valor de resistencia 1,00, se observa que para ninguno de los procedimientos se formaron los mecanismos de falla ideal. Donde para el procedimiento 1 y para ambos sentidos de dirección del sismo, se generó mecanismo de piso para el nivel 1 para los dos patrones de carga, mientras que para el procedimiento 2 igualmente en ambos sentidos, para el patrón de carga triangular se generó un mecanismo de piso en el nivel 2, y para el patrón de carga rectangular se formó un mecanismo mixto.

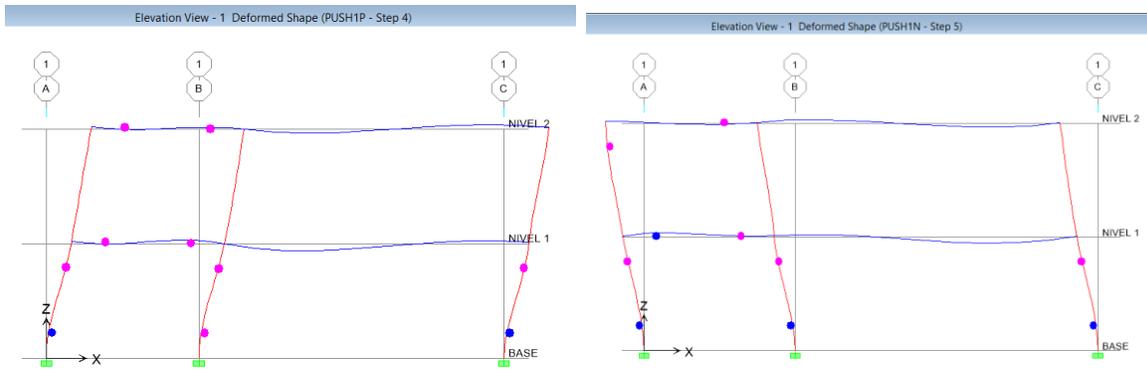


Figura 4.51: *Pushover* para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2

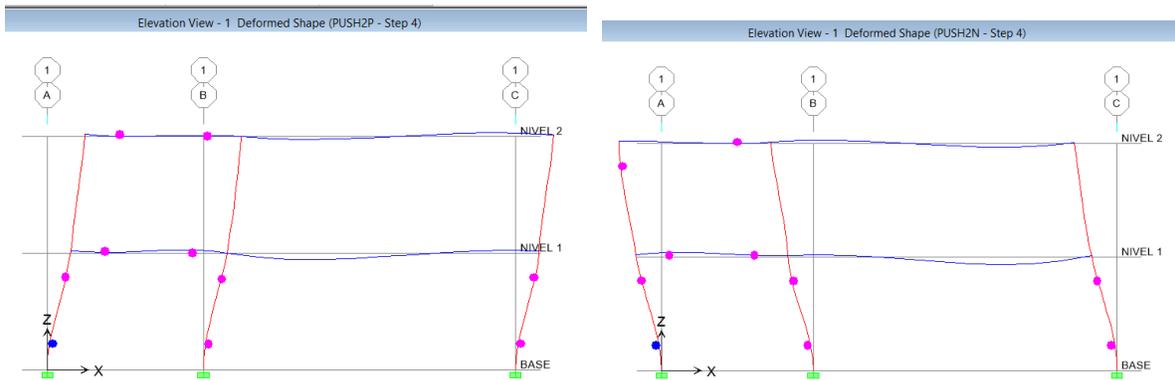


Figura 4.52: *Pushover* para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

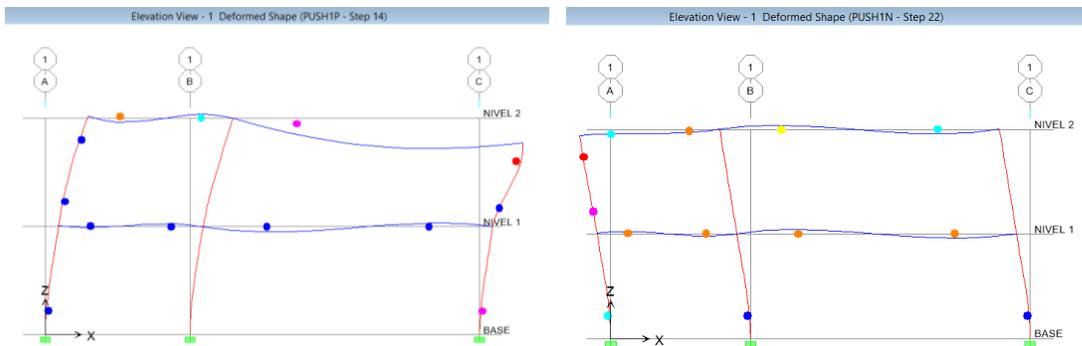


Figura 4.53: *Pushover* para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2

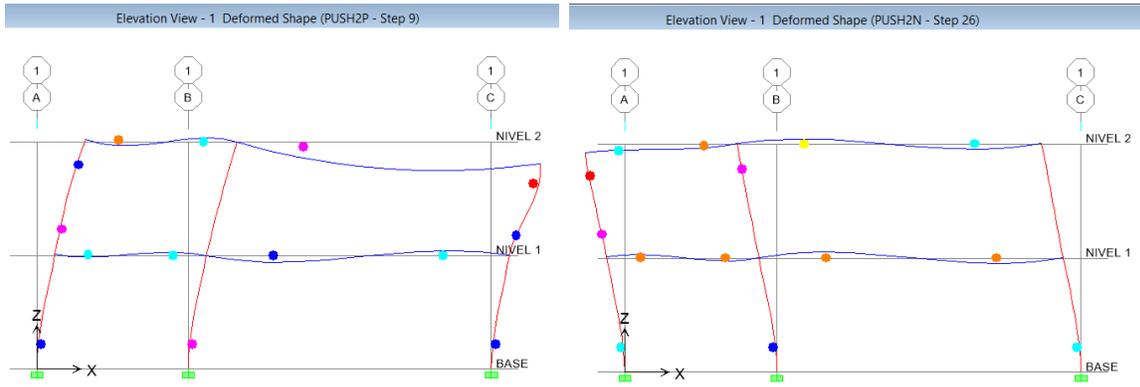


Figura 4.54: *Pushover* para ajuste a valor 1,20 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

De las figuras anteriores 4.51, 4.52, 4.453 4.54, correspondientes al pórtico N°2 ajustado al valor de resistencia 1,20, se observa al igual que para el valor de ajuste a 1,00, que para 1,20 ninguno de los dos procedimientos produjo los mecanismos de falla ideal. Resultando para el procedimiento 1 y para ambos sentidos de dirección del sismo, mecanismo de piso para el nivel 1 para ambos patrones de carga; mientras que para el procedimiento 2 igualmente en ambos sentidos, para el patrón de carga triangular se generó un mecanismo de piso en el nivel 2, y para el patrón de carga rectangular se formó un mecanismo mixto.

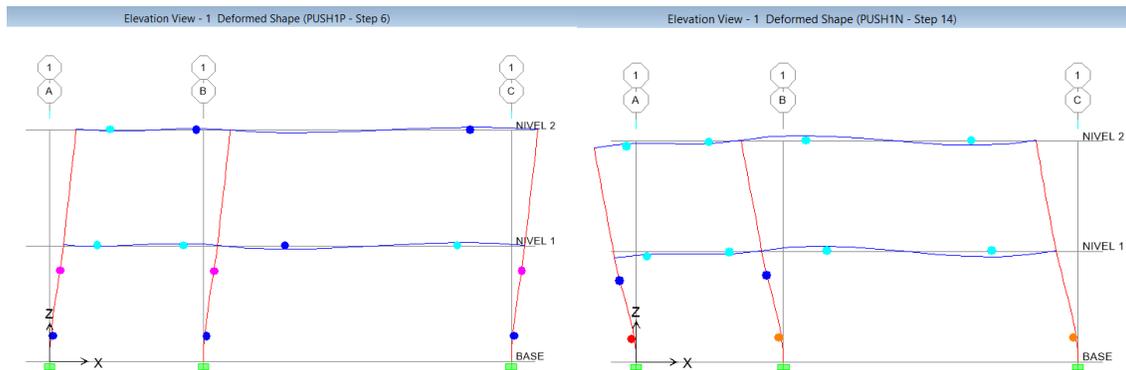


Figura 4.55: *Pushover* para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2

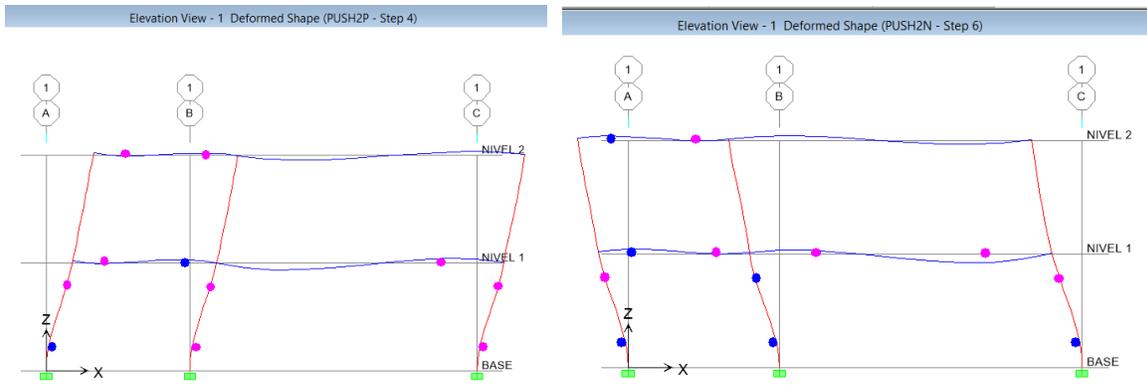


Figura 4.56: *Pushover* para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

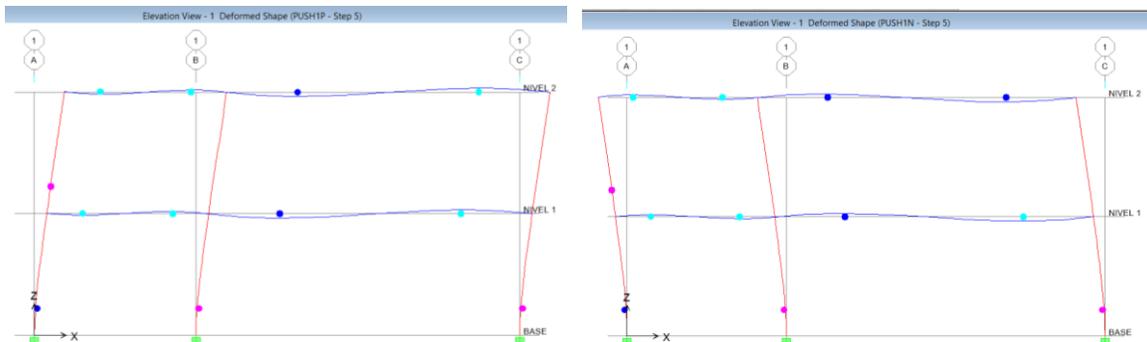


Figura 4.57: *Pushover* para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2

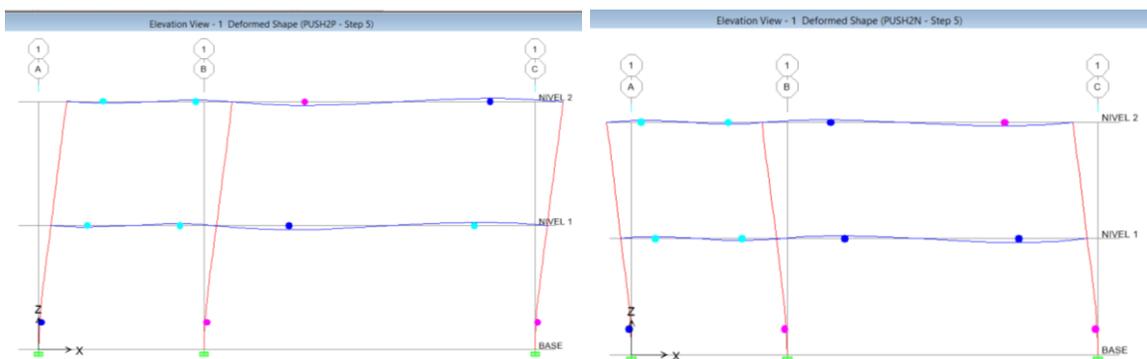


Figura 4.58: *Pushover* para ajuste a valor 1,50 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

De las figuras 4.55, 4.56, 4.57, 4.58, correspondientes al pórtico N°2 ajustado al valor de resistencia 1,50, se observa que para el procedimiento 1 y para ambos sentidos de dirección del sismo, se formó mecanismo de piso para el nivel 1 para ambos patrones de carga; mientras que para el procedimiento 2 igualmente en ambos sentidos, para el patrón de carga triangular se generaron mecanismos mixtos e inclusive de piso en el nivel 1.

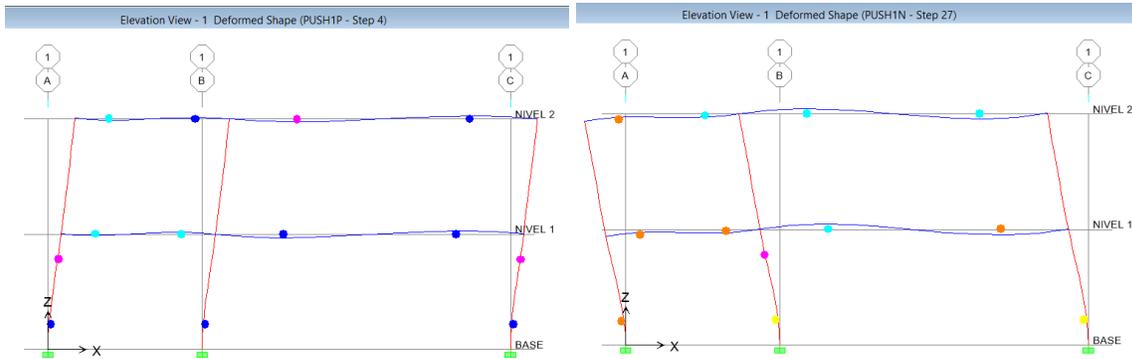


Figura 4.59: *Pushover* para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2

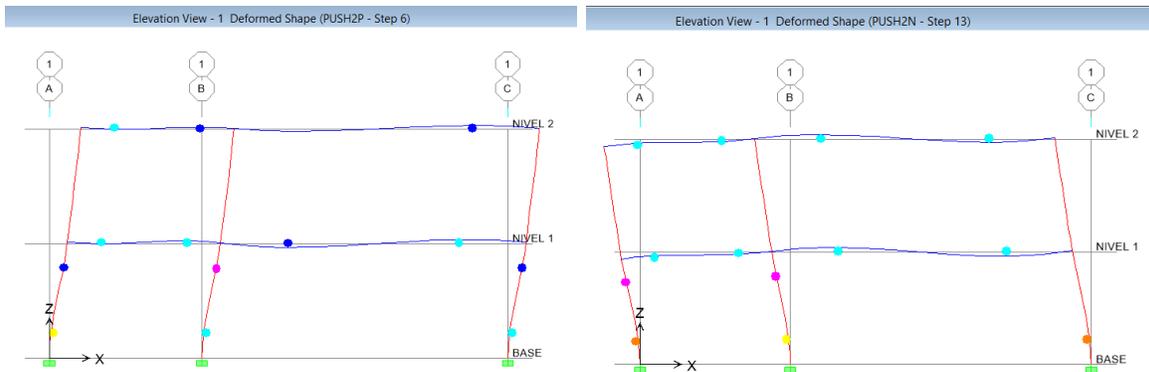


Figura 4.60: *Pushover* para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

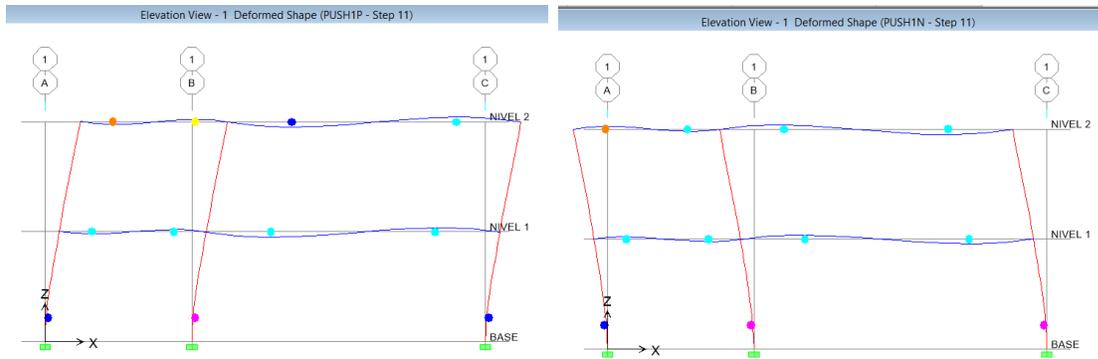


Figura 4.61: *Pushover* para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

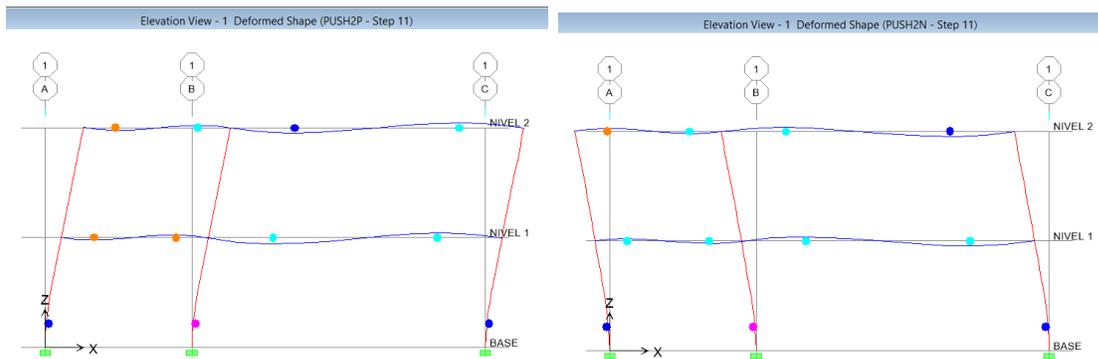


Figura 4.62 *Pushover* para ajuste a valor 1,80 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

De las figuras 4.59, 4.60, 4.61, 4.62, se puede observar que para 1,80 por el procedimiento 1 se formaron mecanismos de piso para la mayoría de los casos y también mecanismos mixtos.

Mientras que para el procedimiento 2, se observa que ya para el valor 1,80 mediante resulta el mecanismo de falla ideal para ambos sentidos de dirección del sismo y ambos patrones de carga, cumpliéndose así la condición “Columna Fuerte - Viga Débil” para todos los casos, por ende este valor de ajuste a 1,80 es considerado el adecuado para el procedimiento 2 del pórtico N°2. Manteniéndose el mismo valor de ajuste que para el pórtico N°1.

Sin embargo para poder de llegar a este valor de ajuste, se ajustó a otros valores superiores como se observa más adelante, para poder determinar el 1,80 como el más adecuado.

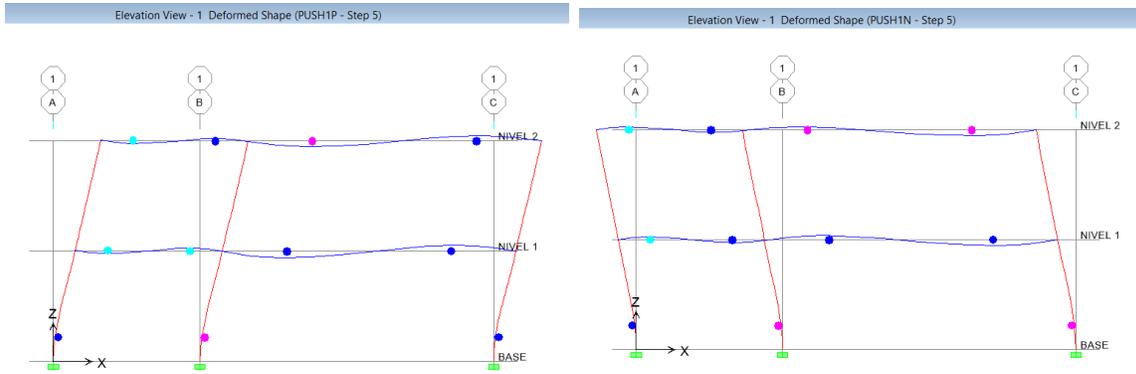


Figura 4.63: *Pushover* para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular - Pórtico N° 2

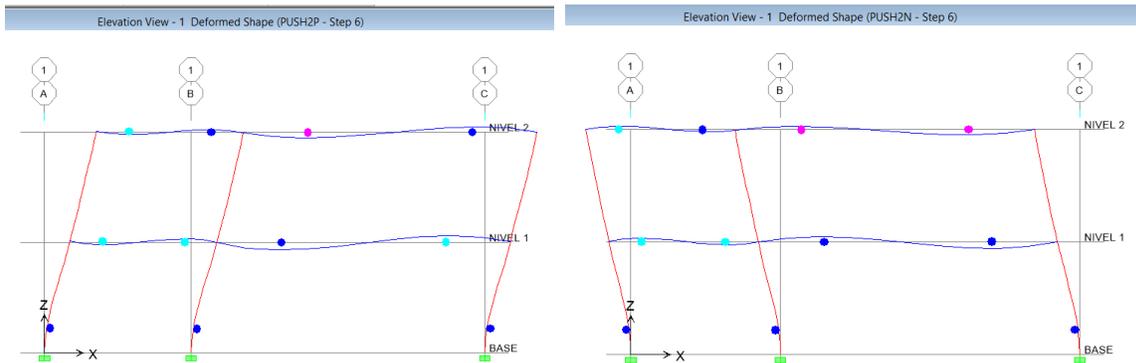


Figura 4.64: *Pushover* para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 1 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

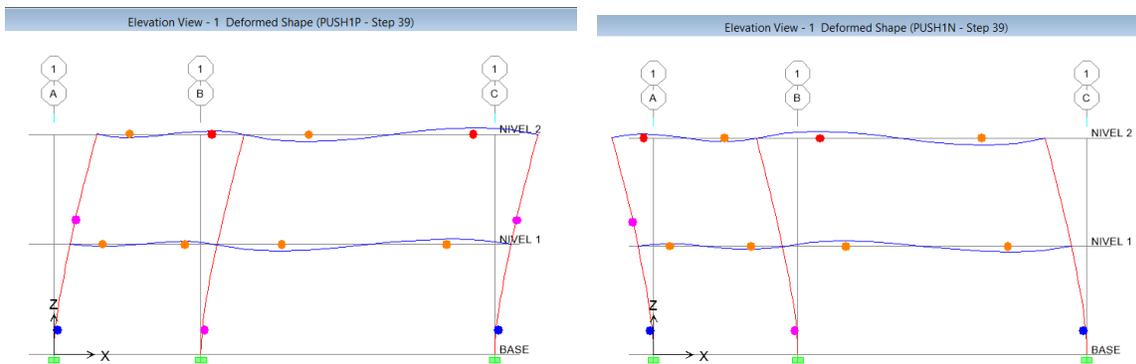


Figura 4.65: *Pushover* para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

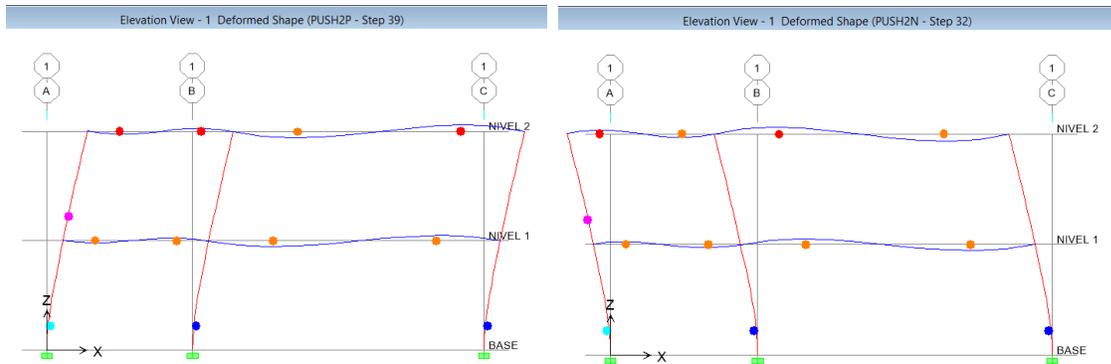


Figura 4.66: *Pushover* para ajuste a valor 2,00 por el Procedimiento 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular - Pórtico N° 2

De las figuras 4.63, 4.64, 4.65 y 4.66 anteriores se observa que efectivamente para el valor de Ajuste 2,00, solo para el procedimiento 1 se cumple el mecanismo de falla ideal, favoreciendo así la condición “Columna Fuerte – Viga Débil”, por lo cual se considera 2,00 como el valor adecuado para el pórtico N° 2 ajustado por el procedimiento 1. Mientras que para el procedimiento 2 se formaron mecanismos mixtos por lo que el ajuste anterior (1,80) es el más conveniente.

En resumen como se observa en las ilustraciones desde la 4.47 hasta 4.71 correspondientes a los *pushover* realizados a los ajustes por el procedimiento 1 de las relaciones de resistencia de 1,00; 1,20; 1,50 y 2,00 se detalla que apenas en el ajuste a 2,00 es que se deja de producir el mecanismo de piso del primer nivel con ambos patrones de carga. Además, para este ajuste se favorece el mecanismo de colapso ideal o de rotulación de vigas.

Por otra parte, se observa para el procedimiento 2, que para el ajuste realizado a 1,00 y 1,20 se evita el mecanismo de piso pero el colapso se origina por la falla de las rotulas plásticas de alguna de sus columnas. En el ajuste a 1,50 se observa que se evita el mecanismo de piso pero escasamente se origina el mecanismo de falla ideal. No es hasta el ajuste de 1,80 que se observa un mecanismo de colapso ideal en el pórtico.

A manera de comparar, se incluyeron los análisis estáticos no lineales o *pushover* del pórtico N°2 en su etapa de diseño inicial y con su diseño inicial ajustado a los procedimientos 1 y 2 por separado.

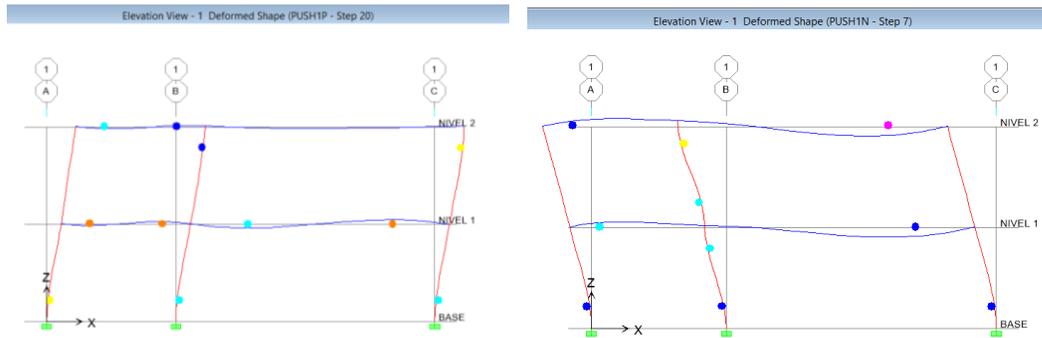


Figura 4.67: *Pushover* para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular

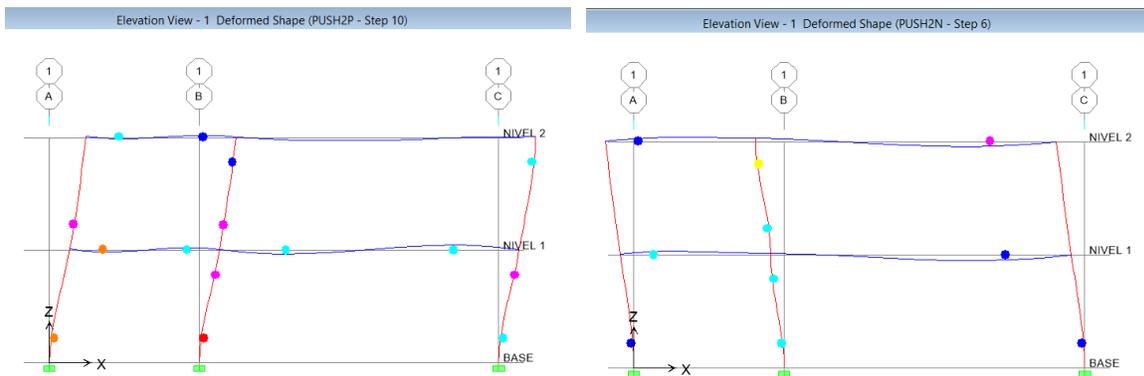


Figura 4.68: *Pushover* para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular

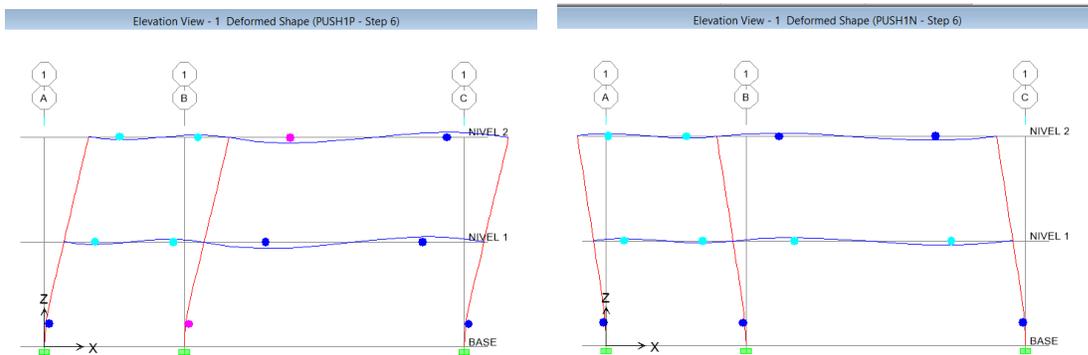


Figura 4.69: *Pushover* para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 ajustado al procedimiento 1 - en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular

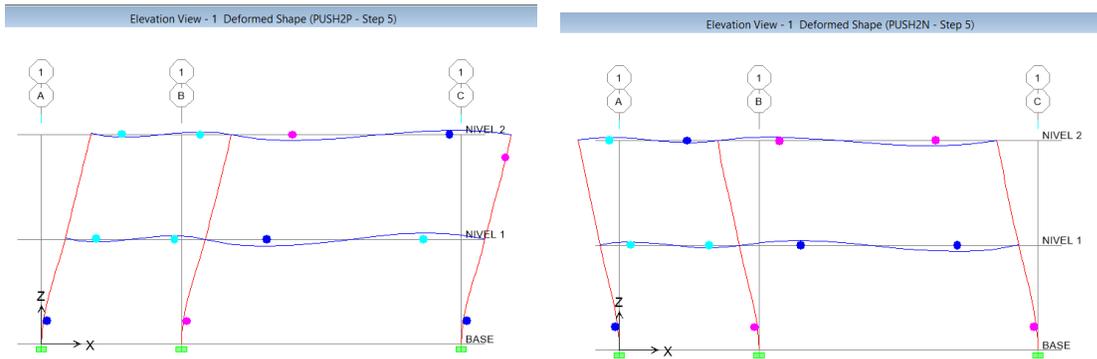


Figura 4.70: *Pushover* para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 ajustado al procedimiento 1 - en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular

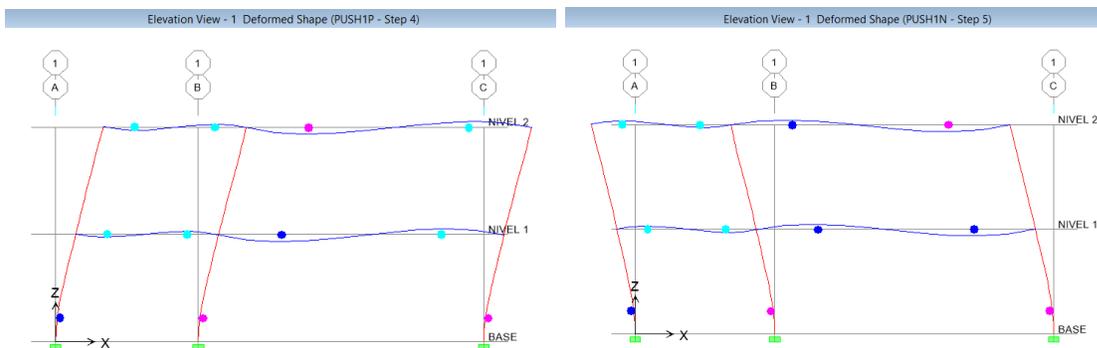


Figura 4.71: *Pushover* para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 ajustado al procedimiento 2 - en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga triangular

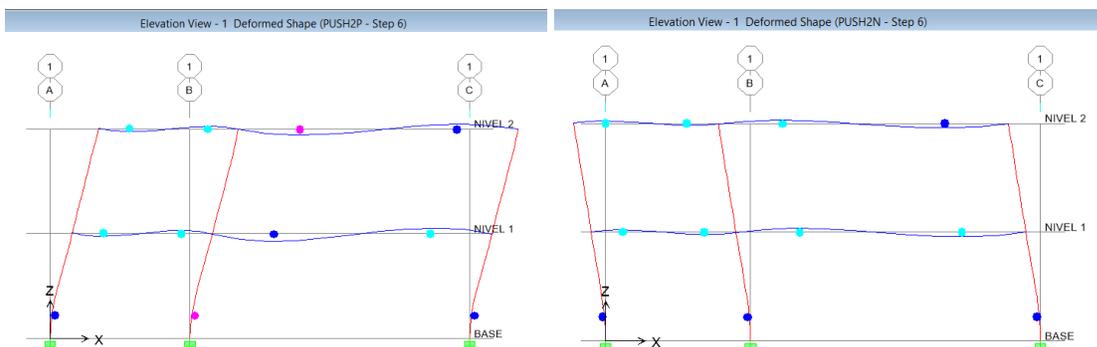


Figura 4.72: *Pushover* para el Diseño Inicial del Pórtico N° 2 ajustado al procedimiento 2 - en el sentido positivo y negativo del sismo para el patrón de carga rectangular

Realizando la siguiente comparación se observó, que para el diseño inicial sin ajuste el mecanismo de colapso es mixto y está gobernado por la falla de las rotulas plásticas de sus columna. Por otra parte, se observa que para los ajustes realizados por el procedimiento 1 y 2 se logra para ambos patrones de carga el mecanismo de falla ideal.

4.2.12 Determinación de un muestreo estadístico para la resistencia a compresión del concreto y de cedencia del acero de refuerzo como variables independientes

A través del método de muestreo aleatorio para la simulación de alta precisión Hipercubo Latino, se extrajo una muestra de 50 valores de resistencias a compresión del concreto y de cedencia del acero siendo estas variables independientes entre sí, luego se realizó otra simulación de apareo para generar pares de datos distintos. El método considera un rango de variabilidad y la media de las variables en estudio para generar un número finito de valores independientes uno de otros con la misma probabilidad de ocurrencia.

Se presenta en la tabla 4.171 el muestreo obtenido de aplicar el método del Hiperculo Latino a las variables f_c y f_y .

Tabla 4.170: Muestreo de las variables f_c y f_y para el Pórtico N°2

Muestreo LHS		Valores de Variables	
$P[f_c \leq f_{ci}]$	$P[f_y \leq f_{yi}]$	$F_c \text{ kgf/cm}^2$	$F_y \text{ kgf/cm}^2$
0.7788	0.9540	349	5237
0.4264	0.4860	304	4822
0.8592	0.4667	364	4810
0.6386	0.1892	330	4617
0.4096	0.3660	302	4747
0.9781	0.5667	408	4871
0.8836	0.6164	369	4901
0.6436	0.3174	330	4715
0.7456	0.2800	344	4689
0.6970	0.9966	337	5484
0.1468	0.0593	264	4453
0.3496	0.8288	295	5059
0.5605	0.9224	320	5173
0.2270	0.7666	278	5006

0.8640	0.0762	365	4484
0.1309	0.2326	260	4654
0.1914	0.2708	272	4683
0.0835	0.6204	248	4904
0.2183	0.1169	276	4542
0.5173	0.7029	315	4959
0.3765	0.0871	298	4502
0.9322	0.5925	383	4887
0.4834	0.4162	311	4779
0.1039	0.7514	254	4994
0.9188	0.6904	379	4950
0.9920	0.8976	426	5136
0.5295	0.8682	316	5100
0.0517	0.2555	237	4671
0.2669	0.6523	284	4925
0.4474	0.1683	307	4598
0.7142	0.0350	340	4392
0.2914	0.7342	287	4981
0.7397	0.4277	343	4786
0.7803	0.3547	349	4740
0.1767	0.9035	269	5144
0.0779	0.5203	246	4842
0.3326	0.5454	293	4858
0.3960	0.8131	301	5045
0.4702	0.7883	309	5023
0.6132	0.5178	327	4841
0.0210	0.1419	218	4571
0.3016	0.2024	289	4629
0.8389	0.8436	359	5074
0.0052	0.0148	193	4305
0.9546	0.3881	392	4761
0.8115	0.1395	354	4569
0.5890	0.9715	324	5290
0.6611	0.6737	333	4939
0.2516	0.4568	282	4804
0.5403	0.3364	318	4728

4.2.13 Evaluación de los mecanismos de falla del Pórtico N°2 considerando la variabilidad de los parámetros $f'c$ y fy

Obtenido para las variables $f'c$ y fy el muestreo de 50 pares de valores distintos entre sí, se procedió a realizar los análisis estáticos no lineales o *pushover* para los ajustes (en ambos sentidos de sismo) con los cuales se observó que se evitaba el mecanismo de piso y además se favorecía el mecanismo de colapso ideal. Obteniendo así, 100 *pushover* para cada ajuste (50 *pushover* para cada sentido del sismo) que reportan como varían los mecanismos de falla a medida que se varían los pares de valores de $f'c$ y fy .

Para la evaluación de los mecanismos de falla considerando la variabilidad de los parámetros $f'c$ y fy se utilizaron los pórticos resultantes de los ajustes a 2,00 para el procedimiento 1 y 1,80 para el procedimiento 2, por ser estos ajustes los que evitan el mecanismo de piso y además favorecen el mecanismo de colapso ideal del pórtico. En las tablas 4.172, 4.173, 4.174 y 4.175 se presentan los resultados obtenidos de aplicar la variabilidad de $f'c$ y fy a los pórticos mencionados, organizados según el patrón de cargas aplicado, el sentido del sismo y el tipo de mecanismo formado.

Tabla N° 4.171: Variabilidad en “*pushover*” a ajuste 2,00, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	$f'c$	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-

18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Tabla N° 4.172: Variabilidad en “pushover” a ajuste 2,00, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CR)

Caso de Variabilidad			Push Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm ²	kgf/cm ²	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-

16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Tabla N° 4.173: Variabilidad en “pushover” a ajuste 1,80, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	-	X	-	-	-
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-

14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Tabla N° 4.174: Variabilidad en “pushover” a ajuste 1,80, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CR)

Caso de Variabilidad			Push Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	-	X	-	-	-
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-

12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Como se puede observar en las tablas para el pórtico ajustado a 2,00 por el procedimiento 1 y el pórtico ajustado a 1,80 por el procedimiento 2, la variabilidad de los parámetros $f'c$ y fy no afectan los resultados del comportamiento obtenido inicialmente con sus propiedades nominales. Adicional a esto, se consideró necesario a manera de comparación, la evaluación de los mecanismos de falla obtenidos con el diseño inicial sin ajuste y ajustado a los procedimientos de la Norma y los pórticos resultantes del ajuste a 1,20, por ambos procedimientos por separado, considerando la variabilidad de los parámetros $f'c$ y fy . Logrando así observar si la variabilidad de los parámetros $f'c$ y fy modifican los mecanismos de falla obtenidos en los diseños iniciales y en el ajuste por cada procedimiento de la relación de a resistencias a 1,20.

Tabla N° 4.175: Variabilidad en “pushover” a ajuste 1,20, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
1	349	5237	-	X	-	-	-	X	-	-
2	304	4822	-	X	-	-	-	X	-	-
3	364	4810	-	X	-	-	-	X	-	-
4	330	4617	-	X	-	-	-	X	-	-
5	302	4747	-	X	-	-	-	X	-	-
6	408	4871	-	X	-	-	-	X	-	-
7	369	4901	-	X	-	-	-	X	-	-
8	330	4715	-	X	-	-	-	X	-	-
9	344	4689	-	X	-	-	-	X	-	-
10	337	5484	-	X	-	-	-	X	-	-
11	264	4453	-	X	-	-	-	X	-	-
12	295	5059	-	X	-	-	-	X	-	-
13	320	5173	-	X	-	-	-	X	-	-
14	278	5006	-	X	-	-	-	X	-	-
15	365	4484	-	X	-	-	-	X	-	-
16	260	4654	-	X	-	-	-	X	-	-
17	272	4683	-	X	-	-	-	X	-	-
18	248	4904	-	X	-	-	-	X	-	-
19	276	4542	-	X	-	-	-	X	-	-
20	315	4959	-	X	-	-	-	X	-	-
21	298	4502	-	X	-	-	-	X	-	-
22	383	4887	-	X	-	-	-	X	-	-
23	311	4779	-	X	-	-	-	X	-	-
24	254	4994	-	X	-	-	-	X	-	-
25	379	4950	-	X	-	-	-	X	-	-
26	426	5136	-	X	-	-	-	X	-	-
27	316	5100	-	X	-	-	-	X	-	-
28	237	4671	-	X	-	-	-	X	-	-
29	284	4925	-	X	-	-	-	X	-	-
30	307	4598	-	X	-	-	-	X	-	-
31	340	4392	-	X	-	-	-	X	-	-
32	287	4981	-	X	-	-	-	X	-	-
33	343	4786	-	X	-	-	-	X	-	-
34	349	4740	-	X	-	-	-	X	-	-
35	269	5144	-	X	-	-	-	X	-	-
36	246	4842	-	X	-	-	-	X	-	-
37	293	4858	-	X	-	-	-	X	-	-
38	301	5045	-	X	-	-	-	X	-	-
39	309	5023	-	X	-	-	-	X	-	-
40	327	4841	-	X	-	-	-	X	-	-
41	218	4571	-	X	-	-	-	X	-	-
42	289	4629	-	X	-	-	-	X	-	-
43	359	5074	-	X	-	-	-	X	-	-
44	193	4305	-	X	-	-	-	X	-	-
45	392	4761	-	X	-	-	-	X	-	-
46	354	4569	-	X	-	-	-	X	-	-
47	324	5290	-	X	-	-	-	X	-	-
48	333	4939	-	X	-	-	-	X	-	-
49	282	4804	-	X	-	-	-	X	-	-
50	318	4728	-	X	-	-	-	X	-	-

Tabla N° 4.176: Variabilidad en “pushover” a ajuste 1,20, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CR)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
1	349	5237	-	X	-	-	-	X	-	-
2	304	4822	-	X	-	-	-	X	-	-
3	364	4810	-	X	-	-	-	X	-	-
4	330	4617	-	X	-	-	-	X	-	-
5	302	4747	-	X	-	-	-	X	-	-
6	408	4871	-	X	-	-	-	X	-	-
7	369	4901	-	X	-	-	-	X	-	-
8	330	4715	-	X	-	-	-	X	-	-
9	344	4689	-	X	-	-	-	X	-	-
10	337	5484	-	X	-	-	-	X	-	-
11	264	4453	-	X	-	-	-	X	-	-
12	295	5059	-	X	-	-	-	X	-	-
13	320	5173	-	X	-	-	-	X	-	-
14	278	5006	-	X	-	-	-	X	-	-
15	365	4484	-	X	-	-	-	X	-	-
16	260	4654	-	X	-	-	-	X	-	-
17	272	4683	-	X	-	-	-	X	-	-
18	248	4904	-	X	-	-	-	X	-	-
19	276	4542	-	X	-	-	-	X	-	-
20	315	4959	-	X	-	-	-	X	-	-
21	298	4502	-	X	-	-	-	X	-	-
22	383	4887	-	X	-	-	-	X	-	-
23	311	4779	-	X	-	-	-	X	-	-
24	254	4994	-	X	-	-	-	X	-	-
25	379	4950	-	X	-	-	-	X	-	-
26	426	5136	-	X	-	-	-	X	-	-
27	316	5100	-	X	-	-	-	X	-	-
28	237	4671	-	X	-	-	-	X	-	-
29	284	4925	-	X	-	-	-	X	-	-
30	307	4598	-	X	-	-	-	X	-	-
31	340	4392	-	X	-	-	-	X	-	-
32	287	4981	-	X	-	-	-	X	-	-
33	343	4786	-	X	-	-	-	X	-	-
34	349	4740	-	X	-	-	-	X	-	-
35	269	5144	-	X	-	-	-	X	-	-
36	246	4842	-	X	-	-	-	X	-	-
37	293	4858	-	X	-	-	-	X	-	-
38	301	5045	-	X	-	-	-	X	-	-
39	309	5023	-	X	-	-	-	X	-	-
40	327	4841	-	X	-	-	-	X	-	-
41	218	4571	-	X	-	-	-	X	-	-
42	289	4629	-	X	-	-	-	X	-	-
43	359	5074	-	X	-	-	-	X	-	-
44	193	4305	-	X	-	-	-	X	-	-
45	392	4761	-	X	-	-	-	X	-	-
46	354	4569	-	X	-	-	-	X	-	-
47	324	5290	-	X	-	-	-	X	-	-
48	333	4939	-	X	-	-	-	X	-	-
49	282	4804	-	X	-	-	-	X	-	-
50	318	4728	-	X	-	-	-	X	-	-

Tabla N° 4.177: Variabilidad en “pushover” a ajuste 1,20, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	-	-	-	X	-	-	-	X
1	349	5237	-	-	-	X	-	-	-	X
2	304	4822	-	-	-	X	-	-	-	X
3	364	4810	-	-	-	X	-	-	-	X
4	330	4617	-	-	-	X	-	-	-	X
5	302	4747	-	-	-	X	-	-	-	X
6	408	4871	-	-	-	X	-	-	-	X
7	369	4901	-	-	-	X	-	-	-	X
8	330	4715	-	-	-	X	-	-	-	X
9	344	4689	-	-	-	X	-	-	-	X
10	337	5484	-	-	-	X	-	-	-	X
11	264	4453	-	-	-	X	-	-	-	X
12	295	5059	-	-	-	X	-	-	-	X
13	320	5173	-	-	-	X	-	-	-	X
14	278	5006	-	-	-	X	-	-	-	X
15	365	4484	-	-	-	X	-	-	-	X
16	260	4654	-	-	-	X	-	-	-	X
17	272	4683	-	-	-	X	-	-	-	X
18	248	4904	-	-	-	X	-	-	-	X
19	276	4542	-	-	-	X	-	-	-	X
20	315	4959	-	-	-	X	-	-	-	X
21	298	4502	-	-	-	X	-	-	-	X
22	383	4887	-	-	-	X	-	-	-	X
23	311	4779	-	-	-	X	-	-	-	X
24	254	4994	-	-	-	X	-	-	-	X
25	379	4950	-	-	-	X	-	-	-	X
26	426	5136	-	-	-	X	-	-	-	X
27	316	5100	-	-	-	X	-	-	-	X
28	237	4671	-	-	-	X	-	-	-	X
29	284	4925	-	-	-	X	-	-	-	X
30	307	4598	-	-	-	X	-	-	-	X
31	340	4392	-	-	-	X	-	-	-	X
32	287	4981	-	-	-	X	-	-	-	X
33	343	4786	-	-	-	X	-	-	-	X
34	349	4740	-	-	-	X	-	-	-	X
35	269	5144	-	-	-	X	-	-	-	X
36	246	4842	-	-	-	X	-	-	-	X
37	293	4858	-	-	-	X	-	-	-	X
38	301	5045	-	-	-	X	-	-	-	X
39	309	5023	-	-	-	X	-	-	-	X
40	327	4841	-	-	-	X	-	-	-	X
41	218	4571	-	-	-	X	-	-	-	X
42	289	4629	-	-	-	X	-	-	-	X
43	359	5074	-	-	-	X	-	-	-	X
44	193	4305	-	-	-	X	-	-	-	X
45	392	4761	-	-	-	X	-	-	-	X
46	354	4569	-	-	-	X	-	-	-	X
47	324	5290	-	-	-	X	-	-	-	X
48	333	4939	-	-	-	X	-	-	-	X
49	282	4804	-	-	-	X	-	-	-	X
50	318	4728	-	-	-	X	-	-	-	X

Tabla N° 4.178: Variabilidad en “pushover” a ajuste 1,20, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CR)

Caso de Variabilidad			Push Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	X	X	-	-	X
1	349	5237	X	-	-	X	X	-	-	X
2	304	4822	X	-	-	X	X	-	-	X
3	364	4810	X	-	-	X	X	-	-	X
4	330	4617	X	-	-	X	X	-	-	X
5	302	4747	X	-	-	X	X	-	-	X
6	408	4871	X	-	-	X	X	-	-	X
7	369	4901	X	-	-	X	X	-	-	X
8	330	4715	X	-	-	X	X	-	-	X
9	344	4689	X	-	-	X	X	-	-	X
10	337	5484	X	-	-	X	X	-	-	X
11	264	4453	X	-	-	X	X	-	-	X
12	295	5059	X	-	-	X	X	-	-	X
13	320	5173	X	-	-	X	X	-	-	X
14	278	5006	X	-	-	X	X	-	-	X
15	365	4484	X	-	-	X	X	-	-	X
16	260	4654	X	-	-	X	X	-	-	X
17	272	4683	X	-	-	X	X	-	-	X
18	248	4904	X	-	-	X	X	-	-	X
19	276	4542	X	-	-	X	X	-	-	X
20	315	4959	X	-	-	X	X	-	-	X
21	298	4502	X	-	-	X	X	-	-	X
22	383	4887	X	-	-	X	X	-	-	X
23	311	4779	X	-	-	X	X	-	-	X
24	254	4994	X	-	-	X	X	-	-	X
25	379	4950	X	-	-	X	X	-	-	X
26	426	5136	X	-	-	X	X	-	-	X
27	316	5100	X	-	-	X	X	-	-	X
28	237	4671	X	-	-	X	X	-	-	X
29	284	4925	X	-	-	X	X	-	-	X
30	307	4598	X	-	-	X	X	-	-	X
31	340	4392	X	-	-	X	X	-	-	X
32	287	4981	X	-	-	X	X	-	-	X
33	343	4786	X	-	-	X	X	-	-	X
34	349	4740	X	-	-	X	X	-	-	X
35	269	5144	X	-	-	X	X	-	-	X
36	246	4842	X	-	-	X	X	-	-	X
37	293	4858	X	-	-	X	X	-	-	X
38	301	5045	X	-	-	X	X	-	-	X
39	309	5023	X	-	-	X	X	-	-	X
40	327	4841	X	-	-	X	X	-	-	X
41	218	4571	X	-	-	X	X	-	-	X
42	289	4629	X	-	-	X	X	-	-	X
43	359	5074	X	-	-	X	X	-	-	X
44	193	4305	X	-	-	X	X	-	-	X
45	392	4761	X	-	-	X	X	-	-	X
46	354	4569	X	-	-	X	X	-	-	X
47	324	5290	X	-	-	X	X	-	-	X
48	333	4939	X	-	-	X	X	-	-	X
49	282	4804	X	-	-	X	X	-	-	X
50	318	4728	X	-	-	X	X	-	-	X

Tabla N° 4.179: Variabilidad en “pushover” a Diseño Inicial, Pórtico N°2 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	-	-	-	X	-	-	-	X
1	349	5237	-	-	-	X	-	-	-	X
2	304	4822	-	-	-	X	-	-	-	X
3	364	4810	-	-	-	X	-	-	-	X
4	330	4617	-	-	-	X	-	-	-	X
5	302	4747	-	-	-	X	-	-	-	X
6	408	4871	-	-	-	X	-	-	-	X
7	369	4901	-	-	-	X	-	-	-	X
8	330	4715	-	-	-	X	-	-	-	X
9	344	4689	-	-	-	X	-	-	-	X
10	337	5484	-	-	-	X	-	-	-	X
11	264	4453	-	-	-	X	-	-	-	X
12	295	5059	-	-	-	X	-	-	-	X
13	320	5173	-	-	-	X	-	-	-	X
14	278	5006	-	-	-	X	-	-	-	X
15	365	4484	-	-	-	X	-	-	-	X
16	260	4654	-	-	-	X	-	-	-	X
17	272	4683	-	-	-	X	-	-	-	X
18	248	4904	-	-	-	X	-	-	-	X
19	276	4542	-	-	-	X	-	-	-	X
20	315	4959	-	-	-	X	-	-	-	X
21	298	4502	-	-	-	X	-	-	-	X
22	383	4887	-	-	-	X	-	-	-	X
23	311	4779	-	-	-	X	-	-	-	X
24	254	4994	-	-	-	X	-	-	-	X
25	379	4950	-	-	-	X	-	-	-	X
26	426	5136	-	-	-	X	-	-	-	X
27	316	5100	-	-	-	X	-	-	-	X
28	237	4671	-	-	-	X	-	-	-	X
29	284	4925	-	-	-	X	-	-	-	X
30	307	4598	-	-	-	X	-	-	-	X
31	340	4392	-	-	-	X	-	-	-	X
32	287	4981	-	-	-	X	-	-	-	X
33	343	4786	-	-	-	X	-	-	-	X
34	349	4740	-	-	-	X	-	-	-	X
35	269	5144	-	-	-	X	-	-	-	X
36	246	4842	-	-	-	X	-	-	-	X
37	293	4858	-	-	-	X	-	-	-	X
38	301	5045	-	-	-	X	-	-	-	X
39	309	5023	-	-	-	X	-	-	-	X
40	327	4841	-	-	-	X	-	-	-	X
41	218	4571	-	-	-	X	-	-	-	X
42	289	4629	-	-	-	X	-	-	-	X
43	359	5074	-	-	-	X	-	-	-	X
44	193	4305	-	-	-	X	-	-	-	X
45	392	4761	-	-	-	X	-	-	-	X
46	354	4569	-	-	-	X	-	-	-	X
47	324	5290	-	-	-	X	-	-	-	X
48	333	4939	-	-	-	X	-	-	-	X
49	282	4804	-	-	-	X	-	-	-	X
50	318	4728	-	-	-	X	-	-	-	X

Tabla N° 4.180: Variabilidad en “pushover” a Diseño Inicial, Pórtico N°2 (CR)

Caso de Variabilidad			Push Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	-	X	-	-	-	-	-	X
1	349	5237	-	-	-	X	-	-	-	X
2	304	4822	-	-	-	X	-	-	-	X
3	364	4810	-	-	-	X	-	-	-	X
4	330	4617	-	X	-	-	-	-	-	X
5	302	4747	-	X	-	-	-	-	-	X
6	408	4871	-	X	-	-	-	-	-	X
7	369	4901	-	X	-	-	-	-	-	X
8	330	4715	-	-	-	X	-	-	-	X
9	344	4689	-	-	-	X	-	-	-	X
10	337	5484	-	-	-	X	-	-	-	X
11	264	4453	-	X	-	-	-	-	-	X
12	295	5059	-	X	-	-	-	-	-	X
13	320	5173	-	X	-	-	-	-	-	X
14	278	5006	-	-	-	X	-	-	-	X
15	365	4484	-	-	-	X	-	-	-	X
16	260	4654	-	-	-	X	-	-	-	X
17	272	4683	-	-	-	X	-	-	-	X
18	248	4904	-	-	-	X	-	-	-	X
19	276	4542	-	-	-	X	-	-	-	X
20	315	4959	-	X	-	-	-	-	-	X
21	298	4502	-	X	-	-	-	-	-	X
22	383	4887	-	X	-	-	-	-	-	X
23	311	4779	-	-	-	X	-	-	-	X
24	254	4994	-	X	-	-	-	-	-	X
25	379	4950	-	-	-	X	-	-	-	X
26	426	5136	-	X	-	-	-	-	-	X
27	316	5100	-	-	-	X	-	-	-	X
28	237	4671	-	X	-	-	-	-	-	X
29	284	4925	-	X	-	-	-	-	-	X
30	307	4598	-	-	-	X	-	-	-	X
31	340	4392	-	X	-	-	-	-	-	X
32	287	4981	-	X	-	-	-	-	-	X
33	343	4786	-	X	-	-	-	-	-	X
34	349	4740	-	X	-	-	-	-	-	X
35	269	5144	-	-	-	X	-	-	-	X
36	246	4842	-	X	-	-	-	-	-	X
37	293	4858	-	X	-	-	-	-	-	X
38	301	5045	-	X	-	-	-	-	-	X
39	309	5023	-	X	-	-	-	-	-	X
40	327	4841	-	-	-	X	-	-	-	X
41	218	4571	-	-	-	X	-	-	-	X
42	289	4629	-	X	-	-	-	-	-	X
43	359	5074	-	X	-	-	-	-	-	X
44	193	4305	-	-	-	X	-	-	-	X
45	392	4761	-	X	-	-	-	-	-	X
46	354	4569	-	-	-	X	-	-	-	X
47	324	5290	-	X	-	-	-	-	-	X
48	333	4939	-	-	-	X	-	-	-	X
49	282	4804	-	X	-	-	-	-	-	X
50	318	4728	-	X	-	-	-	-	-	X

Tabla N°4.181: Variabilidad en “pushover” a Diseño Inicial, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	-	X	-	-	-
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	-	-	-	X	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	-	-	-	X	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	-	-	-	X	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	-	-	-	X	X	-	-	-
41	218	4571	-	-	-	X	-	-	-	X
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	-	-	-	X	-	-	-	X
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	-	-	-	X	-	-	-	X

Tabla N°4.182: Variabilidad en “pushover” a Diseño Inicial, Procedimiento 1, Pórtico N°2 (CR)

Caso de Variabilidad			Push Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	-	-	-	X	X	-	-	-
1	349	5237	-	-	-	X	X	-	-	-
2	304	4822	-	-	-	X	X	-	-	-
3	364	4810	-	-	-	X	X	-	-	-
4	330	4617	-	-	-	X	X	-	-	-
5	302	4747	-	-	-	X	X	-	-	-
6	408	4871	-	-	-	X	X	-	-	-
7	369	4901	-	-	-	X	X	-	-	-
8	330	4715	-	-	-	X	X	-	-	-
9	344	4689	-	-	-	X	X	-	-	-
10	337	5484	-	-	-	X	X	-	-	-
11	264	4453	-	-	-	X	X	-	-	-
12	295	5059	-	-	-	X	X	-	-	-
13	320	5173	-	-	-	X	X	-	-	-
14	278	5006	-	-	-	X	X	-	-	-
15	365	4484	-	-	-	X	X	-	-	-
16	260	4654	-	-	-	X	X	-	-	-
17	272	4683	-	-	-	X	X	-	-	-
18	248	4904	-	-	-	X	X	-	-	-
19	276	4542	-	-	-	X	X	-	-	-
20	315	4959	-	-	-	X	X	-	-	-
21	298	4502	-	-	-	X	X	-	-	-
22	383	4887	-	-	-	X	X	-	-	-
23	311	4779	-	-	-	X	X	-	-	-
24	254	4994	-	-	-	X	X	-	-	-
25	379	4950	-	-	-	X	X	-	-	-
26	426	5136	-	-	-	X	X	-	-	-
27	316	5100	-	-	-	X	X	-	-	-
28	237	4671	-	-	-	X	X	-	-	-
29	284	4925	-	-	-	X	X	-	-	-
30	307	4598	-	-	-	X	X	-	-	-
31	340	4392	-	-	-	X	X	-	-	-
32	287	4981	-	-	-	X	X	-	-	-
33	343	4786	-	-	-	X	X	-	-	-
34	349	4740	-	-	-	X	X	-	-	-
35	269	5144	-	-	-	X	X	-	-	-
36	246	4842	-	-	-	X	X	-	-	-
37	293	4858	-	-	-	X	X	-	-	-
38	301	5045	-	-	-	X	X	-	-	-
39	309	5023	-	-	-	X	X	-	-	-
40	327	4841	-	-	-	X	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	X	X	-	-	-
42	289	4629	-	-	-	X	X	-	-	-
43	359	5074	-	-	-	X	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	X	X	-	-	-
45	392	4761	-	-	-	X	X	-	-	-
46	354	4569	-	-	-	X	X	-	-	-
47	324	5290	-	-	-	X	X	-	-	-
48	333	4939	-	-	-	X	X	-	-	-
49	282	4804	-	-	-	X	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	X	X	-	-	-

Tabla N°4.183: Variabilidad en “pushover” a Diseño Inicial, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CT)

Caso de Variabilidad			Push Carga Triangular (CT)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	-	X	-	-	-
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Tabla N°4.184: Variabilidad en “pushover” a Diseño Inicial, Procedimiento 2, Pórtico N°2 (CR)

Caso de Variabilidad			Push Carga Rectangular (CR)							
N°	fc	fy	Tipo de Falla Sentido Positivo del Sismo				Tipo de Falla Sentido Negativo del Sismo			
	kgf/cm2	kgf/cm2	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta	Falla Ideal	Mecanismo de Piso Nivel 1	Mecanismo de Piso Nivel 2	Falla Mixta
0	313	4830	X	-	-	-	X	-	-	-
1	349	5237	X	-	-	-	X	-	-	-
2	304	4822	X	-	-	-	X	-	-	-
3	364	4810	X	-	-	-	X	-	-	-
4	330	4617	X	-	-	-	X	-	-	-
5	302	4747	X	-	-	-	X	-	-	-
6	408	4871	X	-	-	-	X	-	-	-
7	369	4901	X	-	-	-	X	-	-	-
8	330	4715	X	-	-	-	X	-	-	-
9	344	4689	X	-	-	-	X	-	-	-
10	337	5484	X	-	-	-	X	-	-	-
11	264	4453	X	-	-	-	X	-	-	-
12	295	5059	X	-	-	-	X	-	-	-
13	320	5173	X	-	-	-	X	-	-	-
14	278	5006	X	-	-	-	X	-	-	-
15	365	4484	X	-	-	-	X	-	-	-
16	260	4654	X	-	-	-	X	-	-	-
17	272	4683	X	-	-	-	X	-	-	-
18	248	4904	X	-	-	-	X	-	-	-
19	276	4542	X	-	-	-	X	-	-	-
20	315	4959	X	-	-	-	X	-	-	-
21	298	4502	X	-	-	-	X	-	-	-
22	383	4887	X	-	-	-	X	-	-	-
23	311	4779	X	-	-	-	X	-	-	-
24	254	4994	X	-	-	-	X	-	-	-
25	379	4950	X	-	-	-	X	-	-	-
26	426	5136	X	-	-	-	X	-	-	-
27	316	5100	X	-	-	-	X	-	-	-
28	237	4671	X	-	-	-	X	-	-	-
29	284	4925	X	-	-	-	X	-	-	-
30	307	4598	X	-	-	-	X	-	-	-
31	340	4392	X	-	-	-	X	-	-	-
32	287	4981	X	-	-	-	X	-	-	-
33	343	4786	X	-	-	-	X	-	-	-
34	349	4740	X	-	-	-	X	-	-	-
35	269	5144	X	-	-	-	X	-	-	-
36	246	4842	X	-	-	-	X	-	-	-
37	293	4858	X	-	-	-	X	-	-	-
38	301	5045	X	-	-	-	X	-	-	-
39	309	5023	X	-	-	-	X	-	-	-
40	327	4841	X	-	-	-	X	-	-	-
41	218	4571	X	-	-	-	X	-	-	-
42	289	4629	X	-	-	-	X	-	-	-
43	359	5074	X	-	-	-	X	-	-	-
44	193	4305	X	-	-	-	X	-	-	-
45	392	4761	X	-	-	-	X	-	-	-
46	354	4569	X	-	-	-	X	-	-	-
47	324	5290	X	-	-	-	X	-	-	-
48	333	4939	X	-	-	-	X	-	-	-
49	282	4804	X	-	-	-	X	-	-	-
50	318	4728	X	-	-	-	X	-	-	-

Como se observa en las tablas 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 para el pórtico N°2, se observó que de los 50 casos de estudio en cada sentido del sismo, el diseño inicial sin ajuste sufrió variaciones en su comportamiento inicial en el 29%, el diseño inicial ajustado por el procedimiento 1 una variación del 10% y para diseño inicial ajustado por el procedimiento 2 no se observaron variaciones en el tipo de falla obtenido inicialmente. Además de eso se observa, que al introducir la variabilidad en los análisis estáticos no lineales de pórtico ajustado a 1,20 por cada procedimiento se observó, que el comportamiento de falla de mecanismo de piso de nivel 1 mixto obtenido inicialmente, no se vio alterado en ninguno de los 50 casos de estudio, en cada sentido del sismo.

4.2.14 Comparación de las cantidades de acero obtenidas para los distintos ajustes.

En este análisis adicional al trabajo propuesto, se compararon las cantidades de acero requeridas a través de sus cuantías por los miembros estructurales del pórtico para los ajustes por el procedimiento 1 y 2 del diseño inicial y de las relaciones de resistencia de 2,00 y 1,80 respectivamente para cada procedimiento.

Tabla N° 4.185: Comparación de cuantías entre diseño inicial ajustado por el procedimiento 1 y el valor de ajuste de 2,00 para el mismo procedimiento Pórtico N°2

NIVEL	EJE	Cuantía Ajuste diseño inicial Proc 1	Cuantía Ajuste a 2,80 por Proc 1
2	A	2,33%	1,27%
	B	3,46%	6,15%
	C	2,33%	4,22%
1	A	2,33%	0,56%
	B	3,46%	2,39%
	C	2,33%	1,33%

Tabla N° 4.185: Comparación de cuantías entre diseño inicial ajustado por el procedimiento 2 y el valor de ajuste de 1,80 para el mismo procedimiento Pórtico N°2

NIVEL	EJE	Cuantía Ajuste diseño inicial Proc 2	Cuantía Ajuste a 1,80 por Proc 2
2	A	2,29%	1,33%
	B	4,40%	4,01%
	C	2,29%	2,55%
1	A	2,29%	2,00%
	B	4,40%	6,78%
	C	2,29%	4,07%

Dada esta comparación, se puede decir que los ajustes resultantes por el procedimiento 1 requirieron más acero para generar la falla esperada que los resultantes del ajuste del diseño inicial, por otra parte, los ajustes por el procedimiento 2 requirieron menos acero en comparación con los ajustes por el procedimiento 1.

Se observó para el pórtico 1 que los pórticos resultantes de los ajustes del diseño inicial por el procedimiento 1 y 2 se ajustaron, en términos de refuerzo, a los pórticos resultantes de los ajustes a 3,00 y 1,80 respectivamente para cada procedimiento.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

En el presente trabajo se evaluó como puede variar la condición “Columna Fuerte – Viga Débil” según los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753 (NVF 1753-2006), al considerar la variabilidad de la resistencia a compresión del concreto ($f'c$) y del esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo (fy). Esto con el objeto de determinar si el comportamiento sismorresistente obtenido del diseño final de la estructura sería afectado luego de considerar la variación de los mencionados parámetros $f'c$ y fy .

Para esto, se analizaron y diseñaron dos pórticos planos de concreto reforzado de baja altura y distintas longitudes de sus vanos, pertenecientes a edificaciones ubicadas en la ciudad de Caracas. Donde luego del diseño se verifico si los pórticos cumplían o no con los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753-2006; y posteriormente haciendo los ajustes progresivos en el acero de refuerzo longitudinal de las columnas necesarios para satisfacer en ambos pórticos los dos procedimientos Normativos. No obstante, para los valores de ajuste considerados adecuados por generar mecanismos de falla ideal y evitar los mecanismos de piso, se evaluó el comportamiento sismorresistente en cada caso mediante análisis estáticos no lineales *pushover*.

En los “*pushover*” aplicando dos patrones de carga en el sentido positivo y negativo del sismo, finalmente se incorporó la variabilidad de $f'c$ y fy con el fin de determinar si tal variación afecta o no la condición “Columna Fuerte – Viga Débil”. Donde la variabilidad de los parámetros $f'c$ y fy es obtenida de un estudio probabilístico, basado en un muestreo de 50 casos elegidos a través del método estadístico del Hipercubo Latino; para lo cual se utilizó un coeficiente de variabilidad de 0,15 para el parámetro $f'c$ y 0,05 para fy .

Para diseñar los pórticos y realizar las evaluaciones y análisis anteriormente mencionados, se implementaron modelos asistidos por computador con el programa de análisis computacional llamado ETABS, donde se generaron modelos representativos de pórticos reales de una edificación.

A continuación se presentan las conclusiones derivadas de los análisis realizados con los pórticos que fueron seleccionados para el desarrollo de este trabajo de investigación.

En la evaluación de la condición “Columna Fuerte – Viga Débil” considerando la variabilidad tanto de $f'c$ como de f_y , se observó de manera general que, para los diseños iniciales sin ajustar y su vez para los ajustados a los procedimientos 1 y 2, la variabilidad no afectó el comportamiento sismorresistente del pórtico 1 obtenido inicialmente. Sin Embargo para el pórtico 2, el comportamiento sismorresistente obtenido del diseño inicial se vio afectado en el 29% de los casos para el diseño sin ajuste, en un 7% para el ajuste por el procedimiento 1 y 0% en el ajuste por el procedimiento 2.

Los valores de ajustes considerados adecuados para el pórtico N°1, reflejan que para para casi la totalidad de los casos de estudios en el procedimiento 1 el comportamiento sismorresistente considerando la variabilidad de los parámetros $f'c$ y f_y no se vio afectado, en cambio para el procedimiento 2 ninguno de los casos de estudio afecto el comportamiento sismorresistente. Estos ajustes además de evitar los mecanismos de piso favorecieron la formación de la falla ideal.

De igual manera se observó que para los valores de ajustes logrados para el pórtico N°2, se evita el mecanismo de piso y se favorecen al mecanismo de colapso ideal; y evaluando su comportamiento sismorresistente considerando la variabilidad de los parámetros $f'c$ y f_y se vio que la misma no afecto en ninguno de los casos de estudios los mecanismos de colapso que se obtuvieron sin considerar la variabilidad.

De manera adicional, se evaluó el efecto de la variabilidad de los parámetros $f'c$ y f_y en los pórticos luego de ajustar la relación de resistencias a flexión entre columnas y vigas a 1,20 por el procedimiento 1 y 2. Teniendo como resultado que la variabilidad de los parámetros mencionados no afecto en ninguno de los casos estudiados el comportamiento de colapso que se obtuvo antes de evaluar la variabilidad.

En lo que se refiere a las áreas de acero, los pórticos en su diseño inicial ajustados por el procedimiento 1 requirieron menos acero que los ajustes por el procedimiento 2, en cambio para los distintos ajustes se observo que el procedimiento 1 supera en área de acero al procedimiento 2 en el segundo nivel, pero el procedimiento 2 supera al procedimiento 1 en el primer nivel.

5.2 Recomendaciones

Del desarrollo de este trabajo de investigación se pueden comentar algunas recomendaciones, las cuales se presentan a continuación.

Para el ajuste de las resistencias de las columnas en función de cumplir con los Procedimiento 1 y 2 de la NVF 1753:2006 se observó que, mayormente, se obtienen valores de la relación de resistencias superiores al valor Normativo 1,20 y que sólo en aquellos nodos donde resultó más difícil cumplir con estos procedimiento se obtuvo un valor próximo a 1,20. En vista de que los resultados obtenidos del presente trabajo en los análisis estáticos no lineales, corresponden a valores de la relación de resistencias muy superiores al límite Normativo, es recomendable que este valor límite sea revisado en mayor amplitud y que de ser necesario sea modificado hasta lograr un valor de ajuste que favorezca los mecanismos de falla ideal y evite los mecanismos de piso, de tal manera que propicie un comportamiento sismorresistente que resguarde la estabilidad de la estructura ante eventos sísmicos fuertes.

Aunado a esto se considera importante para tal revisión, tomar en cuenta el efecto del endurecimiento por deformación del acero en el comportamiento de las vigas y las columnas. Estas mismas sugerencias pueden ser extendidas análogamente para al Procedimiento 2.

Observando lo significativo que fueron los resultados obtenidos, se considera relevante extender el estudio a otros aspectos adicionales a los considerados en este trabajo, tales como edificaciones de mayor complejidad, de mediana y elevada altura, y en general estructuras tridimensionales, de mayor irregularidad y variabilidad geométrica. También es recomendable tomar en cuenta para los análisis estáticos no lineales la posibilidad de ocurrencia de otros tipos de fallas tales como las fallas frágiles y las causadas por corte.

Finalmente para poder generalizar y garantizar las conclusiones obtenidas respecto a la influencia de la variabilidad en el comportamiento sísmico de las estructuras, se recomienda aplicar métodos probabilísticos para incorporar y evaluar la variabilidad de determinadas propiedades mecánicas de materiales, y adicionalmente aplicar otros métodos estáticos no lineales aparte del utilizado *pushover*, más sofisticados y aproximados para verificar los resultados obtenidos en este trabajo de investigación.

REFERENCIAS

- ACI Committee 318 (2008). "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary". American Concrete Institute. Detroit.
- Boletín Técnico, "Instituto de Materiales y Modelos Estructurales", IMME – Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela.
- Carrasco, E. (s.f.), "Miradas al Universo". México.
- Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. For ETABS
- Dooley, K. L. & Bracci, J. M. (2001). "Effect of Column-to-Beam Strength Ratio on Earthquake Resistance of RC Moment Frames Using Probabilistic Performance-Based Design Methodologies". Texas A&M University. College Station, Texas.
- FEMA 356 (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". Washington, D. C.
- Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS), (2005). Venezuela.
- Marinilli, A. (2011). "Trabajo de Ascenso: Evaluación de los Procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 para obtener la resistencia mínima a flexión de las columnas en edificios bajos de concreto reforzado". Caracas, Venezuela.
- Norma Venezolana Fondonorma 1753 (2006). "Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural". Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad. Caracas.
- Leod, J., y Barón J. (1999), Técnicas estadísticas avanzadas en el análisis de grandes modelos computacionales. Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina.
- Park, R. & Paulay, T. (1978). "Estructuras de Concreto Reforzado". México, D. F.
- Paulay, T. & Priestley, M.J.N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". New York.
- Sozen, M. A. (2004). "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Buildings". New York.
- Ugalde, A. (s.f.). "Terremotos: cuando la Tierra Tiembla", Colección Divulgación. Lima, Perú.