



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR INGENIEROS
INDUSTRIALES VALENCIA



Curso Académico:

AGRADECIMIENTOS

“Quiero aprovechar la ocasión para agradecer el apoyo de mis padres Ercilia Torres Arcos y Jorge Enrique Gonzalez Hernández a mi hermana Laura Carolina Gonzalez Torres a mi esposa soltera Angelica Uribe y a mi tutor el Dr. Antonio Hospitaler Pérez, Así mismo no puedo olvidar en este momento a mis compañeros y nuevos amigos que hicieron de este master una gran experiencia de vida”

RESUMEN

El presente trabajo final de master consiste en el análisis de la importancia de la ductilidad en el diseño estructural sísmico de un proyecto típico de estructuras con un sistema de pórticos en hormigón armado, tomando los diferentes criterios de ductilidad definidos por NSR-10 que son capacidad Mínima de Disipación de energía (DMI), capacidad Moderada de Disipación de energía (DMO) y capacidad Especial de Disipación de energía (DES). Se diseña la estructura cumpliendo con cada uno de los requerimientos sísmicos en las zonas de confinamiento de la estructura y se hace un análisis comparativo de costos en cada uno de los casos incluyendo un modelo inicial donde no se considera sismo (cargas gravitacionales + viento).

finalmente, se calcula por medio del Análisis no lineal estático de plastificación progresiva (PUSH-OVER) el espectro de capacidad de la edificación y el grado de ductilidad real de la estructura en cada uno de los modelos y se hace una comparación con los valores definidos para cada uno de los niveles de ductilidad por la NSR-10 que fueron los utilizados para la reducción de cargas sísmicas en el diseño estructural.

Palabras Clave:

Pórtico resistente a momento, hormigón armado, sismo, ductilidad, derivas, NSR-10, DMI, DMO, DES, FHE, análisis modal espectral, PUSH-OVER, Rotula plástica.

RESUM

El present treball final de màster consisteix en l'anàlisi de la importància de la ductilitat en el disseny estructural sísmic d'un projecte típic d'estructures amb un sistema de pòrtics en formigó armat, prenent els diferents criteris de ductilitat definits per NSR-10 que són capacitat mínima d'Dissipació d'energia (DMI), capacitat Moderada d'Dissipació d'energia (DMO) i capacitat especial de Dissipació d'energia (DES). Es dissenya l'estructura complint amb cada un dels requeriments sísmics en les zones de confinament de l'estructura i es fa una anàlisi comparativa de costos en cada un dels casos incloent un model inicial on no es considera sísmic (càrregues gravitatòries + vent).

finalment, es calcula per mitjà de l'Anàlisi no lineal estàtic de plastificació progressiva (PUSH-OVER) l'espectre de capacitat de l'edificació i el grau de ductilitat real de l'estructura en cadascun dels models i es fa una comparació amb els valors definits per a cada un dels nivells de ductilitat per la NSR-10 que van ser els utilitzats per a la reducció de càrregues sísmiques en el disseny estructural.

Paraules Clau:

Pòrtic resistent a moment, formigó armat, sísmic, ductilitat, derives, NSR-10, DMI, DMO, DES, FHE, anàlisi modal espectral, PUSH-OVER, Retola plàstica.

ABSTRACT

The present master's final work consists in the analysis of the importance of the ductility in the seismic structural design of a typical project of structures with a reinforced concrete frames system, considering the different ductility criteria defined by NSR-10 that are: The Minimum Capacity of Energy Dissipation (DMI), Moderate Capacity of Energy Dissipation (DMO) and Special Capacity of Energy Dissipation (DES). The structure is designed accomplishing each one of the seismic requirements in the areas of confinement of the structure and a comparative cost analysis is made in each of the cases including an initial model where earthquakes are not considered (gravitational loads + wind).

Finally, it is calculated by means of the static nonlinear analysis of progressive plasticization (PUSH-OVER) the capacity spectrum of the building and the degree of real ductility of the structure in each of the models and a comparison is made with the defined values for each of the levels of ductility by the NSR-10 that were used for the reduction of seismic loads in the structural design.

Keywords:

reinforced concrete frames, reinforced concrete, earthquake, ductility, drifts, NSR-10, DMI, DMO, DES, FHE, spectral modal analysis, PUSH-OVER, Hinges.

Índice

1. Introducción	14
1.1. Objetivos	14
1.2. Estructura	15
1.3. Descripción del proyecto.....	16
1.3.1. Definición geométrica	16
1.3.2. Materiales	19
1.3.3. Definición de cargas	20
1.3.3.1. Combinaciones de carga	20
1.3.3.2. Cargas gravitacionales.....	21
1.3.3.3. Cargas de viento.....	22
1.3.3.4. Cargas sísmicas.....	23
2. Ductilidad estructural.....	24
2.1. Definición	24
2.2. Niveles de ductilidad según NSR-10.....	25
2.2.1. Capacidad de disipación de energía mínima (DMI).....	26
2.2.2. Capacidad de disipación de energía moderada (DMO)	26
2.2.2.1. DETALLES PARA VIGAS	26
2.2.2.2. DETALLES PARA PILARES	28
2.2.3. Capacidad de disipación de energía especial (DES)	30
2.2.3.1. DETALLES PARA VIGAS	30
2.2.3.2. DETALLES PARA PILARES	31
3. Análisis estructural	35
3.1. Espectro de diseño	35
3.2. Fuerza horizontal equivalente (FHE)	38
3.2.1. Periodo fundamental de la edificación	38
3.2.1. Cortante basal estático (Vs)	39
3.2.2. Fuerzas horizontales por planta (DMI).....	40
3.2.3. Fuerzas horizontales por planta (DMO)	42
3.2.4. Fuerzas horizontales por planta (DES)	43
3.3. Análisis dinámico elástico espectral.....	45
3.3.1. Descripción del método	45

3.3.2. Requerimientos de uso para NSR-10	46
3.3.3. Análisis Dinámico para modelo DMI	47
3.3.3.1. Periodos de la edificación y Participación de masas.....	47
3.3.3.2. Cortante basal por modo y total	48
3.3.3.3. Corrección cortante basal	48
3.3.3.4. Cortante sísmico y fuerza sísmica equivalente por planta.....	49
3.3.4. Análisis Dinámico para modelo DMO.....	51
3.3.4.1. Periodos de la edificación y Participación de masas.....	51
3.3.4.2. Cortante basal por modo y total	52
3.3.4.3. Corrección cortante basal	52
3.3.4.4. Cortante sísmico y fuerza sísmica equivalente por planta.....	53
3.3.5. Análisis Dinámico para modelo DES.....	55
3.3.5.1. Periodos de la edificación y Participación de masas.....	55
3.3.5.2. Cortante basal por modo y total	56
3.3.5.3. Corrección cortante basal	56
3.3.5.4. Cortante sísmico y fuerza sísmica equivalente por planta.....	57
3.3.6. Comparativa de resultados	59
3.4. Derivas.....	60
3.4.1. Descripción general.....	60
3.4.2. Desplazamientos horizontales totales	60
3.4.3. Derivas para modelo DMI	62
3.4.4. Derivas para modelo DMO.....	63
3.4.5. Derivas para modelo DES	64
3.5. Análisis no lineal estático de plastificación progresiva (PUSH-OVER).....	66
3.5.1. Descripción.....	66
3.5.2. Procedimiento de calculo.....	66
3.5.3.1. Cargas lineales.....	72
3.5.3.2. Definición de elementos estructurales	74
3.5.3.3. Cargas no lineales.....	76
3.5.3.4. Definición de Rotulas plásticas.....	78
3.5.4.1. Disipación mínima de energía (DMI).....	82
3.5.4.2. Disipación moderada de energía (DMO).....	86
4. Presupuesto.....	90

4.1. Descripción del presupuesto.....	90
4.2. Contenido del presupuesto	90
4.2.1. Cantidades de obra por planta (PILARES)	91
4.2.1.1. Modelo sin sismo (G + V).....	91
4.2.1.2. Modelo con capacidad Mínima de Disipación de energía (DMI).	92
4.2.1.3. Modelo con capacidad Moderada de Disipación de energía (DMO).	92
4.2.1.4. Modelo con capacidad Especial de Disipación de energía (DES).	93
4.2.2. Cantidades de obra por planta (VIGAS)	94
4.2.2.1. Modelo sin sismo (G + V).....	94
4.2.2.2. Modelo con capacidad Mínima de Disipación de energía (DMI).	95
4.2.2.3. Modelo con capacidad Moderada de Disipación de energía (DMO).	96
4.2.2.4. Modelo con capacidad Especial de Disipación de energía (DES).	97
4.2.3. Presupuesto de obra totales	98
4.2.3.1. Presupuesto de PILARES.....	98
4.2.3.2. Cantidades de VIGAS	98
4.2.3.3. Cantidades de TOTALES.....	98
4.2.3.4. Graficas comparativas del Presupuesto	99
4.2.4. Diferencias presupuestales de obra	100
4.2.4.1. Diferencia en Presupuesto de PILARES	100
4.2.4.2. Diferencia en Presupuesto de VIGAS	100
4.2.4.3. Diferencia en Presupuesto de TOTALES	101
4.2.4.4. Graficas comparativas de diferencias de presupuesto	101
5. Conclusiones.....	103
6. Planos	104

Índice tablas

Tabla 1 Características de los materiales.....	19
Tabla 2: Resumen de cargas del proyecto	21
Tabla 3: Cargas de viento de diseño.....	23
Tabla 4: Capacidad de disipación de energía permitida según nivel sísmico	25
Tabla 5: Niveles de amenaza sísmico según Aa y Av (NSR-10, 2010).....	35
Tabla 6: Coeficiente de amplificación Fa (NSR-10, 2010).....	36
Tabla 7: Coeficiente de amplificación Fv (NSR-10, 2010).....	37
Tabla 8: Coeficientes para espectro sísmico	37
Tabla 9: Parámetros Ct y α para cálculo del periodo aproximado Ta (NSR-10, 2010).....	39
Tabla 10: Calculo de masa y peso total de la edificación	40
Tabla 11: Calculo de Las Fuerzas Horizontales Equivalentes (FHE).....	41
Tabla 12: Coeficiente de distribución de cortante basal calculado por CYPECAD (DMI).....	42
Tabla 13: Calculo de fuerza y cortante equivalente por planta calculado por CYPECAD (DMI) .	42
Tabla 14: Coeficiente de distribución de cortante basal calculado por CYPECAD (DMO)	43
Tabla 15: Calculo de fuerza y cortante equivalente por planta calculado por CYPECAD (DMO) 43	
Tabla 16: Coeficiente de distribución de cortante basal calculado por CYPECAD (DES).....	43
Tabla 17: Calculo de fuerza y cortante equivalente por planta calculado por CYPECAD (DES) ..	44
Tabla 18: Resumen de periodos y participaciones de masa (DMI)	47
Tabla 19: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección X (DMI)	48
Tabla 20: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección Y (DMI)	48
Tabla 21: Factor de modificación del cortante basal (DMI)	48
Tabla 22: Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DMI)	49
Tabla 23 Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DMI)	50
Tabla 24: Resumen de periodos y participaciones de masa (DMO)	51
Tabla 25: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección X (DMO)	52
Tabla 26: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección Y (DMO).....	52
Tabla 27: Factor de modificación del cortante basal (DMO)	52
Tabla 28: Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DMO)	53
Tabla 29 Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DMO)	54
Tabla 30: Resumen de periodos y participaciones de masa (DES).....	55
Tabla 31: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección X (DES).....	56

Tabla 32: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección Y (DES).....	56
Tabla 33: Factor de modificación del cortante basal (DES).....	56
Tabla 34: Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DES).....	57
Tabla 35 Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DES).....	58
Tabla 36: Limites de deriva según NSR-10	62
Tabla 37: Derivas Máximas modelo DMI	62
Tabla 38: Desplome total de la edificación DMI	63
Tabla 39: Derivas Máximas modelo DMO.....	63
Tabla 40: Desplome total de la edificación DMO.....	64
Tabla 41: Derivas Máximas modelo DES	64
Tabla 42: Desplome total de la edificación DMO.....	65
Tabla 43: Factores de corrección de la Rigidez para análisis elástico de segundo orden	67
Tabla 44: Curva de Capacidad Cortante vs Desplazamiento modelo DMI.....	82
Tabla 45: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMI dirección Y	83
Tabla 46: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMI dirección X.....	84
Tabla 47: Curva de Capacidad Cortante vs Desplazamiento modelo DMO	86
Tabla 48: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMO dirección Y	87
Tabla 49: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMO dirección X	88
Tabla 50: Precio del acero corrugado	90
Tabla 51: Precio de hormigón 24,5 MPa	91
Tabla 52: Cantidades de PILARES por planta de Modelo sin sismo	91
Tabla 53: Cantidades de PILARES por planta de Modelo con DMI	92
Tabla 54: Cantidades de PILARES por planta de Modelo con DMO.....	92
Tabla 55: Cantidades de PILARES por planta de Modelo con DES	93
Tabla 56: Cantidades de VIGAS por planta de Modelo sin sismo	94
Tabla 57: Cantidades de VIGAS por planta de Modelo con DMI.....	95
Tabla 58: Cantidades de VIGAS por planta de Modelo con DMO	96
Tabla 59: Cantidades de VIGAS por planta de Modelo con DES	97
Tabla 60: Resumen de Presupuesto de PILARES por modelo	98
Tabla 61: Diferencia de costo en PILARES con respecto a G+V.....	100
Tabla 62: Diferencia de costo en VIGAS con respecto a G+V	100
Tabla 63: Diferencia de costos TOTALES con respecto a G+V	101
Tabla 64: Comparativa porcentual de diferencia de COSTOS	102

Índice figuras

Figura 1: Planta baja arquitectónica.....	16
Figura 2: Primera planta arquitectónica.....	16
Figura 3: Segunda planta arquitectónica.	17
Figura 4: Tercera a Novena planta arquitectónica.	17
Figura 5: Corte a-a paralelo al eje X	18
Figura 6: Corte b-b paralelo al eje Y	18
Figura 7: Mapa eólico de Colombia según NSR-10	22
Figura 8: Cortante Vs desplazamientos en estructura dúctil y frágil	24
Figura 9: Detalle longitudinal estructural de VIGA para ductilidad DMO	27
Figura 10: Detalle transversal estructural de VIGA para ductilidad DMO.....	27
Figura 11: Detalle general estructural del PILAR para ductilidad DMO	29
Figura 12: Detalle longitudinal estructural de VIGA para ductilidad DES	31
Figura 13: Detalle transversal estructural de VIGA para ductilidad DES.....	31
Figura 14: Detalle general estructural del PILAR para ductilidad DES	33
Figura 15: Espectro elástico de aceleraciones de diseño	38
Figura 16: Representación gráfica de los MODOS para cada Periodo	45
Figura 17: Representación de las Fuerzas generadas en cada MODO	45
Figura 18: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido X (DMI)	49
Figura 19: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido Y (DMI)	50
Figura 20: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido X (DMO)	53
Figura 21: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido Y (DMO)	54
Figura 22: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido X (DES).....	57
Figura 23: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido Y (DES).....	58
Figura 24: Comparativa de Fuerzas Sísmicas entre Niveles de Ductilidad	59
Figura 25: Comparativa de Cortante Sísmico entre Niveles de Ductilidad	59
Figura 26: Efecto P-Delta	61
Figura 27: Derivas de la edificación ductilidad DMI	63
Figura 28: Derivas de la edificación ductilidad DMO	64
Figura 29: Derivas de la edificación ductilidad DES.....	65
Figura 30: Representación gráfica del cálculo de la curva de capacidad (Purca, 2015).....	68

Figura 31: Comparativa entre espectros de capacidad y demanda variando la abscisa entre T y Sd (Purca, 2015)	69
Figura 32: Niveles de desempeño con respecto a espectro de capacidad	70
Figura 33: Curva elástico-plástica de una rotula típica (FEMA & ASCE, 2000).....	71
Figura 34: Curva elástico-plástica de la rótula incluyendo niveles de desempeño.....	71
Figura 35: Modelo tridimensional en SAP2000.....	72
Figura 36: Patrones de carga en SAP2000.....	73
Figura 37: Definición de cargas sísmicas estáticas SAP2000	73
Figura 38: Cortante basal estático calculado por SAP2000.....	73
Figura 39: Definición del espectro de diseño en SAP2000.....	74
Figura 40: Definición del refuerzo de vigas para CYPECAD	75
Figura 41: Definición del refuerzo de pilares para CYPECAD	75
Figura 42: Definición de la carga muerta no lineal.....	76
Figura 43: Parámetros adicionales de la carga muerta no lineal	76
Figura 44: Definición de la carga lateral PUSH-OVER en SAP2000.....	77
Figura 45: Parámetros adicionales de la carga lateral no lineal.....	77
Figura 46: Definición del material de rotula en SAP2000	78
Figura 47: Selección tipo de rotula y Esfuerzos de diseño en SAP2000	78
Figura 48: Ubicación de Rotula plástica automática en SAP2000.....	79
Figura 49: Características de rotula plástica automática para VIGAS en SAP2000	80
Figura 50: Características de rotula plástica automática para PILARES en SAP2000	80
Figura 51: Rotula tipo para VIGAS definida por SAP2000	81
Figura 52: Rotula tipo para PILARES definida por SAP2000	81
Figura 53: Curva de Capacidad Cortante vs Desplazamiento modelo DMI.....	82
Figura 54: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMI dirección Y.....	83
Figura 55: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMI dirección X.....	84
Figura 56: Rotulas plásticas en momento de fallo modelo DMI dirección Y.....	85
Figura 57: Rotulas plásticas en momento de fallo modelo DMI dirección X	85
Figura 58: Curva de Capacidad Cortante vs Desplazamiento modelo DMO	86
Figura 59: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMO dirección Y	87
Figura 60: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMO dirección X	88
Figura 61: Rotulas plásticas en momento de fallo modelo DMO dirección Y	89
Figura 62: Rotulas plásticas en momento de fallo modelo DMO dirección X.....	89

Figura 63: Costos de acero para cada modelo	99
Figura 64: Costos de hormigón para cada modelo	99
Figura 65: Costos totales para cada modelo	100
Figura 66: Diferencia de costos del ACERO con respecto a G+V	101
Figura 67 Diferencia de costos del HORMIGÓN con respecto a G+V	102
Figura 68 Diferencia de costos TOTALES con respecto a G+V	102

INTRODUCCION

1. Introducción

1.1. Objetivos

El objetivo principal de este trabajo final de master es comprender la importancia que tiene la ductilidad de una estructura de hormigón armado en el análisis tanto para acciones gravitacionales como ante presencia de acciones laterales como viento o sismo. Haciendo comparativas entre los diferentes niveles de ductilidad definidas como DMI, DMI y DES en la NSR-10, se comparará tanto los costos directos de cada proyecto como la funcionalidad de la edificación.

Se busca comprender de manera clara el análisis sísmico general utilizado en los proyectos típicos del día a día para esto se hace tanto el análisis estático por fuerzas horizontales equivalentes como el análisis dinámico basado en los modos de la edificación en función de un espectro de diseño.

Corroborar que con todas las especificaciones estructurales definidas por la NSR-10 en el sistema estructural sísmico específicamente en las zonas de confinamiento de pilares y vigas con el objetivo de generar rotulas plásticas (trabajar local o globalmente en la zona plástica los materiales de la estructura) se consigue realmente los coeficientes de capacidad de disipación de energía (R) que especifica la misma norma por medio de un análisis estático no lineal denominado "PUSH-OVER".

ESTRUCTURA

Capítulo 1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen todos los detalles del proyecto, donde se incluye un resumen general, características arquitectónicas, materiales de la edificación y las respectivas cargas de diseño.

Capítulo 2 DUCTILIDAD ESTRUCTURAL

En este capítulo se explica de manera general de que es la ductilidad en las estructuras y especificaciones detalladas de los criterios que se tuvieron en cuenta en cada diseño del presente proyecto para dar cada nivel de ductilidad especificados por la NSR-10

Capítulo 3 ANALISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se especifica con detalle 3 tipos de cálculos estructurales sísmicos como lo son análisis por fuerza horizontal equivalente, análisis modal espectral y el análisis PUSH-OVER.

Capítulo 4 PRESUPUESTO

En este capítulo se especifica con detalle 3 tipos de cálculos estructurales sísmicos como lo son análisis por fuerza horizontal equivalente, análisis modal espectral y el análisis PUSH-OVER.

Capítulo 5 CONCLUSIONES

En este capítulo se proponen todas las soluciones y argumentos que deja el análisis de todo este trabajo final de master.

Capítulo 6 PLANOS

En este capítulo se presentan los planos estructurales necesarios para complementar y sustentar toda la información ya prescrita en el presente trabajo.

1.3. Descripción del proyecto

1.3.1. Definición geométrica

La estructura utilizada en el trabajo es de uso hotelero ubicado en Colombia en la ciudad de Valledupar, Cesar esta está compuesto por la planta baja y nueve (9) plantas aéreas para un área total construida de 4150 m² la planta baja tendrá como uso garaje de automóviles, la primera planta tendrá un uso principalmente comercial, la segunda planta tendrá uso tanto comercial como para el gimnasio y el resto de planta serán de uso residencial y la cubierta se ubicaran los equipos de las instalaciones y tendrá acceso limitado para mantenimiento de los mismos. En las siguientes imágenes se muestra el detalle arquitectónico de cada una de las plantas.

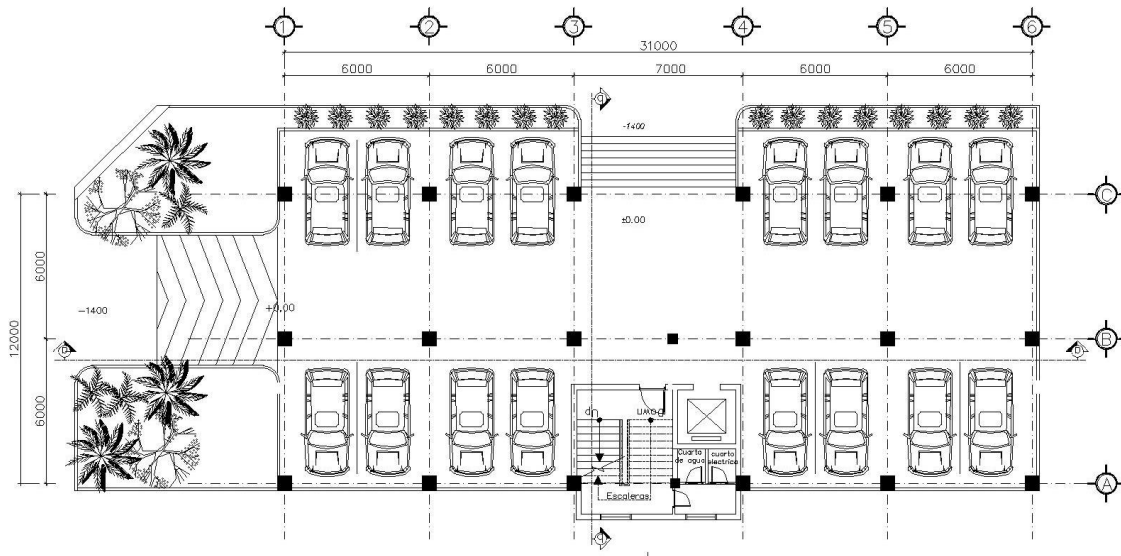


Figura 1: Planta baja arquitectónica.

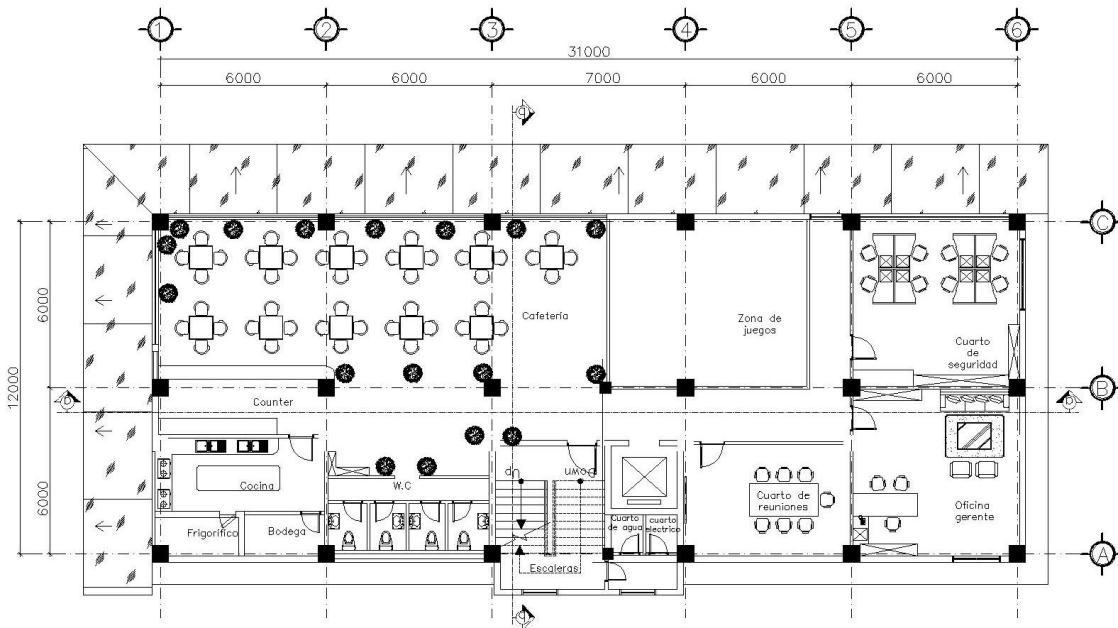


Figura 2: Primera planta arquitectónica.

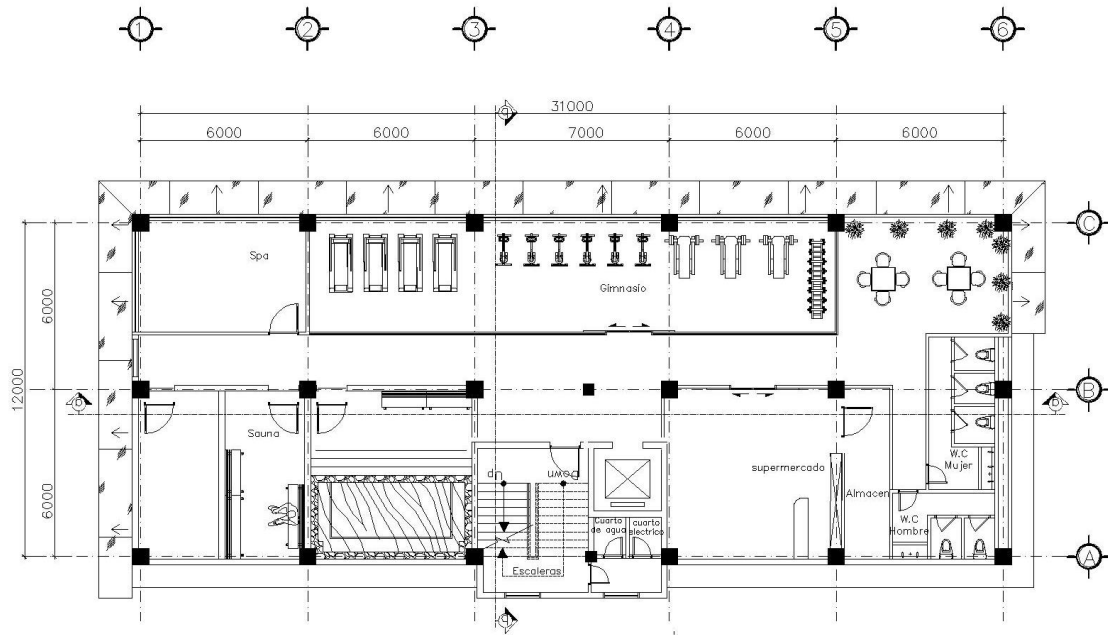


Figura 3: Segunda planta arquitectónica.

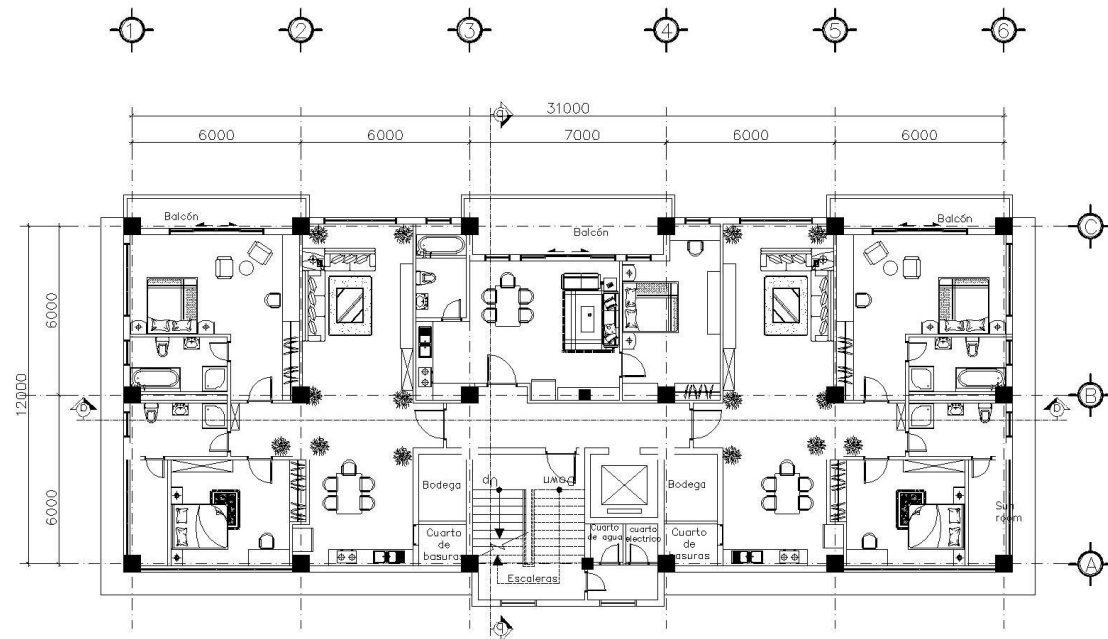


Figura 4: Tercera a Novena planta arquitectónica.

con respecto a la altura, todas las plantas tienen la misma altura de 3.5 metros medidos entre niveles superiores de forjados para una altura total del edificio de 35 metros. Se presentan a continuación dos cortes del proyecto, uno en cada sentido.

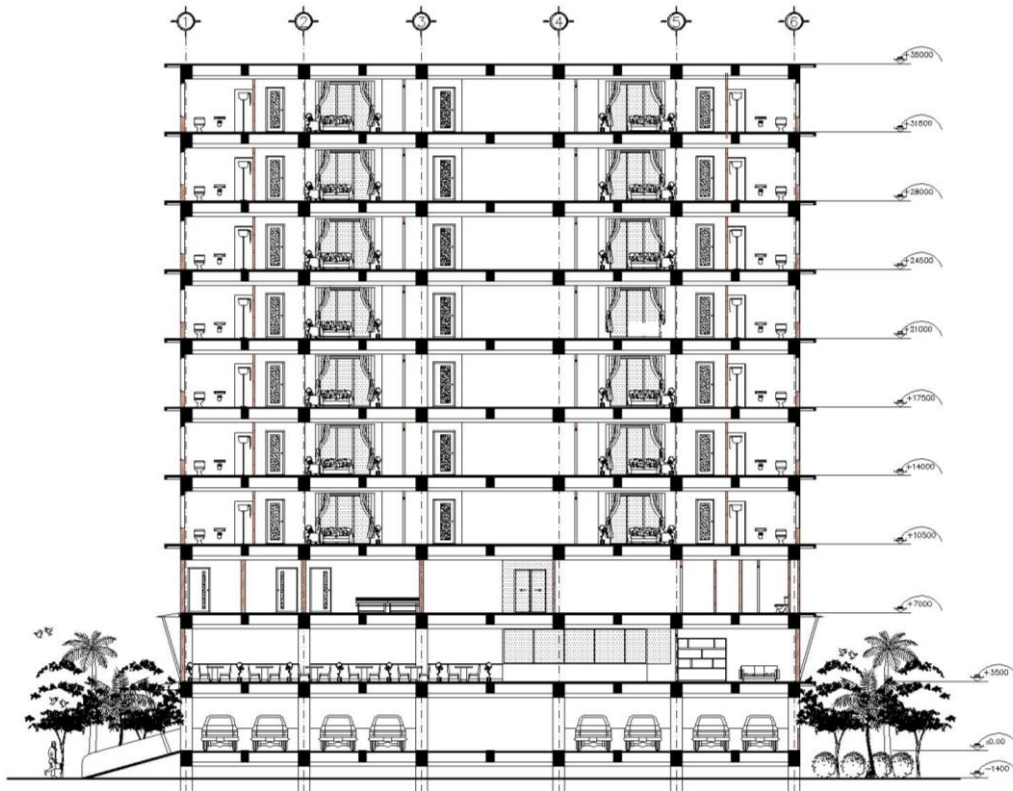


Figura 5: Corte a-a paralelo al eje X

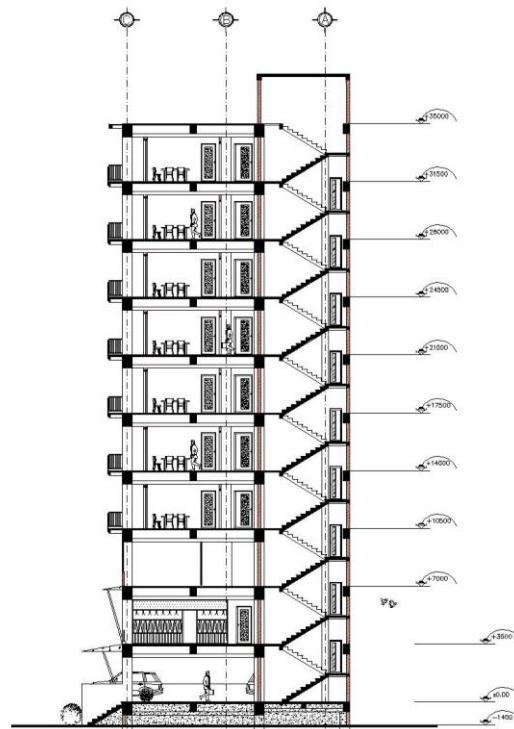


Figura 6: Corte b-b paralelo al eje Y

Esta estructura se escogió por su gran regularidad tanto en planta como en altura para que estos factores no fueran relevantes en los resultados obtenidos al final del proyecto. Aunque se evidencia que se tiene mayor inercia en el eje X que en el eje Y se utilizó pilares apantallados para no cambiar el sistema estructural definido inicialmente de pórticos resistentes a momento.

1.3.2. Materiales

En el proyecto se decidió usar los materiales más comunes utilizados en Colombia para este tipo de edificación y que están autorizados por la NSR-10. Para las barras corrugadas de acero se debe cumplir con la norma ASTM A-706 acero grado 60 y el hormigón como lo estipula el numeral c.1.1.1. de la norma la resistencia a la compresión debe ser mayor a 17 MPa.

Con respecto al módulo de elasticidad de los materiales para el acero no preesforzado este módulo debe ser de 200.000 MPa ($E_s = 200.000 \text{ MPa}$), mientras que para el hormigón de manera general se puede utilizar la siguiente ecuación (que hace referencia a un hormigón de densidad normal con agregado grueso de origen metamórfico)

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

A continuación, se presenta una tabla resumiendo todas las características de los materiales utilizados en el trabajo.

Tabla 1 Características de los materiales.

MATERIALES	
NORMA	NSR-10
Resistencia a compresión del Hormigón (f'_c)	24,5 MPa
Módulo de elasticidad del hormigón (E_c)	23.264 MPa (1)
Tamaño Máximo del Árido	19 mm
Resistencia a la fluencia del Acero (f_y)	420 MPa
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	200.000 MPa

Para efectos del modelo en el ingreso de materiales se especificaron los materiales normalizados más utilizados en Colombia con respecto a pernos, aceros laminados, perfiles armados y conformados, aunque para efectos del proyecto estos datos no tendrán influencia en los resultados obtenidos.

1.3.3. Definición de cargas

1.3.3.1. Combinaciones de carga

Se utilizaron las combinaciones de carga según el reglamento NSR-10 en la sección B.2.4.2 usando el método de resistencia, en las cuales se tuvo en cuenta las fuerzas de sismo (F_x, F_y) según la dirección, las fuerzas sísmicas reducidas para diseño (E_x, E_y) definidas en la ecuación (4), la carga muerta (D) incluido el peso propio, la carga viva (L), la carga de viento (w), la carga debida al empozamiento (L_e), y la carga de granizo (G) tal como se muestran a continuación:

(B.2.4-1)

$$\text{DIS 1} \quad 1.4D$$

(B.2.4-2)

$$\text{DIS 2} \quad 1.2D + 1.6L$$

$$\text{DIS 3} \quad 1.2D + 1.6L + 0.5G$$

$$\text{DIS 4} \quad 1.2D + 1.6L + 0.5L_e$$

(B.2.4-3)

$$\text{DIS 5} \quad 1.2D + 1.6G + 1.0L$$

$$\text{DIS 6} \quad 1.2D + 1.6L_e + 1.0L$$

(B.2.4-5)

$$\text{DIS 7} \quad 1.2D + 1.0E_x + 0.3E_y + 1.0L$$

$$\text{DIS 8} \quad 1.2D + 0.3E_x + 1.0E_y + 1.0L$$

(B.2.4-7)

$$\text{DIS 9} \quad 0.9D + 1.0E_x + 0.3E_y$$

$$\text{DIS 10} \quad 0.9D + 0.3E_x + 1.0E_y$$

Para el cálculo de las derivas definidas en el capítulo 3.4 las combinaciones que se deben utilizar para verificar el cumplimiento de este requisito son:

$$\text{DERX} \quad 1.0F_x + 0.3F_y$$

$$\text{DERY} \quad 0.3F_x + 1.0F_y$$

1.3.3.2. Cargas gravitacionales

Para la definición de cargas se crearon cinco (5) grupos dependiendo de los usos de cada una de las plantas como se describió previamente en el numeral 1.3.1, estas cargas cumplen con las exigencias mínimas definidas por el título B de la NSR-10.

Con respecto a la sobrecarga de uso (Carga viva), se define para la planta baja que tendrá como uso aparcamiento de vehículos particulares una carga de 5.0 kN/m², con respecto a la segunda y tercera planta como tiene varios usos se define la carga más significativa para cada una de estas siendo esta “comercio minorista y restaurante” para la primera planta y gimnasio para la segunda esto define unas cargas de 5.0 kN/m² para las dos plantas y por último para el resto de plantas y cubierta el uso es residencial así que se define cargas de 1.8 kN/m². Todo esto basado en la tabla B.4.2.1-1 cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas de la NSR-10.

Ahora, para las cargas muertas se definió una carga distribuida de 1.4 kN/m² para efectos de afinados de pisos y cubierta para todas las plantas excepto cubierta y planta baja (parqueaderos) que para estas dos plantas se reduce la carga a 1.0 kN/m², para las divisiones interiores de la edificación se definen particiones livianas con una carga de 1.0 kN/m² y para los cerramientos de fachada se define una carga lineal de 9.0 kN/m para todas las plantas excepto la cubierta que se define un cerramiento con antepecho de carga 4.5 kN/m.

Adicionalmente la norma requiere que los balcones se diseñen con 5.0 kN/m² de sobrecarga en la tabla Tabla 2 se presenta el resumen de cargas de todo el proyecto.

Tabla 2: Resumen de cargas del proyecto

CARGAS DEL PROYECTO					
Nombre	Categoría de uso	Carga viva (kN/m ²)	Carga muerta		
			Fachada (kN/m)	Particiones (kN/m ²)	Afinado de piso y cubierta (kN/m ²)
Planta baja	Garaje de automóviles	5,0	9,0	0,2	1,0
1 ^{ra} planta	Comercial - Oficinas	5,0	9,0	1,0	1,4
2 ^{da} planta	Comercial - gimnasio	5,0	9,0	1,0	1,4
3 ^{ra} - 9 ^{na} planta	Residencial	1,8	9,0	1,0	1,4
Cubierta	Cubiertas y terrazas	1,8	4,5	1,0	1,0

Con respecto al peso propio de la estructura este será calculado en cada caso por el software CYPECAD.

1.3.3.3. Cargas de viento

El proyecto como se dijo previamente está ubicado en la Ciudad de Valledupar, Cesar en Colombia lo que según la Figura 7 tomada del Título B Capítulo 6 que de la NSR-10 que define todos los factores que se deben tener en cuenta con respecto a las cargas de viento, estipula que la velocidad de diseño es de 28 m/s (100km/h).

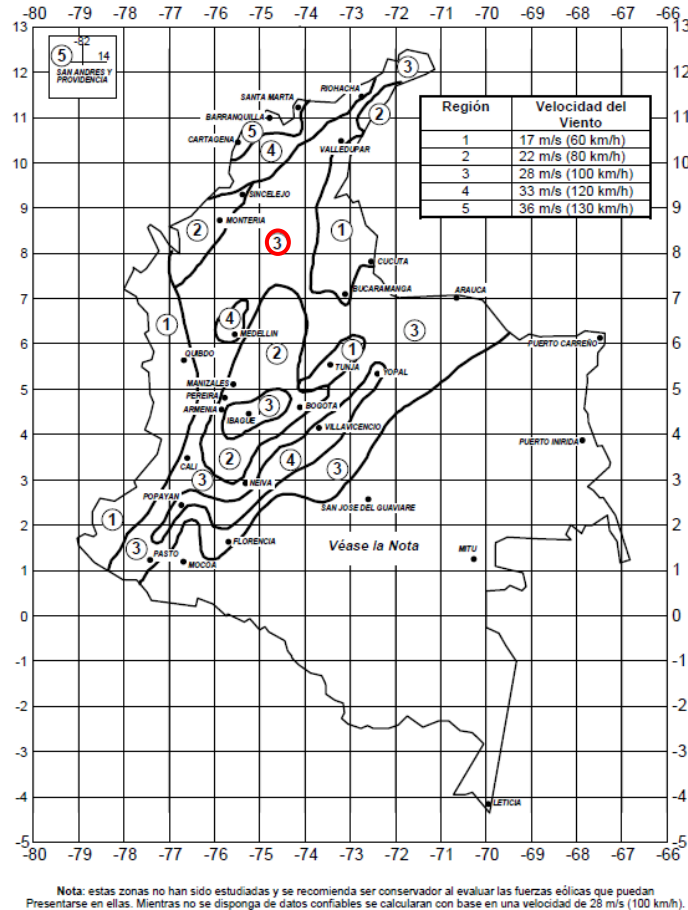


Figura 7: Mapa eólico de Colombia según NSR-10

El cálculo de las cargas de viento se hace por medio del programa CYPECAD definiendo unos anchos de banda (perímetros de la edificación) de 12,6 metros en dirección “Y” y 36,6 metros en dirección “X”.

Con categoría de uso para el tema de cargas de viento nivel 2 por su grado de importancia (categoría diferente a la definida para las cargas sísmicas).

Obteniendo que las cargas de viento de diseño para incluir en las respectivas combinaciones de carga son las indicadas en la Tabla 3 (cargas que se aplican en ambas direcciones y con la respectiva excentricidad)

Tabla 3: Cargas de viento de diseño

Cargas de viento		
Planta	Viento X (kN)	Viento Y (kN)
CUBIERTA	8.285	29.061
planta 9	16.197	57.062
planta 8	15.793	55.913
planta 7	15.352	54.657
planta 6	14.863	53.265
planta 5	14.312	51.696
planta 4	13.675	49.884
planta 3	12.912	47.712
planta 2	11.937	44.938
planta 1	10.764	41.601

*tomadas de CYPECAD

1.3.3.4. Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas se especifican con más detalle en cada uno de los tipos de análisis sísmico que se haga en el capítulo 3 Análisis estructural.

DUCTILIDAD

2. Ductilidad estructural

2.1. Definición

La ductilidad es la capacidad que tiene la estructura, sus componentes o materiales para deformarse más allá del límite elástico sin perder la resistencia. Y con esto disipar la energía durante los ciclos de carga, esto conlleva a una falla dúctil de la edificación que es la falla que se busca en caso la presencia de sismo.

Para lograr un determinado nivel de ductilidad en una estructura como en el caso del proyecto de pórticos resistentes a momento se requiere cumplir con determinados detalles de armado en los nudos (conexión viga-pilar) que estén definidos entre el sistema de resistencia sísmica para poder lograr los respectivas rotulas plásticas (deformación plástica) que permiten redistribuir los esfuerzos a otros elementos del sistema. Estos detalles de armado que requiere la NSR-10 se especificaran posteriormente en el numeral 0.

En el caso contrario se puede generar una estructura frágil que no se permite al material llegar al límite elástico del material lo que conlleva en momento de falla a una falla súbita del elemento o de la estructura completa llevando a un riesgo elevado de la vida humana.

En la Figura 8 se presenta una gráfica comparativa de esfuerzo Vs deformación de una estructura frágil y una estructura dúctil.

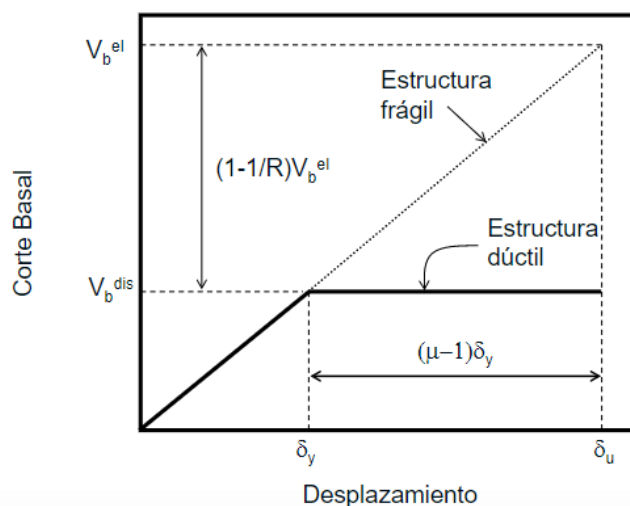


Figura 8: Cortante Vs desplazamientos en estructura dúctil y frágil

En la Figura 8 se evidencia que la ductilidad está en función de la relación las deformaciones entre el punto de deformación máxima permitida (deformación ultima) y el punto limite elástico

del material (deformación de la plastificación). Por ende, se define que la ductilidad (μ) de la edificación en conceptos generales se puede calcular por medio de la ecuación (2).

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (2)$$

Con esto se puede definir que el cortante basal de diseño o el factor de aceleración del espectro se puede calcular con la relación entre el cortante máximo basal resistente y el coeficiente de reducción por ductilidad como se define en la ecuación (3):

$$V_b^{dis} = \frac{V_b^{el}}{R} = \frac{S_a \cdot M \cdot g}{R} \quad (3)$$

2.2. Niveles de ductilidad según NSR-10

Concretamente la NSR-10 resume la ductilidad en 3 distintos niveles que son capacidad de disipación de energía mínima (DMI), capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y capacidad de disipación de energía especial (DES). estos se pueden usar en el diseño de la estructura dependiendo de la magnitud del nivel de amenaza sísmica como se define en la Tabla 5.

En la se definen los posibles usos de cada uno de esos niveles de ductilidad y sus respectivos coeficientes de disipación de energía básico.

Tabla 4: Capacidad de disipación de energía permitida según nivel sísmico

SISTEMA DE PORTICO RESISTENTE A MOMENTO							
	R_0	Alta		Intermedia		Baja	
		Uso permitido	Altura max.	Uso permitido	Altura max.	Uso permitido	Altura max.
DES	7,0	si	Sin limite	si	Sin limite	si	Sin limite
DMO	5,0	No se permite		si	Sin limite	si	Sin limite
DMI	2,5	No se permite		No se permite		si	Sin limite

R_0 = coeficiente de disipación de energía básico.

El coeficiente de disipación de energía básica es el coeficiente que la norma permite utilizar para reducir las acciones sísmicas de diseño sobre la edificación.

$$E_x = \frac{F_x}{R} \quad (4)$$

Este coeficiente se debe reducir por 3 factores, factor de irregularidad en altura (ϕ_a), irregularidad en planta (ϕ_p) y por irregularidad por ausencia de redundancia (ϕ_r).

$$R = R_0 \cdot \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \quad (5)$$

Para este caso como se definió una estructura regular los factores de irregularidad que se debe utilizar son los que se describen a continuación:

- Irregularidad en planta: $\Phi_p = 1.00$
- Irregularidad en altura: $\Phi_a = 1.00$
- Ausencia de redundancia: $\Phi_r = 1.00$

Para poder elegir cada uno de los niveles de disipación de energía se debe cumplir con los requerimientos mínimos a continuación se presentan con detalle cada uno de las exigencias para DMI, DMO y DES.

2.2.1. Capacidad de disipación de energía mínima (DMI)

Para pórticos ordinarios resistentes a momento que es el sistema de resistencia sísmica definida para el proyecto se debe cumplir los siguientes requerimientos para poder utilizar el coeficiente de disipación de energía igual a 2.5 como se define en la Tabla 4.

- Las vigas deben tener al menos dos barras longitudinales continuas colocadas a lo largo de ambas caras (superior e inferior). Estas barras deberán anclarse en la cara exterior del apoyo y con diámetro mínimo nominal No. 4 (1/2") o 12M (12mm).
- Si el pilar tiene una altura libre menor a 5 veces la dimensión de análisis debe diseñarse para el cortante mayor que
 - La suma de cortantes asociados a las cargas gravitacionales mayoradas.
 - Cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga que incluyen la carga sísmica (E), considerando "E" el doble del valor obtenido por el análisis sísmico.

2.2.2. Capacidad de disipación de energía moderada (DMO)

Para determinar que la edificación tiene esta capacidad de disipación de energía se debe cumplir tanto los requerimientos definidos en 2.2.1 como los definidos a continuación:

- Resistencia mínima a la compresión del hormigón (f'_c) no debe ser menor a 21 MPa

2.2.2.1. DETALLES PARA VIGAS

- El ancho (b_w) no debe ser menor a 200 mm
- Máximo puede haber una excentricidad con respecto a el pilar de apoyo no puede ser mayor 25% del ancho del pilar.

Refuerzo longitudinal

- La cuantía máxima tanto en la cara superior o inferior no puede exceder 0.025 y la cuantía mínima no podrá ser menor que la ecuación (6).

$$A_{s,min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w \cdot d \quad (6)$$

Pero nunca menor a $1.4 \frac{b_w \cdot d}{f_y}$

- Resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser mayor a 1/3 de la resistencia a momento negativo. En el resto de la viga se debe reforzar la cara con menor esfuerzo mínimo con 1/5 de la cara opuesta de la misma sección.
- **NO** se permite solapes (empalmes) por traslapo dentro de los nudos refuerzo transversal
- Se debe generar una zona de confinamiento por lo menos en una distancia de 2h medida desde el borde del apoyo, con estribos de diámetro mínimo de No. 3 (3/8") o 10M (10mm). El primer estribo se debe ubicar a no más de 50 mm de la cara del pilar.
- Estos estribos deben ser estribos cerrados y no se deben separar a una distancia mayor a la menor de las siguientes definiciones.
 - $d/4$
 - 8 veces del diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña
 - 24 veces el diámetro del estribo cerrado de confinamiento
 - 300 mm
- En el resto de la viga debe disponer de estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos espaciado a no más de $d/2$.

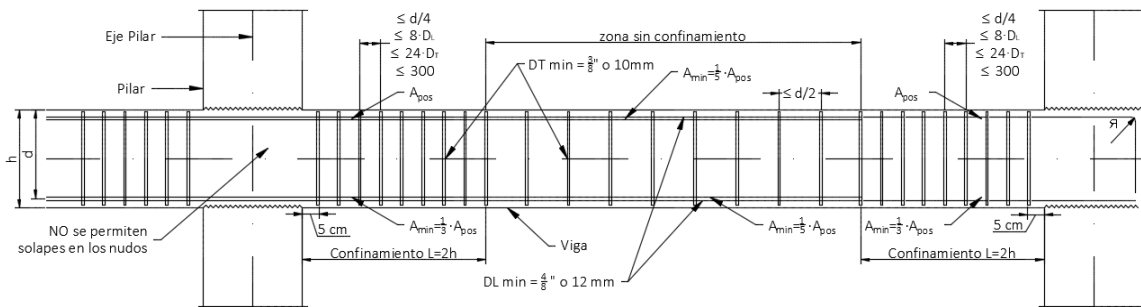


Figura 9: Detalle longitudinal estructural de VIGA para ductilidad DMO

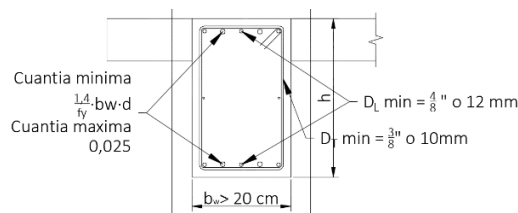


Figura 10: Detalle transversal estructural de VIGA para ductilidad DMO

2.2.2.2. DETALLES PARA PILARES

Refuerzo longitudinal

- La mínima dimensión de la sección de los pilares debe ser de 250 mm. Si la sección transversal es diferente a forma rectangular se permite una dimensión mínima de 200 mm, pero nunca deberá tener un área menor a 625 cm².
- El área de refuerzo longitudinal (A_{st}) debe estar entre el 1% y el 4% de la sección transversal bruta del pilar.
- Los solapes se permiten únicamente en la mitad central de la longitud del elemento y se deben diseñar todos como solapes a tracción.

Refuerzo transversal

- El refuerzo transversal debe ser de diámetro mínimo (D_T) de No. 3 (3/8") o 10M (10 mm), el espaciamiento máximo del refuerzo transversal en la misma sección debe ser 350mm centro a centro.
- El primer estribo de confinamiento debe estar a no más de $S_o/2$ de la cara del nudo.
- A menos que se requiera más refuerzo por los esfuerzos generados por las acciones sobre la edificación, se debe proporcionar en ambos extremos del elemento en una longitud " ℓ_o " estribos cerrados los cuales no deberán tener una separación " S_o " mayor a la menor de las siguientes definiciones.
 - 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
 - 16 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
 - 1/3 de la menor dimensión (c_1) de la sección transversal del pilar
 - 150mm
- La longitud de confinamiento " ℓ_o " está definida por la mayor entre las siguientes definiciones:
 - 1/6 de la luz libre del pilar
 - La mayor dimensión de la sección transversal del pilar
 - 500mm
- Además de cumplir el cortante requerido resultado de las combinaciones de carga, el área del acero transversal en la zona de confinamiento no puede ser menor que el mayor requerido entre las ecuaciones (7) y (8).

$$A_{sh} = 0.2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (7)$$

$$A_{sh} = 0.06 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} \quad (8)$$

- La separación del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento debe presentar la misma composición de esta zona y se debe tener una separación de 2 veces S_o .

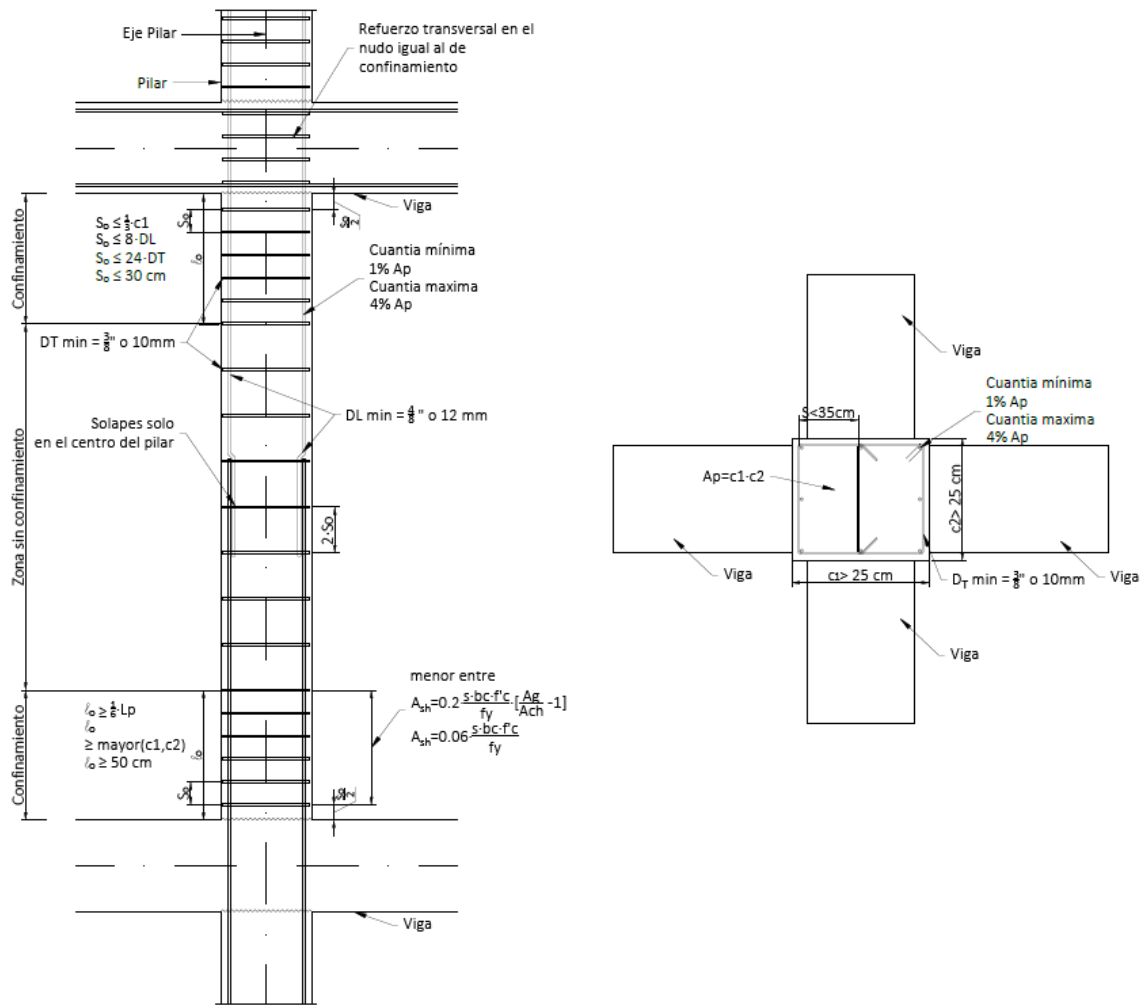


Figura 11: Detalle general estructural del PILAR para ductilidad DMO

- La resistencia mínima a flexión de los pilares debe satisfacer la ecuación (9).

$$\sum M_{nc} \geq \sum 1.2 M_{nb} \quad (9)$$

Donde,

$\sum M_{nc}$ = Suma de los momentos nominales de flexión de los pilares que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

$\sum M_{nb}$ = Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

La resistencia a flexión del pilar se debe calcular para el axil mayoreado, considerando la situación más crítica. Si esta condición no se cumple NO se debe tener en cuenta este pilar para el cálculo de la resistencia y la rigidez de la estructura. Y no se puede incumplir este requisito en más del 10% de los pilares del mismo piso.

2.2.3. Capacidad de disipación de energía especial (DES)

Para determinar que la edificación tiene esta capacidad de disipación de energía se debe cumplir tanto los requerimientos definidos en el numeral 2.2.1 y 2.2.2 como los definidos a continuación:

2.2.3.1. DETALLES PARA VIGAS

- El ancho (b_w) no debe ser menor que el más pequeño entre $0.30 h$ y 250 mm , y este ancho no debe exceder el ancho del pilar más una distancia a cada lado del borde del pilar que sea igual al menor entre:
 - Ancho del elemento de apoyo en dirección de análisis (c_2)
 - $0,75$ veces la dimensión del pilar perpendicular a la dirección de análisis (c_1)
- Máximo puede haber una excentricidad con respecto a el pilar de apoyo no puede ser mayor 25% del ancho del pilar.

Refuerzo longitudinal

- La cuantía máxima tanto en la cara superior o inferior no puede exceder 0.025 y la cuantía mínima no podrá ser menor que la ecuación (6).

$$\text{Pero nunca menor a } 1.4 \frac{b_w \cdot d}{f_y}$$

- Resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser mayor a $1/2$ de la resistencia a momento negativo. En el resto de la viga se debe reforzar la cara con menor esfuerzo mínimo con $1/4$ de la cara opuesta de la misma sección.
- Todos los solapes generados en las vigas deben estar confinados por medio de estribos cerrados. La separación de estos no debe exceder al menor entre $d/4$ o 100mm . Estos solapes NO se permiten:
 - Dentro de los nudos
 - En una distancia de $2h$ medida desde la cara del apoyo
 - Donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico (rotulas plásticas)

Refuerzo transversal

- Se debe generar una zona de confinamiento por lo menos en una distancia de $2h$ medida desde el borde del apoyo, con estribos de diámetro mínimo de No. 3 ($3/8''$) o 10M (10mm). El primer estribo se debe ubicar a no más de 50 mm de la cara del pilar.
- Estos estribos deben ser estribos cerrados y no se deben separar a una distancia mayor a la menor de las siguientes definiciones.
 - $d/4$
 - 8 veces del diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña
 - 24 veces el diámetro del estribo cerrado de confinamiento

- 300 mm

- En el resto de la viga debe disponer de estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos espaciados a no más de $d/2$.

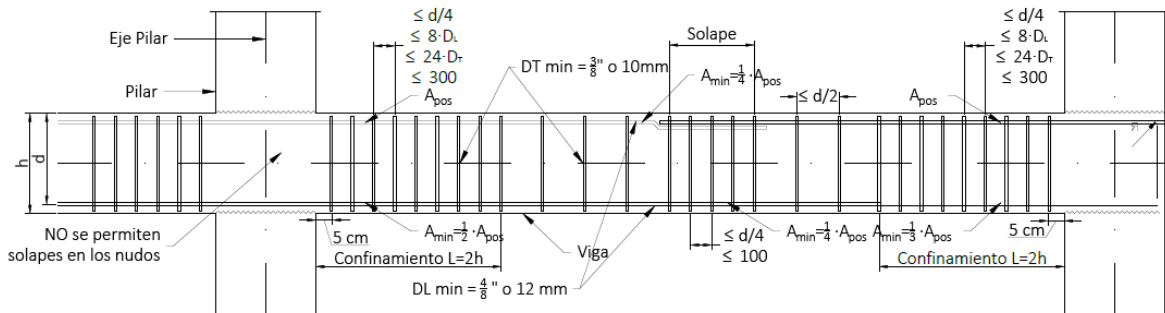


Figura 12: Detalle longitudinal estructural de VIGA para ductilidad DES

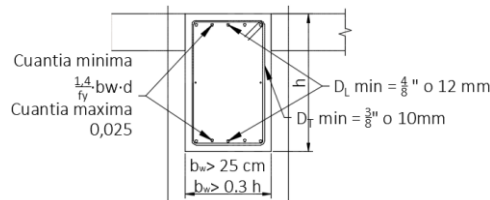


Figura 13: Detalle transversal estructural de VIGA para ductilidad DES

- En lugares donde se prevean rotulas plásticas el aporte del hormigón a cortante se debe suponer como nulo ($V_c = 0$) cuando:
 - El cortante calculado por sismo representa por lo menos el 50% de la resistencia máxima requerida a cortante en esas zonas.
 - La fuerza axial de compresión mayorada (P_u) incluyendo efectos sísmicos es menor a $\frac{A_g \cdot f'c}{20}$.

2.2.3.2. DETALLES PARA PILARES

Refuerzo longitudinal

- La mínima dimensión de la sección de los pilares debe ser de 300mm. Si la sección transversal es diferente a forma rectangular se permite una dimensión mínima de 250mm, pero nunca deberá tener un área menor a 900 cm².
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la perpendicular debe ser mayor a 0.40.
- El área de refuerzo longitudinal (A_{st}) debe estar entre el 1% y el 4% de la sección transversal bruta del pilar.
- Los solapes se permiten únicamente en la mitad central de la longitud del elemento y se deben diseñar todos como solapes a tracción.

Refuerzo transversal

- El refuerzo transversal debe ser de diámetro mínimo (D_T) de No. 3 (3/8") o 10M (10 mm), el espaciamiento máximo del refuerzo transversal en la misma sección debe ser 350mm centro a centro.
- El primer estribo de confinamiento debe estar a no más de $S_o/2$ de la cara del nudo.
- A menos que se requiera más refuerzo por los esfuerzos generados por las acciones sobre la edificación, se debe proporcionar en ambos extremos del elemento en una longitud " l_o " estribos cerrados los cuales no deberán tener una separación " S_o " mayor a la menor de las siguientes definiciones.
 - 6 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
 - 1/4 de la menor dimensión de la sección transversal del pilar
 - $S_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$; h_x = distancia horizontal entre ramas transversales
 - 150mm (no es necesario tomarlo menor a 100 mm)
- La longitud de confinamiento " l_o " está definida por la mayor entre las siguientes definiciones:
 - 1/6 de la luz libre del pilar
 - La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde pueda generarse rotulas plásticas
 - 450mm
- Además de cumplir el cortante requerido resultado de las combinaciones de carga, el área del acero transversal en la zona de confinamiento no puede ser menor que el mayor requerido entre las ecuaciones (10) y (11).

$$A_{sh} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (10)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} \quad (11)$$

- La separación del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento debe presentar la misma composición de esta zona y se debe tener una separación no mayor al menor entre:
 - 6 veces el diámetro de las barras longitudinales del pilar
 - 150 mm

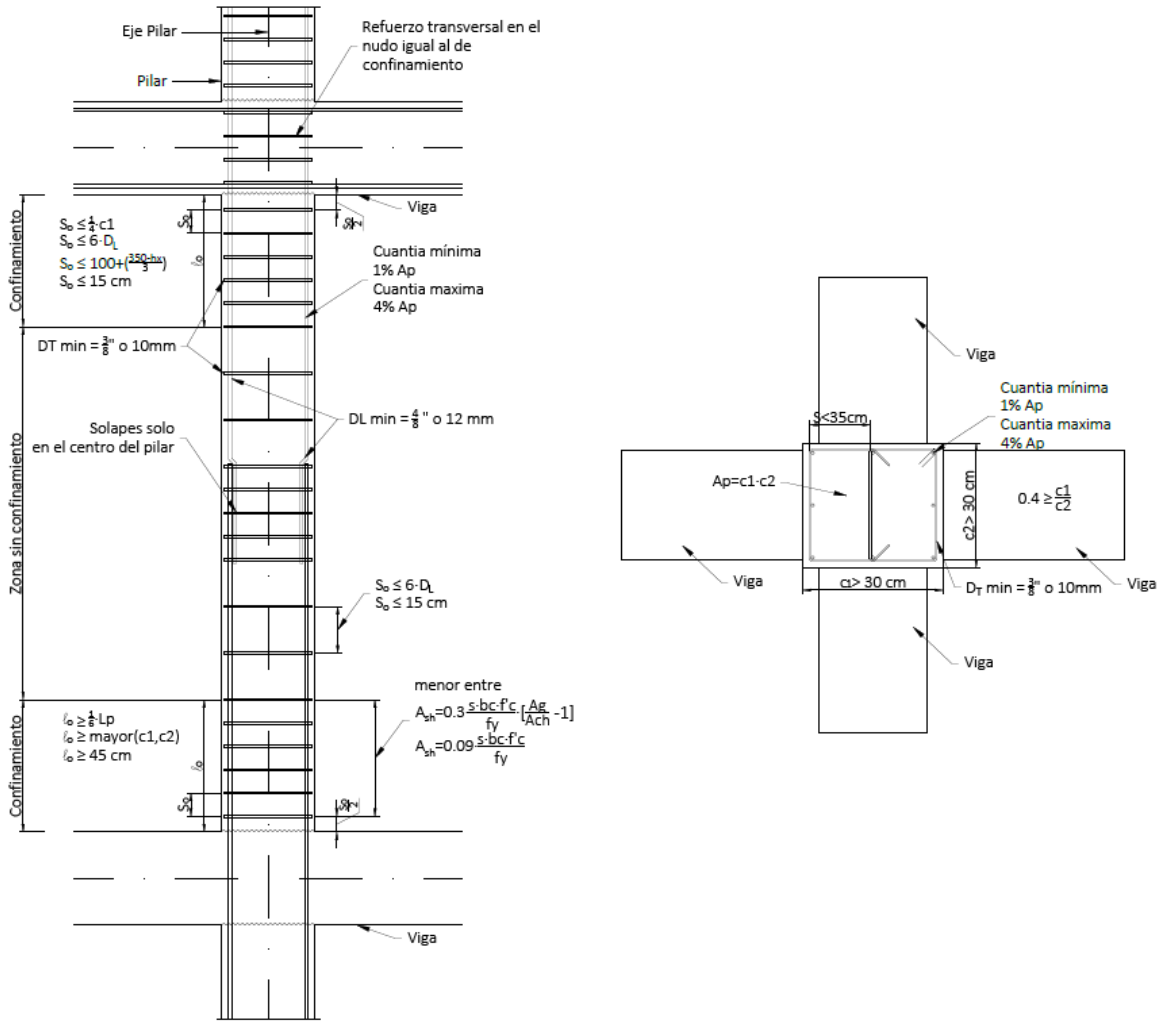


Figura 14: Detalle general estructural del PILAR para ductilidad DES

- La resistencia mínima a flexión de los pilares debe satisfacer la ecuación (9).

$$\sum M_{nc} \geq \sum 1.2 M_{nb} \quad (12)$$

Donde,

$\sum M_{nc}$ = Suma de los momentos nominales de flexión de los pilares que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

$\sum M_{nb}$ = Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

La resistencia a flexión del pilar se debe calcular para el axil mayoreado, considerando la situación más crítica. Si esta condición no se cumple NO se debe tener en cuenta este pilar para el cálculo de la resistencia y la rigidez de la estructura. Y no se puede incumplir este requisito en más del 10% de los pilares del mismo piso.

- En lugares de confinamiento " ℓ_o " el aporte del hormigón a cortante se debe suponer como nulo ($V_c = 0$) cuando:

- El cortante calculado por sismo representa por lo menos el 50% de la resistencia máxima requerida a cortante en esas zonas.
- La fuerza axial de compresión mayorada (P_u) incluyendo efectos sísmicos es menor a $\frac{A_g \cdot f'c}{20}$.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3. Análisis estructural

3.1. Espectro de diseño

“En forma general, podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento” (Crisafulli, 2002).

Para calcular el determinado cortante basal y las acciones que se va a ver sometida la estructura por la presencia del sismo de diseño se requiere determinar el espectro de diseño que para la NSR-10 está definido para un amortiguamiento del 5% del crítico. Y este depende de la ubicación del proyecto por factores como:

- Tipo de suelo
- Aceleración horizontal pico efectiva (A_a)
- Velocidad horizontal pico efectiva (A_v)

La NSR-10 como muchas normas a nivel mundial también suelen modificar mayorando este valor del espectro por un factor de “importancia” de la edificación, esto con el objetivo de reducir la posibilidad de que se exceda la probabilidad de diseño que está definida inicialmente en el numeral A.2.2.1 de 10% en un periodo de retorno de 50 años. Para el caso del proyecto al ser un proyecto tipo residencial este se define como “estructuras de ocupación normal” y el coeficiente de importancia es 1.0.

Para el proyecto se definieron las siguientes características:

Se ubica en Valledupar, Cesar con el objetivo de que tenga la mayor magnitud sísmica en el rango bajo de los niveles de amenaza sísmica estipulados por la NSR-10 (Tabla 5), ya que en este nivel se permite diseñar con los 3 tipos de ductilidad para este sistema estructural.

Tabla 5: Niveles de amenaza sísmico según A_a y A_v (NSR-10, 2010)

Nivel de amenaza sísmica		
Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de la figura A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0,5	10	Alta
0,45	9	Alta

Nivel de amenaza sísmica		
Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de la figura A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0,4	8	Alta
0,35	7	Alta
0,3	6	Alta
0,25	5	Alta
0,2	4	Intermedia
0,15	3	Intermedia
0,1	2	Baja
0,05	1	Baja

Con respecto al tipo de perfil de suelo del proyecto se define una velocidad de la onda de cortante media de 500 m/s siendo esta equivalente a un perfil de suelo tipo C según la tabla A.2.4-1 de la NSR-10.

Por último, se debe determinar los coeficientes de amplificación que afecta los la aceleración tanto en zonas de periodos cortos (F_a) como en las zonas de periodos largos (F_v). Estos coeficientes están en función de A_a y A_v y el tipo de perfil de suelo. Estos factores se obtienen de las tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 respectivamente de la NSR-10.

Tabla 6: Coeficiente de amplificación F_a (NSR-10, 2010)

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 7: Coeficiente de amplificación F_v (NSR-10, 2010)

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

En la Tabla 8 se presentan el resumen de todos los datos requeridos para el cálculo del espectro.

Los espectros de diseño sísmico están fraccionados en 3 franjas de periodo que dividen donde se tiene aceleración constante que corresponde a los periodos cortos, velocidad constante y desplazamientos constantes donde se encuentran los periodos más grandes. Estas zonas están limitadas por las siguientes ecuaciones.

$$T_c = 0.48 \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a} \quad (13)$$

T_c = límite entre la zona de aceleración constante y velocidad constante, que al mismo tiempo separa entre periodos cortos y periodos largos según la NSR-10.

$$T_L = 2.40 \cdot F_v \quad (14)$$

T_L = Transición entre la zona de velocidad constante y la zona de desplazamiento constante del espectro de diseño.

Tabla 8: Coeficientes para espectro sísmico

Coeficientes del espectro	
Factor	Valor
A_a	0,10
A_v	0,10
F_a	1,20
F_v	1,70
I	1,00
$T_c(13)$	0,68
$T_L(14)$	4,08

Finalmente se presenta el espectro final de diseño para el proyecto.

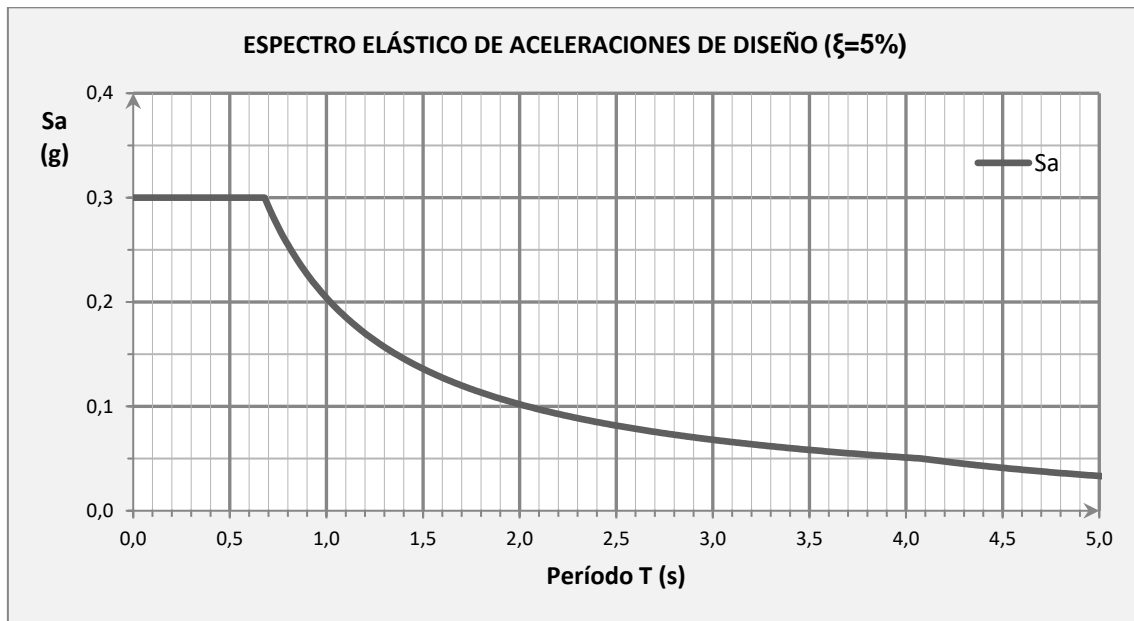


Figura 15: Espectro elástico de aceleraciones de diseño.

3.2. Fuerza horizontal equivalente (FHE)

Este método consiste en un análisis estático lineal de la estructura, para el trabajo es importante su cálculo porque, aunque para el cálculo de las acciones sísmicas se utilizara el método de análisis dinámico elástico espectral el valor de cortante basal obtenido en este método no puede ser menor que un porcentaje del obtenido en el análisis de fuerza horizontal equivalente según el numeral A.5.4.5 “Ajustes de los resultados” esto se explica con mayor detalle en el numeral 3.3 del presente trabajo.

Este cálculo se hace 1 vez manualmente para comparar y confirmar resultados con respecto al análisis ejecutado por CYPECAD. El modelo escogido para este cálculo es el de menor ductilidad (DMI) por ser el primer modelo calculado.

3.2.1. Periodo fundamental de la edificación

El periodo fundamental de la estructura (T) es dependiente netamente de las propiedades del sistema de resistencia sísmica en cada una de las direcciones de análisis. Este periodo real de la edificación se puede determinar por medio modelo matemático linealmente elástico de la edificación el cual se determinará en el numeral 3.3 Análisis dinámico elástico espectral.

Pero las normativas presentan fórmulas de periodos aproximados para hacer un cálculo previo de los esfuerzos sobre la edificación debido al sismo. Con respecto a la NSR-10 plantea dos fórmulas para este cálculo una que funciona para todo tipo de sistema estructural (en función de Ct y α según el sistema elegido).

$$T_{\alpha} = C_t \cdot h^{\alpha} \quad (15)$$

Donde,

Tabla 9: Parámetros C_t y α para cálculo del periodo aproximado T_a (NSR-10, 2010)

**Tabla A.4.2-1
Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a**

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Y otra función limitada netamente a sistemas basados en pórticos resistentes a momento de hormigón armado o acero con limitación máxima de 12 pisos y altura máxima de cada una de las plantas de 3 metros.

$$T_a = 0.1 N \quad (16)$$

Siendo,

N = Número de plantas de la edificación.

Y se hace el cálculo de este método porque la NSR-10 en el numeral A.4.2.2 exige que el periodo fundamental de la estructura (T) nunca puede ser mayor a $C_u \cdot T_a$

Donde,

C_u = coeficiente para calcular el periodo máximo de la estructura, y está definido por la ecuación (17)

$$C_u = 1.75 - 1.2 \cdot A_v \cdot F_v \quad (17)$$

Con la ecuación (15) tomando valores de $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$ por tener un sistema de pórticos resistente a momento se calcula un periodo de diseño de $T_a = 1.15$ s con el cual se calculará el factor de aceleración del espectro de diseño.

3.2.1. Cortante basal estático (Vs)

El método de la FHE consiste en hacer el cálculo del cortante sísmico en la base (Vs) generados por los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño y posteriormente se debe calcular la distribución de este cortante en cada una de las plantas de la edificación. Este cortante se debe calcular para cada una de las direcciones de diseño.

$$V_s = S_a \cdot g \cdot M \quad (18)$$

Siendo,

S_a = el valor del espectro de aceleraciones de diseño para un determinado periodo.

g = aceleración debido a la gravedad (9.8 m/s)

M = Masa total de la edificación, incluyendo tanto los elementos estructurales como los elementos no estructurales, en este caso no se deben adicionar ninguna fracción de la sobre carga puesto que la norma solo lo exige que se tenga en cuenta el 25% para diseño de bodegas o depósitos [kg].

Ya definido en el numeral 3.1 el espectro de diseño y el periodo inicial de cálculo (T_a) se obtiene que el valor de $S_a = 0.177$, ahora se define en la Tabla 10 la masa y el peso que interviene en el análisis sísmico por plantas y total del proyecto.

Tabla 10: Calculo de masa y peso total de la edificación

Masa total de la edificación							
planta	Hormigón (m3)	Acero (kg)	CM (kg/m ²)	Superficie (m ²)	Fachadas (kg)	Masa (kg)	Peso (kN)
10	73,74	7.128	200	392,68	89.740	359.754	3525,6
9	74,43	9.816	240	392,68	89.740	379.874	3722,8
8	74,43	10.751	240	392,68	89.740	380.809	3731,9
7	75,35	11.633	240	392,68	89.740	383.991	3763,1
6	79,07	12.438	240	391,67	89.740	393.854	3859,8
5	82,13	12.862	240	391,82	89.740	401.964	3939,2
4	82,13	13.176	240	391,82	89.740	402.278	3942,3
3	85,62	13.439	240	391,07	89.740	411.086	4028,6
2	85,91	14.891	240	375,47	89.740	409.519	4013,3
1	84	20.785	240	375,47	89.740	410.638	4024,3
	796,81	126.919				3.933.766	38550,9

se obtiene un cortante basal estático según ecuación (18) igual a:

$$V_s = \frac{0.177 \cdot 9.8 \cdot 3933766}{1000} = 6830,47 \text{ kN}$$

3.2.2. Fuerzas horizontales por planta (DMI)

Como se definió previamente el análisis este cálculo se presentará para el modelo de capacidad de ductilidad mínima (DMI), como lo define el numeral A.4.3 de la NSR-10 las fuerzas horizontales en cada planta es una fracción del cortante basal calculado en numeral 3.2.1 definido por:

$$F_x = C_{vx} \cdot V_s \tag{19}$$

C_{vx} es el coeficiente de distribución de cortante basal estático y la norma lo define como:

$$C_{vx} = \frac{m_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot h_i^k} \quad (20)$$

Donde,

k está en función del periodo fundamenta de la estructura:

$$\begin{aligned} T \leq 0.5 &\rightarrow k = 1.0 \\ 0.5 < T < 2.5 &\rightarrow k = 0.75 + 0.5 \cdot T \\ 2.5 < T &\rightarrow k = 2 \end{aligned} \quad (21)$$

$m_{x,i}$ = Masa del nivel de análisis, incluyendo peso propio y cargas muertas (kg)

$h_{x,i}$ = altura del nivel de análisis con respecto a la base de la estructura (m)

Como en las dos direcciones de análisis se tiene el mismo periodo inicial y tanto las masas como las alturas son iguales solo es necesario hacer un análisis general de la edificación en se presenta el resumen de estos cálculos.

Tabla 11: Calculo de Las Fuerzas Horizontales Equivalentes (FHE)

Nivel	Masa (kg)	altura nivel (m)	altura acum. (m)	$m_i \cdot h_i^k$ (kg·m)	C_{vi} (20)	F_x (19) (kN)	E_x (4) (kN)	V_x (kN)
10	359.754,00	3,50	35,00	39.984.879,38	0,1951	1.332,38	532,95	532,95
9	379.874,20	3,50	31,50	36.719.882,45	0,1791	1.223,59	489,43	1.022,39
8	380.809,20	3,50	28,00	31.491.389,50	0,1536	1.049,36	419,74	1.442,13
7	383.991,20	3,50	24,50	26.605.188,08	0,1298	886,54	354,62	1.796,75
6	393.853,80	3,50	21,00	22.247.212,62	0,1085	741,33	296,53	2.093,28
5	401.963,80	3,50	17,50	17.832.505,13	0,0870	594,22	237,69	2.330,97
4	402.277,80	3,50	14,00	13.278.398,97	0,0648	442,47	176,99	2.507,95
3	411.085,80	3,50	10,50	9.268.475,29	0,0452	308,85	123,54	2.631,49
2	409.518,80	3,50	7,00	5.395.463,35	0,0263	179,79	71,92	2.703,41
1	410.637,80	3,50	3,50	2.159.479,49	0,0105	71,96	28,78	2.732,19
Σ	3.933.766,40	35,00		204.982.874,27		6.830,47	2.732,19	

V_x = es el cortante basal equivalente para cada planta

$$V_x = \sum_{i=10}^n E_{x,n}$$

Donde,

n = número de planta de análisis.

Ahora se presentan los datos obtenidos del cálculo de CYPECAD para hacer la comparativa de resultados. En la Tabla 12 se presentan los resultados del cálculo del coeficiente de distribución del cortante basal.

Tabla 12: Coeficiente de distribución de cortante basal calculado por CYPECAD (DMI)

Planta	w_i (kN)	h_i (m)	C_{i,x}	C_{i,y}
CUBIERTA	3.421,6	35,0	0,190	0,190
planta 9	3.754,9	31,5	0,181	0,181
planta 8	3.754,9	28,0	0,155	0,155
planta 7	3.783,9	24,5	0,131	0,131
planta 6	3.841,3	21,0	0,108	0,108
planta 5	3.958,7	17,5	0,088	0,088
planta 4	3.956,8	14,0	0,065	0,065
planta 3	4.011,1	10,5	0,045	0,045
planta 2	3.972,6	7,0	0,026	0,026
planta 1	3.919,4	3,5	0,010	0,010

y en la Tabla 13 se presenta el cálculo de la fuerza horizontal equivalente reducida por ductilidad (Ex) y el cortante equivalente de diseño por planta (Vx).

Tabla 13: Calculo de fuerza y cortante equivalente por planta calculado por CYPECAD (DMI)

Planta	C_{i,x}	C_{i,y}	Q_{i,x} (kN)	V_{i,x} (kN)	Q_{i,y} (kN)	V_{i,y} (kN)
CUBIERTA	0,190	0,190	516,17	516,17	516,17	516,17
planta 9	0,181	0,181	492,56	1008,73	492,56	1008,73
planta 8	0,155	0,155	421,32	1430,06	421,32	1430,06
planta 7	0,131	0,131	355,67	1785,72	355,67	1785,72
planta 6	0,108	0,108	294,29	2080,01	294,29	2080,01
planta 5	0,088	0,088	238,14	2318,15	238,14	2318,15
planta 4	0,065	0,065	177,04	2495,19	177,04	2495,19
planta 3	0,045	0,045	122,54	2617,73	122,54	2617,73
planta 2	0,026	0,026	70,88	2688,61	70,88	2688,61
planta 1	0,010	0,010	27,88	2716,49	27,88	2716,49

Se obtienen casi los mismos resultados finales entre los cálculos manuales y los cálculos de CYPECAD, la pequeña diferencia que se obtiene es debido a las diferencias en los valores en el cálculo de los pesos de cada planta.

3.2.3. Fuerzas horizontales por planta (DMO)

Como en el numeral anterior ya se detalló el cálculo de estas fuerzas para la capacidad de disipación de energía mínima en este y el siguiente numeral solo se anexarán los resultados obtenidos por CYPECAD con respecto a las fuerzas generadas por el sismo.

Tabla 14: Coeficiente de distribución de cortante basal calculado por CYPECAD (DMO)

Planta	w_i (kN)	h_i (m)	C_{i,x}	C_{i,y}
CUBIERTA	3.407	35,0	0,192	0,192
planta 9	3.731	31,5	0,183	0,183
planta 8	3.731	28,0	0,156	0,156
planta 7	3.731	24,5	0,131	0,131
planta 6	3.762	21,0	0,108	0,108
planta 5	3.812	17,5	0,086	0,086
planta 4	3.831	14,0	0,064	0,064
planta 3	3.902	10,5	0,044	0,044
planta 2	3.926	7,0	0,026	0,026
planta 1	3.908	3,5	0,010	0,010

Tabla 15: Calculo de fuerza y cortante equivalente por planta calculado por CYPECAD (DMO)

Planta	C_{i,x}	C_{i,y}	Q_{i,x} (kN)	V_{i,x} (kN)	Q_{i,y} (kN)	V_{i,y} (kN)
CUBIERTA	0,192	0,192	256,3	256,3	256,3	256,3
planta 9	0,183	0,183	244,06	500,36	244,06	500,36
planta 8	0,156	0,156	208,76	709,12	208,76	709,12
planta 7	0,131	0,131	174,87	883,99	174,87	883,99
planta 6	0,108	0,108	143,74	1027,73	143,74	1027,73
planta 5	0,086	0,086	114,36	1142,09	114,36	1142,09
planta 4	0,064	0,064	85,48	1227,57	85,48	1227,57
planta 3	0,044	0,044	59,44	1287,02	59,44	1287,02
planta 2	0,026	0,026	34,93	1321,94	34,93	1321,94
planta 1	0,01	0,01	13,86	1335,81	13,86	1335,81

3.2.4. Fuerzas horizontales por planta (DES)

Tabla 16: Coeficiente de distribución de cortante basal calculado por CYPECAD (DES)

Planta	w_i (kN)	h_i (m)	C_{i,x}	C_{i,y}
CUBIERTA	3.399,1	35,0	0,192	0,192
planta 9	3.715,7	31,5	0,183	0,183
planta 8	3.715,7	28,0	0,156	0,156
planta 7	3.719,1	24,5	0,131	0,131
planta 6	3.758,2	21,0	0,108	0,108
planta 5	3.812,2	17,5	0,086	0,086
planta 4	3.810,9	14,0	0,064	0,064
planta 3	3.819,0	10,5	0,044	0,044
planta 2	3.895,1	7,0	0,026	0,026
planta 1	3.894,9	3,5	0,010	0,010

Tabla 17: Calculo de fuerza y cortante equivalente por planta calculado por CYPECAD (DES)

Planta	C_{i,x}	C_{i,y}	Q_{i,x} (kN)	V_{i,x} (kN)	Q_{i,y} (kN)	V_{i,y} (kN)
CUBIERTA	0,192	0,192	182,38	182,38	182,38	182,38
planta 9	0,183	0,183	173,37	355,75	173,37	355,75
planta 8	0,156	0,156	148,29	504,04	148,29	504,04
planta 7	0,131	0,131	124,33	628,37	124,33	628,37
planta 6	0,108	0,108	102,41	730,78	102,41	730,78
planta 5	0,086	0,086	81,57	812,34	81,57	812,34
planta 4	0,064	0,064	60,65	872,99	60,65	872,99
planta 3	0,044	0,044	41,5	914,49	41,5	914,49
planta 2	0,026	0,026	24,72	939,2	24,72	939,2
planta 1	0,01	0,01	9,86	949,06	9,86	949,06

3.3. Análisis dinámico elástico espectral

3.3.1. Descripción del método

El análisis dinámico por el método “modal espectral” es el más utilizado a nivel mundial en cuanto al cálculo de fuerzas sísmicas sobre edificaciones se refiere, esto es porque está basado en espectros sísmicos (Figura 15) que están definidos y normalizados en cada país. Para este método se requiere definir los modos (ϕ_i) y frecuencias (ω_i) naturales del sistema de múltiples grados de libertad.

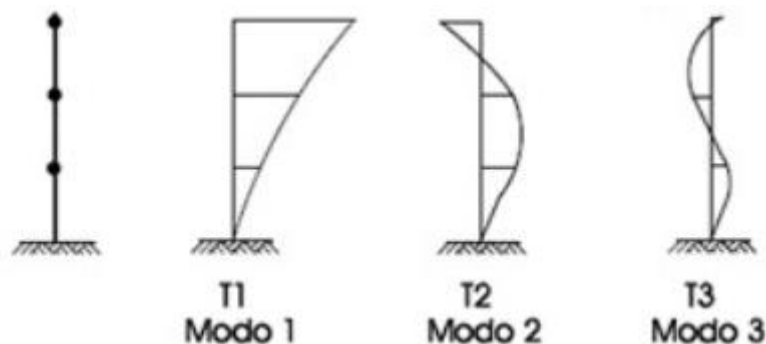


Figura 16: Representación gráfica de los MODOS para cada Periodo

Posterior a definir los modos y los periodos de la edificación se debe leer el valor equivalente de aceleración en el espectro para cada uno de los periodos. Y con esto se podrá definir las cargas equivalentes que genera cada modo.

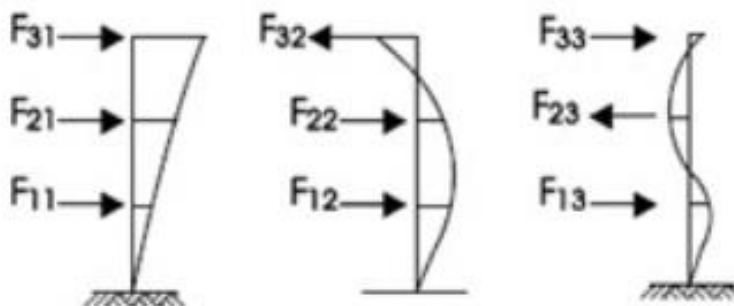


Figura 17: Representación de las Fuerzas generadas en cada MODO

Al final para obtener las respuestas máximas (derivadas, fuerzas, deflexiones) se debe hacer una combinación de modos que la NSR 10 dice que se permite hacer por medio del método de la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados SRSS (Square Root of the Sum of the Squares).

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^r S_i^2} \quad (22)$$

O por cualquier otro método debidamente sustentado como por ejemplo la combinación cuadrática completa conocido como CQC (Complete Quadratic Combination) que es un análisis más completo y corrige los errores que se llegan a obtener en el SRSS cuando los periodos varían menos del 10% entre ellos. Este método es el que usa CYPECAD.

Este es el procedimiento resumido para el análisis modal espectral, pero todo este cálculo es un análisis matricial que está en función de la matriz de masas y la matriz de rigidez de la estructura el cual para grandes edificaciones es complejo el cálculo a mano.

Por esto para el análisis del proyecto se utiliza CYPECAD como herramienta de cálculo, aunque a continuación se resumirá las respectivas exigencias de la NSR-10 para este cálculo y las respectivas correcciones que se deben hacer con respecto a los resultados obtenidos en numeral 3.2 Fuerza horizontal equivalente (FHE).

3.3.2. Requerimientos de uso para NSR-10

- Numero de modos de Vibración

Se deben incluir al análisis todos los modos que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura, se define que para cumplir este requerimiento se deben incluir todos los modos hasta que se haya alcanzado una participación de masas del **90%** de la estructura en cada una de las direcciones de análisis.

- Ajustes de los resultados

El cortante dinámico total en la base (V_{tj}) después de realizar la combinación modal se debe comparar con el cortante basal estático (V_s) calculado en el método de la Fuerza horizontal equivalente (FHE) y este no podrá ser menor al 90% si la estructura es irregular y al 80% si la estructura se define como regular.

- Para el cálculo del cortante basal estático el periodo fundamenta de la estructura no podrá ser mayor a $C_u \cdot T_a$ donde T_a es el periodo del cálculo inicial y C_u está definido por la ecuación (17).

Cuando el cortante dinámico sea menor al cortante estático se debe corregir este en función de la relación de sus diferencias como se define a continuación:

- Estructuras regulares

$$0,80 \cdot \frac{V_s}{V_{tj}} \quad (23)$$

- Estructuras irregulares

$$0,90 \cdot \frac{V_s}{V_{tj}} \quad (24)$$

Si el cortante basal dinámico es mayor que el cortante basal estático la NSR 10 permite reducir este para el cálculo de la misma manera proporcional, pero esto ya queda a juicio del diseñador.

3.3.3. Análisis Dinámico para modelo DMI

3.3.3.1. Periodos de la edificación y Participación de masas

Para cumplir con el requisito del 90% de la participación de masa fue suficiente con 7 modos en dirección X y 8 Modos en dirección Y. aunque si se es preciso se puede observar que los la cantidad de modos que aporta con importancia al cálculo son 3 para cada una de las direcciones.

Siendo el modo 1, 4 y 7 para la dirección X y el modo 2, 5 y 8 para la dirección Y.

Tabla 18: Resumen de periodos y participaciones de masa (DMI)

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X	Hipótesis Y
Modo 1	1,946	0,999	0,0314	0,0317	75,37%	0,07%	R = 2,5 A = 0,411	R = 2,5 A = 0,411
Modo 2	1,881	0,0307	0,9963	0,0806	0,07%	76,17%	R = 2,5 A = 0,426	R = 2,5 A = 0,426
Modo 3	1,514	0,0046	0,0112	1,0000	0,01%	0,00%	R = 2,5 A = 0,529	R = 2,5 A = 0,529
Modo 4	0,681	0,9671	0,0027	0,2542	12,48%	0,00%	R = 2,5 A = 1,156	R = 2,5 A = 1,156
Modo 5	0,594	0,0027	0,9981	0,0619	0,00%	12,38%	R = 2,5 A = 1,177	R = 2,5 A = 1,177
Modo 6	0,480	0,0003	0,0006	1,0000	0,00%	0,00%	R = 2,5 A = 1,177	R = 2,5 A = 1,177
Modo 7	0,380	0,8837	0,0007	0,4681	4,71%	0,00%	R = 2,5 A = 1,177	R = 2,5 A = 1,177
Modo 8	0,328	0,0014	0,9987	0,0501	0,00%	4,57%	R = 2,5 A = 1,177	R = 2,5 A = 1,177
Total					92,64%	93,19%		

Siendo,

T = periodo fundamental para cada modo i

L_x, L_y = Coeficiente de participación normalizado en cada dirección de análisis

L_{gz} = Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional

M_x, M_y = Porcentaje de participación de masas para cada modo i en cada dirección

R = Coeficiente de ductilidad utilizado para el calculo

A = Coeficiente de aceleración de cálculo en función de cada periodo i, tomado del espectro, este coeficiente esta reducido por el coeficiente de ductilidad.

3.3.3.2. Cortante basal por modo y total

Este cortante basal dinámico como se dijo previamente fue calculado por el método de combinación cuadrática completa (QCQ).

Tabla 19: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección X (DMI)

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V _x (kN)	V _{d,x} (kN)
Sismo X1	Modo 1	1.215,18	1.365,40
	Modo 2	1,22	
	Modo 3	0,95	
	Modo 4	565,57	
	Modo 5	0,00	
	Modo 6	0,01	
	Modo 7	217,23	
	Modo 8	0,00	

Tabla 20: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección Y (DMI)

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V _y (kN)	V _{d,y} (kN)
Sismo Y1	Modo 1	1,20	1.423.756,00
	Modo 2	1.277,93	
	Modo 3	1,42	
	Modo 4	0,00	
	Modo 5	574,40	
	Modo 6	0,03	
	Modo 7	0,00	
	Modo 8	212,09	

3.3.3.3. Corrección cortante basal

Como se dijo previamente el cortante basal dinámico debe ser corregido con respecto al cortante basal estático como lo especifica la NSR-10 esto se hará por medio de la ecuación (23) ya que la edificación es regular.

Tabla 21: Factor de modificación del cortante basal (DMI)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,x1} \geq 0.80 \cdot V_{s,x}$ 1365.396 kN \geq 2173.195 kN	1.59
Sismo Y1	$V_{d,y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,y}$ 1423.756 kN \geq 2173.195 kN	1.53

Como se obtienen valores de cortante basal dinámico menores a al 80% de los estáticos estos se deben mayorar multiplicándolos por el Factor de modificación presentado en la Tabla 21 para tener un cortante de diseño en las dos direcciones de 2174 kN.

3.3.3.4. Cortante sísmico y fuerza sísmica equivalente por planta

- Análisis con la hipótesis de carga con el sismo en dirección X

Tabla 22: Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DMI)

Planta	SIN FACTOR DE MODIFICACIÓN				CON FACTOR DE MODIFICACIÓN			
	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
CUBIERTA	338,85	338,85	12,38	12,38	538,78	538,78	19,68	19,68
planta 9	586,74	260,35	24,89	12,52	932,92	413,96	39,58	19,91
planta 8	738,66	217,07	36,25	11,38	1.174,47	345,14	57,64	18,10
planta 7	845,94	229,34	46,33	10,12	1.345,05	364,65	73,67	16,09
planta 6	936,40	236,17	55,04	8,77	1.488,87	375,52	87,51	13,95
planta 5	1.026,29	245,24	62,33	7,40	1.631,80	389,93	99,11	11,77
planta 4	1.129,07	253,75	67,98	5,75	1.795,22	403,46	108,09	9,14
planta 3	1.237,47	236,56	72,06	4,17	1.967,57	376,13	114,57	6,64
planta 2	1.325,27	167,92	74,44	2,46	2.107,18	267,00	118,35	3,91
planta 1	1.365,40	70,62	75,64	1,23	2.170,98	112,29	120,26	1,96

A continuación, se muestra gráficamente la forma de las fuerzas sísmicas equivalentes (corregidas por el factor de modificación) para el sismo en dirección X.

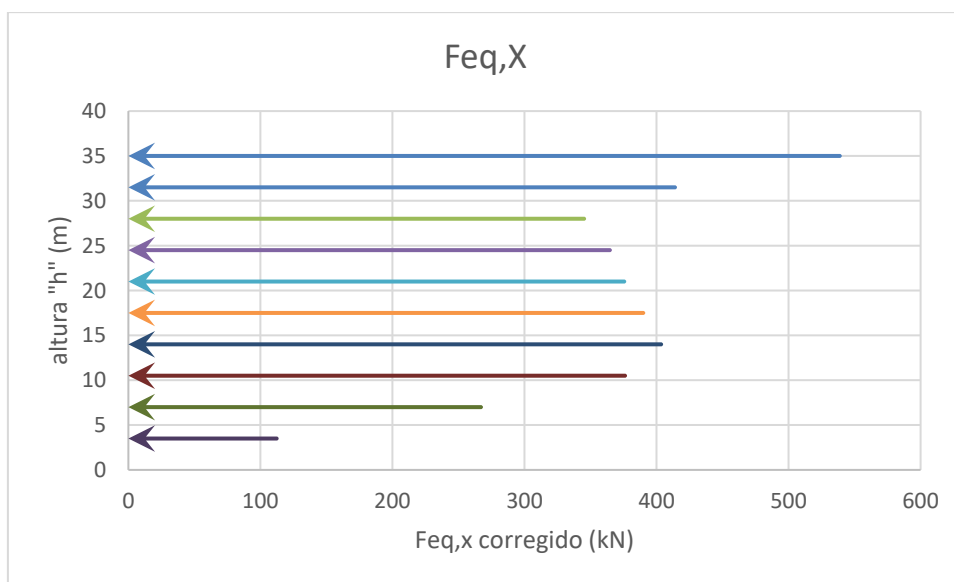


Figura 18: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido X (DMI)

- Análisis con la hipótesis de carga con el sismo en dirección Y

Tabla 23 Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DMI)

Planta	SIN FACTOR DE MODIFICACIÓN				CON FACTOR DE MODIFICACIÓN			
	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
CUBIERTA	12,43	12,43	347,73	347,73	19,76	19,76	552,90	552,90
planta 9	25,17	12,75	600,73	265,60	40,02	20,28	955,15	422,31
planta 8	36,80	11,64	762,00	220,07	58,50	18,51	1.211,58	349,91
planta 7	47,07	10,32	877,22	228,89	74,84	16,41	1.394,78	363,93
planta 6	55,83	8,85	975,17	239,58	88,77	14,07	1.550,52	380,94
planta 5	63,18	7,46	1.070,06	250,12	100,46	11,86	1.701,40	397,69
planta 4	68,85	5,78	1.175,08	258,45	109,47	9,19	1.868,38	410,94
planta 3	72,86	4,11	1.286,24	245,36	115,84	6,54	2.045,12	390,12
planta 2	75,16	2,37	1.377,62	178,07	119,50	3,76	2.190,41	283,13
planta 1	76,10	0,97	1.423,76	79,08	121,00	1,53	2.263,77	125,74

A continuación, se muestra gráficamente la forma de las fuerzas sísmicas equivalentes (corregidas por el factor de modificación) para el sismo en dirección Y.

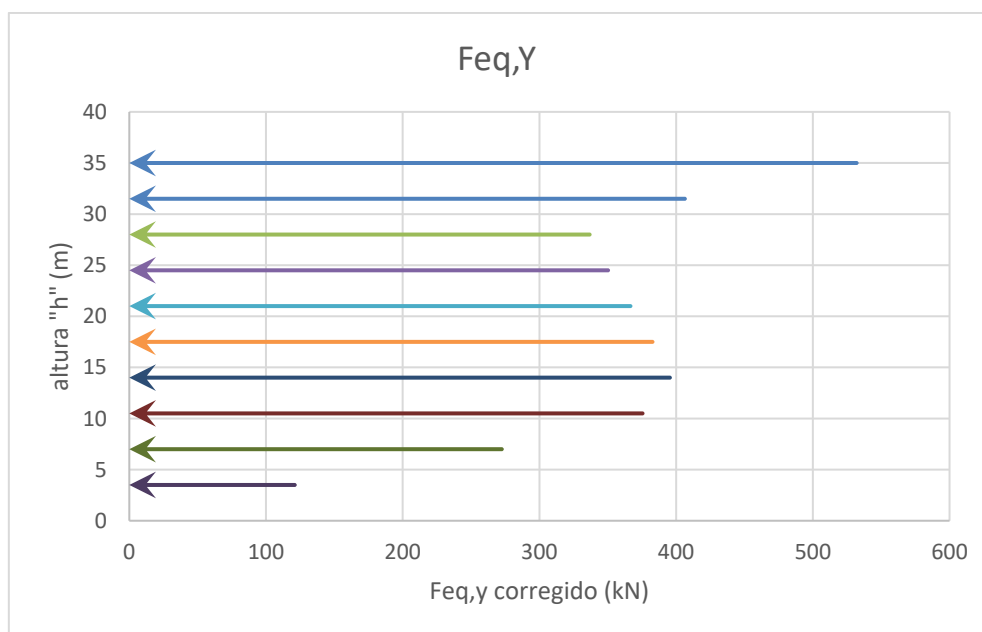


Figura 19: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido Y (DMI)

3.3.4. Análisis Dinámico para modelo DMO

3.3.4.1. Periodos de la edificación y Participación de masas

Para cumplir con el requisito del 90% de la participación de masa fue suficiente con 7 modos en dirección X y 8 Modos en dirección Y.

Tabla 24: Resumen de periodos y participaciones de masa (DMO)

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X	Hipótesis Y
Modo 1	2,037	0,963	0,026	0,27	74,92%	0,05%	R = 5 A = 0,196	R = 5 A = 0,196
Modo 2	1,983	0,026	0,998	0,06	0,05%	76,08%	R = 5 A = 0,202	R = 5 A = 0,202
Modo 3	1,593	0,004	0,011	1,00	0,07%	0,00%	R = 5 A = 0,251	R = 5 A = 0,251
Modo 4	0,689	0,976	0,003	0,22	12,53%	0,00%	R = 5 A = 0,575	R = 5 A = 0,575
Modo 5	0,604	0,003	0,998	0,06	0,00%	12,06%	R = 5 A = 0,589	R = 5 A = 0,589
Modo 6	0,483	0,001	0,001	1,00	0,00%	0,00%	R = 5 A = 0,589	R = 5 A = 0,589
Modo 7	0,388	0,948	0,001	0,32	5,02%	0,00%	R = 5 A = 0,589	R = 5 A = 0,589
Modo 8	0,337	0,001	0,999	0,05	0,00%	4,75%	R = 5 A = 0,589	R = 5 A = 0,589
Total					92,59%	92,94%		

Siendo,

T = periodo fundamental para cada modo i

L_x, L_y = Coeficiente de participación normalizado en cada dirección de análisis

L_{gz} = Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional

M_x, M_y = Porcentaje de participación de masas para cada modo i en cada dirección

R = Coeficiente de ductilidad utilizado para el calculo

A = Coeficiente de aceleración de cálculo en función de cada periodo i, tomado del espectro, este coeficiente esta reducido por el coeficiente de ductilidad.

3.3.4.2. Cortante basal por modo y total

Este cortante basal dinámico como se dijo previamente fue calculado por el método de combinación cuadrática completa (QCQ).

Tabla 25: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección X (DMO)

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V _x (kN)	V _{d,x} (kN)
Sismo X1	Modo 1	567,42	645,73
	Modo 2	0,41	
	Modo 3	1,01	
	Modo 4	277,99	
	Modo 5	0,00	
	Modo 6	0,02	
	Modo 7	114,00	
	Modo 8	0,00	

Tabla 26: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección Y (DMO)

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V _y (kN)	V _{d,y} (kN)
Sismo Y1	Modo 1	0,40	667.907,00
	Modo 2	595,44	
	Modo 3	0,55	
	Modo 4	0,00	
	Modo 5	275,16	
	Modo 6	0,01	
	Modo 7	0,00	
	Modo 8	108,31	

3.3.4.3. Corrección cortante basal

Como se dijo previamente el cortante basal dinámico debe ser corregido con respecto al cortante basal estático como lo especifica la NSR-10 esto se hará por medio de la ecuación (23) ya que la edificación es regular.

Tabla 27: Factor de modificación del cortante basal (DMO)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,x1} \geq 0.80 \cdot V_{s,x}$ 645.732 kN \geq 1068.647 kN	1.65
Sismo Y1	$V_{d,y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,y}$ 667.907 kN \geq 1068.647 kN	1.60

Como se obtienen valores de cortante basal dinámico menores a al 80% de los estáticos estos se deben mayorar multiplicándolos por el Factor de modificación presentado en la Tabla 21 para tener un cortante de diseño en las dos direcciones de 1069 kN.

3.3.4.4. Cortante sísmico y fuerza sísmica equivalente por planta

- Análisis con la hipótesis de carga con el sismo en dirección X

Tabla 28: Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DMO)

Planta	SIN FACTOR DE MODIFICACIÓN				CON FACTOR DE MODIFICACIÓN			
	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
CUBIERTA	163,87	163,87	4,95	4,95	270,39	270,39	7,92	7,92
planta 9	282,49	124,57	9,96	5,01	466,11	205,54	15,93	8,02
planta 8	353,55	103,53	14,54	4,59	583,35	170,82	23,26	7,34
planta 7	402,15	110,89	18,60	4,09	663,55	182,97	29,76	6,54
planta 6	443,29	115,44	22,11	3,55	731,43	190,47	35,37	5,68
planta 5	483,32	118,18	25,00	2,95	797,47	194,99	40,00	4,72
planta 4	530,30	124,27	27,23	2,29	874,99	205,05	43,57	3,67
planta 3	581,65	117,35	28,82	1,65	959,73	193,62	46,12	2,64
planta 2	625,33	85,31	29,75	0,97	1.031,79	140,76	47,60	1,55
planta 1	645,73	36,39	30,20	0,46	1.065,46	60,04	48,32	0,74

A continuación, se muestra gráficamente la forma de las fuerzas sísmicas equivalentes (corregidas por el factor de modificación) para el sismo en dirección X.

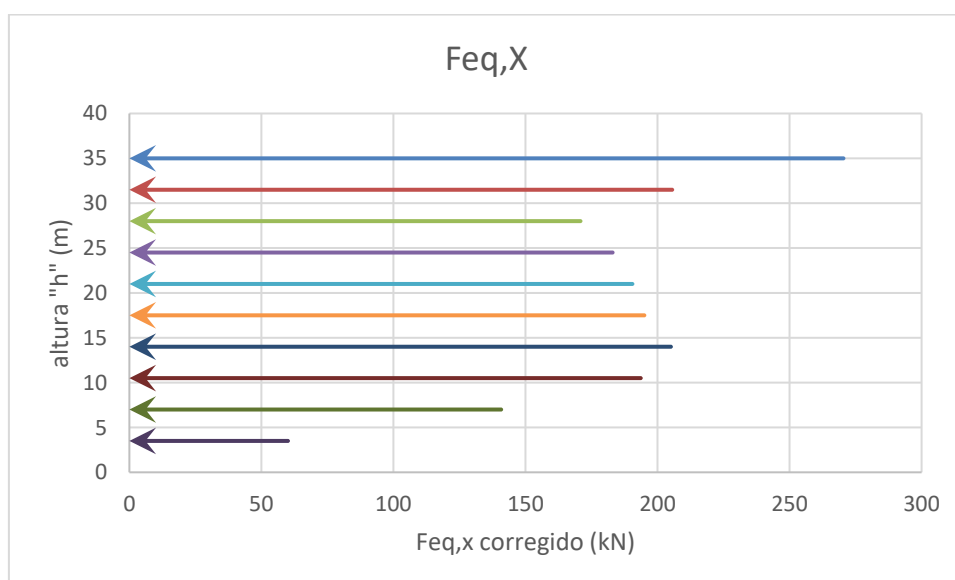


Figura 20: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido X (DMO)

- Análisis con la hipótesis de carga con el sismo en dirección Y

Tabla 29 Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DMO)

Planta	SIN FACTOR DE MODIFICACION				CON FACTOR DE MODIFICACION			
	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
CUBIERTA	5,04	5,04	166,49	166,49	8,06	8,06	266,38	266,38
planta 9	10,22	5,19	287,13	126,41	16,35	8,30	459,41	202,25
planta 8	14,97	4,76	362,36	103,98	23,96	7,62	579,78	166,37
planta 7	19,17	4,22	414,60	109,51	30,67	6,76	663,36	175,22
planta 6	22,74	3,62	459,42	115,56	36,38	5,80	735,08	184,90
planta 5	25,67	3,01	501,68	118,91	41,08	4,81	802,69	190,26
planta 4	27,92	2,33	548,97	125,65	44,68	3,72	878,35	201,04
planta 3	29,51	1,65	601,28	121,14	47,21	2,64	962,04	193,82
planta 2	30,42	0,96	645,82	88,65	48,68	1,54	1.033,32	141,84
planta 1	30,80	0,39	667,91	38,92	49,27	0,62	1.068,65	62,28

A continuación, se muestra gráficamente la forma de las fuerzas sísmicas equivalentes (corregidas por el factor de modificación) para el sismo en dirección Y.

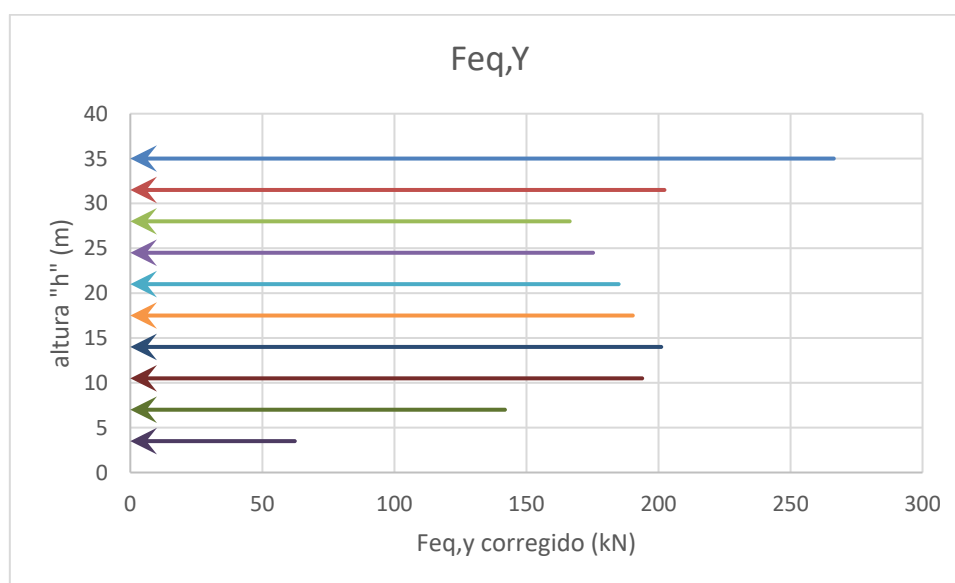


Figura 21: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido Y (DMO)

3.3.5. Análisis Dinámico para modelo DES

3.3.5.1. Periodos de la edificación y Participación de masas

Para cumplir con el requisito del 90% de la participación de masa fue suficiente con 7 modos en dirección X y 8 Modos en dirección Y.

Tabla 30: Resumen de periodos y participaciones de masa (DES)

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótesis X	Hipótesis Y
Modo 1	2,106	0,9644	0,018	0,264	75,89%	0,03%	R = 7 A = 0,136	R = 7 A = 0,136
Modo 2	2,047	0,0189	0,998	0,057	0,03%	76,46%	R = 7 A = 0,14	R = 7 A = 0,14
Modo 3	1,624	0,0041	0,011	1,000	0,07%	0,00%	R = 7 A = 0,176	R = 7 A = 0,176
Modo 4	0,708	0,9591	0,003	0,283	11,54%	0,00%	R = 7 A = 0,404	R = 7 A = 0,404
Modo 5	0,622	0,0026	0,998	0,064	0,00%	11,34%	R = 7 A = 0,42	R = 7 A = 0,42
Modo 6	0,498	0,0013	0,001	1,000	0,00%	0,00%	R = 7 A = 0,42	R = 7 A = 0,42
Modo 7	0,394	0,923	0,001	0,385	4,76%	0,00%	R = 7 A = 0,42	R = 7 A = 0,42
Modo 8	0,344	0,001	0,999	0,053	0,00%	4,97%	R = 7 A = 0,42	R = 7 A = 0,42
Total					92,29%	92,80%		

Siendo,

T = periodo fundamental para cada modo i

L_x, L_y = Coeficiente de participación normalizado en cada dirección de análisis

L_{gz} = Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional

M_x, M_y = Porcentaje de participación de masas para cada modo i en cada dirección

R = Coeficiente de ductilidad utilizado para el calculo

A = Coeficiente de aceleración de cálculo en función de cada periodo i, tomado del espectro, este coeficiente esta reducido por el coeficiente de ductilidad.

3.3.5.2. Cortante basal por modo y total

Este cortante basal dinámico como se dijo previamente fue calculado por el método de combinación cuadrática completa (QCQ).

Tabla 31: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección X (DES)

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V _x (kN)	V _{d,x} (kN)
Sismo X1	Modo 1	394,99	442,51
	Modo 2	0,15	
	Modo 3	0,69	
	Modo 4	178,76	
	Modo 5	0,00	
	Modo 6	0,04	
	Modo 7	76,75	
	Modo 8	0,00	

Tabla 32: Calculo de Cortante basal dinámico, dirección Y (DES)

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V _y (kN)	V _{d,y} (kN)
Sismo Y1	Modo 1	0,14	459,97
	Modo 2	411,69	
	Modo 3	0,36	
	Modo 4	0,00	
	Modo 5	183,75	
	Modo 6	0,01	
	Modo 7	0,00	
	Modo 8	80,54	

3.3.5.3. Corrección cortante basal

Como se dijo previamente el cortante basal dinámico debe ser corregido con respecto al cortante basal estático como lo especifica la NSR-10 esto se hará por medio de la ecuación (23) ya que la edificación es regular.

Tabla 33: Factor de modificación del cortante basal (DES)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,x1} \geq 0.80 \cdot V_{s,x}$ 442.514 kN \geq 759.248 kN	1,72
Sismo Y1	$V_{d,y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,y}$ 459.968 kN \geq 759.248 kN	1,65

Como se obtienen valores de cortante basal dinámico menores a al 80% de los estáticos estos se deben mayorar multiplicándolos por el Factor de modificación presentado en la Tabla 21 para tener un cortante de diseño en las dos direcciones de 1069 kN.

3.3.5.4. Cortante sísmico y fuerza sísmica equivalente por planta

- Análisis con la hipótesis de carga con el sismo en dirección X

Tabla 34: Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DES)

Planta	SIN FACTOR DE MODIFICACION				CON FACTOR DE MODIFICACION			
	Q _x (kN)	F _{eq,X} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,Y} (kN)	Q _x (kN)	F _{eq,X} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,Y} (kN)
CUBIERTA	112,18	112,18	2,47	2,47	192,95	192,95	4,24	4,24
planta 9	193,16	85,26	4,95	2,49	332,23	146,65	8,52	4,28
planta 8	242,38	71,78	7,22	2,27	416,90	123,47	12,41	3,91
planta 7	277,09	76,35	9,23	2,03	476,59	131,32	15,88	3,50
planta 6	306,50	78,26	10,98	1,79	527,18	134,60	18,89	3,07
planta 5	334,50	79,96	12,44	1,51	575,34	137,52	21,40	2,59
planta 4	366,54	84,32	13,58	1,18	630,45	145,03	23,35	2,03
planta 3	400,69	78,78	14,37	0,84	689,19	135,50	24,72	1,44
planta 2	429,39	57,48	14,83	0,50	738,55	98,86	25,51	0,85
planta 1	442,51	24,16	15,06	0,23	761,12	41,56	25,89	0,40

A continuación, se muestra gráficamente la forma de las fuerzas sísmicas equivalentes (corregidas por el factor de modificación) para el sismo en dirección X.

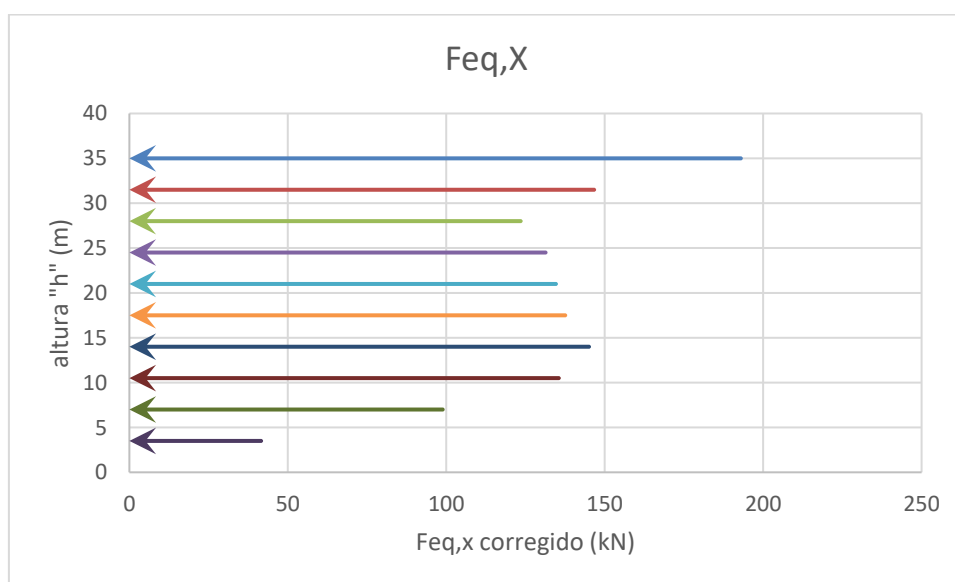


Figura 22: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido X (DES)

- Análisis con la hipótesis de carga con el sismo en dirección Y

Tabla 35 Cortante y Fuerza sísmica equivalente por planta (DES)

Planta	SIN FACTOR DE MODIFICACIÓN				CON FACTOR DE MODIFICACIÓN			
	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)	Q _x (kN)	F _{eq,x} (kN)	Q _y (kN)	F _{eq,y} (kN)
CUBIERTA	2,49	2,49	117,09	117,09	4,11	4,11	193,19	193,19
planta 9	5,05	2,56	199,84	87,20	8,33	4,22	329,74	143,88
planta 8	7,40	2,36	250,44	72,36	12,21	3,89	413,22	119,40
planta 7	9,48	2,11	286,02	77,17	15,64	3,48	471,93	127,33
planta 6	11,28	1,84	317,44	80,63	18,60	3,04	523,78	133,05
planta 5	12,78	1,57	347,08	82,19	21,09	2,59	572,68	135,61
planta 4	13,97	1,25	379,51	86,86	23,04	2,06	626,19	143,32
planta 3	14,80	0,89	414,56	83,33	24,42	1,47	684,02	137,49
planta 2	15,28	0,52	444,86	62,15	25,22	0,86	734,02	102,54
planta 1	15,47	0,20	459,97	27,37	25,53	0,33	758,95	45,17

A continuación, se muestra gráficamente la forma de las fuerzas sísmicas equivalentes (corregidas por el factor de modificación) para el sismo en dirección Y.

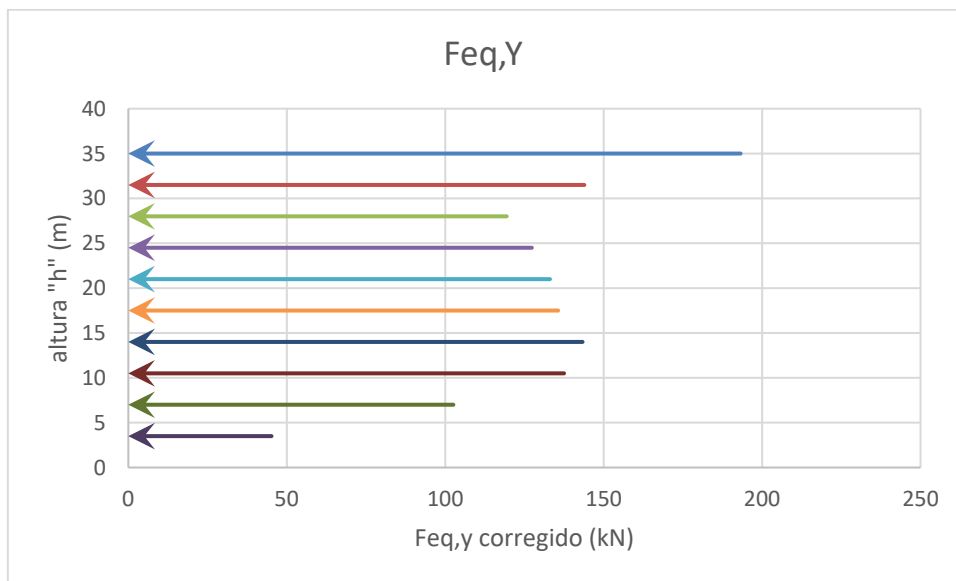


Figura 23: Representación gráfica de fuerzas sísmicas en sentido Y (DES)

3.3.6. Comparativa de resultados

Se presenta dos graficas mostrando la diferencia entre cada uno de los niveles de capacidad de disipación de energía con respecto a las cargas de diseño tanto fuerzas sísmicas como el cortante basal para cada planta.

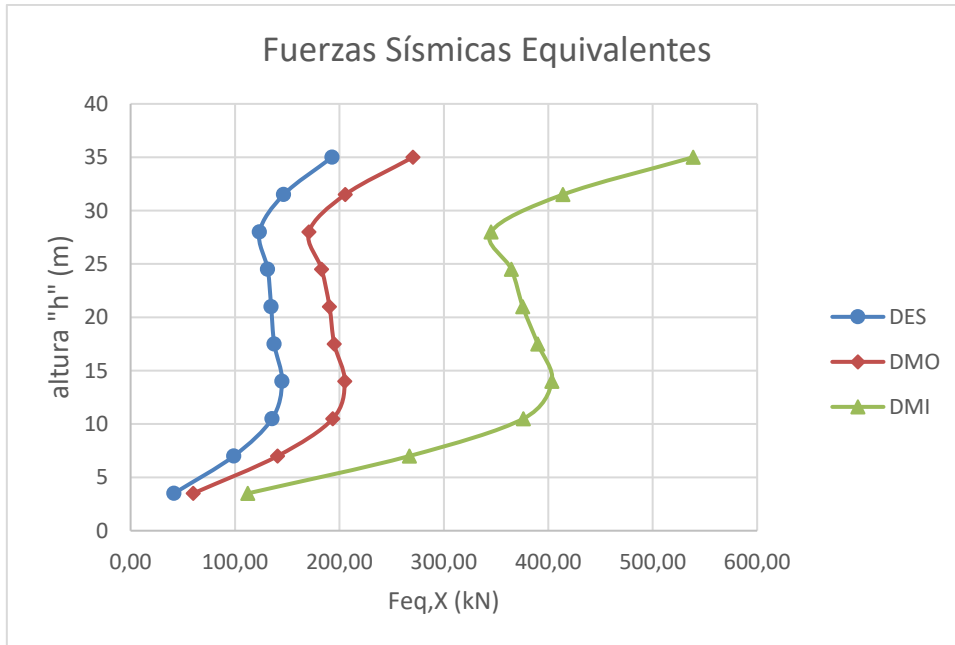


Figura 24: Comparativa de Fuerzas Sísmicas entre Niveles de Ductilidad

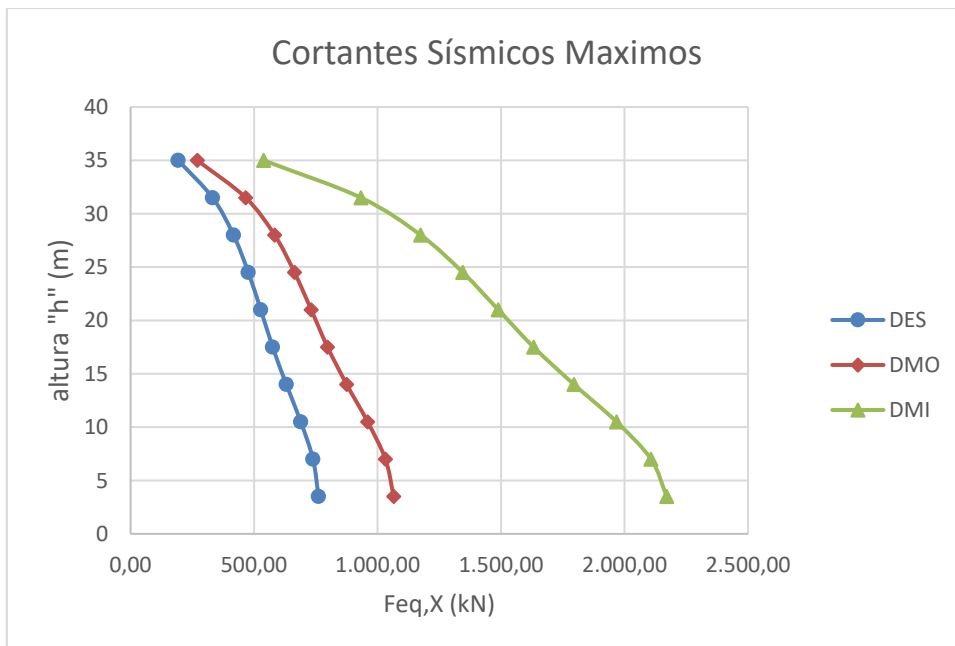


Figura 25: Comparativa de Cortante Sísmico entre Niveles de Ductilidad

3.4. Derivas

3.4.1. Descripción general

Las derivas como definición general es el desplazamiento horizontal RELATIVO entre dos puntos colocados en la misma línea vertical en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación.

Es de gran importancia su limitación porque estas estas directamente relacionados con varios efectos sobre la estructura como

- Deformaciones inelásticas en los elementos tanto estructurales como no estructurales
- Problemas de estabilidad global de la estructura
- Daños visibles a elementos tanto estructurales como no estructurales, como pueden ser muros, particiones, acabados, etc. Lo que conlleva a desconfianza de la edificación para los ocupantes de la misma.

3.4.2. Desplazamientos horizontales totales

Para el cálculo de los desplazamientos totales se deben tener en cuenta 3 factores y estos se deben sumar según como lo indica la ecuación (25)

$$\delta_{t0t,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}| \quad (25)$$

- Desplazamientos en el centro de masa del piso ($\delta_{cm,j}$)

Estos desplazamientos están determinados directamente por los desplazamientos asociados a las cargas horizontales de diseño (viento, sismo), para este cálculo si el criterio de diseño (caso critico) es el sismo se debe respetar las restricciones ya dichas en este documento, como la limitación del periodo del a edificación T no puede ser mayor a $C_u \cdot T_a$.

La NSR-10 permite que para el cálculo de estos desplazamientos se tome para edificaciones tipo II, III y IV como factor de importancia de la edificación un factor de 1,0 (esto conlleva a acciones de sismo mucho menores).

- Desplazamientos horizontales causados por efectos Torsionales ($\delta_{t,j}$)

Estos desplazamientos se deben tener en cuenta cuanta cuando los diafragmas de la edificación son rígidos, y estos son debidos a la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical y debido a las irregularidades torsionales de la edificación. Esto se obtienen de la siguiente expresión:

$$\delta_{t,j} = r_j \cdot \theta_i \quad (26)$$

Donde,

r_j = Proyección sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio j

θ_i = Rotación alrededor de un eje vertical que cruza por el centro de masa del nivel i, causado por efectos torsionales.

- Desplazamientos horizontales causados por efecto P-DELTA ($\delta_{pd,j}$)

Estos desplazamientos conocidos como P-delta o efectos de segundo orden corresponden desplazamientos adicionales que se generan por la deflexión inicial de la estructura por las acciones horizontales de diseño, esto conlleva a que las cargas verticales (P) generen un momento adicional por el desplazamiento (Δ). Como se representa en la Figura 26.

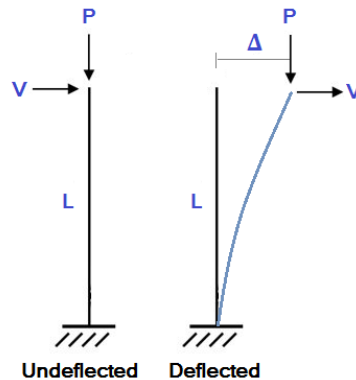


Figura 26: Efecto P-Delta

Por esto en la norma NSR-10 se define un índice de estabilidad (Q_i) en cada uno de los pisos y para cada caso de estudio, este se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \cdot \Delta_{cm}}{V_i \cdot h_{pi}} \quad (27)$$

Donde;

Q_i = Índice de estabilidad

P_i = Sumatoria de todas las cargas verticales (tanto muerta como sobrecarga) que están tanto en esta planta como en las plantas superiores a la de estudio, no se requiere mayorar estas cargas.

Δ_{cm} = Deriva del piso i, medida en el centro de masas del mismo con respecto al piso inmediatamente inferior.

V_i = Fuerza cortante del piso i en la dirección bajo estudio, esta no debe estar reducida por el coeficiente de ductilidad R.

h_{pi} = Altura del piso i, medida desde la superficie del diafragma del piso i hasta la superficie del diafragma del piso inmediatamente inferior.

Este efecto P-Delta se debe tener en cuenta si el índice de estabilidad es superior a 0.10. Si este índice de estabilidad es superior a 0.30 se debe revisar la estructura porque esta se puede definir como inestable y debe rigidizarse.

Los desplazamientos que son efecto de este análisis deben ser calculados por la siguiente expresión:

$$\delta_{pd} = \delta_{cm} \left(\frac{Q_i}{1 - Q_i} \right) \quad (28)$$

Y cuando el índice de estabilidad es mayor de 0.10 los efectos P-Delta en las fuerzas internas de la estructura casadas por las cargas laterales deben aumentarse, multiplicándolas por

$$\frac{1}{1 - Q_i} \quad (29)$$

Los cálculos de las derivas se hicieron por medio del programa CYPECAD y a continuación se presentan los resultados obtenidos para cada modelo.

LA NSR-10 define los límites de derivas como se muestra en la

Tabla 36: Límites de deriva según NSR-10

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% ($\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% ($\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Como los materiales del proyecto son hormigón armado el límite máximo de derivas es de 1% de la altura del piso (1/100).

3.4.3. Derivas para modelo DMI

- Desplome por planta o local (Derivas)

Tabla 37: Derivas Máximas modelo DMI

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
CUBIERTA	----	1 / 2500	1 / 187	1 / 197
planta 9	1 / 8750	1 / 2059	1 / 151	1 / 171
planta 8	1 / 7000	1 / 1667	1 / 130	1 / 149
planta 7	1 / 5834	1 / 1459	1 / 122	1 / 137
planta 6	1 / 5834	1 / 1347	1 / 131	1 / 138
planta 5	1 / 5000	1 / 1297	1 / 133	1 / 138
planta 4	1 / 5000	1 / 1207	1 / 130	1 / 136
planta 3	1 / 5000	1 / 1216	1 / 138	1 / 144
planta 2	1 / 5792	1 / 1242	1 / 149	1 / 152
planta 1	1 / 8000	1 / 1600	1 / 218	1 / 200

Notas:
 (1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

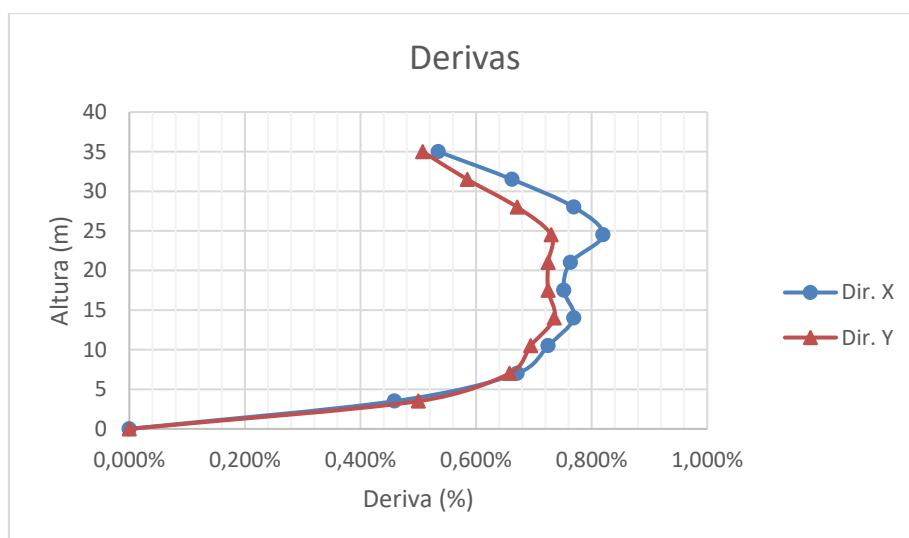


Figura 27: Derivas de la edificación ductilidad DMI

- Desplome total de la edificación

Tabla 38: Desplome total de la edificación DMI

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 6426	1 / 1471	1 / 158	1 / 161

Notas:
 (1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

3.4.4. Derivas para modelo DMO

- Desplome por planta o local (Derivas)

Tabla 39: Derivas Máximas modelo DMO

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
CUBIERTA	----	1 / 2334	1 / 185	1 / 196
planta 9	1 / 8750	1 / 1945	1 / 149	1 / 168
planta 8	1 / 5834	1 / 1591	1 / 125	1 / 145
planta 7	1 / 5000	1 / 1347	1 / 113	1 / 130
planta 6	1 / 5000	1 / 1167	1 / 115	1 / 122
planta 5	1 / 4375	1 / 1061	1 / 115	1 / 119
planta 4	1 / 4375	1 / 1030	1 / 115	1 / 120
planta 3	1 / 4965	1 / 1030	1 / 127	1 / 127
planta 2	1 / 5000	1 / 1094	1 / 145	1 / 140
planta 1	1 / 8000	1 / 1524	1 / 211	1 / 196

Notas:
 (1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

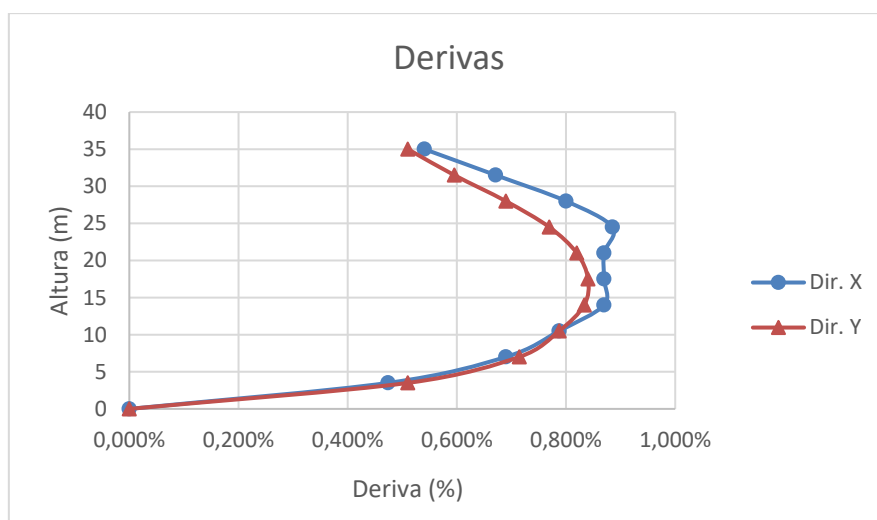


Figura 28: Derivas de la edificación ductilidad DMO

- Desplome total de la edificación

Tabla 40: Desplome total de la edificación DMO

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 5689	1 / 1305	1 / 146	1 / 149

Notas:
 (1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

3.4.5. Derivas para modelo DES

- Desplome por planta o local (Derivas)

Tabla 41: Derivas Máximas modelo DES

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
CUBIERTA	----	1 / 2188	1 / 177	1 / 182
planta 9	1 / 8750	1 / 1843	1 / 143	1 / 158
planta 8	1 / 5834	1 / 1522	1 / 120	1 / 138
planta 7	1 / 5000	1 / 1297	1 / 109	1 / 127
planta 6	1 / 4375	1 / 1130	1 / 112	1 / 120
planta 5	1 / 4375	1 / 1000	1 / 111	1 / 113
planta 4	1 / 3862	1 / 922	1 / 104	1 / 110
planta 3	1 / 3889	1 / 946	1 / 109	1 / 115
planta 2	1 / 4375	1 / 1030	1 / 128	1 / 132
planta 1	1 / 6400	1 / 1455	1 / 197	1 / 188

Notas:
 (1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

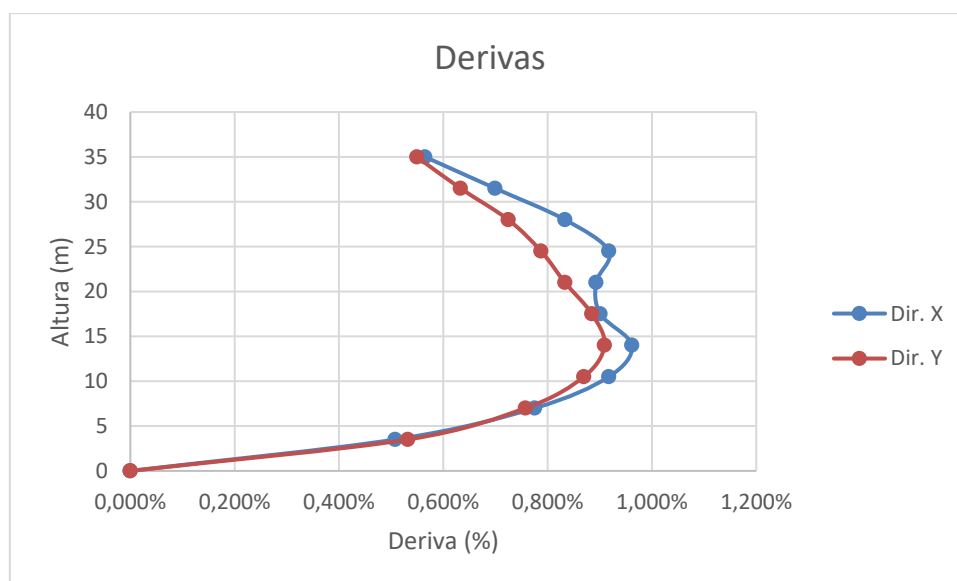


Figura 29: Derivas de la edificación ductilidad DES

- Desplome total de la edificación

Tabla 42: Desplome total de la edificación DMO

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas ⁽¹⁾	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 5422	1 / 1231	1 / 136	1 / 141
Notas:			
<i>(1) Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.</i>			

3.5. Análisis no lineal estático de plastificación progresiva (PUSH-OVER)

3.5.1. Descripción

Por último, para el presente trabajo se hará un análisis estático no lineal de plastificación progresiva (PUSH-OVER) también conocido como método de capacidad o método de la curva de capacidad. Este método es de gran uso para análisis de vulnerabilidad o para el cálculo de la capacidad de determinada edificación comparado con otros métodos como el análisis no lineal “tiempo historia” que tienen un nivel considerado de complejidad y deja de ser práctico en el uso general.

El PUSH-OVER consiste en someter a la estructura a cargas laterales las cuales va teniendo incrementos muy pequeños y de manera monótonica hasta que llegue al colapso de la misma (muchas veces este colapso se presenta mucho después de los límites de desplazamiento por norma “DERIVAS”) esto con el fin de detectar cambios significativos en el comportamiento individual de cada elemento (fluencia, pandeo o falla) cosa que no permite un análisis lineal.

Cada salto de carga se registra tanto el desplazamiento en el punto de análisis (centro de masa de la cubierta) y el cortante aplicado en la base de misma. Para con esto obtener la curva de capacidad. La cual se debe contrastar con respecto a los requerimientos sísmicos o espectro de demanda que puede ser calculado por medio del Espectro de diseño ya definido en el numeral 3.1 o con algún método de desplazamientos y encontrar el punto de DESEMPEÑO de la edificación.

3.5.2. Procedimiento de calculo

El procedimiento que se explica con detalle a continuación es el método de coeficiente de desplazamiento especificado en la FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency) y la NSR-10. También se utiliza el método de la ATC-40 (Applied Technology Council) para el cálculo del espectro de capacidad.

Las acciones que se deben tener en cuenta para la aplicación de las acciones sísmicas deben ser de la totalidad de la carga muerta combinada con no menos del 25% de la sobre carga de uso requerida para el diseño y el 20% de la carga de nieve si esta excede 145 kg/m² (30 psf). Estas deben estar mayoradas con un factor de 1.1 según el FEMA-356 como se ve en la ecuación (30).

$$Q_G = 1,1 (Q_D + 0,25Q_L + Q_S) \quad (30)$$

Y como se dijo previamente se debe ir aumentando las cargas laterales (V_j) registrando cada aumento de esta y el desplazamiento lateral (δ_j) obtenido. Este proceso se debe continuar hasta llegar un desplazamiento en el punto de control de por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo (δ_T) determinado por la ecuación (31):

$$\delta_T = C_0 \cdot C_1 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \cdot g \quad (31)$$

Donde,

S_a = Coeficiente obtenido del espectro de diseño para el periodo fundamental efectivo definido en la ecuación (33).

g = Aceleración de la gravedad

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2}$$

Donde,

m_i = Porción de masa total M localizada en el nivel i

ϕ_i = Amplitud del vector característico de la forma al nivel i

Cuando el periodo fundamenta efectiva de la estructura en la dirección bajo consideración T_e , es mayor que T_c [ec. (13)] el coeficiente se C_1 se debe tomar como 1.0, de lo contrario el valor del coeficiente C_1 se debe calcular según la ecuación (32)

$$C_1 = \frac{1}{R_d} \left(1 + \frac{(R_d - 1) \cdot T_c}{T_e} \right) \quad (32)$$

Donde,

$$R_d = \frac{S_a \cdot M \cdot g}{V_y}$$

Donde V_y es la resistencia efectiva a la fluencia determinada de una curva bilineal ajustada a la curva de capacidad, siendo esta el 60% de la capacidad efectiva a la fluencia. Y el periodo fundamenta efectiva se define por la ecuación (33)

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{V_1/\delta_1}{V_y/\delta_y}} \quad (33)$$

Donde T_1 , V_1 y δ_1 se determinan en el primer incremento de la carga lateral.

Al finalizar todo el análisis se deben tener dos (2) variables para llegar a definir el desempeño de la estructura estos son capacidad y demanda.

- Capacidad

La capacidad de una edificación está en función tanto de la resistencia de los materiales como de la capacidad de deformación de cada uno de los elementos del sistema sísmico estructural, para poder determinar está más allá de su límite elástico (lineal) se utiliza el sistema de análisis denominado PUSH-OVER. A diferencia de un análisis lineal con efectos de segundo orden que se debe reducir la rigidez de los elementos por un factor (Tabla 43) para tener en cuenta los efectos de cargas axiales, presencia de fisuras a lo largo de los elementos y el efecto de duración de las cargas según la NSR-10.

Tabla 43: Factores de corrección de la Rigidez para análisis elástico de segundo orden

Propiedad del elemento	Modo de diseño	Elemento	Factor
MODULO DE ELASTICIDAD	Todos	Todos	1
INERCIA	Compresión	pilares	0,7
		Muros- no agrietados	0,7
		Muros - agrietados	0,35

Propiedad del elemento	Modo de diseño	Elemento	Factor
	Flexión	Vigas	0,35
		Placas planas y losas planas	0,35
ÁREA	Todos	Todos	1

En el análisis no lineal lo que se hace es una modificación al modelo en cada paso de análisis para tener en cuenta la reducción de la rigidez de los componentes que llegan al punto de fluencia hasta que se llegue al límite de estabilidad de la estructura o hasta el límite establecido de análisis.

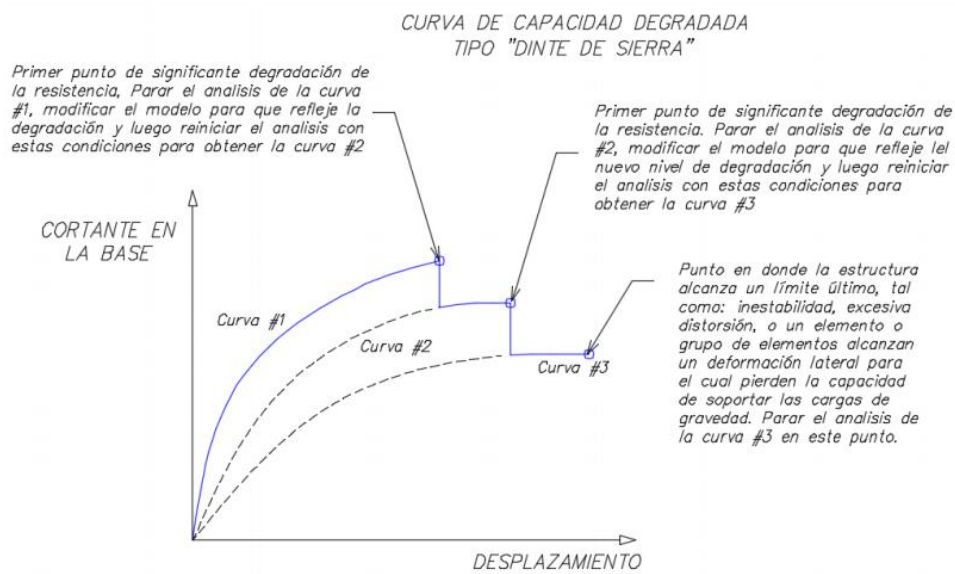


Figura 30: Representación gráfica del cálculo de la curva de capacidad (Purca, 2015)

- Demanda

La demanda de la edificación es dependiente del sismo de diseño o del desplazamiento máximo que se estipule para el diseño (Derivas) estas dos limitaciones de demanda ya fueron calculadas tanto para el espectro que se determinó con el sismo de diseño definido previamente como el desplazamiento horizontal máximo permitido por la normativa en este caso NSR-10 que es del 1% de la altura del piso entre cada planta.

En el cálculo del PUSH-OVER no se limitará este desplazamiento si no se hará el cálculo hasta que la edificación falle o se desplome puesto que lo que se busca es una curva de capacidad en función de cualquier cortante basal que pueda llegar a la edificación, posterior a esto se compara con el cortante basal de diseño y se determina el punto de desempeño de la edificación.

Este espectro de respuesta típico que se define en la normativa (S_a vs T) se debe modificar cambiando el periodo T en las abscisas por desplazamientos (S_d) para obtener una gráfica de Aceleración-Desplazamiento.

En la que está representando un sistema de un grado de libertad (1GDL) en el GRAFICO A se observa cómo se ve la gráfica original de S_a vs T donde no se diferencia claramente la zona elástica de la plástica además del cruce entre las dos graficas mientras que en el GRAFICO B se

ve mucho más claro la separación entre zona plástica y elástica además los periodos se representan con rectas que salen desde el origen.

En el punto que se cruce el espectro de demanda con el espectro de capacidad será el periodo de la edificación para ese análisis.

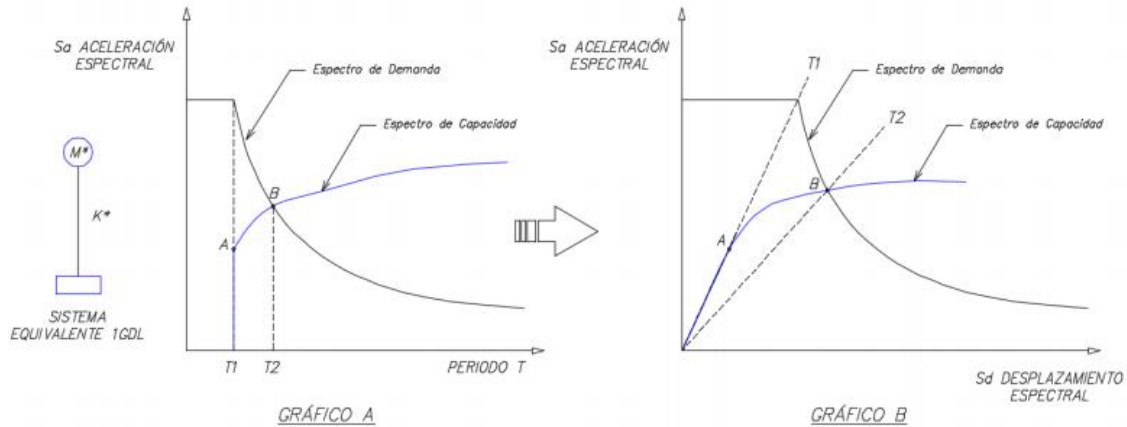


Figura 31: Comparativa entre espectros de capacidad y demanda variando la abscisa entre T y S_d (Purca, 2015)

- Desempeño

Ya concluido el cálculo de la capacidad y definido la demanda del sistema se tienen criterios para poder definir el desempeño de la estructura. Estos criterios se pueden tomar tanto de la ATC como de la FEMA 365 y están definidos en 3 categorías las cuales están “limitados” por el ángulo de giro que se toman de las tablas 11-3 y 11-4 de la ATC o las tablas 5-7 y 6-8 de la FEMA 365 especifica los límites de rotación en radianes de las rotulas plásticas tanto primarias como secundarias.

- Ocupación inmediata (IO)

En este nivel de desempeño tanto las vigas como los pilares no se obtienen fisuras de importancia estructural. La capacidad de la edificación ante cargas gravitacionales sigue intacta y no se deben tener desplazamientos horizontales permanentes después del sismo.

- Seguridad de vida (LS)

Cuando se está en este nivel de rotación en los pilares se empiezan a generar rotulas en las partes bajas de la edificación, generando leves desprendimientos tanto por encima como por debajo del nudo. Con desplazamientos horizontales permanentes de aproximadamente 2% de la deriva entre piso con zonas localizadas un poco mayor a estas.

Si se presenta este giro en las vigas se presentan fisuras en la zona del nudo que conecta el pilar con la viga, y se presenta fisuración por efectos del cortante en la zona de las rotulas plásticas. Se tiene una deflexión vertical permanente de aproximadamente $L/175$. Aunque aún se conserva la capacidad de soportar las cargas gravitacionales.

Hasta este nivel de rotación permite la NSR-10 llegar para considerar que se puede considerar que el elemento sigue siendo capaz de soportar las cargas de gravedad, basándose en los coeficientes de la FEMA 356.

- Colapso preventivo (CP) o Estabilidad estructural (SS)

Cuando se llegue a este nivel de giro en los pilares se generan las rotulas por completo en la parte baja del edificio que causan desprendimientos significativos por encima y debajo del nudo viga-pilar y se genera la pulverización de hormigón dentro del núcleo creado por el refuerzo transversal. Se esperan desplazamientos horizontales permanentes de aproximadamente 3,5% de la deriva del piso con zonas localizadas un poco mayores a estas. La capacidad frente a las acciones gravitacionales se mantiene en gran parte de la edificación.

En las vigas por otro lado si se tiene un giro de esta magnitud se presentará desprendimiento extenso en la zona de la rótula plástica que se genera en los bordes de las vigas, esto generado tanto por las sollicitaciones a flexión como por las de corte. Se generará rotura de los estribos de confinamiento y se tendrán deflexiones permanentes aproximadas de $L/75$. La capacidad ante cargas gravitacionales se mantiene.

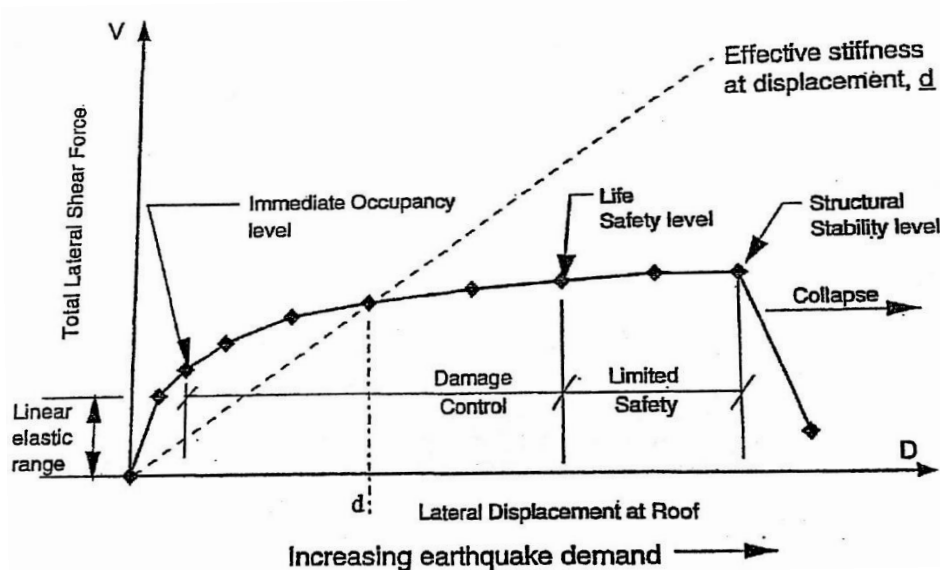


Figura 32: Niveles de desempeño con respecto a espectro de capacidad

Cada uno de los nudos que se observan en la Figura 32 generan un cambio de pendiente en la curva lo que representa en el primero nudo es el cambio de la manera como están trabajando en general los materiales que va inicialmente de una zona elástica (lineal) a empezar a trabajar de manera inelástica hasta finalmente llegar al colapso parcial o total de la edificación.

Este efecto se consigue definiendo una estructura con una respectiva ductilidad entre más rango inelástico en la gráfica se presente antes de la falla más dúctil es la estructura. Esta plastificación en estructuras definidas con pórticos resistentes a momento generalmente se presenta en los nudos o conexiones Viga-Pilar y estas zonas se conocen como rotulas plásticas.

Estas rotulas plásticas dependen tanto de los materiales que se usen en el proyecto como de los esfuerzos a los que se ve solicitado para que se generen estas y de la longitud de la misma. Existen varios métodos para definir este tipo de rotulas tanto el modelo de Takeda siendo el más conocido que se define por una carga cíclica como cargas monotónicas que son las que se utilizaran para el cálculo de este proyecto.

Para definir estas rotulas se tomará como base las tablas de la norma ASCE 41-13 y los criterios del FEMA-356. Estas tablas lo que definen son los límites de estado del material en determinado punto de esfuerzo representando en las ordenadas la relación de cortante actuante y el cortante límite en el punto de plastificación y en las abscisas el giro o deformación presente como se muestra en la Figura 33.

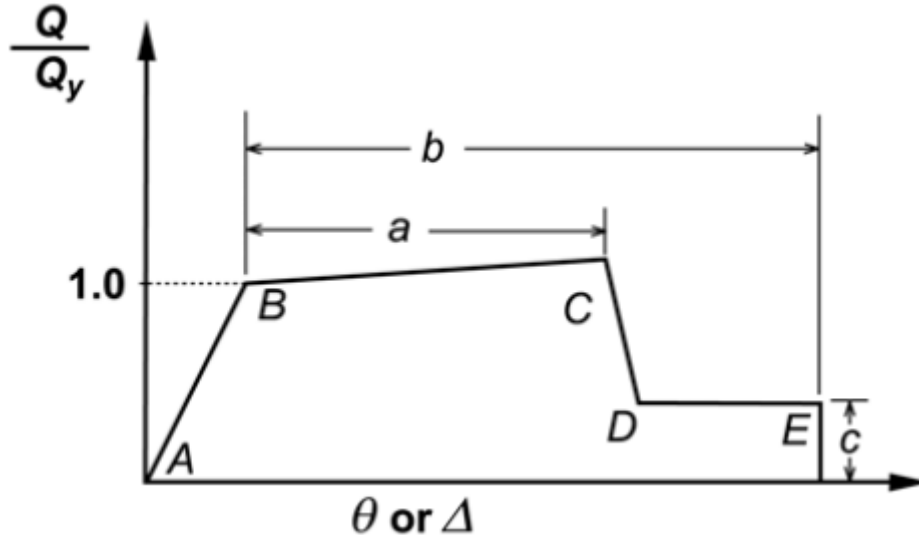


Figura 33: Curva elástico-plástica de una rótula típica (FEMA & ASCE, 2000)

Donde, en el tramo AB se encuentra la zona elástica de la rótula en el rango BC se referencia la zona plástica (reducción de la rigidez), tramo CD es la falla de la rótula por ende pérdida parcial o total de la resistencia lateral y en el tramo DE se muestra la capacidad residual que conserva después de que se redistribuyen los esfuerzos.

Por ende, a y b son rangos de giro o deformación de la zona plástica de la rótula y c es la capacidad residual a esfuerzos horizontales que conserva la rótula. Estos rangos están especificados en las tablas 6-7 y 6-8 del FEMA-356 y varían dependiendo si el elemento es una viga (esfuerzo dominante momento en su eje principal "Flexión") o pilares (donde se tienen en cuenta tanto los esfuerzos flectores como el esfuerzo axial).

En esta misma grafica se pueden representar el nivel de desempeño específico previamente de manera informática para definir a que nivel de giro llego determinada rotula y con esto definir el nivel de daños que tiene la estructura en cada punto. Como se muestra en la Figura 34.

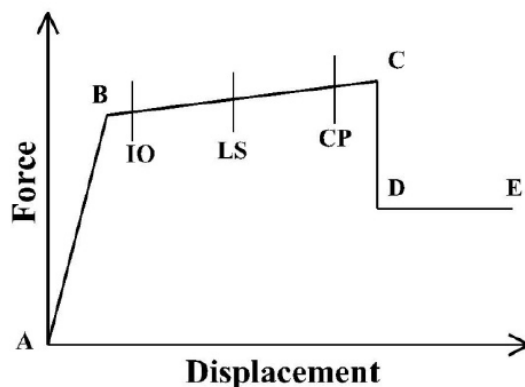


Figura 34: Curva elástico-plástica de la rótula incluyendo niveles de desempeño

Estos niveles de desempeño dependiendo del criterio pueden ser mas o menos conservadores, pero en general siempre se ubican entre el tramo AB, zona plástica antes de perder capacidad de resistencia, de la curva.

3.5.3. Descripción del proceso de análisis mediante SAP2000

La descripción del análisis mediante sap2000 se describirá con detalle para el modelo de ductilidad mínima (DMI), asegurando que para los otros modelos siguió el mismo procedimiento.

Lo primero que se debe saber es que como el análisis de push-over es un análisis de capacidad de la estructura, para poder empezar este análisis ya se tiene que tener un diseño completo de toda la edificación. Esto ya se hizo previamente por medio del método de análisis modal espectral.

El análisis se puede hacer tanto en 2D como en 3D teniendo limitaciones de regularidad para poder hacer este análisis en 2D, pero para el proyecto se decide hacer el modelo tridimensional esperando resultados más reales puesto que los pórticos en general no tienen las mismas características físicas.

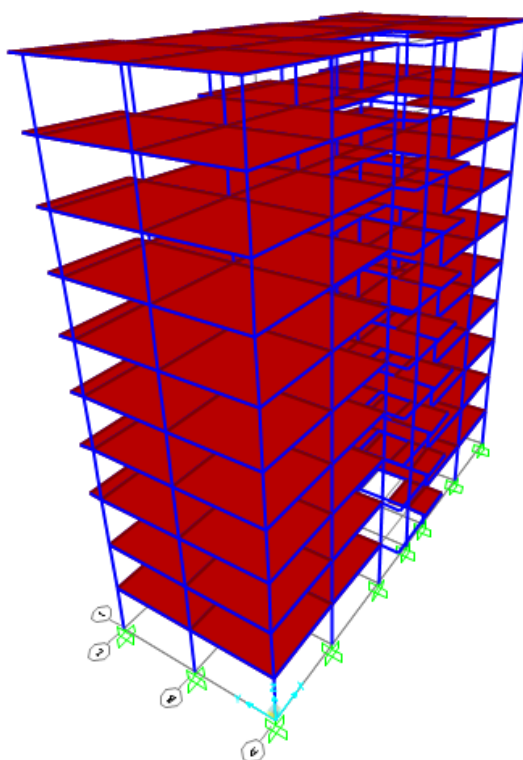


Figura 35: Modelo tridimensional en SAP2000

3.5.3.1. Cargas lineales

Lo primero que se hace es definir las cargas del modelo buscando ser lo más exacto posible con respecto al modelo de diseño. La NSR-10 dice que para este análisis se deben tener en cuenta todas las cargas muertas y adicionalmente mínimo un 25% de la carga viva. Para esto se definen 3 patrones de carga que son viva (LIVE), muerta (DEAD) y peso propio (PP) en el peso propio se

dejara que el software calcule el peso de vigas y pilares y el peso del forjado se lo ingresaremos manualmente.

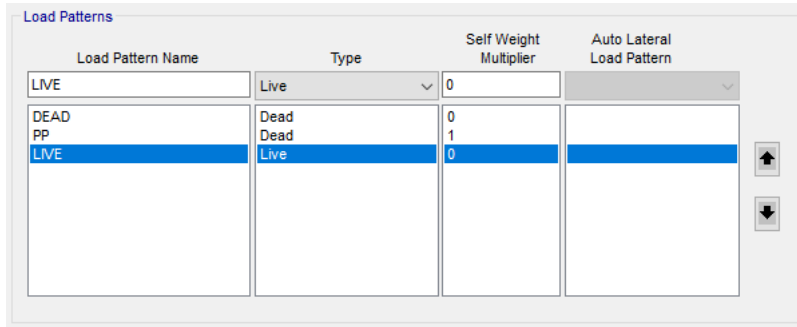


Figura 36: Patrones de carga en SAP2000

Se corroboran los valores ingresados comparando el cortante basal estático calculado por sap2000 contra el ya previamente calculado en el análisis de fuerza horizontal equivalente. Para esto previamente se definen dos patrones de carga mas (Fx y Fy) que son de tipo sísmico lineal especificando los valores de Sa y k determinados previamente en la FHE estos tienen como valores 0,177 y 1,33 respectivamente.

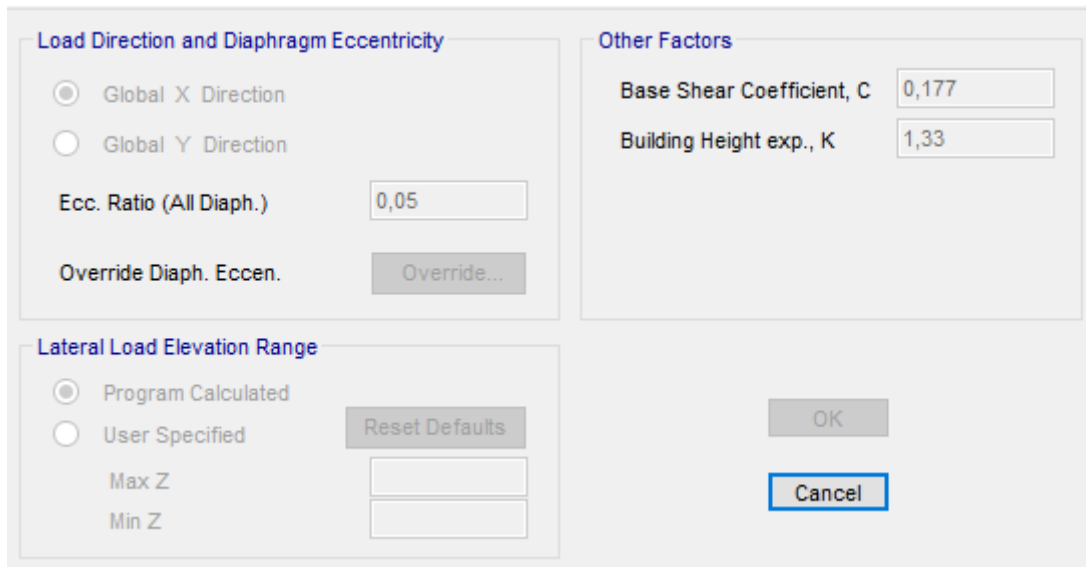


Figura 37: Definición de cargas sísmicas estáticas SAP2000

Y definiendo que la masa que participara en el análisis está incluida netamente por la carga muerta (criterio de diseño que se tuvo en CYPECAD) se obtiene que el cortante basal es 6902.7 kN.

LoadPat Text	Dir Text	PercentEcc Unitless	EccOverride	UserZ Yes/No	C Unitless	K Unitless	WeightUsed	BaseShear KN
Fx	X	0,05	No	No	0,177	1,33	38998,281	6902,696
Fy	Y	0,05	No	No	0,177	1,33	38998,281	6902,696

Figura 38: Cortante basal estático calculado por SAP2000

- ESPECTRO

De igual manera se debe definir el espectro de diseño como una función para poder hallar el punto de desempeño de la edificación.

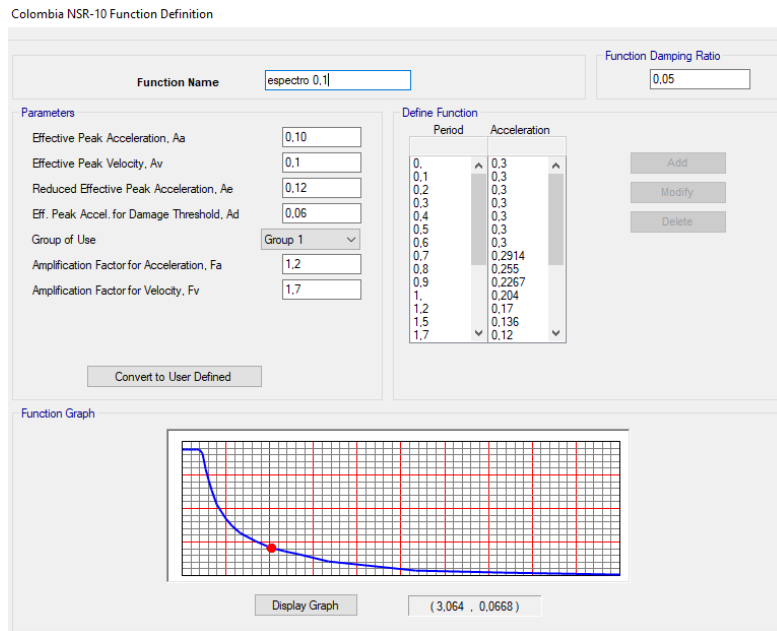


Figura 39: Definición del espectro de diseño en SAP2000

- DIAFRAGMAS RIGIDOS

Es importante definir los diafragmas rígidos en cada una de las plantas la manera más rápida para definir esto es por medio del menú “assign -> Joints -> Constraints” en este recuadro como aún no se ha definido ningún tipo de diafragma se selecciona el boto “Define Joint Constraints...” en este nuevo recuadro se debe seleccionar en la lista la opción “ Diaphragm” y add New Constraint... en este punto solo se debe definir un nombre estándar para todos los diafragmas en este caso “DIAPH1” este se hace con respecto al eje Z con respecto a las coordenadas globales y por último se selecciona la opción de “assign a different diaphragm constraint to each different selected Z level” esto permite que se asignen los respectivos diafragmas para todas las plantas.

3.5.3.2. Definición de elementos estructurales

Como se dijo previamente para el análisis push-over se debe definido el diseño final de la estructura SAP2000 permite tomar los resultados del diseño hecho por el mismo programa, pero como en este caso el diseño se hizo por medio de CYPECAD se debe especificar cada uno de los refuerzos especificados tanto en las vigas como en los pilares

- VIGAS

En las vigas el programa requiere que se especifique además de la sección se deben especificar los materiales, el recubrimiento y la armadura tanto superior como inferior en sus apoyos (este refuerzo se especifica en unidades de área) como se muestra en la para la sección del elemento V-104 40x40 de la primera planta.

Figura 40: Definición del refuerzo de vigas para CYPECAD

○ PILARES

Con respecto a los pilares se debe especificar tanto la sección como los materiales, recubrimiento tipo (circular, rectangular), tipo de barras de confinamiento (espiral, estribos), en el refuerzo longitudinal se define cantidad de varillas en cada cara del pilar, diámetro de estas varillas y con respecto al refuerzo transversal también se debe especificar el diámetro, la separación y la cantidad de ramas en cada dirección. Es importante definir que esta sección debe ser para ser revisada y no para ser diseñada.

Figura 41: Definición del refuerzo de pilares para CYPECAD

3.5.3.3. Cargas no lineales

Se deben definir dos casos de carga para el análisis no lineal de la edificación primero es una carga no lineal donde se incluye las cargas muertas y el 25% de la sobrecarga, estas cargas se mayoraron por un factor de 1.10. esta carga se debe definir con una carga estática No lineal, empezando en condición cero, sin necesidad de tener en cuenta los efectos de segundo orden ya que son solo cargas gravitacionales.

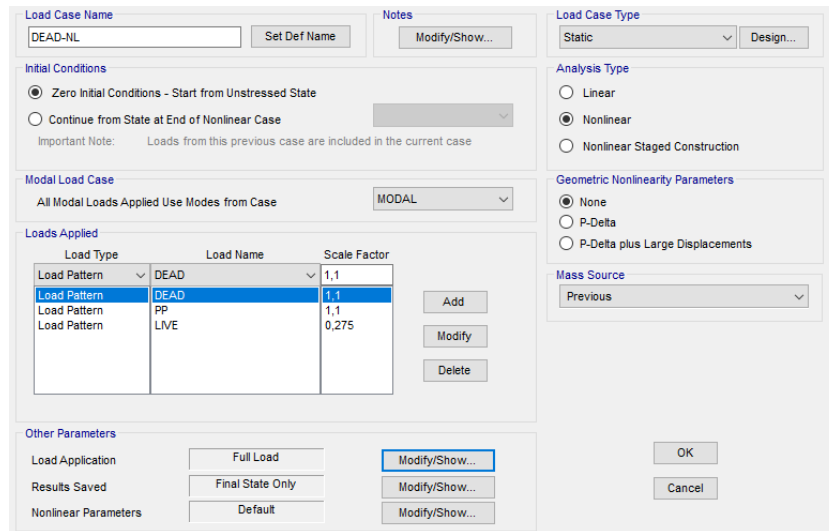


Figura 42: Definición de la carga muerta no lineal

En los otros parámetros que se encuentran ahí se debe configurar de la siguiente manera

- Load Application, se debe definir como full load ya que solo se quiere obtener el resultado final después de aplicar esta carga, que es la carga cotidiana de la edificación cuando se presente el sismo.
- Results Saved, se refiere al registro de datos que se quieren guardar durante el proceso de cálculo y para este caso de carga se define que solo se quiere obtener el resultado final.
- Nonlinear parameters, se dejan todos los valores que vienen por defecto.

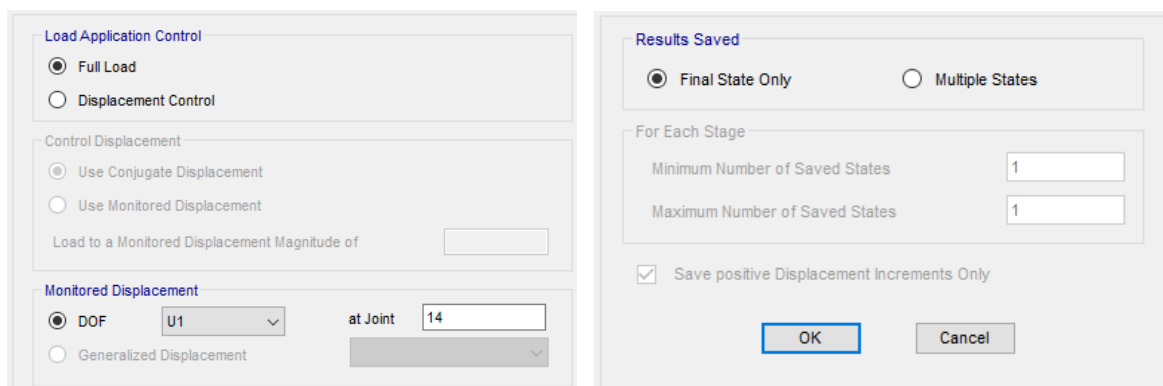


Figura 43: Parámetros adicionales de la carga muerta no lineal

Segundo se deben definir las cargas de PUSH-OVER un caso de carga para cada dirección. Estas cargas también se definen como cargas no lineales, en las condiciones iniciales se define que

debe empezar el análisis de estas posterior al cálculo de la carga muerta no lineal definida previamente.

Se define que la carga se debe aplicar como tipo “aceleración” en la dirección que se esté analizando y con una magnitud de aceleración coherente.

The screenshot shows the 'Load Case Definition' dialog in SAP2000. Key settings include:

- Load Case Name:** pushover-X
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (DEAD-NL)
- Analysis Type:** Nonlinear
- Modal Load Case:** MODAL
- Loads Applied Table:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1,
Accel	UX	-1,
- Other Parameters:** Displ Control, Multiple States, Default

Figura 44: Definición de la carga lateral PUSH-OVER en SAP2000

Para los otros parámetros se deben definir como

- Load application, se debe definir el desplazamiento como parámetro de control definiendo un valor máximo de desplazamiento (este valor por lo general es mayor a la distorsión máxima permitida por normativa) este valor se ira variando cada iteración hasta que converja. Se requiere especificar un nudo de la cubierta para que registre y controle el desplazamiento en este punto, como se definió un diafragma rígido da igual que nudo se escoja de la cubierta.
- Results Saved, acá se debe definir que se quiere guardar varios pasos de análisis y definir un mínimo y máximo de pasos del diseño.
- Nonlinear parameters, se dejan los valores por defecto del programa.

The screenshot shows two dialog boxes:

- Load Application Control:**
 - Load Application:** Displacement Control
 - Control Displacement:** Use Monitored Displacement (0,9)
 - Monitored Displacement:** DOF U1 at Joint 124
- Results Saved:**
 - Results Saved:** Multiple States
 - For Each Stage:** Minimum Number of Saved States: 10, Maximum Number of Saved States: 100
 - Save positive Displacement Increments Only:** Checked

Figura 45: Parámetros adicionales de la carga lateral no lineal

3.5.3.4. Definición de Rotulas plásticas

Para la definición de rotulas SAP2000 permite que dos maneras para incluirlas en el programa, manualmente y automáticamente.

- Ingreso manual de la rótula plástica

Para definirla manualmente se debe incluir cada uno de los valores de la curva Esfuerzo vs giro o deformación por medio del menú “Define -> Sections properties -> hinge properties”. Para esto lo primero que se define es si el material es acero, hormigón o definido por el usuario.



Figura 46: Definición del material de rotula en SAP2000

Posterior a esto se requiere definir el tipo de rotula control por fuerza (rotula frágil) o control por deformación (rotula dúctil). Y definir el esfuerzo dominante de diseño. En casos generales de vigas flexión en el eje principal (Momento M3), y para los pilares según si es un modelo en 2D será interacción entre la carga axial y el momento en la dirección de diseño (interacting P-M2 o P-M3) o en modelos 3D la interacción entre la carga axial y los dos momentos en cada dirección (interacting P-M2-M3) o en el esfuerzo principal de diseño del elemento que se quiera analizar. como se muestra en la Figura 47.

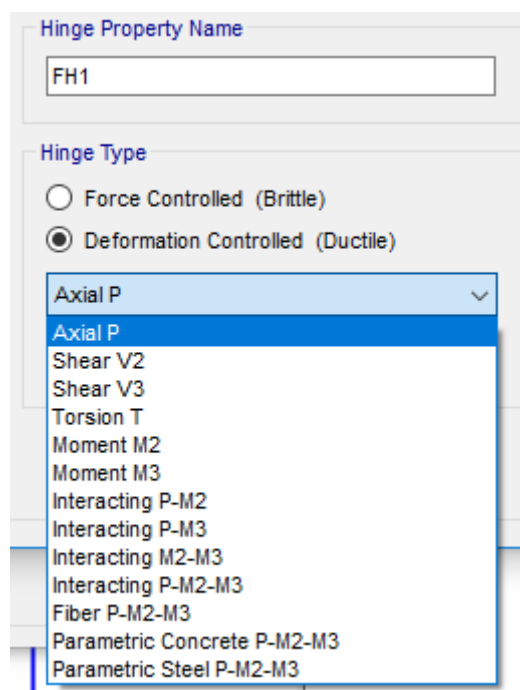


Figura 47: Selección tipo de rotula y Esfuerzos de diseño en SAP2000

Posterior a esto dependiendo del tipo de esfuerzo que se escoja para la rótula el programa requerirá que se ingresen diferentes datos para completar la información entre estos los más importantes serán los valores de la curva esfuerzo vs rotación, los límites de los niveles de

desempeño para las vigas y para los pilares adicional a esto se debe especificar la simetría del elemento para dar valores por cada uno de los ejes principales del elemento, y se debe definir la curva de interacción del pilar donde se relaciona la capacidad del pilar en relación de la carga axial y momentos.

Muchas de estas características igualmente se pueden configurar de manera automática especificando que asuma los criterios de determinada normativa.

- Ingreso automático de rotula plástica

Para definir las automáticas se deben seleccionar los elementos a los que se le desea asignar y por medio del menú "Assign -> Frame -> Hinges..." se debe especificar como auto y decir en qué zona del elemento ubicarlas las rotulas (dimensión en distancias relativas) en este caso se definen en el 5 y el 95% del elemento.

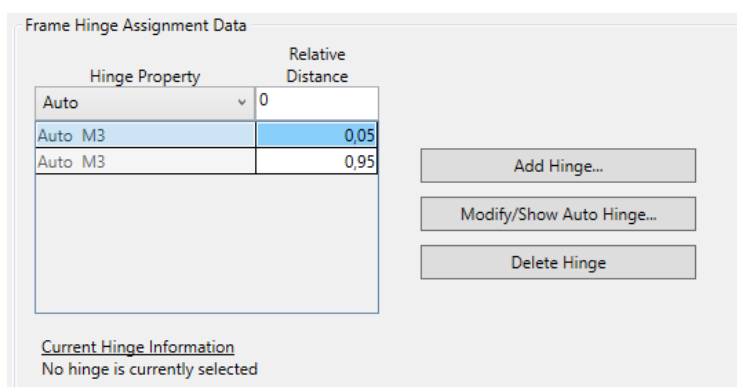


Figura 48: Ubicación de Rotula plástica automática en SAP2000

Se selecciona "Add hinge..." y aparece un menú donde se debe escoger que se base en las tablas de ASCE 41-13 con esto salen las 5 posibles tablas que se pueden elegir que están divididas en

- Tabla 10-7 (vigas de hormigón – flexión)
- Tabla 10-8 (pilares de hormigón)
- Tabla 9-6 (vigas de hormigón – flexión)
- Tabla 9-6 (pilares de acero – flexión)
- Tabla 9-7 (tirantes en acero – axial)

En el caso del proyecto se seleccionan las dos primeras tablas tanto para vigas como para pilares de hormigón y se define los criterios especificados en la Figura 49 y Figura 50 la respectivamente.

Figura 49: Características de rotula plástica automática para VIGAS en SAP2000

Donde se define el grado de libertad el cual se va analizar (M3), la opción de “Transverse reinforcing is conforming” se refiere al refuerzo transversal donde se ubica la rótula esta correctamente confinada según criterios de la respectiva norma.

En la opción de “Deformation Controlled hinge load Carrying Capacity” el programa permite decidir si se quiere tener la capacidad residual (c) definida en la Figura 33 en cuenta o asumir que después de la falla no tiene ninguna capacidad de resistir algún esfuerzo.

Por último, requiere las combinaciones de carga para definir el valor del cortante y la relación de la cuantía real y la cuantía balanceada del elemento valores de entrada en la tabla de la ASCE41 – 13 para definir todos los datos de la curva esfuerzo vs deformación o giro.

Figura 50: Características de rotula plástica automática para PILARES en SAP2000

Con respecto a los pilares a los pilares adicional a lo ya definido en las vigas se debe definir la condición de falla del elemento, que puede ser por flexión, cortante, flexión y cortante o en desarrollo.

Con esto se obtienen rotulas plásticas para cada uno de los elementos que se pueden revisar y editar en llegado caso de que se quieran cambiar las condiciones de esta o no se esté de acuerdo con lo definido por SAP2000. Las rotulas que se obtienen son las mostradas en la Figura 51.

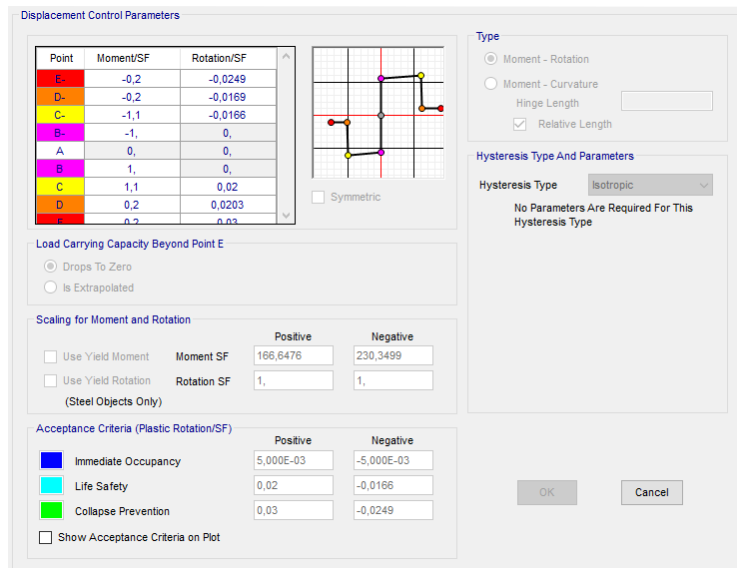


Figura 51: Rotula tipo para VIGAS definida por SAP2000

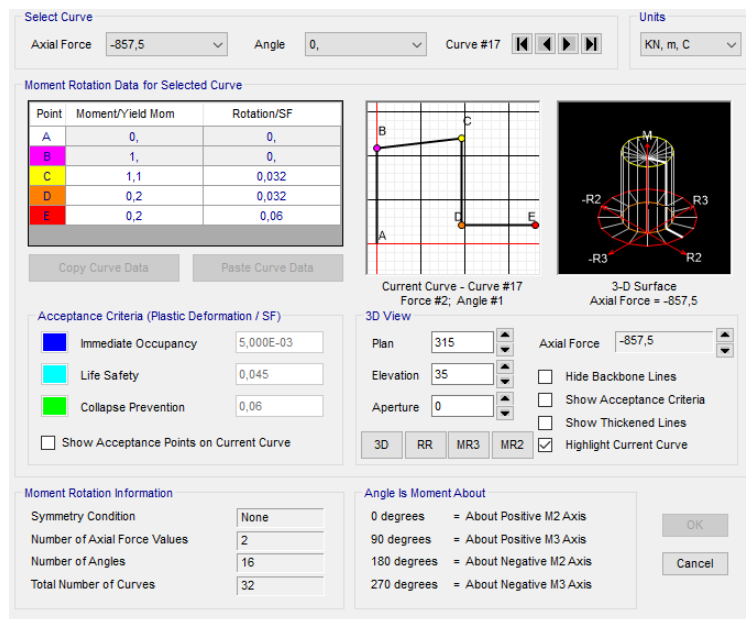


Figura 52: Rotula tipo para PILARES definida por SAP2000

3.5.4. Resultados y análisis

En el análisis de los resultados se presenta las gráficas obtenidas por medio del programa SAP2000, las primeras serán las curvas de capacidad en ambas direcciones donde se grafica el cortante contra el desplazamiento hasta llegar a la falla de la edificación, desde esta grafica se calculará la ductilidad de la edificación.

La siguiente grafica será la calculada por el método de la ATC-40 donde se grafica la aceleración espectro contra el desplazamiento espectral en esta grafica se monta tanto la gráfica de capacidad como el espectro de diseño (convirtiéndolo del espectro origina S_a vs T como se

explicó previamente) para ver el punto de funcionamiento. En este caso se comparó con el espectro de diseño (0.10) y se añadieron 2 espectros más con factor de aceleración de 0.20 y 0.30 en Aa y Av.

Por último, se presentan imágenes viendo la cantidad de rotulas que se generaron y en qué nivel de funcionalidad están estas en el momento de la falla de la edificación.

3.5.4.1. Disipación mínima de energía (DMI)

Tabla 44: Curva de Capacidad Cortante vs Desplazamiento modelo DMI

Curva de capacidad PUSH-OVER -DMI						
Análisis	Paso	Desplazamiento m	Cortante basal KN	Análisis	Desplazamiento m	Cortante basal KN
dir-Y	0	0,001	0,000	dir-X	0,001	0,000
dir-Y	1	0,042	1190,906	dir-X	0,043	1017,267
dir-Y	2	0,083	2381,817	dir-X	0,085	2034,537
dir-Y	3	0,093	2683,089	dir-X	0,113	2713,462
dir-Y	4	0,136	3792,547	dir-X	0,156	3604,464
dir-Y	5	0,174	4368,316	dir-X	0,200	4052,086
dir-Y	6	0,222	4773,984	dir-X	0,242	4299,616
dir-Y	7	0,266	5013,929	dir-X	0,285	4490,674
dir-Y	8	0,292	5096,864	dir-X	0,327	4622,702
dir-Y	9	0,346	5208,429	dir-X	0,369	4710,089
dir-Y	10	0,374	5273,970	dir-X	0,412	4786,461
dir-Y	11	0,374	5273,973	dir-X	0,421	4801,135
dir-Y	12	0,377	5281,053			
dir-Y	13	0,411	5349,482			

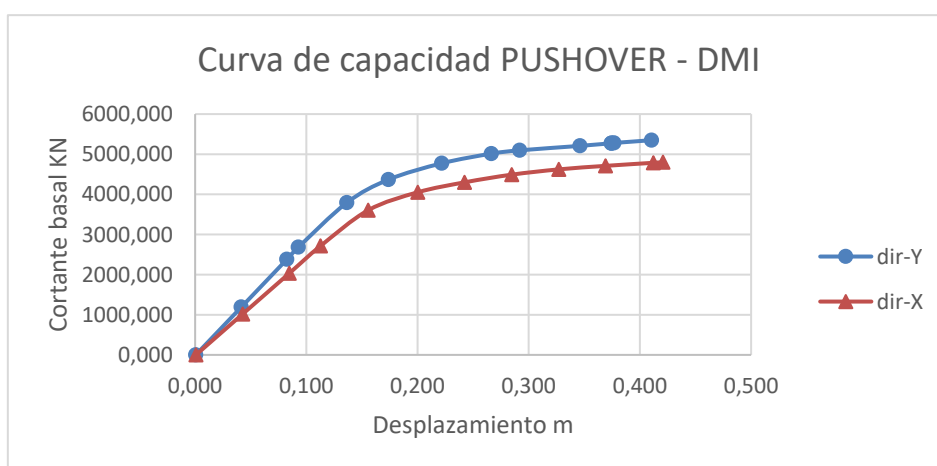


Figura 53: Curva de Capacidad Cortante vs Desplazamiento modelo DMI

Para el cálculo de la ductilidad de la edificación se calcula el punto de plastificación (primer punto donde se tiene cambio de pendiente) y se halla la relación entre el desplazamiento en el punto de falla y el desplazamiento en el punto de plastificación y se obtiene que:

$$\mu_x = \frac{\delta_u}{\delta_p} = \frac{0,421}{0,156} = 2.70 \qquad \mu_y = \frac{\delta_u}{\delta_p} = \frac{0,411}{0,136} = 3.00$$

Tabla 45: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMI dirección Y

Curva de demanda vs capacidad PUSH-OVER - ATC40 - DMI											
Análisis	Paso	Teff s	Beff	Sd Capaci dad m	Sa Capaci dad	Espectro 0,1		Espectro 0,2		Espectro 0,3	
						Sd Demanda m	Sa Demanda	Sd Demanda m	Sa Demanda	Sd Demanda m	Sa Demanda
dir-Y	0	1,774	0,050	0,000	0,000	0,090	0,115	0,170	0,217	0,239	0,306
dir-Y	1	1,774	0,050	0,031	0,039	0,090	0,115	0,170	0,217	0,239	0,306
dir-Y	2	1,774	0,050	0,062	0,079	0,090	0,115	0,170	0,217	0,239	0,306
dir-Y	3	1,774	0,050	0,069	0,089	0,090	0,115	0,170	0,217	0,239	0,306
dir-Y	4	1,818	0,057	0,103	0,125	0,090	0,109	0,169	0,205	0,237	0,289
dir-Y	5	1,934	0,076	0,132	0,142	0,088	0,095	0,166	0,178	0,233	0,251
dir-Y	6	2,111	0,100	0,171	0,154	0,089	0,081	0,168	0,152	0,236	0,213
dir-Y	7	2,273	0,117	0,207	0,161	0,092	0,072	0,173	0,135	0,243	0,189
dir-Y	8	2,371	0,127	0,228	0,163	0,093	0,067	0,175	0,125	0,246	0,176
dir-Y	9	2,576	0,146	0,271	0,165	0,096	0,058	0,181	0,110	0,255	0,154
dir-Y	10	2,674	0,153	0,295	0,166	0,099	0,056	0,186	0,105	0,261	0,147
dir-Y	11	2,674	0,153	0,295	0,166	0,099	0,056	0,186	0,105	0,261	0,147
dir-Y	12	2,680	0,153	0,296	0,166	0,099	0,055	0,186	0,104	0,262	0,147
dir-Y	13	2,789	0,159	0,324	0,168	0,101	0,052	0,191	0,099	0,268	0,139

Se observa que con el nivel de disipación moderada de energía soporta los tres sismos a los cuales fue sometida la estructura en la dirección Y.

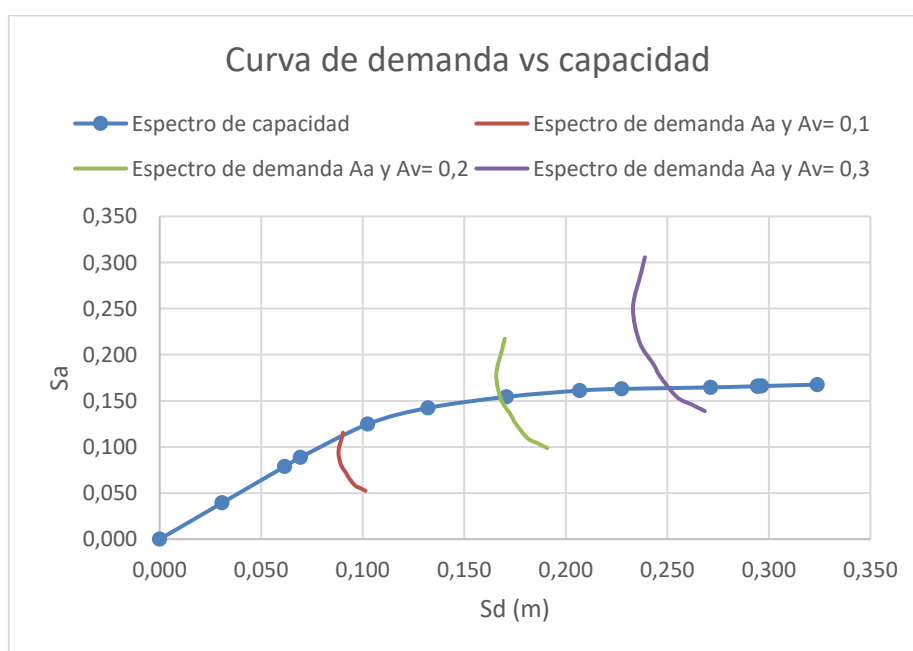


Figura 54: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMI dirección Y

Tabla 46: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMI dirección X

Curva de demanda vs capacidad PUSH-OVER - ATC40 - DMI											
Análisis	Paso	Teff Sec	Beff	Sd Capaci dad m	Sa Capaci dad	Espectro 0,1		Espectro 0,2		Espectro 0,3	
						Sd Deman da m	Sa Deman da	Sd Deman da m	Sa Deman da	Sd Deman da m	Sa Deman da
dir-X	0	1,956	0,050	0,000	0,000	0,099	0,105	0,187	0,197	0,263	0,277
dir-X	1	1,956	0,050	0,032	0,033	0,099	0,105	0,187	0,197	0,263	0,277
dir-X	2	1,956	0,050	0,064	0,067	0,099	0,105	0,187	0,197	0,263	0,277
dir-X	3	1,956	0,050	0,085	0,089	0,099	0,105	0,187	0,197	0,263	0,277
dir-X	4	2,005	0,058	0,118	0,118	0,098	0,098	0,184	0,185	0,259	0,260
dir-X	5	2,171	0,083	0,154	0,132	0,097	0,083	0,183	0,156	0,257	0,220
dir-X	6	2,337	0,103	0,189	0,139	0,098	0,072	0,185	0,136	0,260	0,192
dir-X	7	2,492	0,117	0,224	0,145	0,100	0,065	0,188	0,122	0,264	0,171
dir-X	8	2,647	0,130	0,259	0,149	0,103	0,059	0,194	0,111	0,273	0,157
dir-X	9	2,803	0,142	0,294	0,151	0,106	0,054	0,200	0,102	0,281	0,144
dir-X	10	2,953	0,152	0,329	0,152	0,109	0,050	0,204	0,094	0,287	0,133
dir-X	11	2,982	0,154	0,336	0,152	0,109	0,049	0,205	0,093	0,289	0,131

Se observa que con el nivel de disipación moderada de energía soporta los tres sismos a los cuales fue sometida la estructura en la dirección X.

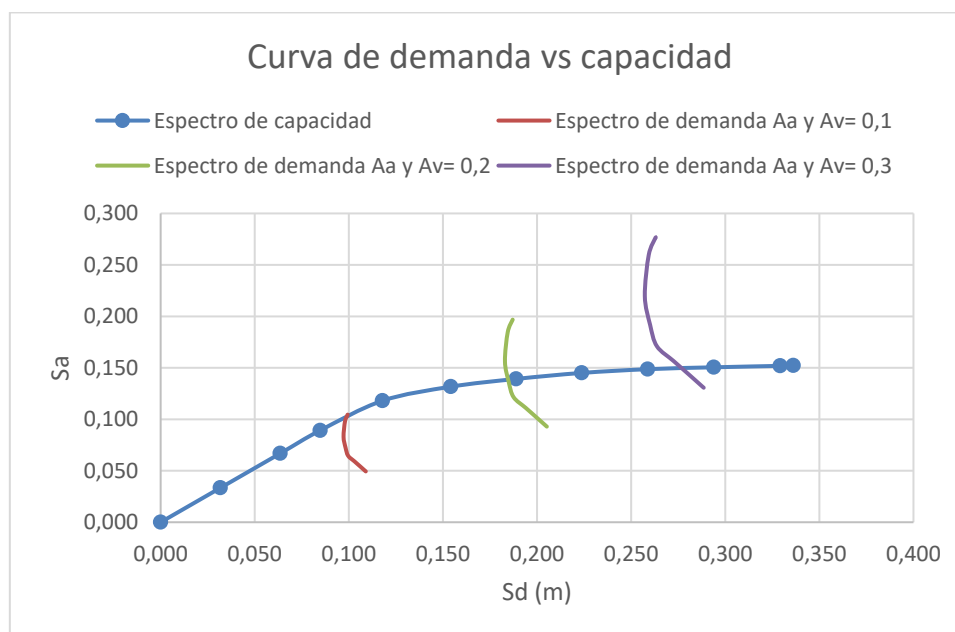


Figura 55: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMI dirección X

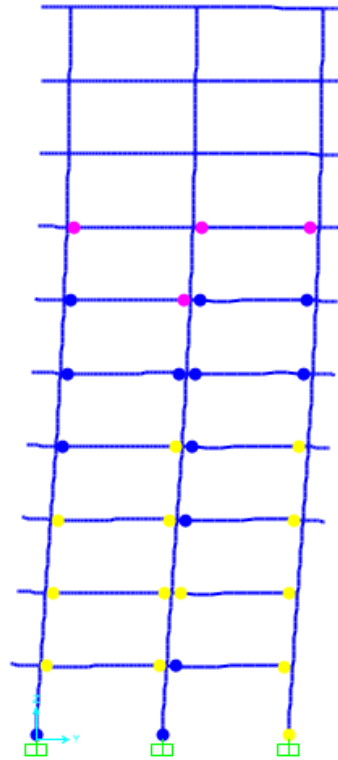


Figura 56: Rotulas plásticas en momento de fallo modelo DMI dirección Y

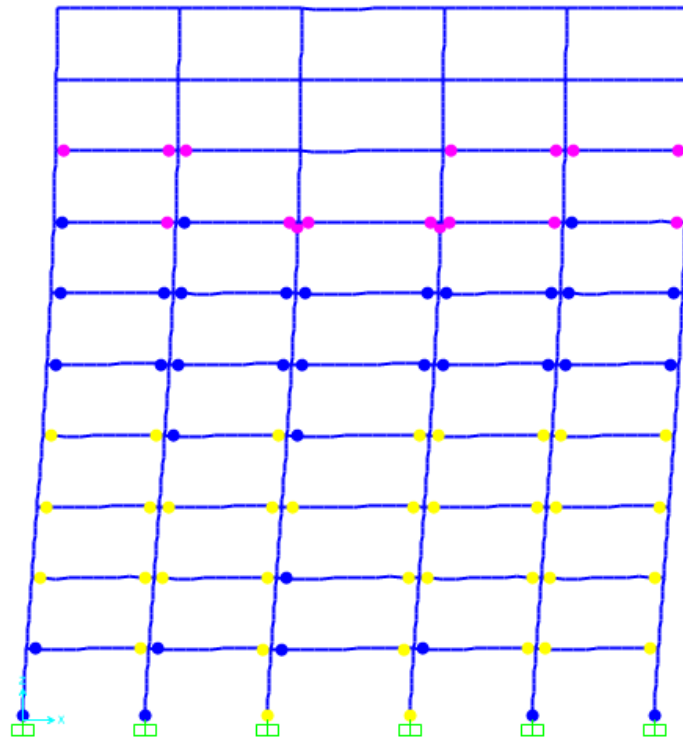


Figura 57: Rotulas plásticas en momento de fallo modelo DMI dirección X

3.5.4.2. Disipación moderada de energía (DMO)

Tabla 47: Curva de Capacidad Cortante vs Desplazamiento modelo DMO

Curva de capacidad PUSH-OVER - DMO						
Análisis	Paso	Desplazamiento m	Cortante basal KN	Análisis	Desplazamiento m	Cortante basal KN
dir-Y	0	0,000	0,000	dir-X	0,001	0,000
dir-Y	1	0,033	895,939	dir-X	0,056	1195,529
dir-Y	2	0,038	1047,678	dir-X	0,061	1307,356
dir-Y	3	0,072	1994,955	dir-X	0,097	1983,397
dir-Y	4	0,118	2662,119	dir-X	0,134	2264,926
dir-Y	5	0,155	3056,025	dir-X	0,193	2504,101
dir-Y	6	0,190	3303,427	dir-X	0,248	2678,380
dir-Y	7	0,227	3496,434	dir-X	0,310	2843,469
dir-Y	8	0,265	3654,424	dir-X	0,372	2984,820
dir-Y	9	0,302	3776,099	dir-X	0,427	3080,519
dir-Y	10	0,337	3858,922	dir-X	0,462	3126,678
dir-Y	11	0,338	3859,717	dir-X	0,517	3179,785
dir-Y	12	0,338	3859,697	dir-X	0,551	3211,671
dir-Y	13	0,339	3860,682			
dir-Y	14	0,350	3880,214			

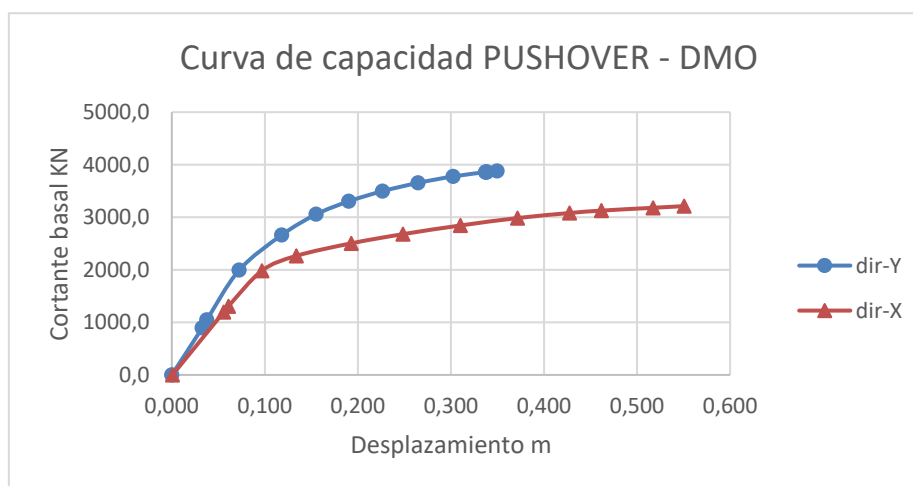


Figura 58: Curva de Capacidad Cortante vs Desplazamiento modelo DMO

Para el cálculo de la ductilidad de la edificación se calcula el punto de plastificación (primer punto donde se tiene cambio de pendiente) y se halla la relación entre el desplazamiento en el punto de falla y el desplazamiento en el punto de plastificación y se obtiene que:

$$\mu_x = \frac{\delta_u}{\delta_p} = \frac{0,551}{0,097} = 5,69 \quad \mu_y = \frac{\delta_u}{\delta_p} = \frac{0,35}{0,072} = 4,83$$

Tabla 48: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMO dirección Y

Curva de demanda vs capacidad PUSH-OVER - ATC40 - DMO											
Análisis	Paso	Teff Sec	Beff	Sd Capaci dad m	Sa Capaci dad	Espectro 0.1		Espectro 0.2		Espectro 0.3	
						Sd Demanda m	Sa Demanda	Sd Demanda m	Sa Demanda	Sd Demanda m	Sa Demanda
dir-Y	0	1,878	0,050	0,000	0,000	0,096	0,109	0,187	0,213	0,253	0,289
dir-Y	1	1,878	0,050	0,027	0,030	0,096	0,109	0,187	0,213	0,253	0,289
dir-Y	2	1,878	0,050	0,031	0,036	0,096	0,109	0,187	0,213	0,253	0,289
dir-Y	3	1,917	0,054	0,062	0,067	0,096	0,105	0,186	0,204	0,253	0,277
dir-Y	4	2,016	0,067	0,091	0,090	0,095	0,094	0,186	0,184	0,251	0,248
dir-Y	5	2,166	0,086	0,120	0,103	0,096	0,082	0,186	0,160	0,254	0,218
dir-Y	6	2,319	0,102	0,148	0,111	0,098	0,073	0,190	0,142	0,259	0,194
dir-Y	7	2,468	0,114	0,177	0,117	0,100	0,066	0,195	0,129	0,264	0,174
dir-Y	8	2,612	0,124	0,208	0,123	0,103	0,061	0,201	0,119	0,273	0,161
dir-Y	9	2,752	0,133	0,238	0,126	0,106	0,057	0,207	0,110	0,281	0,150
dir-Y	10	2,884	0,142	0,265	0,128	0,109	0,053	0,212	0,103	0,288	0,140
dir-Y	11	2,886	0,142	0,266	0,128	0,109	0,053	0,212	0,103	0,288	0,139
dir-Y	12	2,886	0,142	0,266	0,128	0,109	0,053	0,212	0,103	0,288	0,139
dir-Y	13	2,889	0,142	0,266	0,128	0,109	0,053	0,213	0,103	0,288	0,139
dir-Y	14	2,932	0,145	0,275	0,129	0,110	0,051	0,214	0,100	0,290	0,136

Se observa que con el nivel de disipación moderada de energía no alcanza a soportar un sismo con aceleración A_a y A_v igual a 0,3 en la dirección Y donde la rigidez es menor.

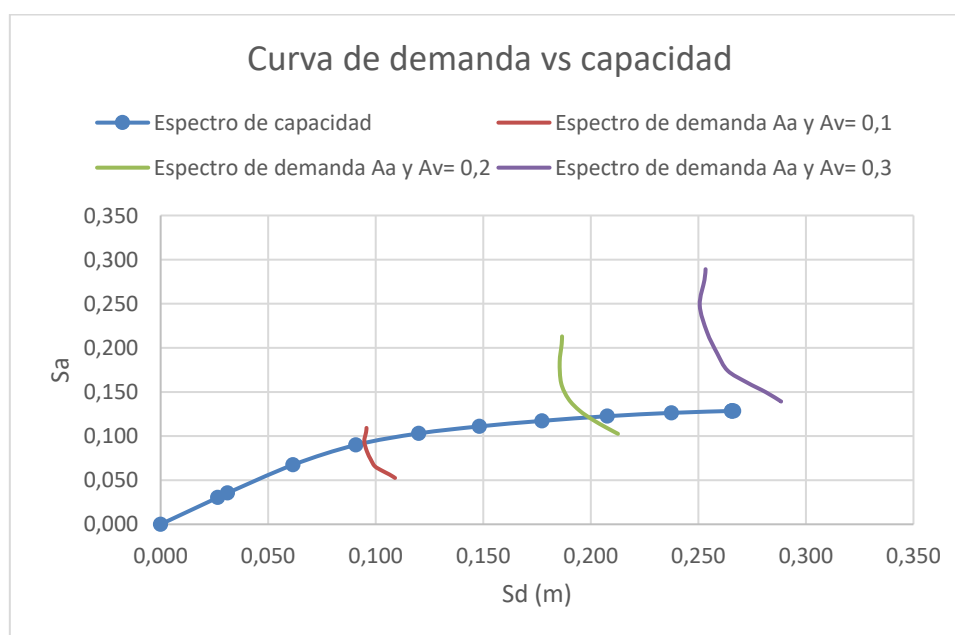


Figura 59: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMO dirección Y

Tabla 49: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMO dirección X

Curva de demanda vs capacidad PUSH-OVER - ATC40 - DMO											
Análisis	Paso	Teff Sec	Beff	Sd Capaci dad m	Sa Capaci dad	Espectro 0,1		Espectro 0,2		Espectro 0,3	
						Sd Deman da m	Sa Deman da	Sd Deman da m	Sa Deman da	Sd Deman da m	Sa Deman da
dir-X	0	2,043	0,050	0,000	0,000	0,104	0,100	0,203	0,196	0,275	0,265
dir-X	1	2,043	0,050	0,042	0,040	0,104	0,100	0,203	0,196	0,275	0,265
dir-X	2	2,043	0,050	0,046	0,044	0,104	0,100	0,203	0,196	0,275	0,265
dir-X	3	2,109	0,059	0,074	0,067	0,103	0,094	0,201	0,182	0,274	0,248
dir-X	4	2,355	0,092	0,104	0,076	0,102	0,074	0,199	0,144	0,271	0,196
dir-X	5	2,708	0,122	0,153	0,084	0,108	0,059	0,209	0,115	0,285	0,156
dir-X	6	2,967	0,134	0,197	0,090	0,114	0,052	0,222	0,102	0,301	0,137
dir-X	7	3,212	0,142	0,247	0,096	0,121	0,047	0,236	0,092	0,321	0,125
dir-X	8	3,423	0,147	0,295	0,101	0,127	0,044	0,249	0,086	0,337	0,116
dir-X	9	3,615	0,153	0,339	0,104	0,133	0,041	0,259	0,080	0,344	0,106
dir-X	10	3,733	0,157	0,366	0,106	0,136	0,039	0,265	0,077	0,344	0,099
dir-X	11	3,931	0,166	0,409	0,107	0,140	0,037	0,274	0,071	0,340	0,088
dir-X	12	4,041	0,169	0,435	0,107	0,142	0,035	0,280	0,069	0,338	0,083

Se observa que con el nivel de disipación moderada de energía soporta los tres sismos a los cuales fue sometida la estructura en la dirección X.

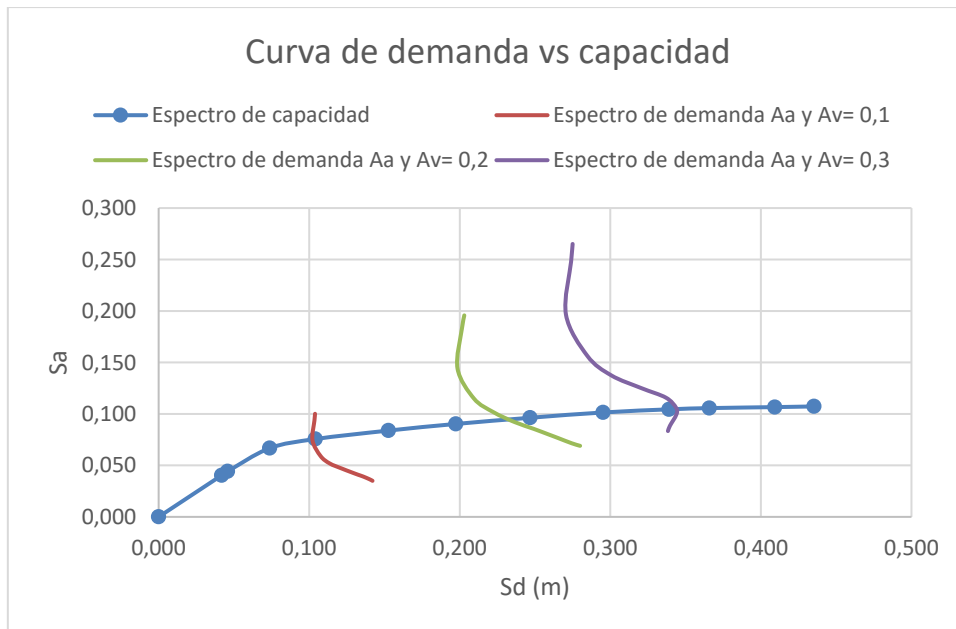


Figura 60: Curva de demanda vs Capacidad PUSH-OVER modelo DMO dirección X

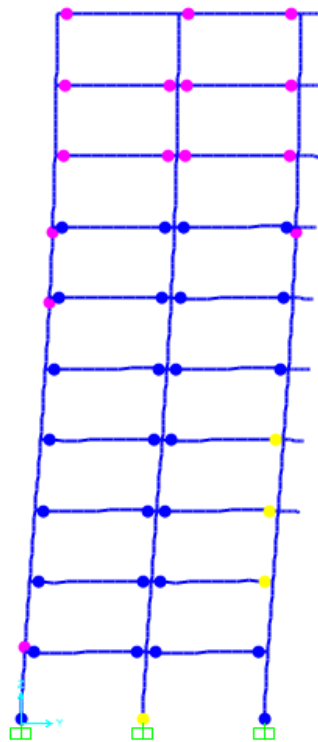


Figura 61: Rotulas plásticas en momento de fallo modelo DMO dirección Y

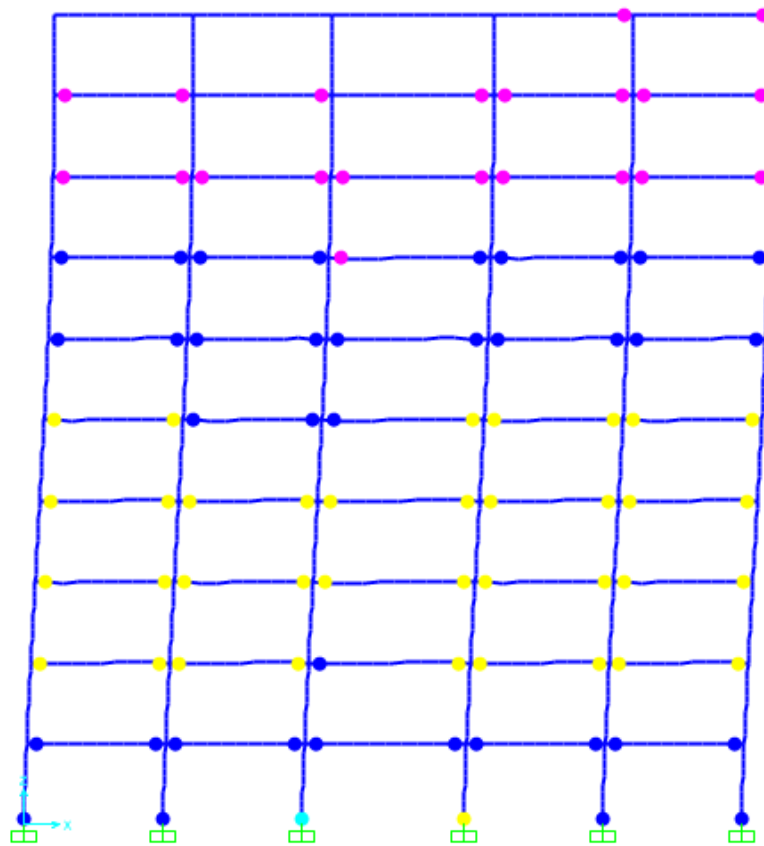


Figura 62: Rotulas plásticas en momento de fallo modelo DMO dirección X

PRESUPUESTO

4. Presupuesto

4.1. Descripción del presupuesto

El presupuesto generado para el proyecto es netamente de materiales requeridos para cada uno de los modelos (hormigón y acero). Esto con el fin de obtener un análisis comparativo más real de la diferencia de costos que lleva ejecutar el proyecto con cada uno de los niveles de ductilidad también se incluye en el análisis un modelo sin cargas de sismo (cargas gravitacionales y viento) que fue el costo base para comparar. Por esto no se incluye ningún ítem adicional a los costos como podría ser formaletas, trabajadores o cualquier otro factor donde la variable de análisis no afecta.

El presupuesto se desglosa lo más detallado posible para poder ver en qué elementos es más o menos significativas las variaciones de costos con respecto al nivel de ductilidad de la estructura, por esto se presenta primero tablas detalladas de manera independiente las cantidades de vigas, pilares y totales por planta y posteriormente el resumen de estas para toda la edificación. Todas las tablas se encuentran separadas también en el tipo de material (Acero y hormigón).

Por último, se presenta las tablas comparativas de cada uno de los niveles de ductilidad y todo esto se representa en gráficas para facilidad de lectura. Los costos calculados se presentan tanto para valores generales en España como en Colombia.

4.2. Contenido del presupuesto

Los precios que se usaron para el cálculo de los presupuestos se presentan en la Tabla 50 y Tabla 51 tanto en precios aproximados en España y en Colombia.

Tabla 50: Precio del acero corrugado

ACERO						
N (N/8")	Área (mm ²)	peso (kg/m)	costo (€/m)	costo (€/kg)	costo (COP/m)	costo (COP/kg)
3	71	0,559	0,67 €	1,20 €	\$ 1.406,7	\$ 2.514,8
4	127	0,994	0,97 €	0,98 €	\$ 2.341,7	\$ 2.354,8
5	198	1,554	1,37 €	0,88 €	\$ 3.890,0	\$ 2.503,6
6	285	2,237	2,14 €	0,96 €	\$ 5.559,3	\$ 2.484,7
7	388	3,045	2,74 €	0,90 €	\$ 7.567,3	\$ 2.484,8
8	507	3,978	3,34 €	0,84 €	\$ 9.915,5	\$ 2.492,8
				0,958 €		\$ 2.472,6

Tabla 51: Precio de hormigón 24,5 MPa

HORMIGÓN PUESTO EN OBRA			
costo (EUR/m³)		costo (COP/m³)	
mínimo	máximo	mínimo	máximo
50	80	\$ 369.575	\$ 511.333

4.2.1. Cantidades de obra por planta (PILARES)

4.2.1.1. Modelo sin sismo (G + V)

Tabla 52: Cantidades de PILARES por planta de Modelo sin sismo

MEDICIONES DE PILARES POR PLANTA Y TOTAL					
	ACERO		HORMIGÓN		
	Tipo Acero	Total kg	f'c MPa	VOLUMEN m³	cuantía kg/m³
planta 1	Grado 60	8047	24,5	15,54	517,82
planta 2	Grado 60	3366	24,5	15,54	216,6
planta 3	Grado 60	2938	24,5	15,54	189,06
planta 4	Grado 60	2579	24,5	11,6	222,33
planta 5	Grado 60	2228	24,5	11,6	192,07
planta 6	Grado 60	2236	24,5	11,6	192,76
planta 7	Grado 60	1817	24,5	8,56	212,27
planta 8	Grado 60	1683	24,5	8,56	196,61
planta 9	Grado 60	1692	24,5	8,56	197,66
CUBIERTA	Grado 60	996	24,5	8,56	116,36
Total Obra		27582,0	24,5	115,66	238,47
costo (COP)		\$ 68.198.991		\$ 59.140.775	
costo (€)		26.437 €		9.253 €	

4.2.1.2. Modelo con capacidad Mínima de Disipación de energía (DMI).

Tabla 53: Cantidades de PILARES por planta de Modelo con DMI

MEDICIONES DE PILARES POR PLANTA Y TOTAL					
ACERO			HORMIGÓN		
	Tipo Acero	Total kg	f'c MPa	VOLUMEN m ³	cuantía kg/m ³
planta 1	Grado 60	12227	24,5	20,36	600,54
planta 2	Grado 60	5428	24,5	20,02	271,13
planta 3	Grado 60	5073	24,5	20,18	251,39
planta 4	Grado 60	4922	24,5	17,63	279,18
planta 5	Grado 60	4742	24,5	17,63	268,97
planta 6	Grado 60	4595	24,5	17,81	258
planta 7	Grado 60	4289	24,5	14,56	294,57
planta 8	Grado 60	3917	24,5	14,56	269,02
planta 9	Grado 60	3512	24,5	14,56	241,21
CUBIERTA	Grado 60	1973	24,5	14,56	135,51
Total Obra		50678,0	24,5	171,87	294,86
costo (COP)		\$ 125.305.942		\$ 87.882.803	
costo (€)		48.574 €		13.750 €	

4.2.1.3. Modelo con capacidad Moderada de Disipación de energía (DMO).

Tabla 54: Cantidades de PILARES por planta de Modelo con DMO

MEDICIONES DE PILARES POR PLANTA Y TOTAL					
ACERO			HORMIGÓN		
	Tipo Acero	Total kg	f'c MPa	VOLUMEN m ³	cuantía kg/m ³
planta 1	Grado 60	11759	24,5	20,04	586,78
planta 2	Grado 60	5838	24,5	19,95	292,63
planta 3	Grado 60	5775	24,5	19,81	291,52
planta 4	Grado 60	5380	24,5	17,24	312,06
planta 5	Grado 60	5216	24,5	17,3	301,5
planta 6	Grado 60	4958	24,5	17,42	284,62
planta 7	Grado 60	4688	24,5	14,94	313,79
planta 8	Grado 60	4439	24,5	14,94	297,12
planta 9	Grado 60	4305	24,5	14,94	288,15
CUBIERTA	Grado 60	2873	24,5	14,94	192,3
Total Obra		55231,0	24,5	171,52	322,01
costo (COP)		\$ 136.563.646		\$ 87.703.836	
costo (€)		52.937 €		13.722 €	

4.2.1.4. Modelo con capacidad Especial de Disipación de energía (DES).

Tabla 55: Cantidades de PILARES por planta de Modelo con DES

MEDICIONES DE PILARES POR PLANTA Y TOTAL					
ACERO			HORMIGÓN		
	Tipo Acero	Total kg	f'c MPa	VOLUMEN m ³	cuantía kg/m ³
planta 1	Grado 60	12659	24,5	19,54	647,85
planta 2	Grado 60	6841	24,5	19,54	350,1
planta 3	Grado 60	6585	24,5	19,54	337
planta 4	Grado 60	6443	24,5	17,3	372,43
planta 5	Grado 60	6171	24,5	17,3	356,71
planta 6	Grado 60	6239	24,5	17,42	358,15
planta 7	Grado 60	5818	24,5	14,58	399,04
planta 8	Grado 60	5694	24,5	14,32	397,63
planta 9	Grado 60	5645	24,5	14,32	394,2
CUBIERTA	Grado 60	4172	24,5	14,32	291,34
Total Obra		66267,0	24,5	168,18	394,02
costo (COP)		\$ 163.851.155		\$ 85.995.984	
costo (€)		63.515 €		13.454 €	

4.2.2. Cantidades de obra por planta (VIGAS)

4.2.2.1. Modelo sin sismo (G + V)

Tabla 56: Cantidades de VIGAS por planta de Modelo sin sismo

MEDICIONES DE VIGAS POR PLANTA Y TOTAL										
ACERO								HORMIGÓN		
	Tipo Acero	Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" kg	Ø7/8" kg	Total kg	f'c MPa	VOLUMEN m ³	cuantía kg/m ³
planta 1	Grado 60	996,6	964,8	448,8	882,9	1043	4336,1	24,5	29,779	145,61
planta 2	Grado 60	996,6	960,9	454,3	916,3	1043	4371,1	24,5	29,779	146,78
planta 3	Grado 60	936	631,4	670,8	810,2	305,4	3353,8	24,5	22,864	146,68
planta 4	Grado 60	942,9	631,4	685	809,9	305,4	3374,6	24,5	22,855	147,65
planta 5	Grado 60	942,9	631,4	685	809,9	305,4	3374,6	24,5	22,855	147,65
planta 6	Grado 60	942,9	631,4	685	809,9	305,4	3374,6	24,5	22,855	147,65
planta 7	Grado 60	956,1	631	684,3	809,9	305,4	3386,7	24,5	22,846	148,24
planta 8	Grado 60	956,1	631	654,8	809,9	305,4	3357,2	24,5	22,846	146,95
planta 9	Grado 60	956,1	631	654,8	809,9	305,4	3357,2	24,5	22,84	146,99
CUBIERTA	Grado 60	956,9	631,5	644,5	680,6	546	3459,5	24,5	22,846	151,43
Total Obra		9583,1	6975,8	6267,3	8149,4	4769,8	35745,4	24,5	242,365	147,49
costo (COP)		24.099.482	16.426.768	15.690.727	20.248.780	11.852.227	88.317.984		123.929.223	
costo (EUR)		11.479 €	6.805 €	5.526 €	7.795 €	4.291 €	35.895 €		19.389 €	

4.2.2.2. Modelo con capacidad Mínima de Disipación de energía (DMI).

Tabla 57: Cantidades de VIGAS por planta de Modelo con DMI

MEDICIONES DE VIGAS POR PLANTA Y TOTAL										
	Tipo Acero	ACERO					Total kg	HORMIGÓN		
		Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" kg	Ø7/8" kg		f'c MPa	VOLUMEN m ³	cuantía kg/m ³
planta 1	Grado 60	1049,4	119,8	509,7	2200	2801,8	6680,7	24,5	32,564	205,16
planta 2	Grado 60	1115,7	240,8	465,4	1658,6	4144,4	7624,9	24,5	34,81	219,04
planta 3	Grado 60	1123,7	341,7	168,2	2106,1	3371,5	7111,2	24,5	32,818	216,69
planta 4	Grado 60	1109,1	338,7	205	2224,1	3120	6996,9	24,5	31,621	221,27
planta 5	Grado 60	1109,1	338,7	218,8	2333,9	2867,9	6868,4	24,5	31,621	217,21
planta 6	Grado 60	1025	338,5	218,8	2872,7	2117,6	6572,6	24,5	28,111	233,81
planta 7	Grado 60	1055,8	336,6	298,9	3227,8	1176	6095,1	24,5	27,464	221,93
planta 8	Grado 60	1015,9	336,6	402,2	2955,5	885,3	5595,5	24,5	26,332	212,5
planta 9	Grado 60	1026,9	336,6	963,3	2399,1	381,6	5107,5	24,5	26,332	193,97
CUBIERTA	Grado 60	1003,5	336,6	1824,4	932,4		4096,9	24,5	25,536	160,44
Total Obra		10634,1	3064,6	5274,7	22910,2	20866,1	62749,7	24,5	297,209	211,13
costo (COP)		26.742.526	7.216.588	13.205.668	56.924.877	51.849.082	155.938.740		151.972.770	
costo (EUR)		12.738 €	2.989 €	4.651 €	21.913 €	18.774 €	61.064 €		23.777 €	

4.2.2.3. Modelo con capacidad Moderada de Disipación de energía (DMO).

Tabla 58: Cantidades de VIGAS por planta de Modelo con DMO

MEDICIONES DE VIGAS POR PLANTA Y TOTAL										
	Tipo Acero	ACERO					Total kg	HORMIGÓN		
		Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" kg	Ø7/8" kg		f'c MPa	VOLUMEN m ³	cuantía kg/m ³
planta 1	Grado 60	1483,8	215,1	1493,9	1140,3	761,4	5094,5	24,5	32,313	157,66
planta 2	Grado 60	1650,8	94,8	1240,1	1878,9	825,1	5689,7	24,5	33,134	171,72
planta 3	Grado 60	1540,6	339,9	1042,4	1540,2	901	5364,1	24,5	27,95	191,92
planta 4	Grado 60	1468,8	319,8	1007,5	1851,5	447,6	5095,2	24,5	26,178	194,64
planta 5	Grado 60	1451,9	319,8	1175,9	1531,9	643,4	5122,9	24,5	25,296	202,52
planta 6	Grado 60	1426,2	319,8	1572,8	1150,7	458,9	4928,4	24,5	24,445	201,61
planta 7	Grado 60	1450,4	318,7	1506,7	1143,1	458,9	4877,8	24,5	24,445	199,54
planta 8	Grado 60	1450,4	318,7	1414,5	1197,6	440	4821,2	24,5	24,445	197,23
planta 9	Grado 60	1368,2	189,8	1791,7	836,2	120,7	4306,6	24,5	24,445	176,18
CUBIERTA	Grado 60	1368,2	189,8	1468,2	599,7	480,4	4106,3	24,5	24,445	167,98
Total Obra		14659,3	2626,2	13713,7	12870,1	5537,4	49406,7	24,5	267,096	184,98
costo (COP)		36.865.058	6.184.234	34.333.434	31.978.283	13.759.596	123.120.604		136.574.999	
costo (EUR)		17.559 €	2.562 €	12.092 €	12.310 €	4.982 €	49.504 €		21.368 €	

4.2.2.4. Modelo con capacidad Especial de Disipación de energía (DES).

Tabla 59: Cantidades de VIGAS por planta de Modelo con DES

MEDICIONES DE VIGAS POR PLANTA Y TOTAL										
	Tipo Acero	ACERO					Total kg	HORMIGÓN		
		Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" kg	Ø7/8" kg		f'c MPa	VOLUMEN m ³	cuantía kg/m ³
planta 1	Grado 60	1366,9	51,3	1747,5	706	944,9	4816,6	24,5	32,245	149,38
planta 2	Grado 60	1371,4	51,3	1759,5	837,1	901,7	4921	24,5	32,245	152,61
planta 3	Grado 60	1224,2	178,2	1771,2	891,8	204,8	4270,2	24,5	24,454	174,62
planta 4	Grado 60	1258,5	178,2	1750,2	947	204,8	4338,7	24,5	25,296	171,52
planta 5	Grado 60	1258,5	178,2	1705,1	944,5	204,8	4291,1	24,5	25,296	169,64
planta 6	Grado 60	1236,3	178,2	1643,8	951,3	204,8	4214,4	24,5	24,445	172,4
planta 7	Grado 60	1261,8	178,2	1582,1	832,8	160,6	4015,5	24,5	24,436	164,33
planta 8	Grado 60	1263,4	177,8	1568,3	832,8	160,6	4002,9	24,5	24,436	163,81
planta 9	Grado 60	1263,4	177,8	1566,5	811,6	160,6	3979,9	24,5	24,436	162,87
CUBIERTA	Grado 60	1263,4	177,8	1418,8	789,8	160,6	3810,4	24,5	24,436	155,93
Total Obra		12767,8	1527,0	16513,0	8544,7	3308,2	42660,7	24,5	261,725	163
costo (COP)		32.108.333	3.595.813	41.341.723	21.230.980	8.220.373	106.497.223		133.828.629	
costo (EUR)		15.293 €	1.490 €	14.560 €	8.173 €	2.976 €	42.492 €		20.938 €	

4.2.3. Presupuesto de obra totales

En las cantidades totales se presenta el resumen de las cantidades de obra de cada modelo conservando el concepto de presentar las cantidades separadas con respecto a los materiales. Posteriormente se calcula la diferencia de cada modelo con respecto al modelo sin sismo y se presentan las respectivas graficas comparativas.

4.2.3.1. Presupuesto de PILARES

Tabla 60: Resumen de Presupuesto de PILARES por modelo

	PILARES						TOTAL	
	ACERO kg	COSTO EUR	COSTO COP	HORMIGÓN m ³	COSTO EUR	COSTO COP	COSTO EUR	COSTO COP
G+V	27582,0	26.437 €	\$ 68.198.991	115,66	9.253 €	\$ 59.140.775	35.689 €	\$ 127.339.766
DMI	50678,0	48.574 €	\$ 125.305.942	171,87	13.750 €	\$ 87.882.803	62.323 €	\$ 213.188.744
DMO	55231,0	52.937 €	\$ 136.563.646	171,52	13.722 €	\$ 87.703.836	66.659 €	\$ 224.267.482
DES	66267,0	63.515 €	\$ 163.851.155	168,18	13.454 €	\$ 85.995.984	76.970 €	\$ 249.847.139

4.2.3.2. Cantidades de VIGAS

	VIGAS						TOTAL	
	ACERO kg	COSTO EUR	COSTO COP	HORMIGÓN m ³	COSTO EUR	COSTO COP	COSTO EUR	COSTO COP
G+V	35745,4	34.261 €	\$ 88.383.737	242,365	19.389 €	\$ 123.929.223	53.650 €	\$ 212.312.959
DMI	62749,7	60.144 €	\$ 155.154.313	297,209	23.777 €	\$ 151.972.770	83.921 €	\$ 307.127.082
DMO	49406,7	47.355 €	\$ 122.162.537	267,096	21.368 €	\$ 136.574.999	68.723 €	\$ 258.737.536
DES	42660,7	40.889 €	\$ 105.482.442	261,725	20.938 €	\$ 133.828.629	61.827 €	\$ 239.311.071

4.2.3.3. Cantidades de TOTALES

	TOTAL						TOTAL	
	ACERO kg	COSTO EUR	COSTO COP	HORMIGÓN m ³	COSTO EUR	COSTO COP	COSTO EUR	COSTO COP
G+V	63327,4	60.698 €	\$ 156.582.728	358,025	28.642 €	\$ 183.069.997	89.340 €	\$ 339.652.725
DMI	113427,7	108.717 €	\$ 280.460.254	469,079	37.526 €	\$ 239.855.572	146.244 €	\$ 520.315.827
DMO	104637,7	100.293 €	\$ 258.726.184	438,616	35.089 €	\$ 224.278.835	135.382 €	\$ 483.005.019
DES	108927,7	104.404 €	\$ 269.333.597	429,905	34.392 €	\$ 219.824.613	138.797 €	\$ 489.158.210

4.2.3.4. Graficas comparativas del Presupuesto

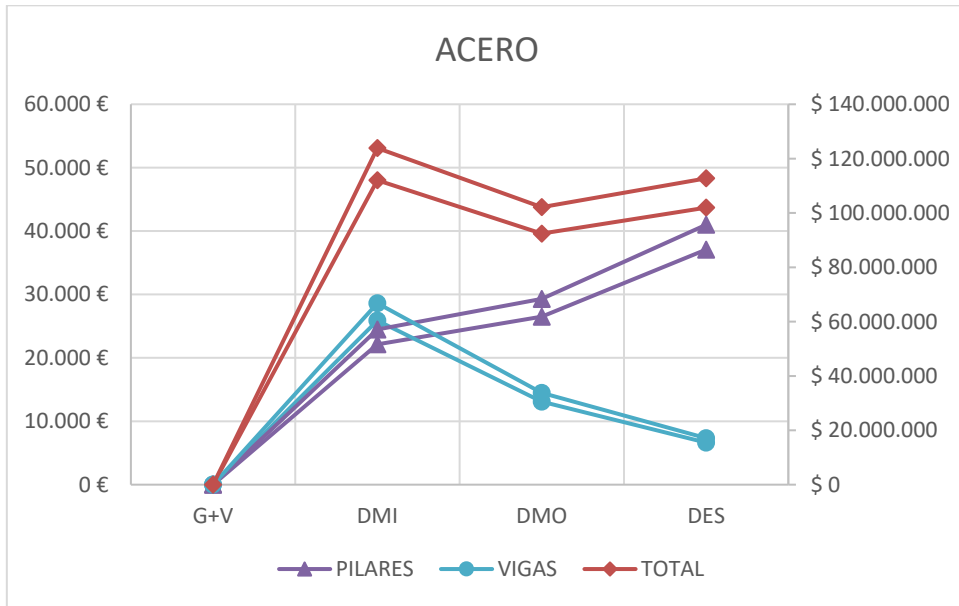


Figura 63: Costos de acero para cada modelo

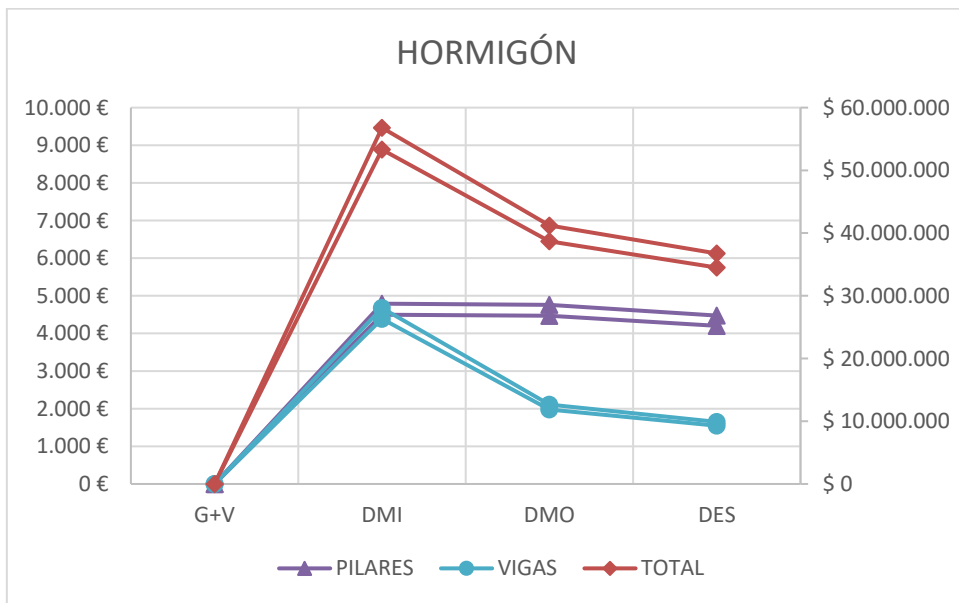


Figura 64: Costos de hormigón para cada modelo

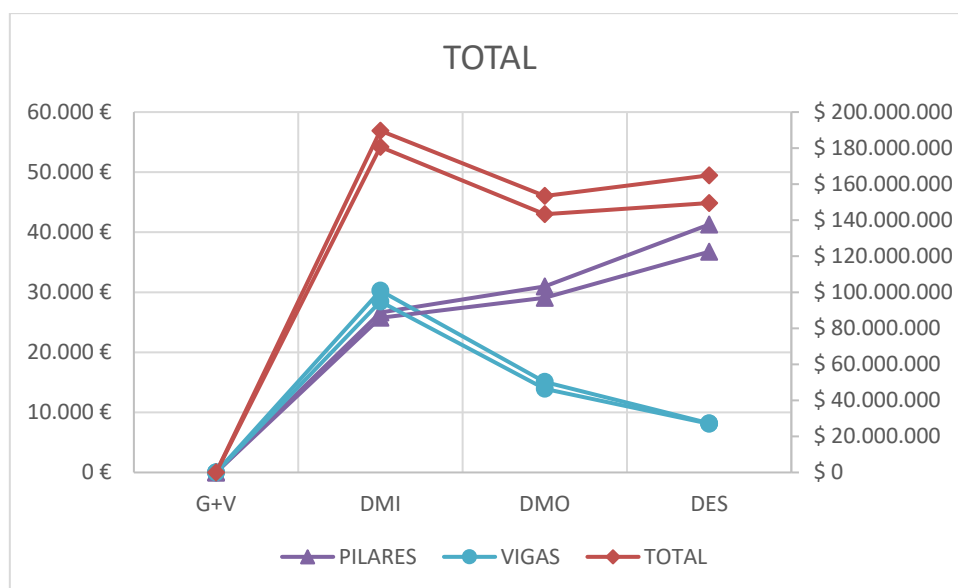


Figura 65: Costos totales para cada modelo

4.2.4. Diferencias presupuestales de obra

4.2.4.1. Diferencia en Presupuesto de PILARES

Tabla 61: Diferencia de costo en PILARES con respecto a G+V

COMPARATIVA								
	PILARES						TOTAL	
	DIFERENCIA kg	COSTO EUR	COSTO COP	DIFERENCIA m3	COSTO EUR	COSTO COP	COSTO EUR	COSTO COP
G+V	0,0	0 €	\$ 0	0	0 €	\$ 0	0 €	\$ 0
DMI	23096,0	22.137 €	\$ 57.106.950	56,21	4.497 €	\$ 28.742.028	26.634 €	\$ 85.848.978
DMO	27649,0	26.501 €	\$ 68.364.655	55,86	4.469 €	\$ 28.563.061	30.970 €	\$ 96.927.716
DES	38685,0	37.079 €	\$ 95.652.164	52,52	4.202 €	\$ 26.855.209	41.280 €	\$ 122.507.373

4.2.4.2. Diferencia en Presupuesto de VIGAS

Tabla 62: Diferencia de costo en VIGAS con respecto a G+V

COMPARATIVA								
	VIGAS						TOTAL	
	DIFERENCIA kg	COSTO EUR	COSTO COP	DIFERENCIA m3	COSTO EUR	COSTO COP	COSTO EUR	COSTO COP
G+V	0,0	0 €	\$ 0	0	0 €	\$ 0	0 €	\$ 0
DMI	27004,3	25.883 €	\$ 66.770.576	54,844	4.388 €	\$ 28.043.547	30.270 €	\$ 94.814.123
DMO	13661,3	13.094 €	\$ 33.778.801	24,731	1.978 €	\$ 12.645.776	15.072 €	\$ 46.424.577
DES	6915,3	6.628 €	\$ 17.098.705	19,36	1.549 €	\$ 9.899.407	8.177 €	\$ 26.998.112

4.2.4.3. Diferencia en Presupuesto de TOTALES

Tabla 63: Diferencia de costos TOTALES con respecto a G+V

	COMPARATIVA							
	TOTAL						TOTAL	
	DIFERENCIA kg	COSTO EUR	COSTO COP	DIFERENCIA m3	COSTO EUR	COSTO COP	COSTO EUR	COSTO COP
G+V	0,0	0 €	\$ 0	0	0 €	\$ 0	0 €	\$ 0
DMI	50100,3	48.020 €	\$ 123.877.526	111,054	8.884 €	\$ 56.785.575	56.904 €	\$ 180.663.101
DMO	41310,3	39.595 €	\$ 102.143.456	80,591	6.447 €	\$ 41.208.838	46.042 €	\$ 143.352.293
DES	45600,3	43.707 €	\$ 112.750.869	71,88	5.750 €	\$ 36.754.616	49.457 €	\$ 149.505.485

4.2.4.4. Graficas comparativas de diferencias de presupuesto

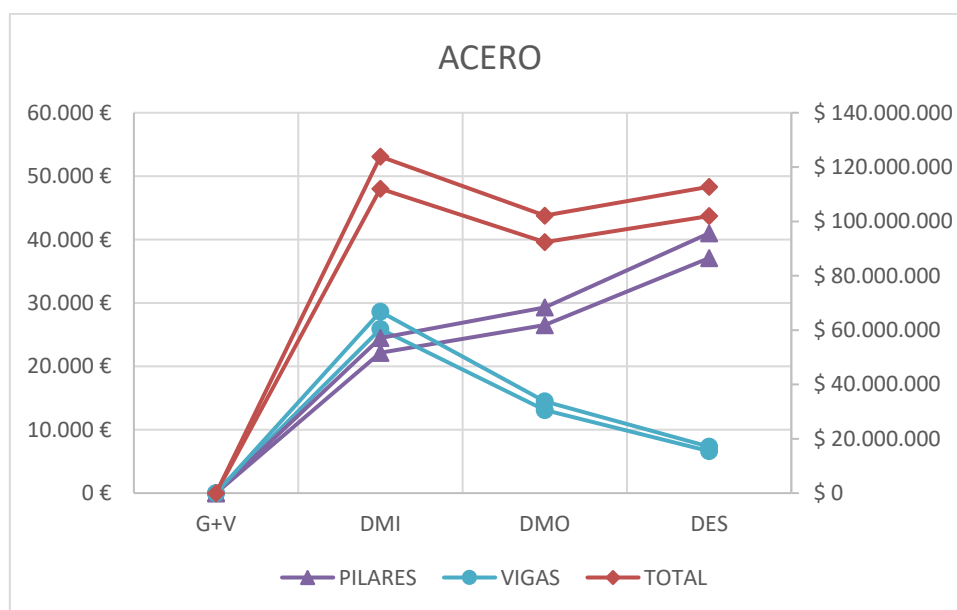


Figura 66: Diferencia de costos del ACERO con respecto a G+V

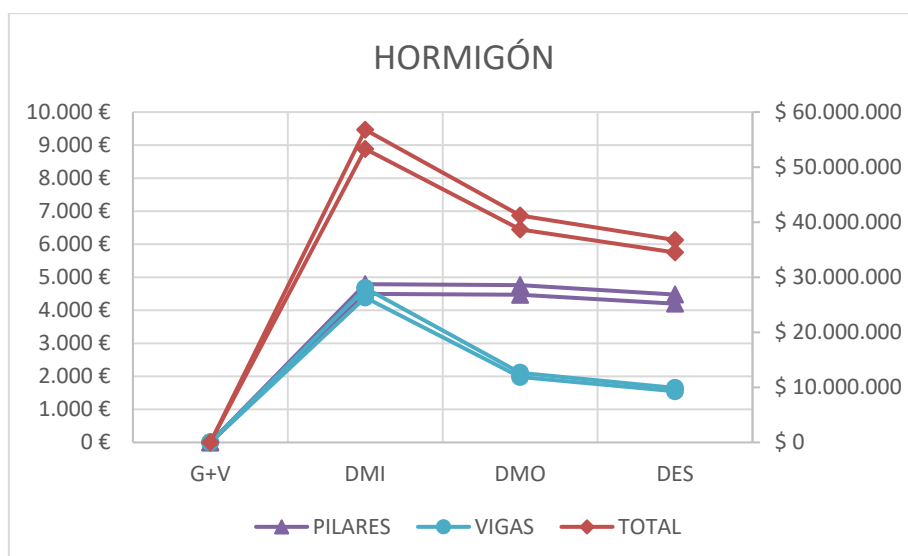


Figura 67 Diferencia de costos del HORMIGÓN con respecto a G+V

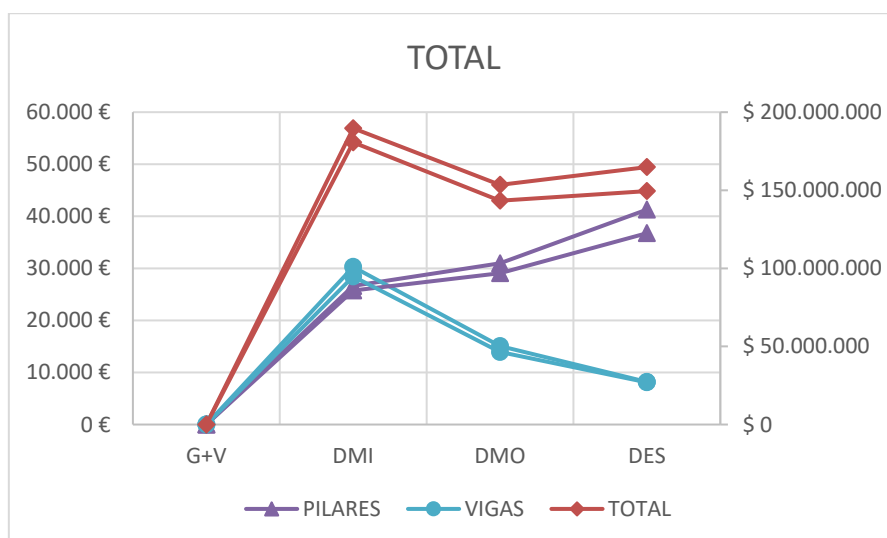


Figura 68 Diferencia de costos TOTALES con respecto a G+V

Por último, se presenta la comparativa porcentual en la de la diferencia de costos que se tiene con respecto al precio base que en este caso es el diseño estructural del proyecto ante cargas gravitacionales y de viento (G + V).

Tabla 64: Comparativa porcentual de diferencia de COSTOS

	Aumento de costos en porcentaje					
	PILARES		VIGAS		TOTAL	
	España	Colombia	España	Colombia	España	Colombia
G+V	0%	0%	0%	0%	0%	0%
DMI	75%	67%	56%	45%	64%	53%
DMO	87%	76%	28%	22%	52%	42%
DES	116%	96%	15%	13%	55%	44%

Se observa que la solución más óptima para el proyecto con respecto al sismo de diseño definido es el de capacidad de ductilidad moderada (DMO).

CONCLUSIONES

5. Conclusiones

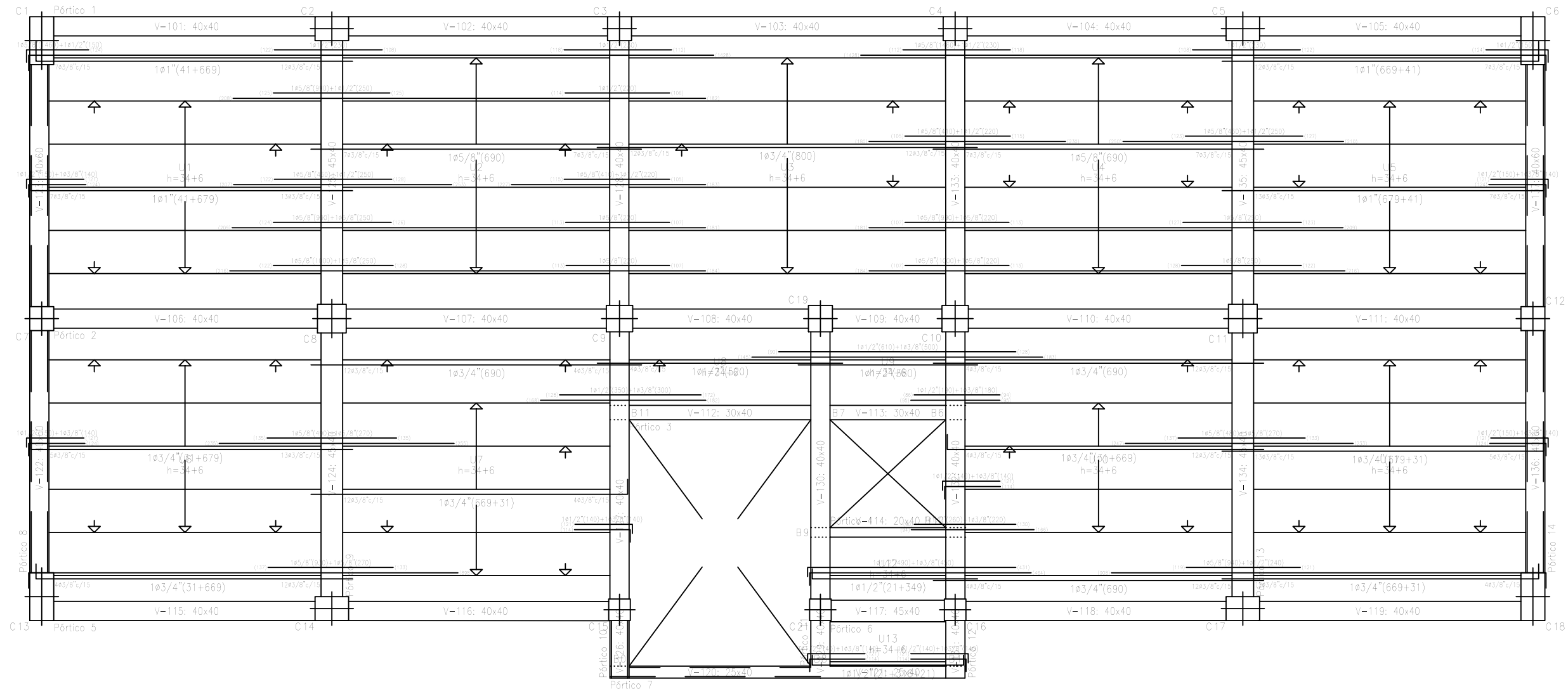
Con los avances tecnológicos de hoy en día se puede ver que cálculos como el del PUSH-OVER están siendo cada vez más viables para incorporarlos como una opción de cálculo de uso cotidiano en todas las edificaciones, que hasta hace unos años esto era impensable y solo se veía su uso de manera investigativa o en términos de análisis de ductilidad. Esto dando mayores beneficios al proyectista por la información adicional que genera comparado con los métodos ya tradicionales de hoy en día, como zonas de falla de la edificación, nivel de falla de la misma, etc.

Este método, aunque cada vez más conocido todavía no es incorporado por muchas normativas, la normativa americana y europea ya incluyen esta opción de cálculo, mientras que la normativa colombiana apenas lo ha añadido en el 2010 en un apéndice para el análisis y conocimiento del mismo entre los proyectistas y en futuras versiones poderse integrar en la normativa.

Al ver los resultados obtenidos después del análisis de PUSH-OVER se puede concluir que las rotulas plásticas en general se presentan en las plantas inferiores, lo que lleva a pensar que, aunque por normativa se debe reforzar la estructura cumpliendo con todos los requerimientos sísmicos en todos los elementos, en realidad con este tipo análisis se puede localizar estos detalles y reducir costos al solo reforzar donde se requiere.

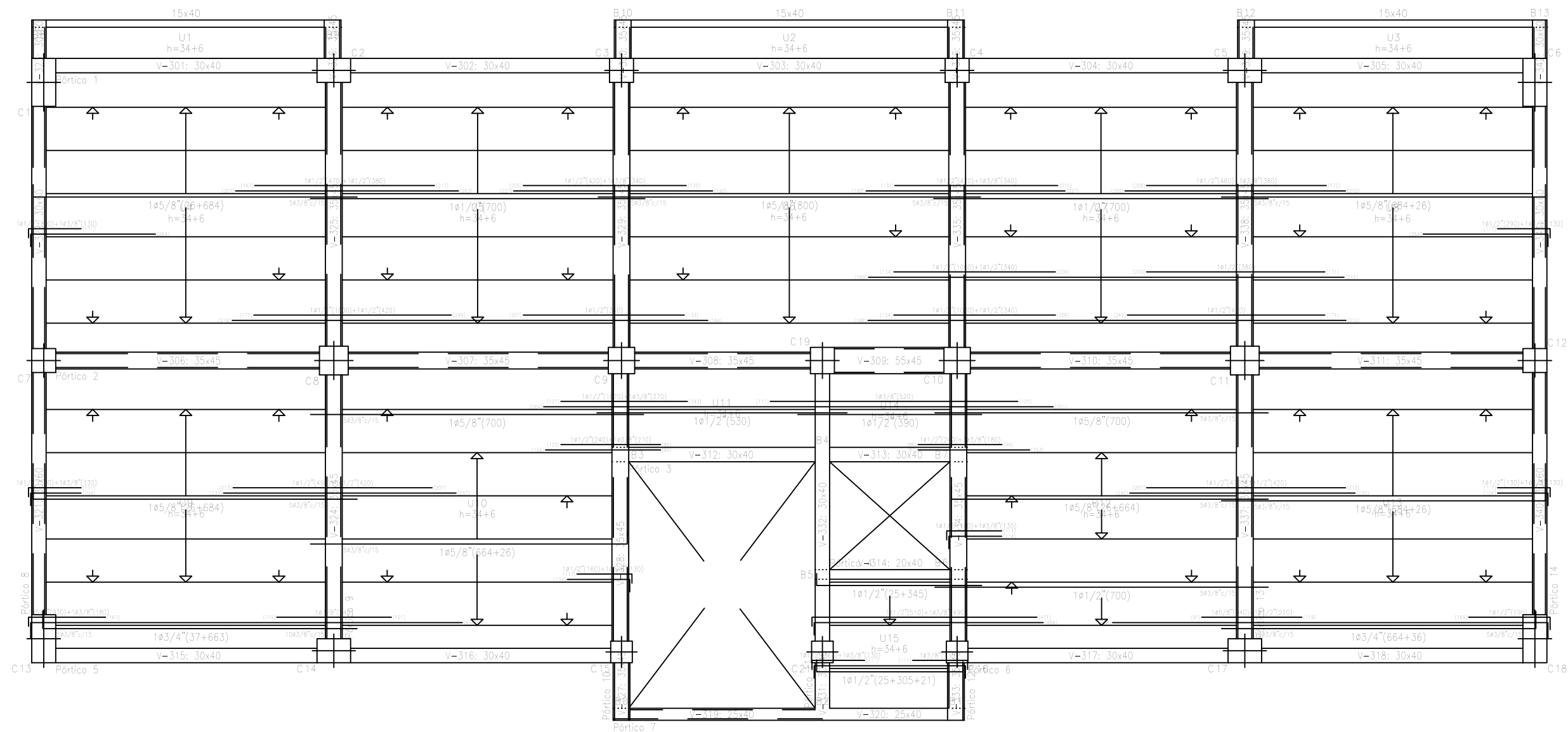
También el PUSH-OVER permitió hacer el cálculo de los valores de ductilidad los cuales resultaron muy cercanos a los esperados en cada uno de los modelos de calculo que son los especificados por la NSR-10.

Con respecto a los costos de la edificación se observa que, aunque la magnitud del sismo de diseño está en el rango bajo el cual es el único que permite los 3 niveles de ductilidad DMI, DMO y DES si se hace una comparativa presupuestal de los materiales la mejor opción no es la de disipación de energía mínima (DMI) como se esperaba inicialmente, si no, la opción más favorable económicamente es aumentar el nivel de ductilidad a DMO. Que además nos lleva a secciones más pequeñas principalmente en los pilares que viendo esto arquitectónicamente hablando es más óptimo.



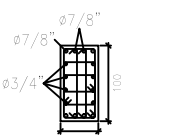
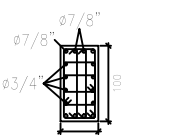
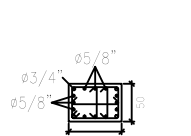
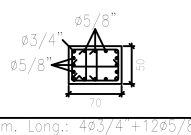
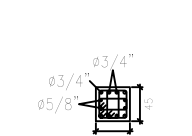
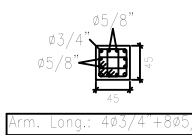
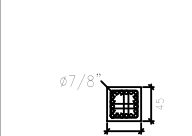
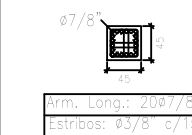
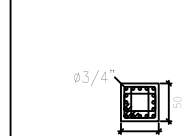
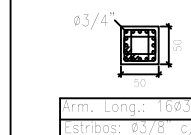
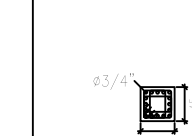
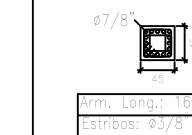
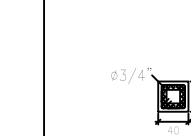
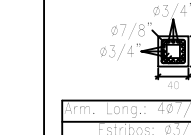

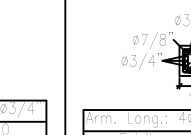

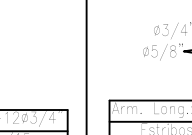
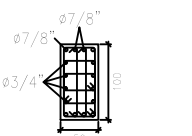
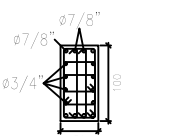
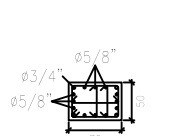
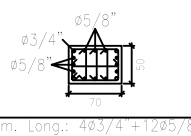
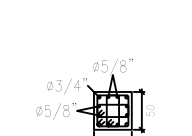
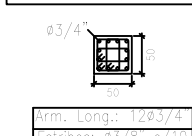
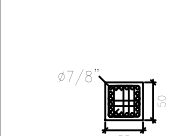
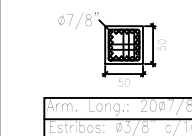
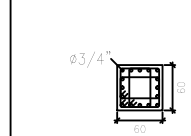
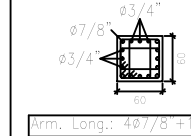
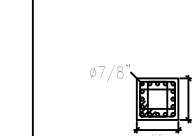
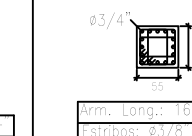
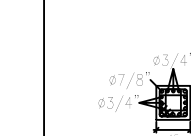
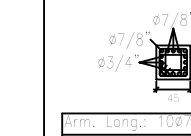
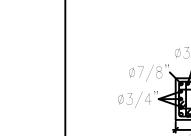
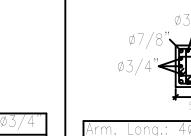

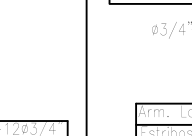
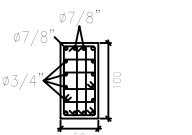
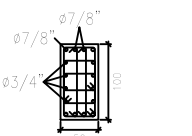
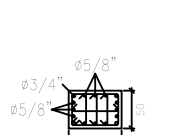
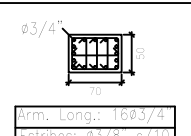
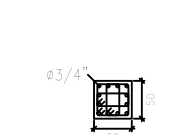
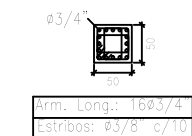
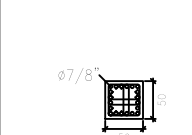
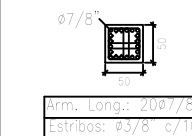
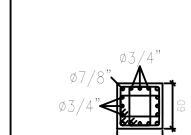
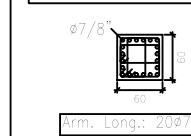
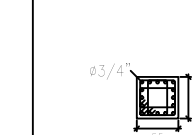
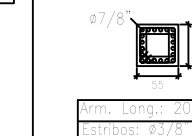
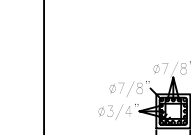
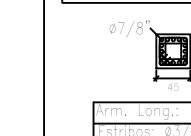
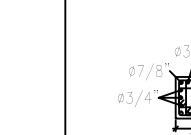
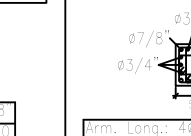

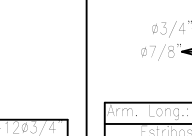
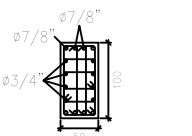
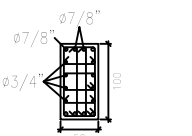
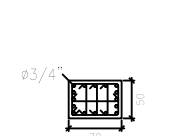
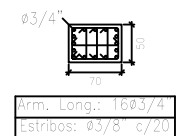
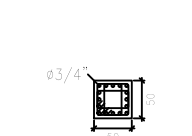
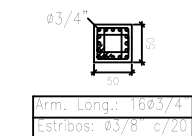
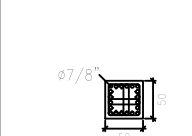
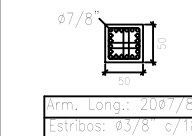
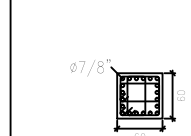
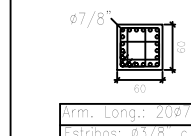
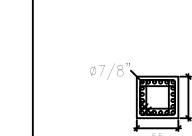
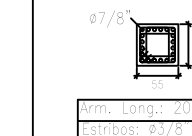
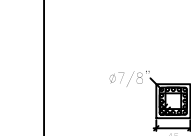
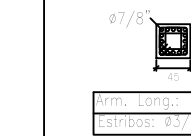
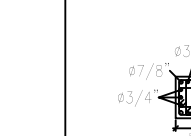
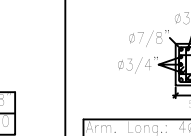

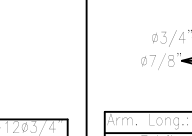
planta 1 y 2
 Replanteo
 Hormigón: $f'_c=245$
 Aceros en forjados: Grado 60 (Latinoamérica)
 Sobrecarga de uso = 5 kN/m²
 Cargas muertas = 2.4 kN/m²
 Escala: 1:100

Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 1)
FORJADO DE VIGUETAS IN SITU
Canto de bovedilla: 34 cm
Espesor capa compresión: 6 cm
Intereje: 90 cm
Ancho del nervio: 10 cm
Ancho de la base: 10 cm
Bovedilla: bovedilla poliestireno expandido
Peso propio: 2.466 kN/m ²
Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.



planta 3 a 10
 Replanteo
 Hormigón: $f'c=245$
 Aceros en forjados: Grado 60 (Latinoamérica)
 Sobrecarga de uso = 1.8 kN/m²
 Cargas muertas = 2.4 kN/m²
 Escala: 1:100

Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 3)	
FORJADO DE VIGUETAS IN SITU	
Canto de bovedilla: 34 cm	
Espesor capa compresión: 6 cm	
Intereje: 90 cm	
Ancho del nervio: 10 cm	
Ancho de la base: 10 cm	
Bovedilla: bovedilla poliestireno expandido	
Peso propio: 2.466 kN/m ²	
Nota: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.	

<p>C1=C6=C13=C18</p>  <p>Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	<p>C2=C5=C14=C17</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	<p>C3=C4</p>  <p>Arm. Long.: $8\phi 3/4 + 4\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	<p>C7=C12</p>  <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/15</p>	<p>C8=C11</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	<p>C9=C10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/17</p>	<p>C15=C16</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	<p>C19</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/15</p>	<p>C21</p>  <p>Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>
 <p>Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/15</p>	 <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $16\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $10\phi 7/8 + 6\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>
 <p>Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/15</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $10\phi 7/8 + 6\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>	 <p>Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 12\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>
 <p>Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/14</p>	 <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	 <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	 <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/15</p>	 <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	 <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $20\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	 <p>Arm. Long.: $16\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $16\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>	 <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 12\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10</p>  <p>Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 12\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/20</p>

Manto 4
Manto 3
Manto 2
Manto 1
Dimentación

Cuadro de pilares
Escala 1:100
Hormigón: $f'c=245$
Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

C1=C6=C13=C18	C2=C5=C14=C17	C3=C4	C7=C12	C8=C11	C9=C10	C15=C16	C19	C21
 Arm. Long.: 8Ø7/8 + 8Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 16Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 8Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 16Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 8Ø7/8 + 4Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 12Ø7/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 8Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø7/8 + 8Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 12Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10
 Arm. Long.: 8Ø7/8 + 8Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 12Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 8Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 16Ø7/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 8Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø7/8 + 8Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 12Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø7/8 + 8Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 8Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10
 Arm. Long.: 8Ø7/8 + 8Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 12Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 8Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 20Ø7/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 8Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 12Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 16Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø7/8 + 12Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 8Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10
 Arm. Long.: 8Ø7/8 + 8Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø3/4 + 12Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/20	 Arm. Long.: 8Ø3/4 + 4Ø5/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 20Ø7/8 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 16Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 16Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 16Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 4Ø7/8 + 12Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10	 Arm. Long.: 12Ø3/4 Estribos: Ø3/8 c/10

Planta 7
Planta 6
Planta 5
Planta 4

Cuadro de pilares
Escala 1:100
Hormigón: f'c=245
Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

C1=C6=C13=C18	C2=C5=C14=C17	C3=C4	C7=C12	C8=C11	C9=C10	C15=C16	C19	C21
 Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $16\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10
 Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $16\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10
 Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $16\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10
 Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $16\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $8\phi 3/4 + 4\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 4\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10
 Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $16\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $8\phi 3/4 + 4\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 4\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10
 Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 8\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $16\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $16\phi 3/4$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $8\phi 7/8 + 4\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 7/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 3/4 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $4\phi 7/8 + 8\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10	 Arm. Long.: $12\phi 5/8$ Estribos: $\phi 3/8$ c/10

CUBIERTA

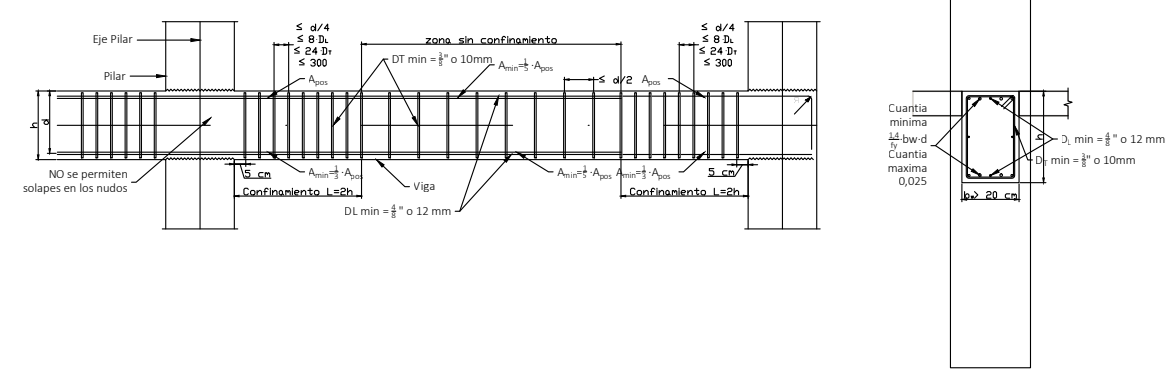
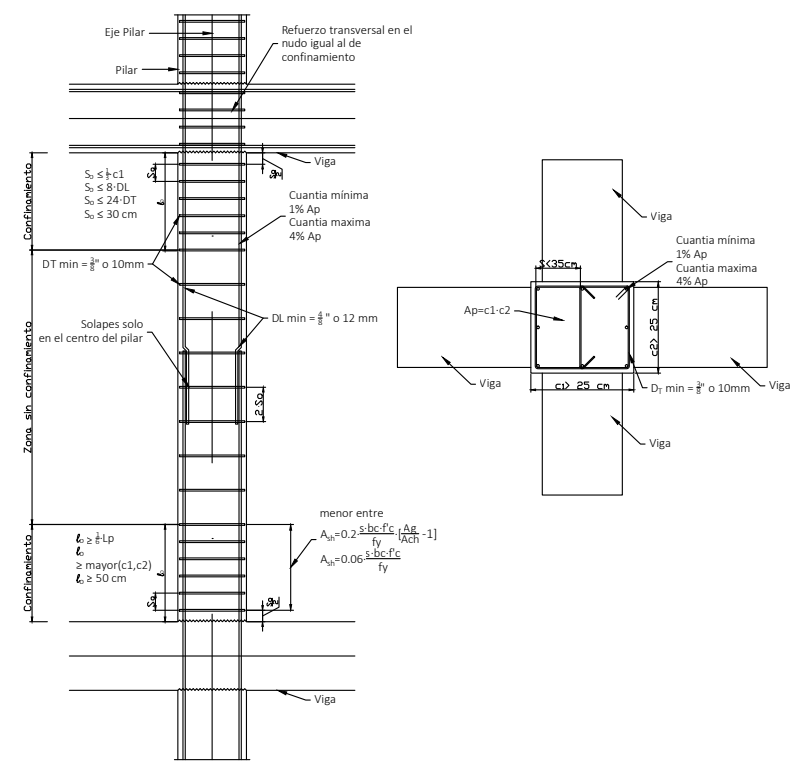
Planta 9

Planta 8

Planta 7

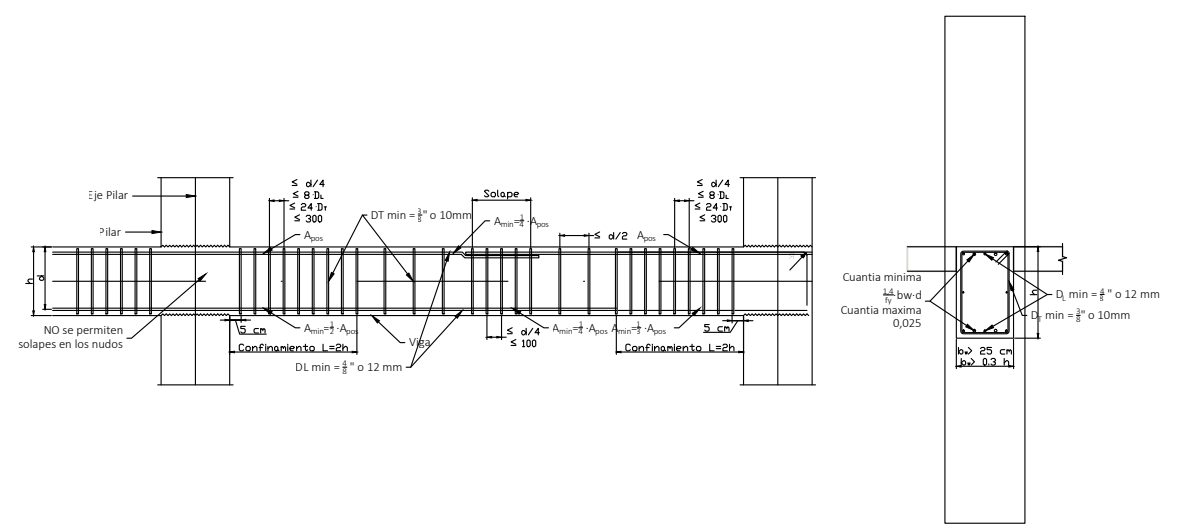
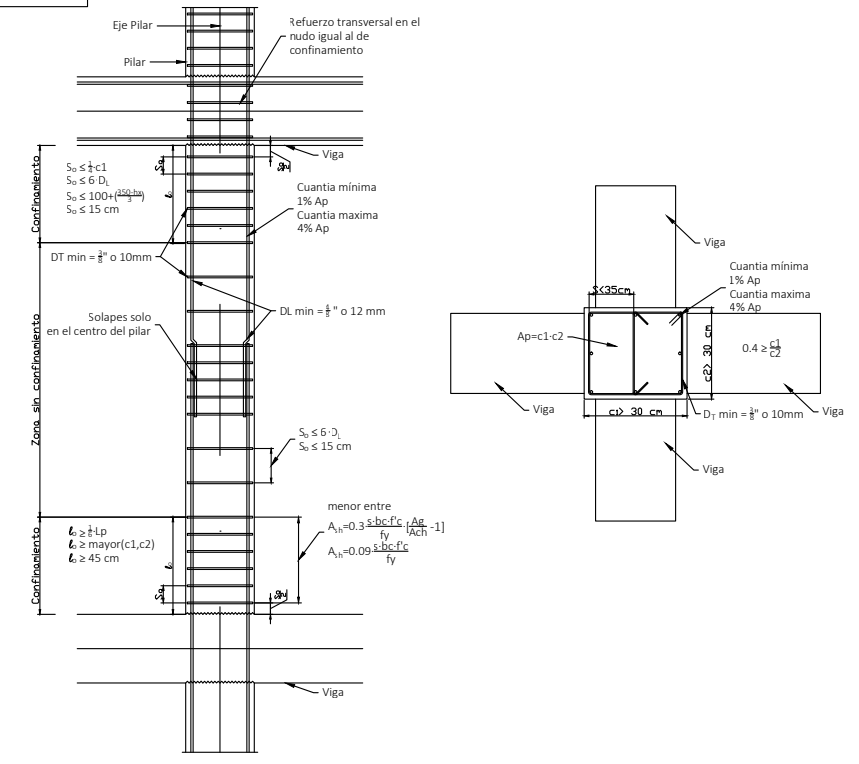
Cuadro de pilares
Escala 1:100
Hormigón: $f'c=245$
Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

detalle estructural Pilares DMO
 Escala Sin escala
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

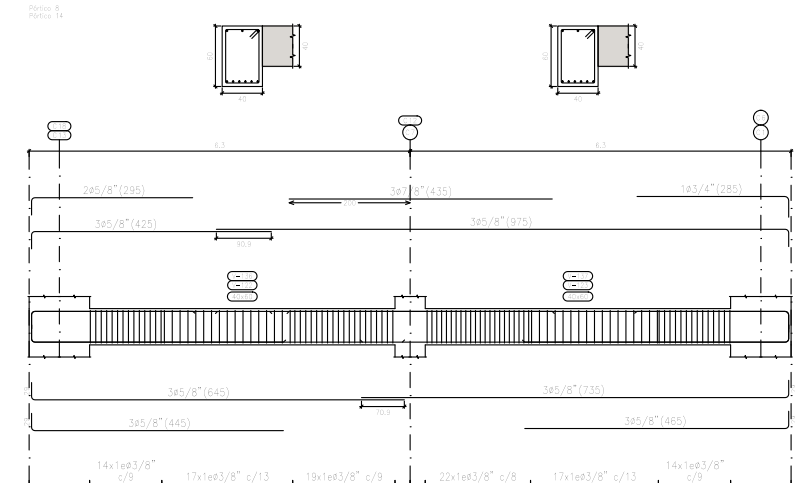
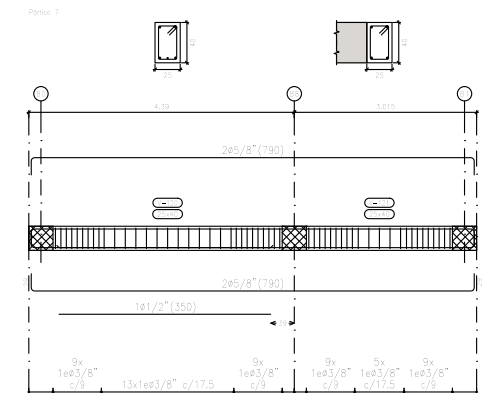
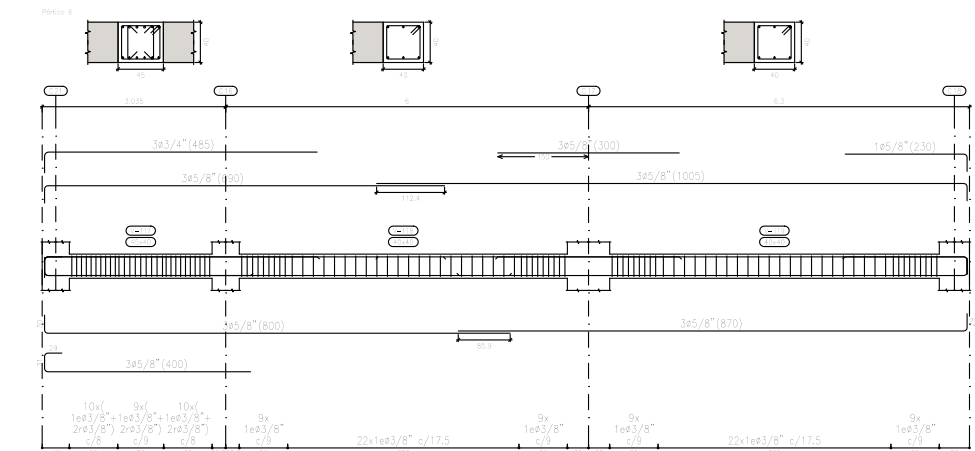
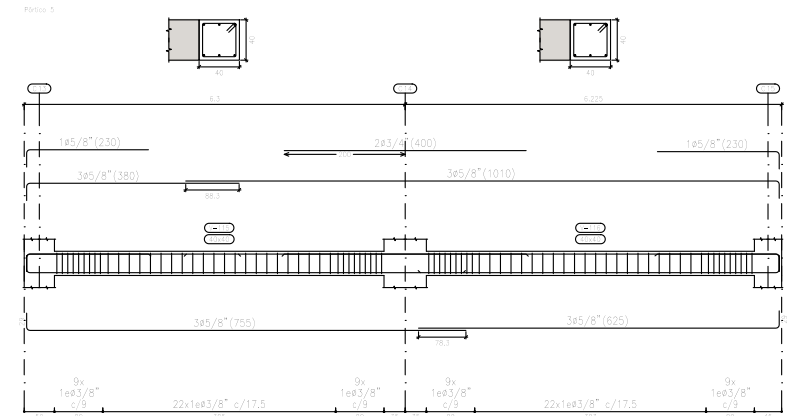
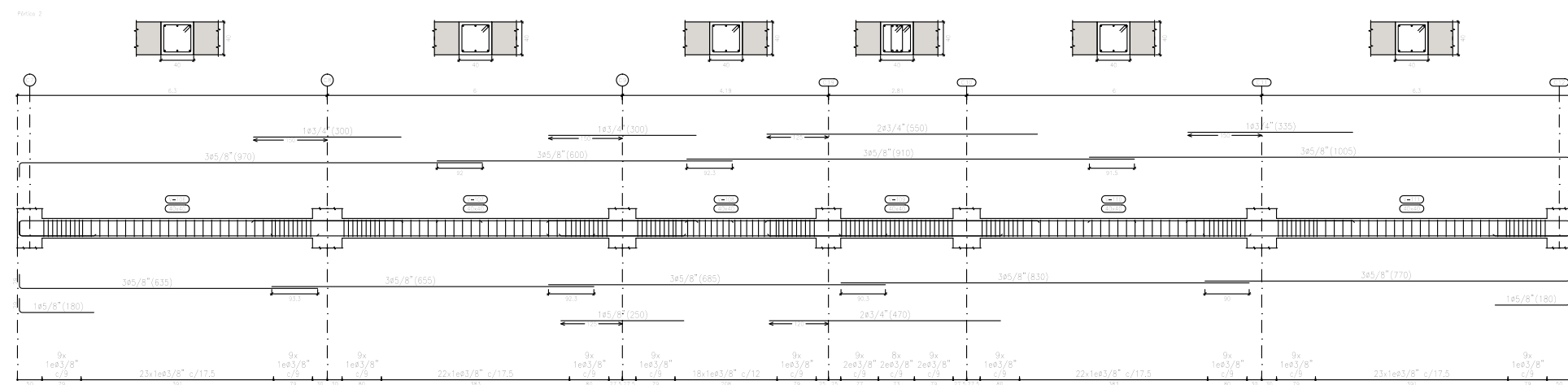
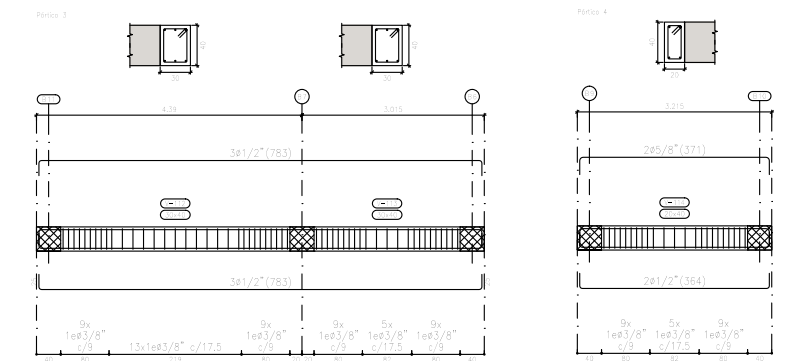
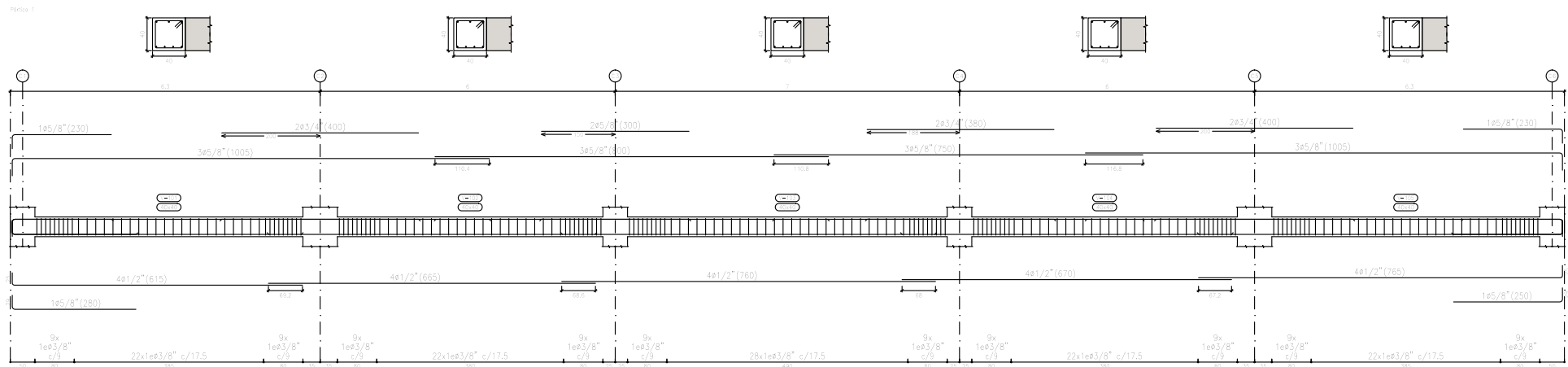


detalle estructural vigas DMO
 Escala Sin escala
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

detalle estructural Pilares DES
 Escala Sin escala
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

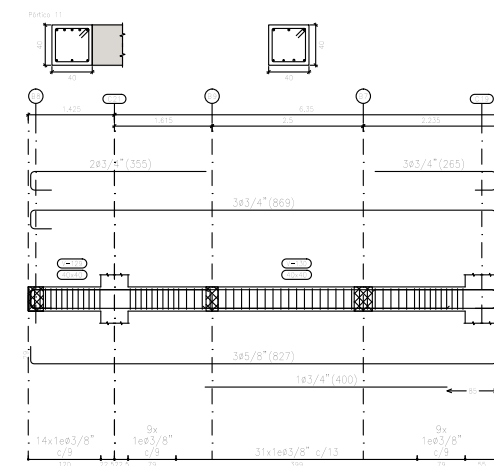
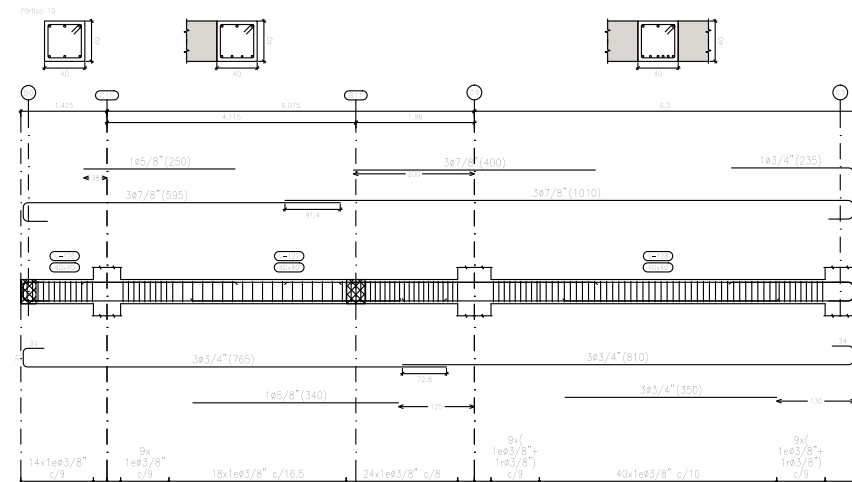
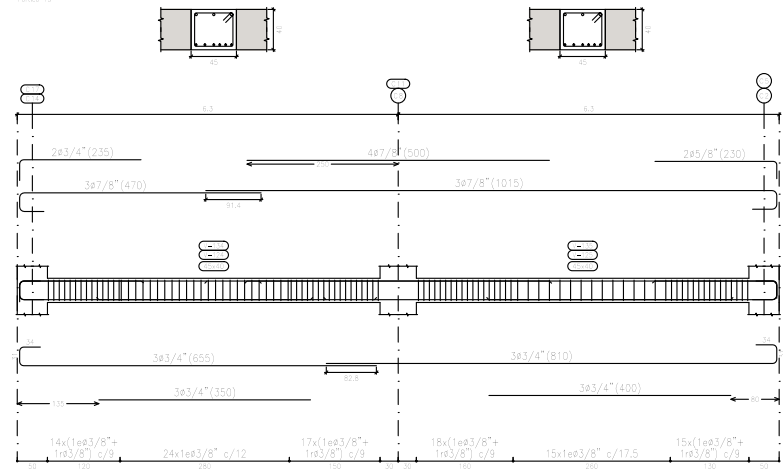


detalle estructural vigas DES
 Escala Sin escala
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

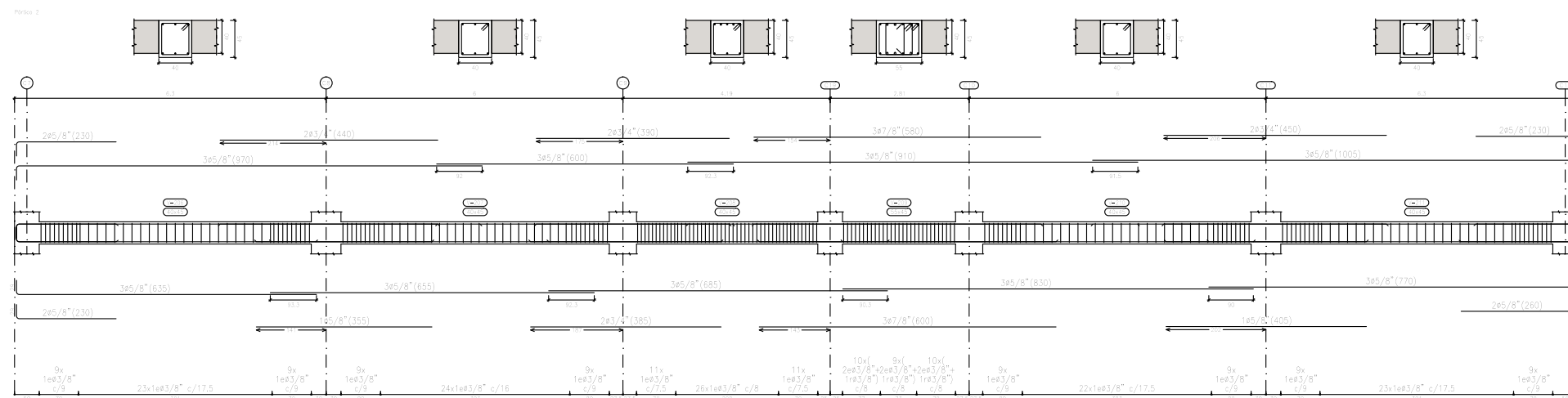
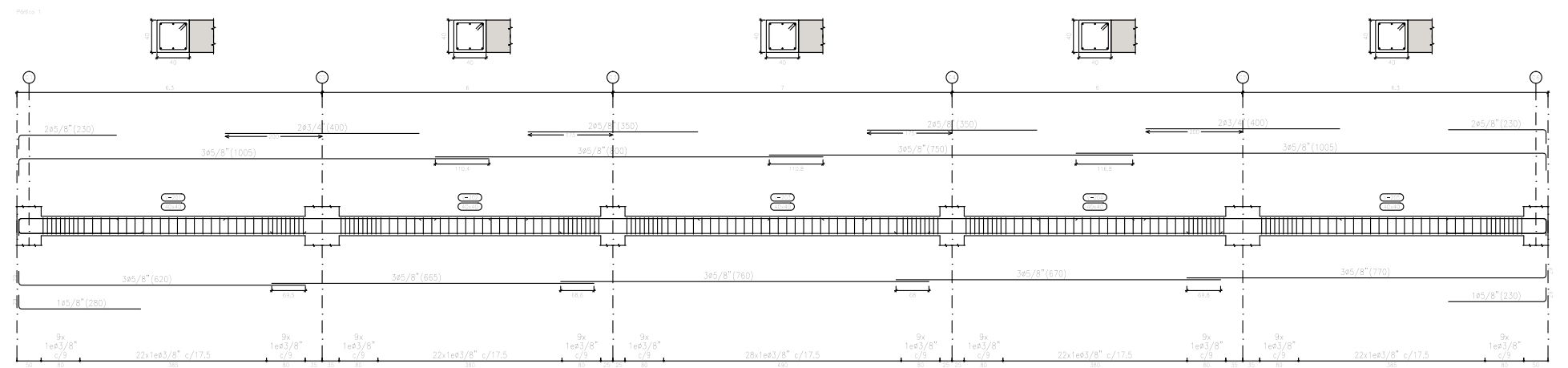
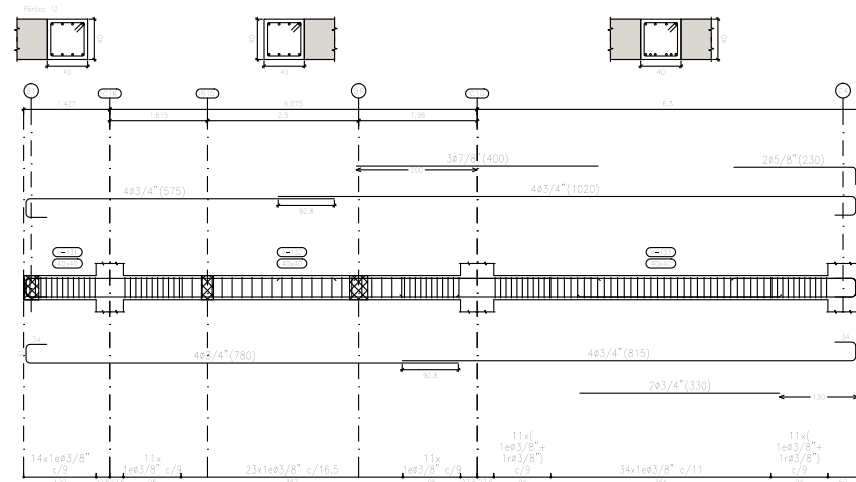


planta 1
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

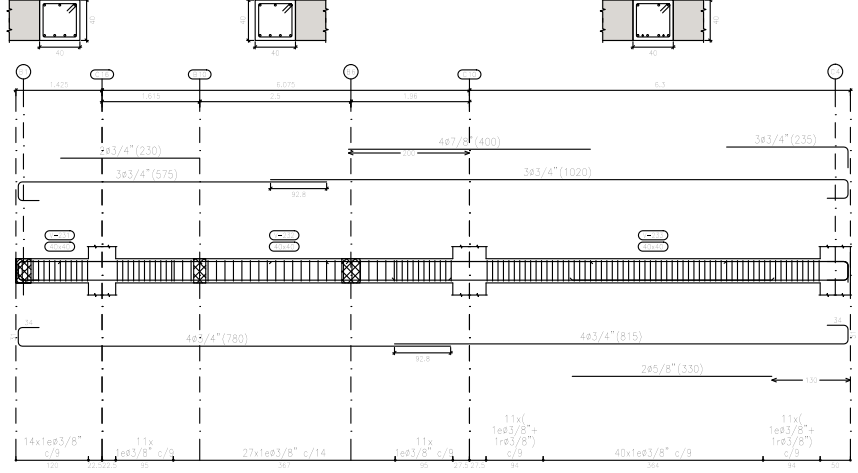
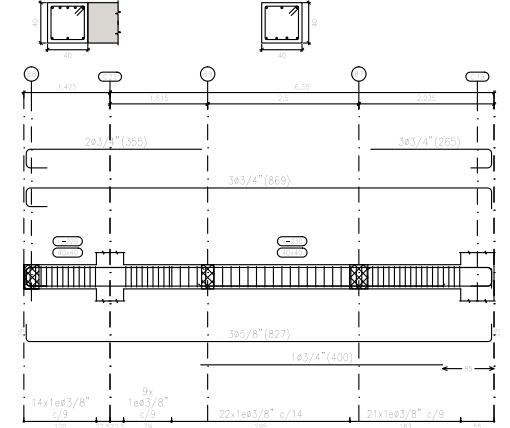
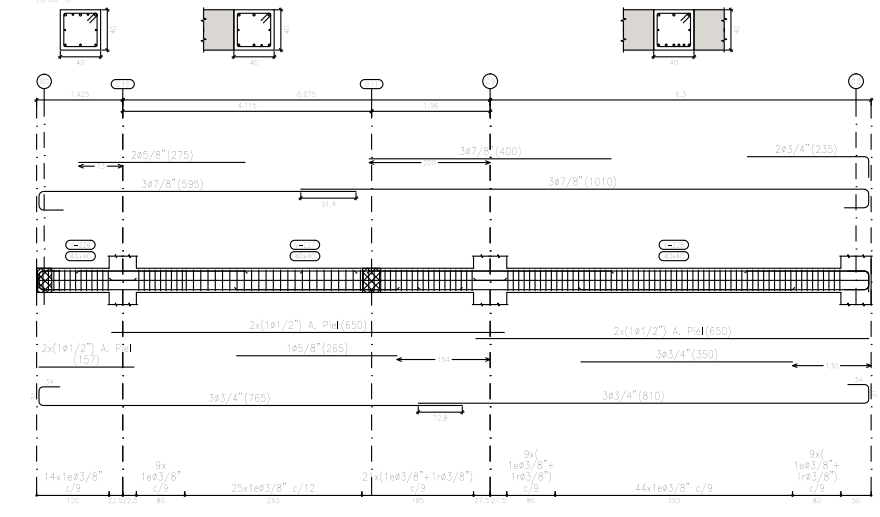
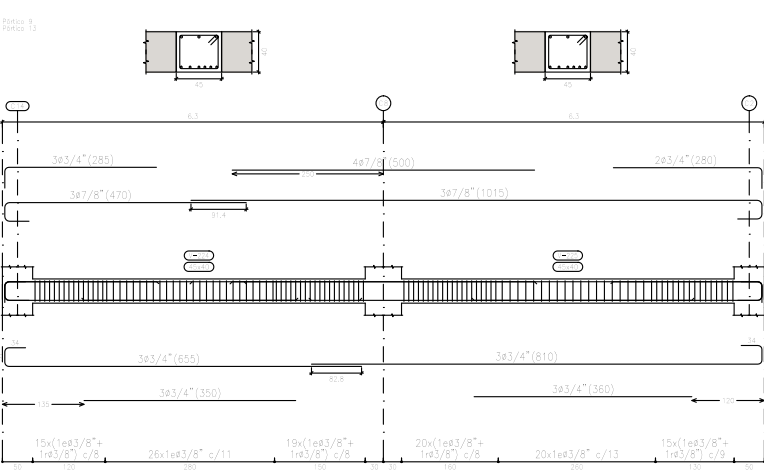
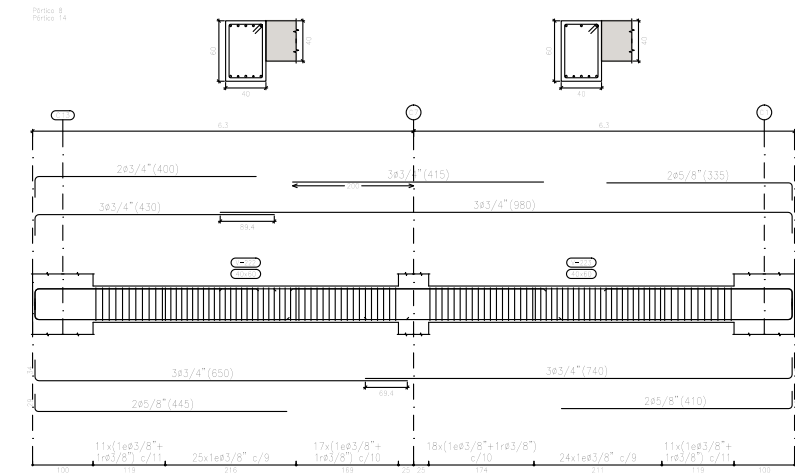
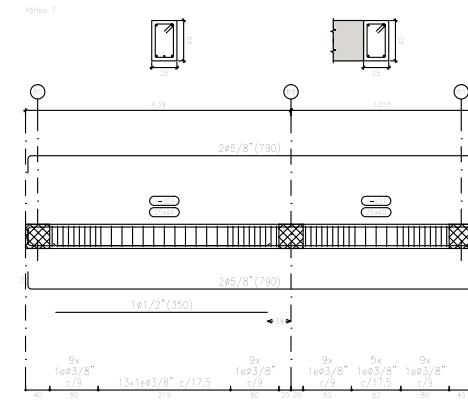
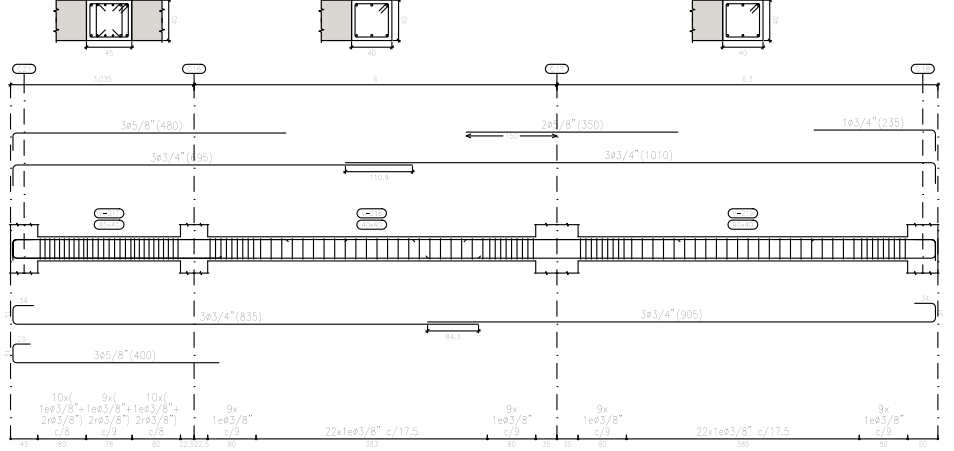
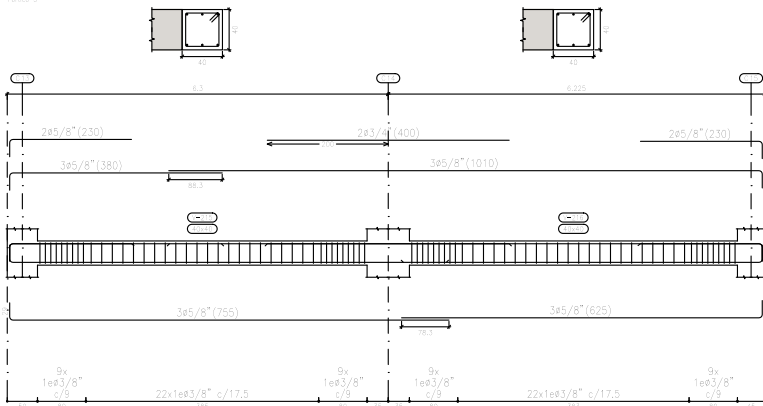
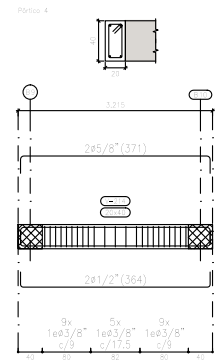
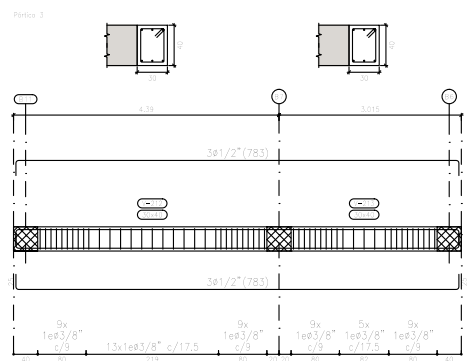
Planta 1
Planta 13



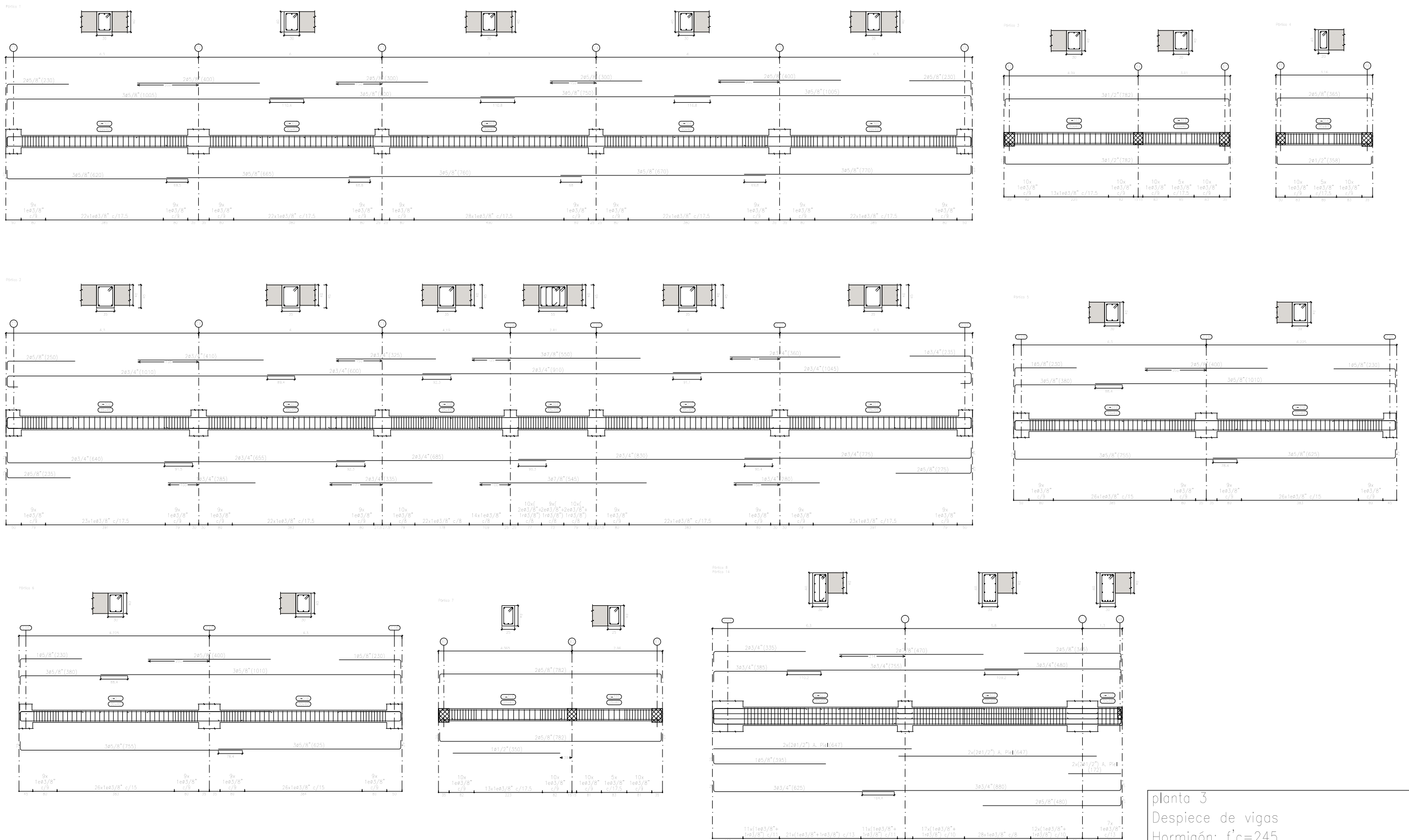
planta 1
Despiece de vigas
Hormigón: $f'c=245$
Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
Escala pórticos 1:125
Escala secciones 1:75
Escala huecos 1:75



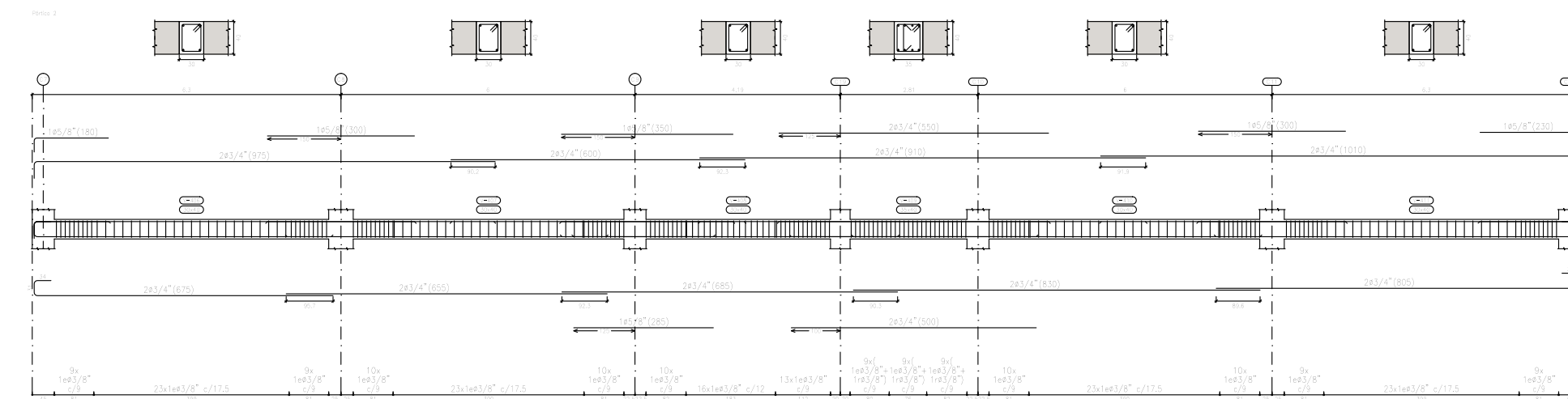
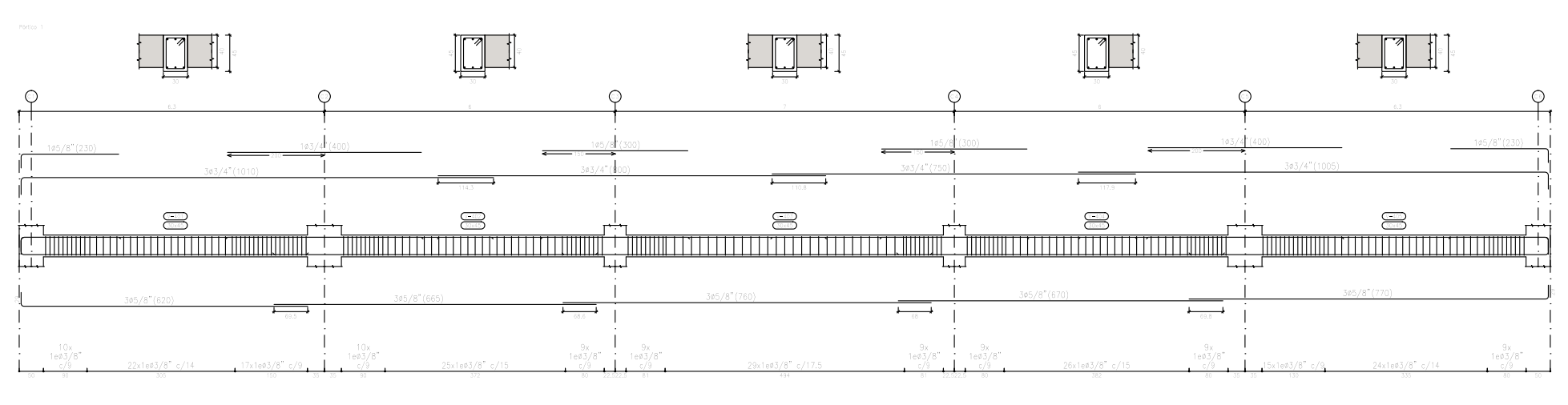
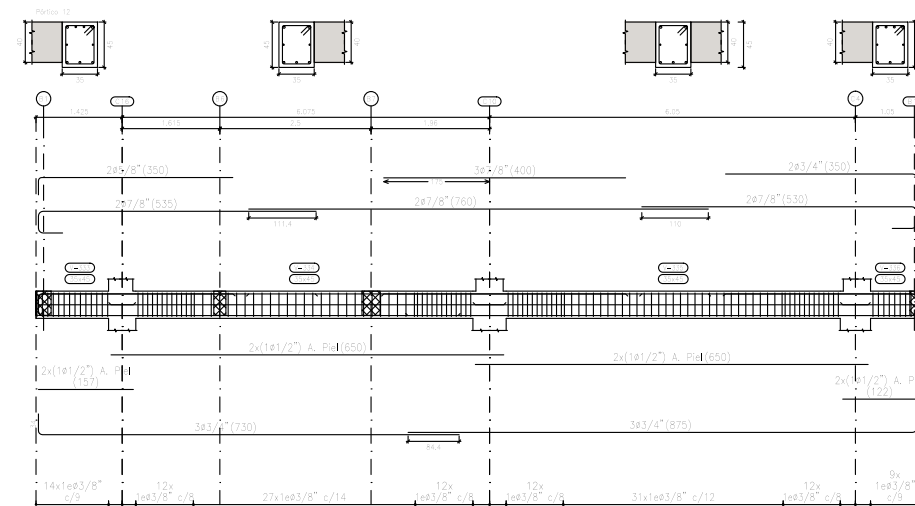
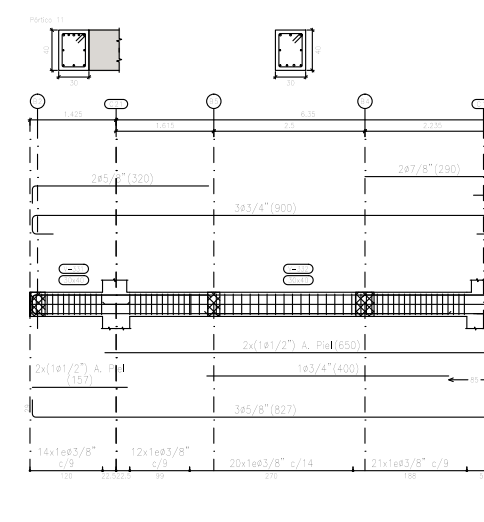
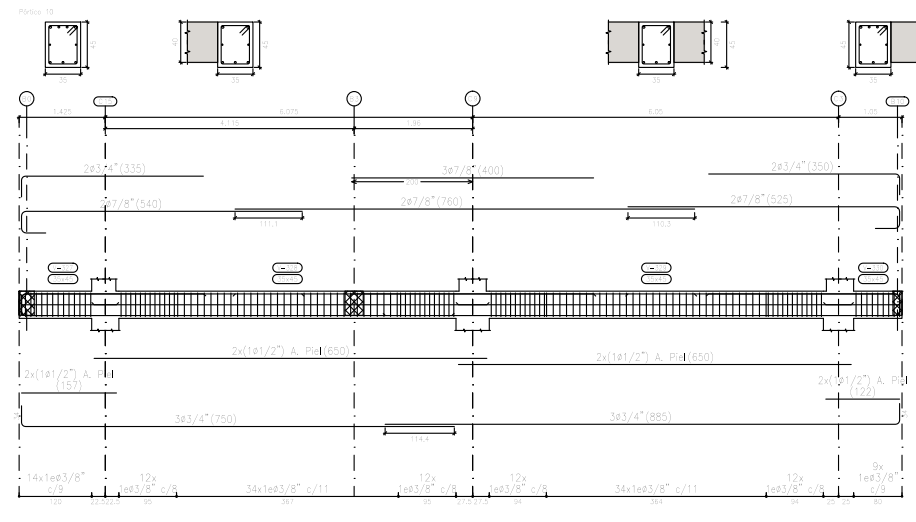
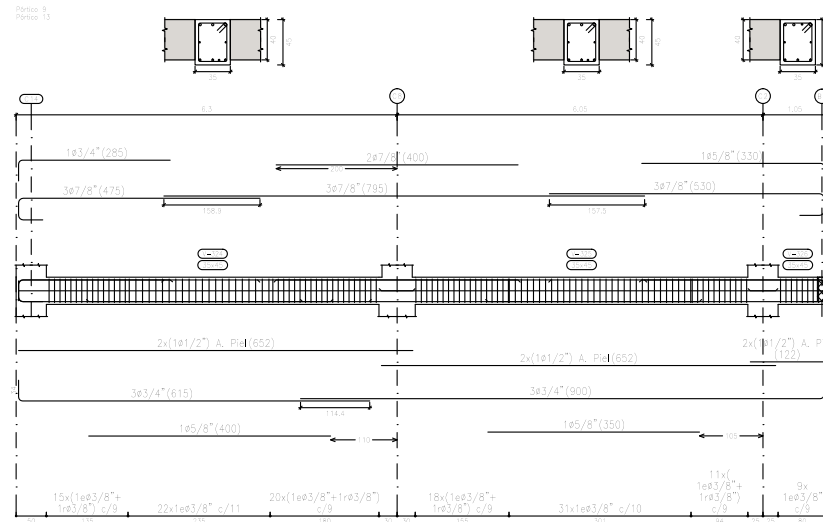
planta 2, Pórtico 1 y 2
Despiece de vigas
Hormigón: $f'c=245$
Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
Escala pórticos 1:125
Escala secciones 1:75
Escala huecos 1:75



planta 2
 Despiece de vigas
 Hormigón: f'c=245
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

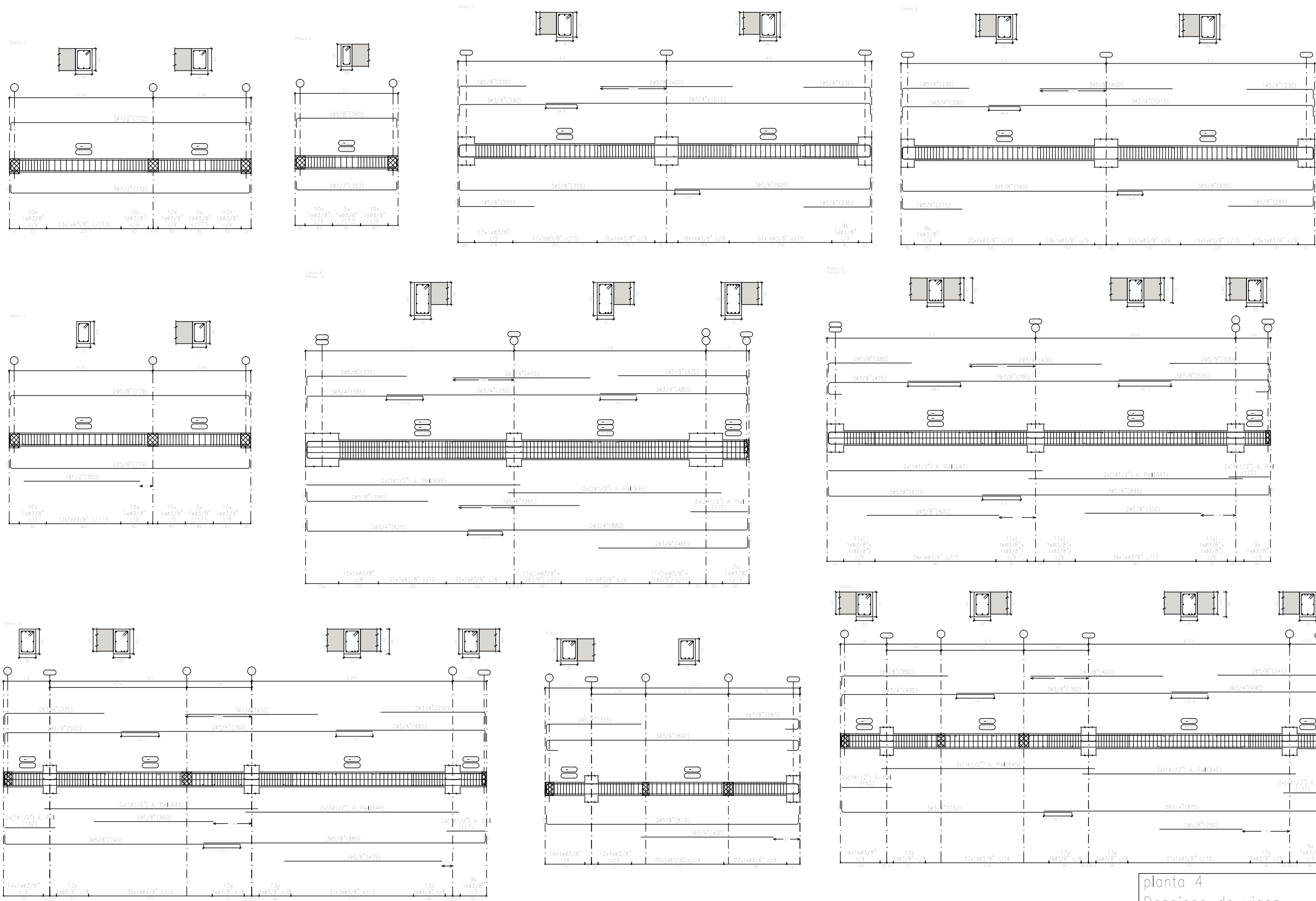


planta 3
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

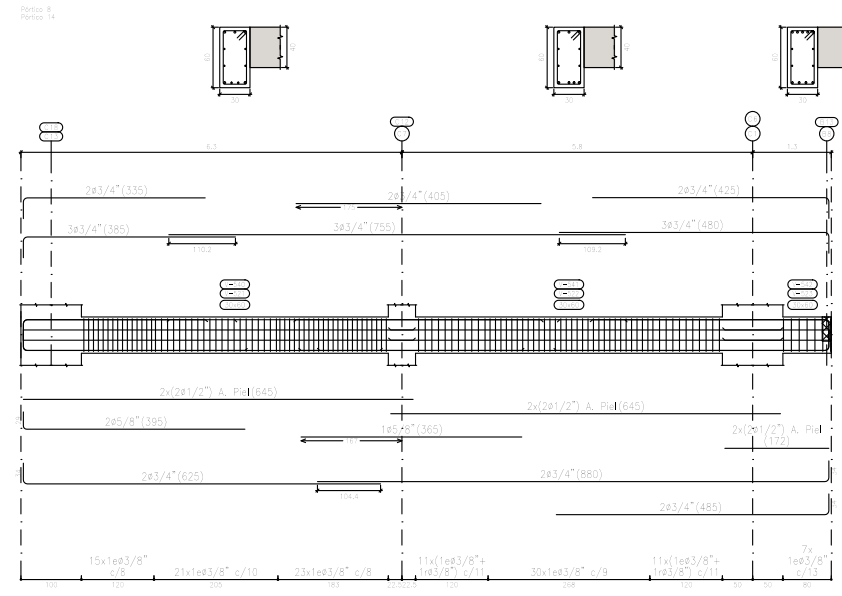
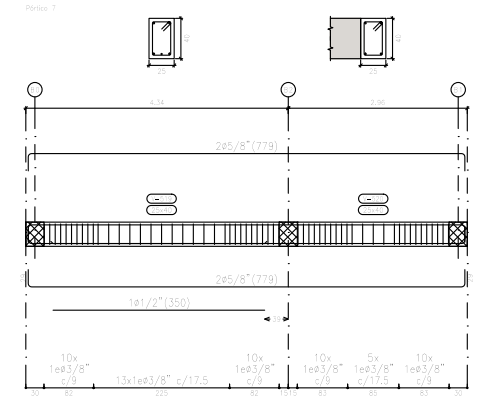
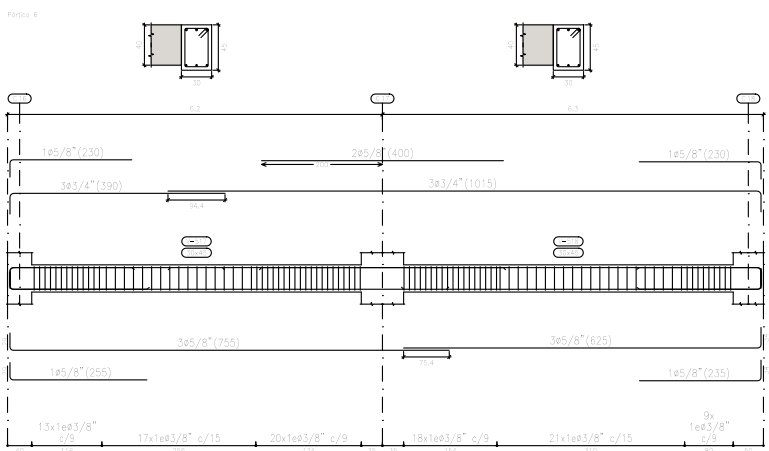
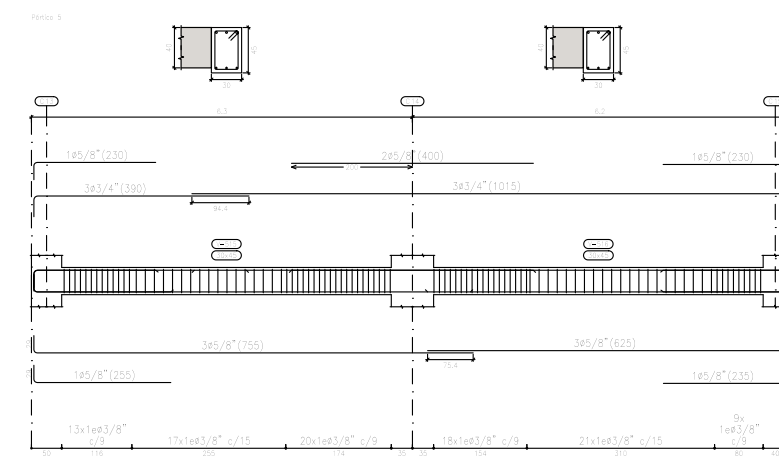
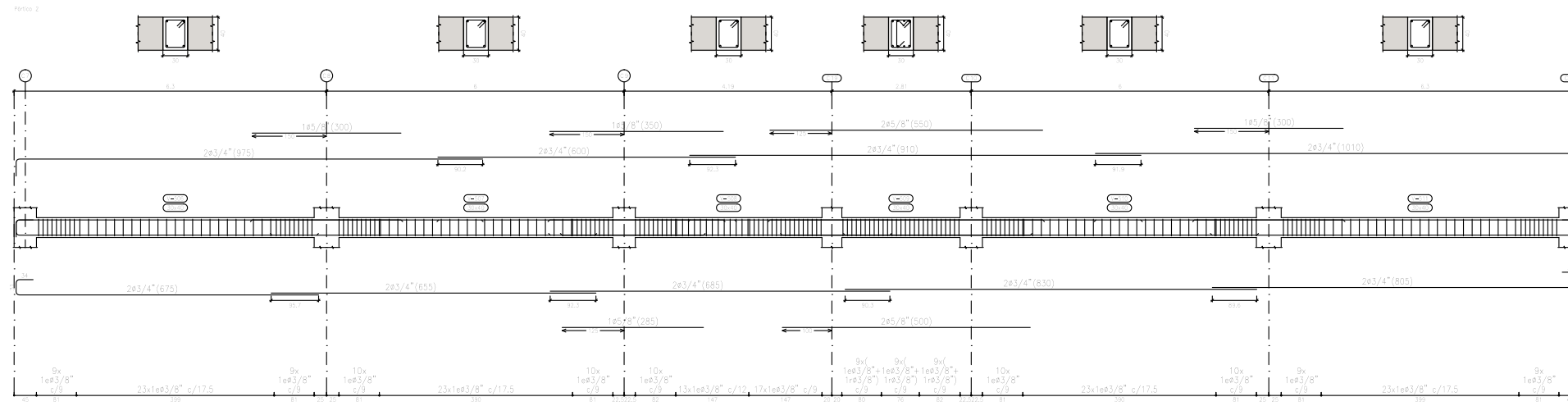
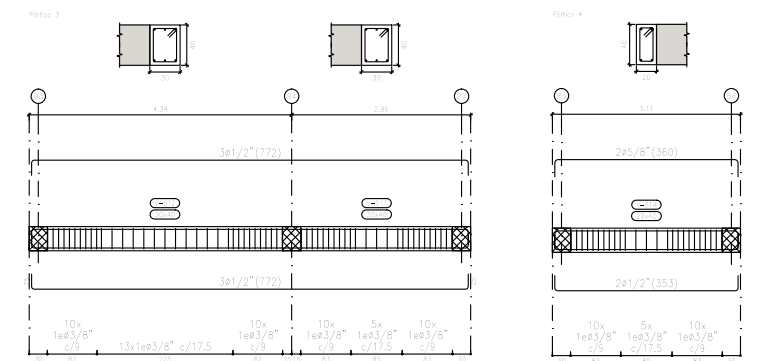
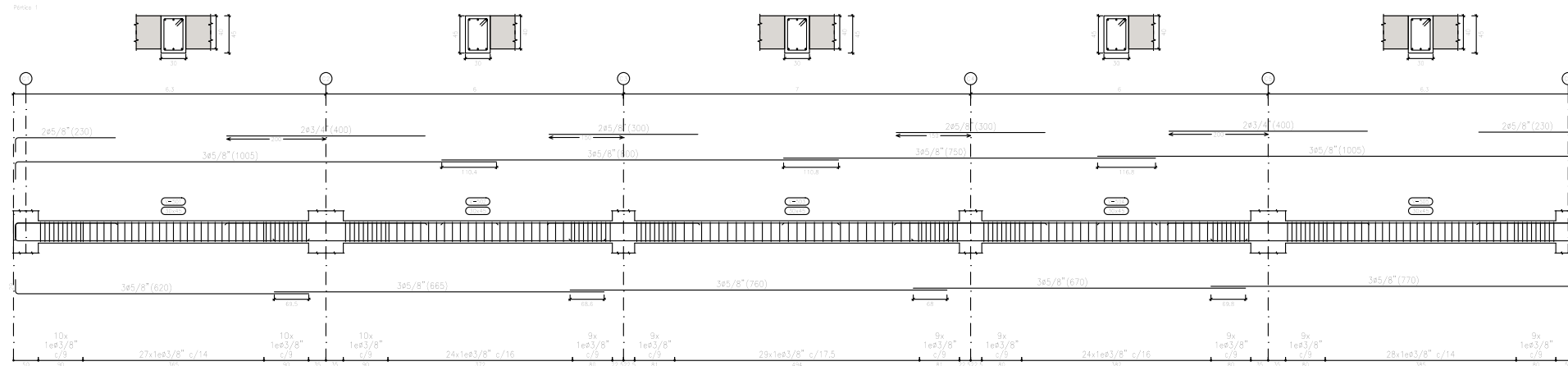


planta 3
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

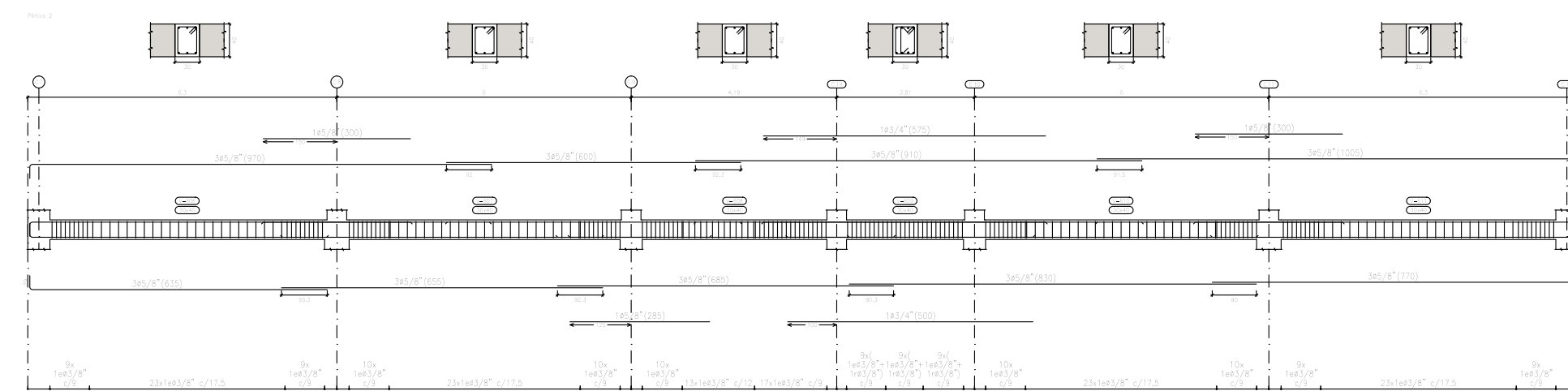
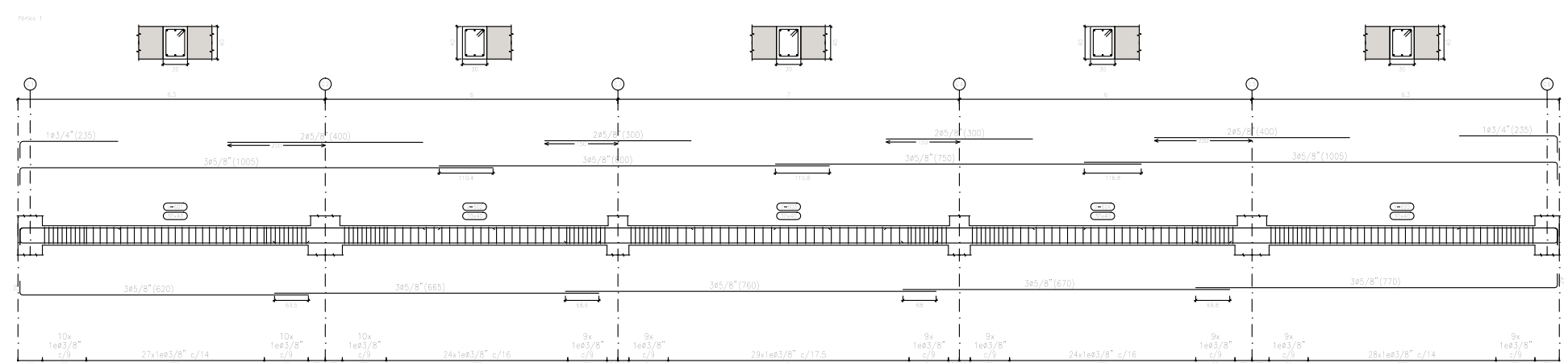
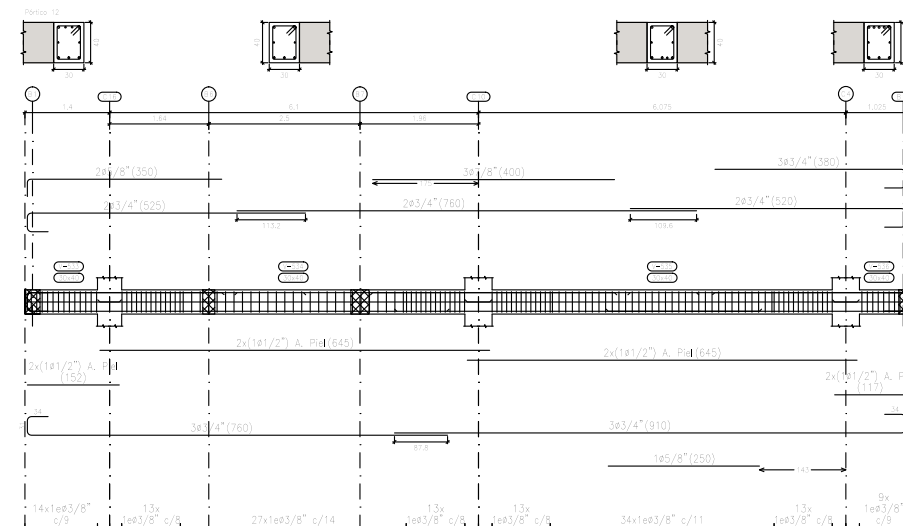
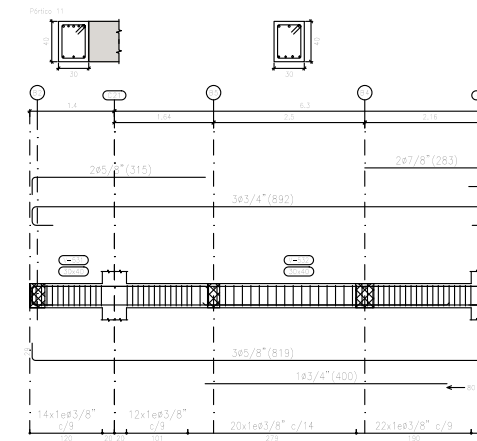
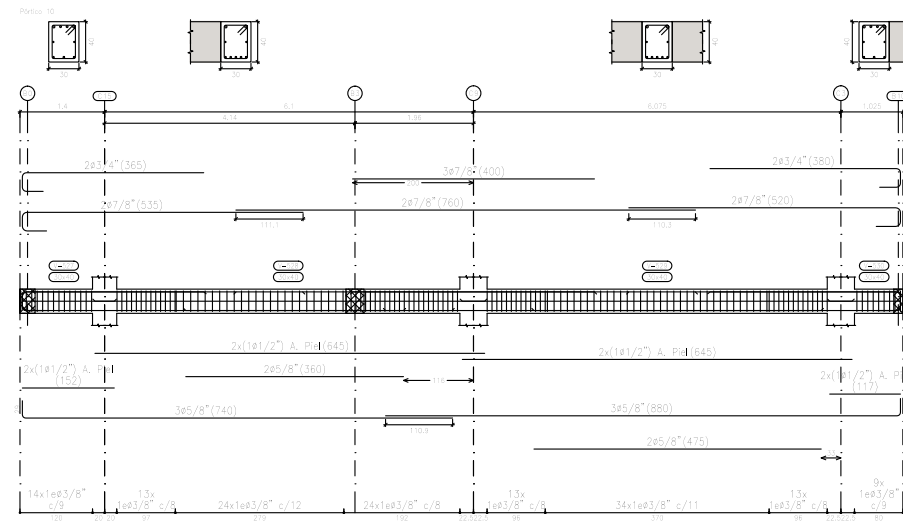
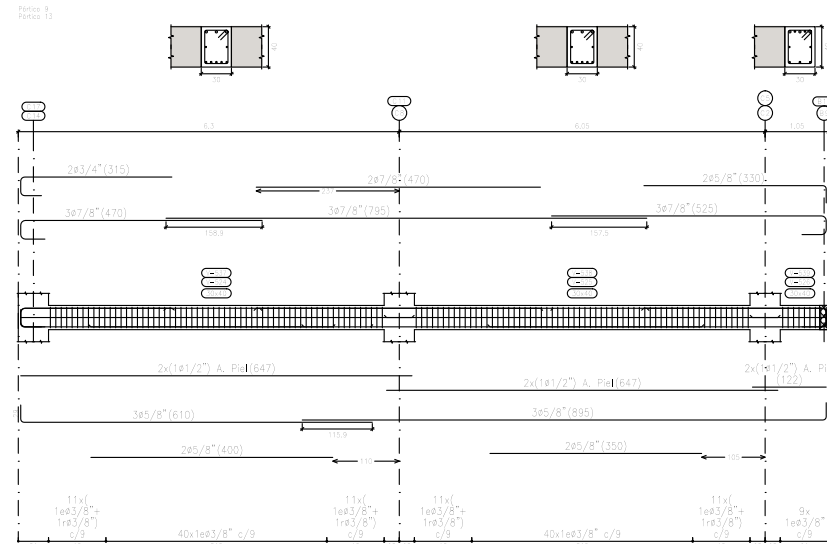
planta 4, Pórtico 1 y 2
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75



planta 4
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

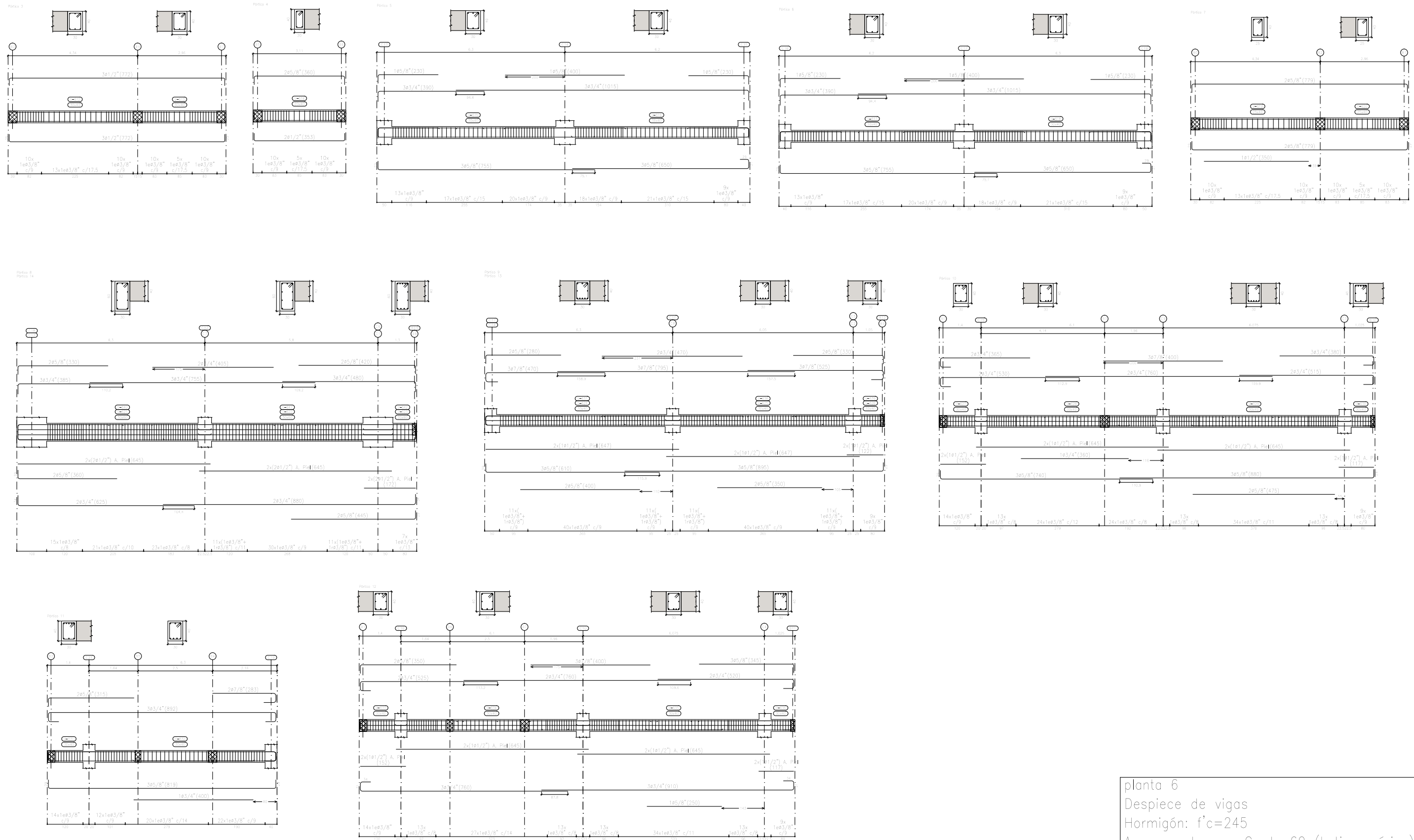


planta 5
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

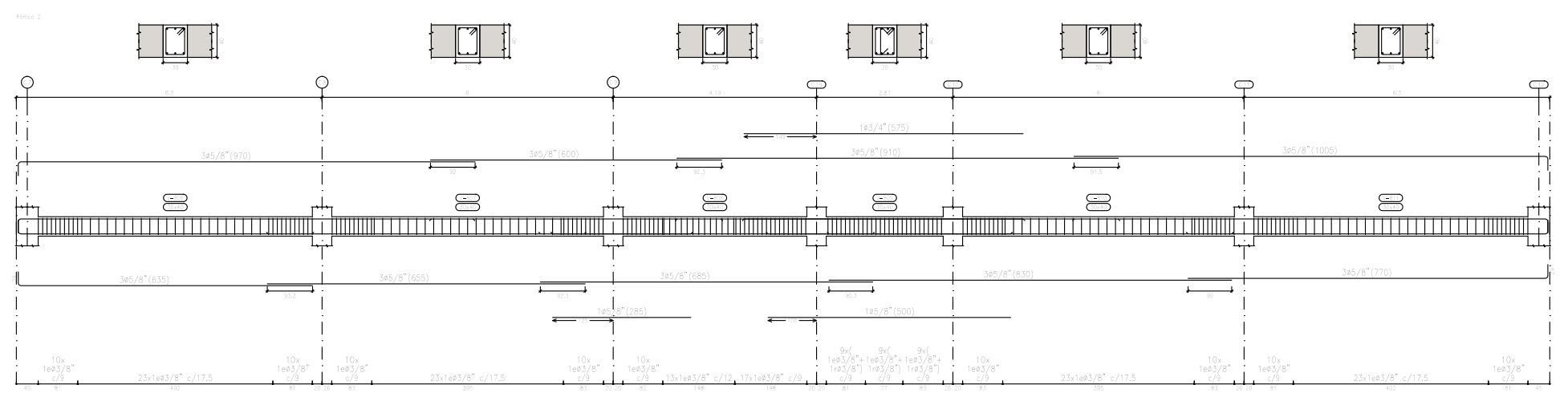
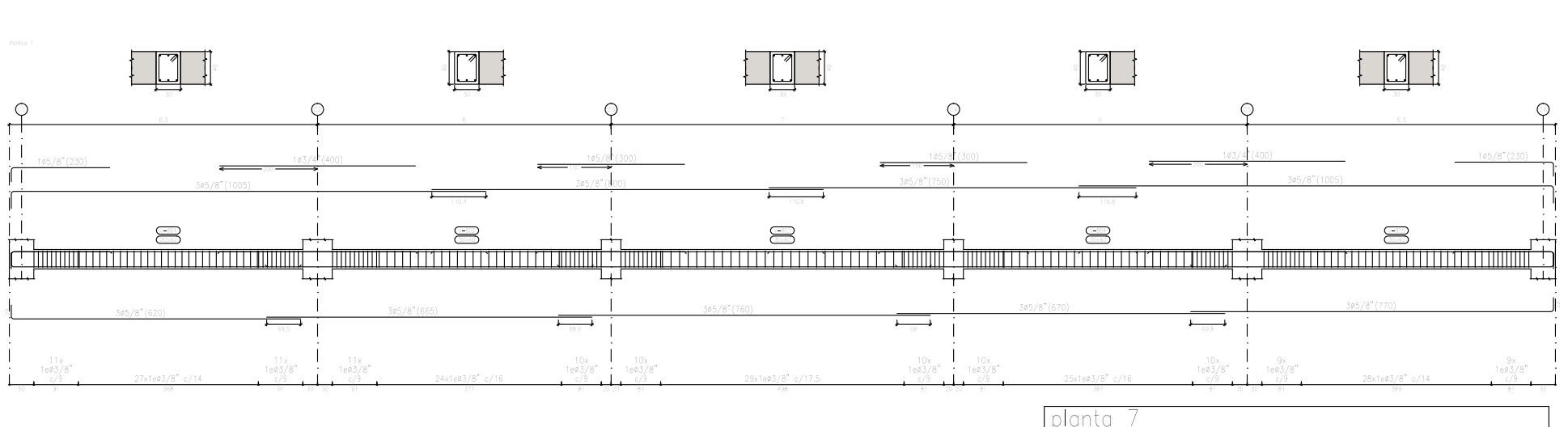
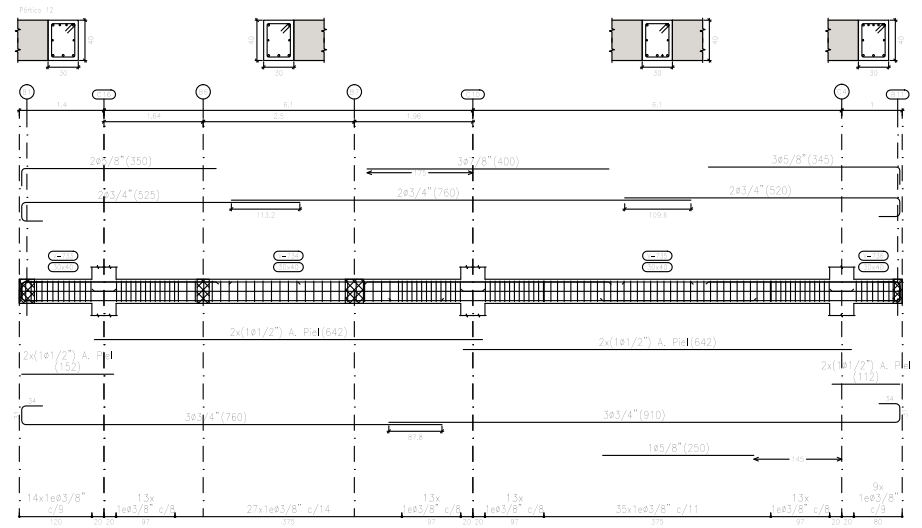
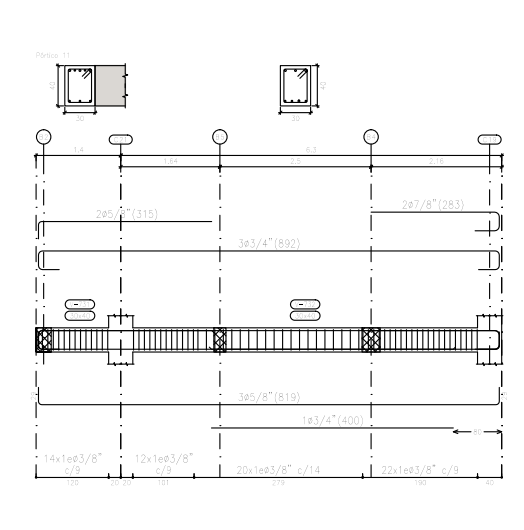
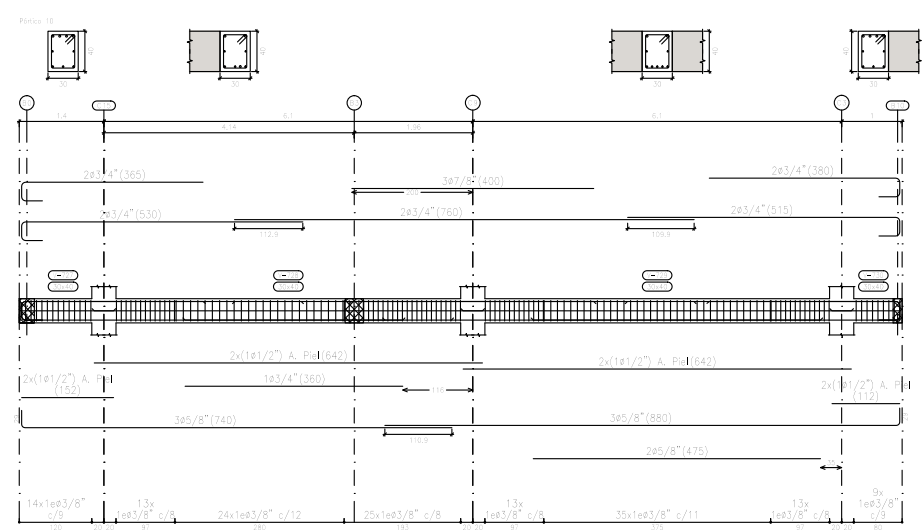
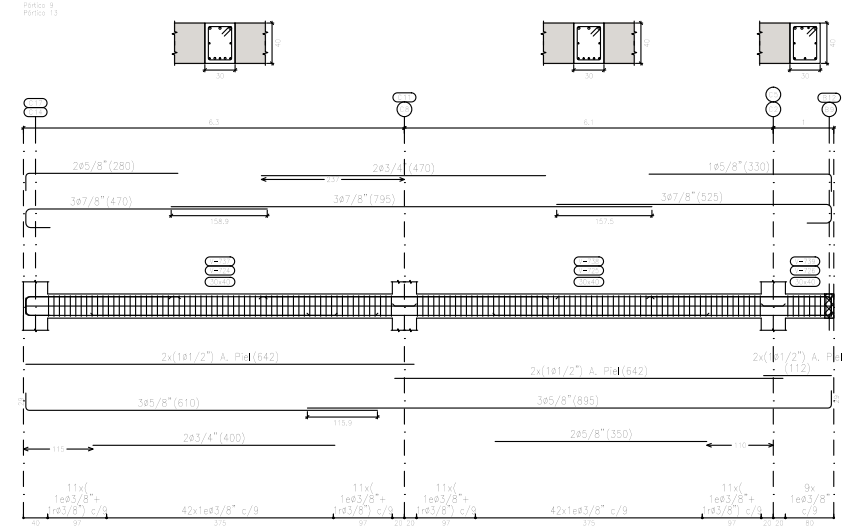


planta 5
Despiece de vigas
Hormigón: $f'c=245$
Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
Escala pórticos 1:125
Escala secciones 1:75
Escala huecos 1:75

planta 6, Pórtico 1 y 2
Despiece de vigas
Hormigón: $f'c=245$
Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
Escala pórticos 1:125
Escala secciones 1:75
Escala huecos 1:75

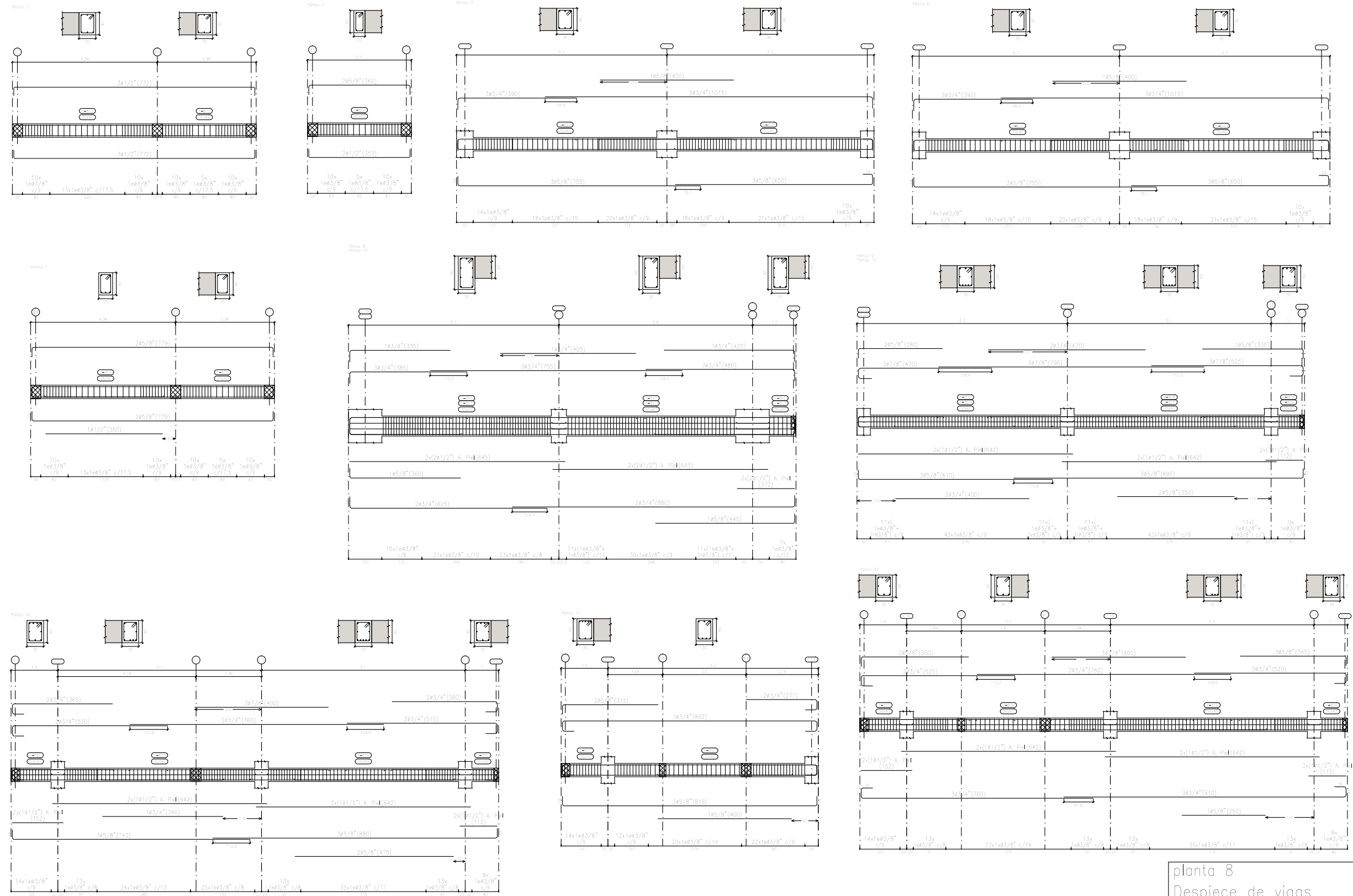


planta 6
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

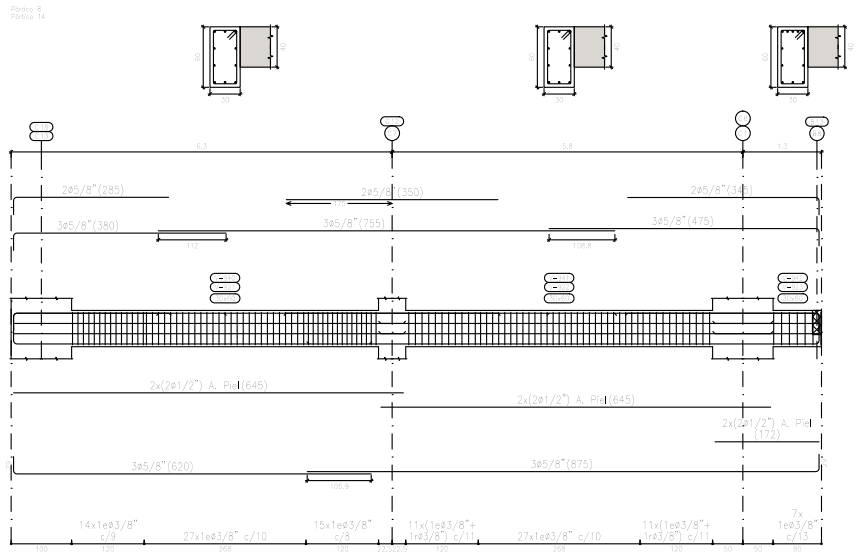
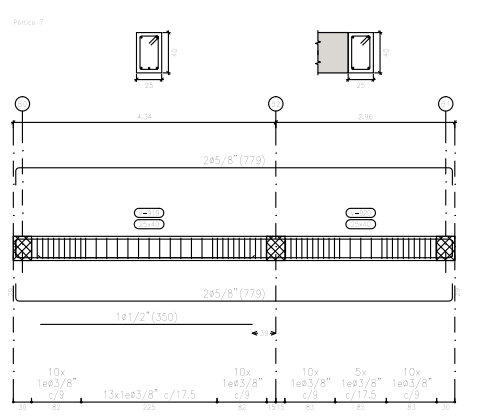
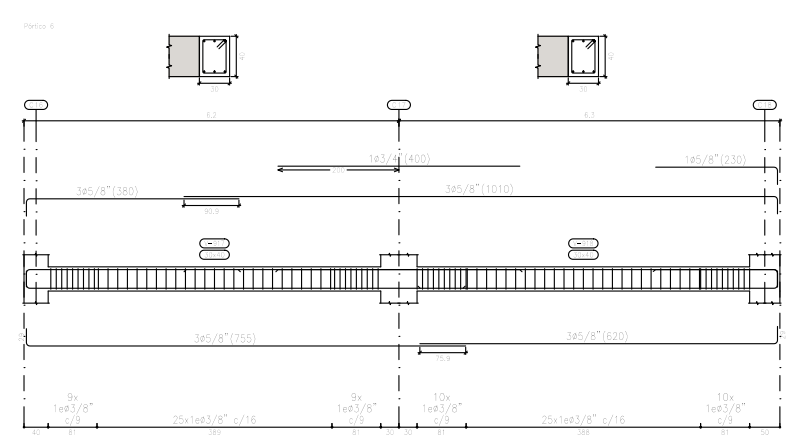
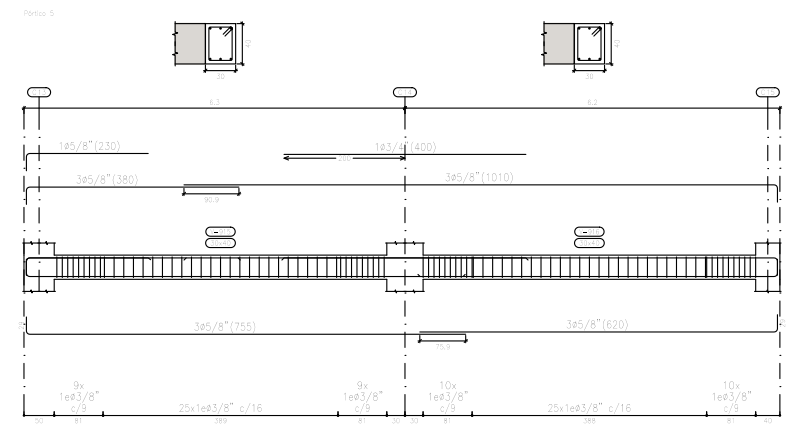
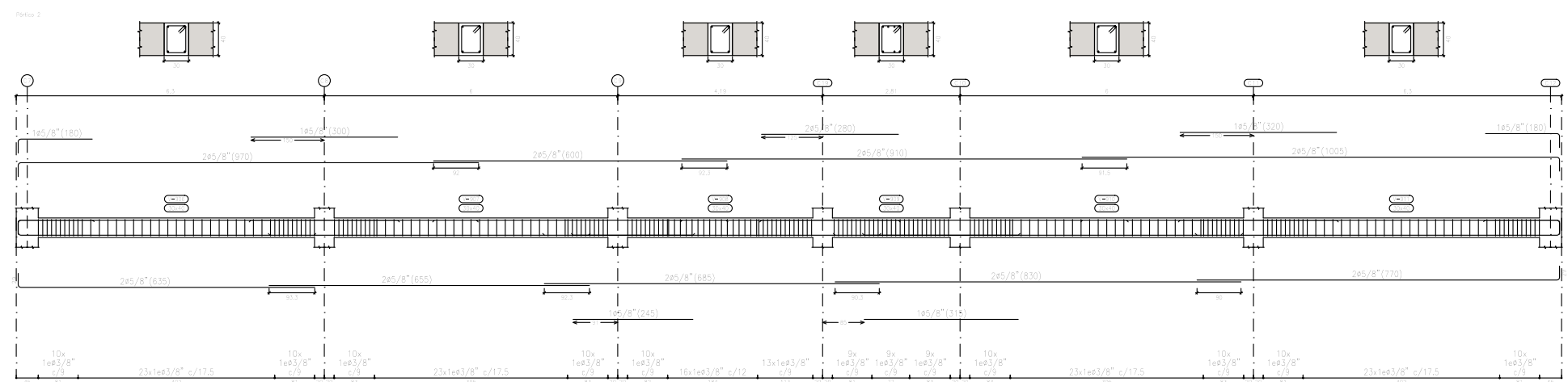
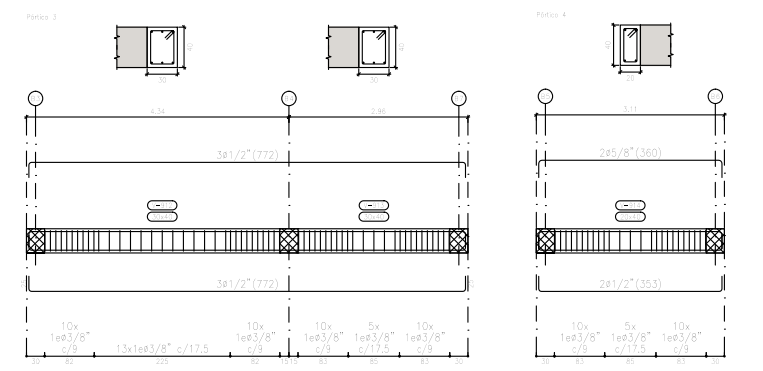
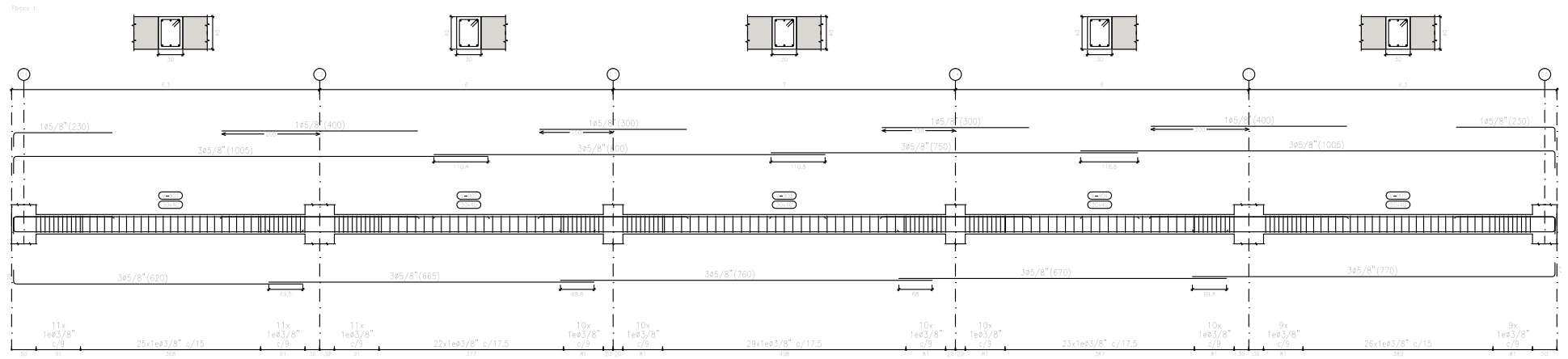


planta 7
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

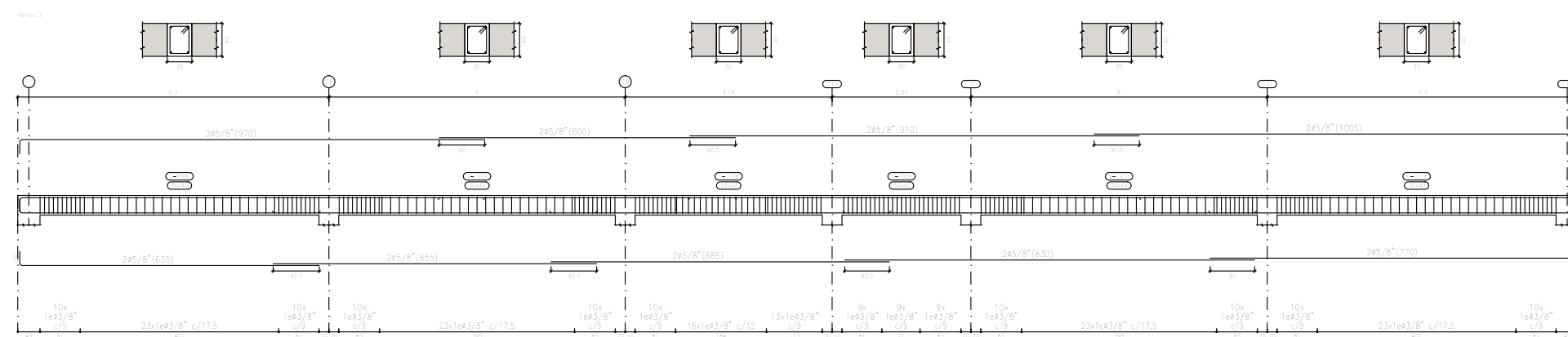
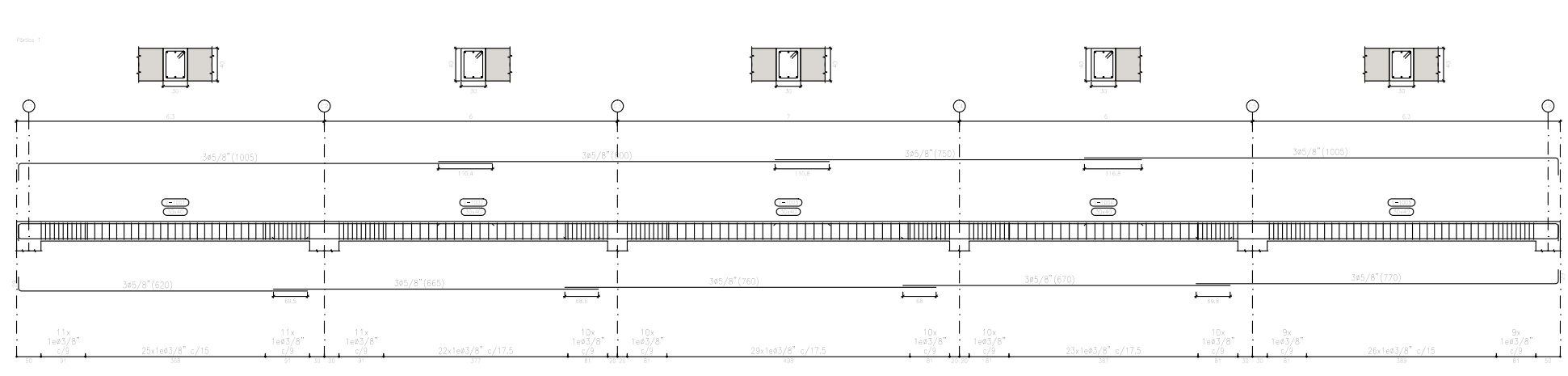
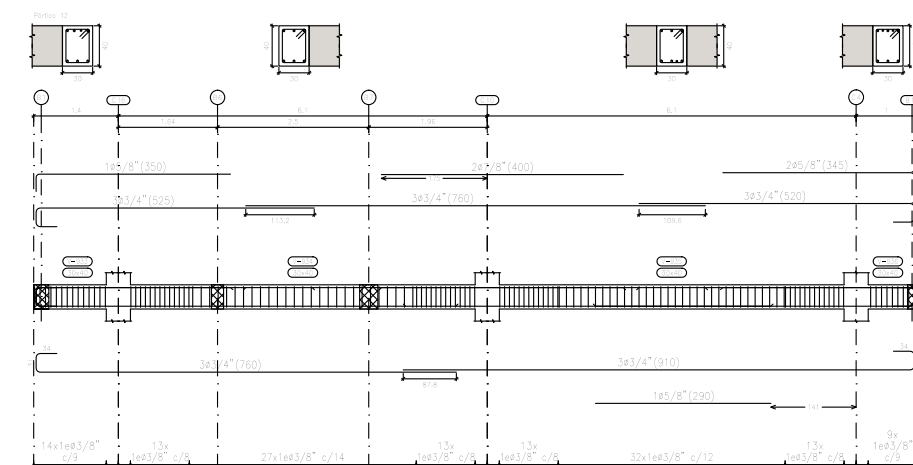
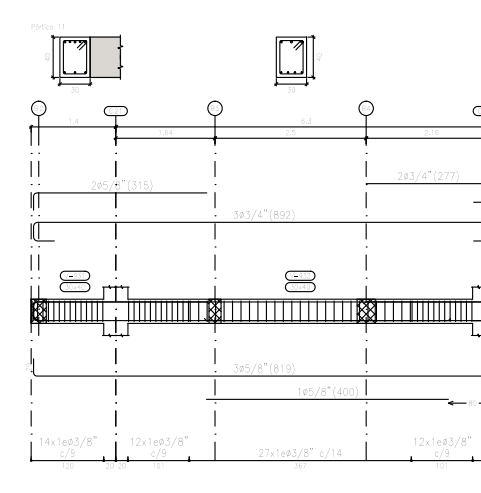
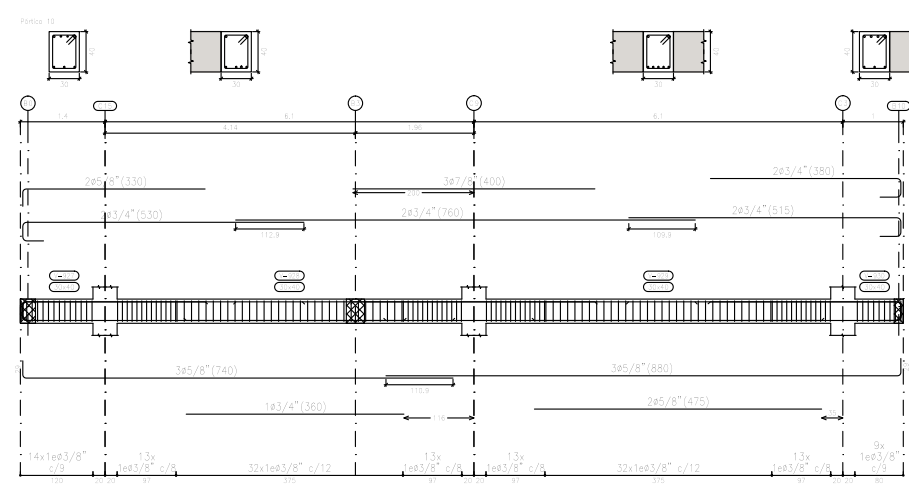
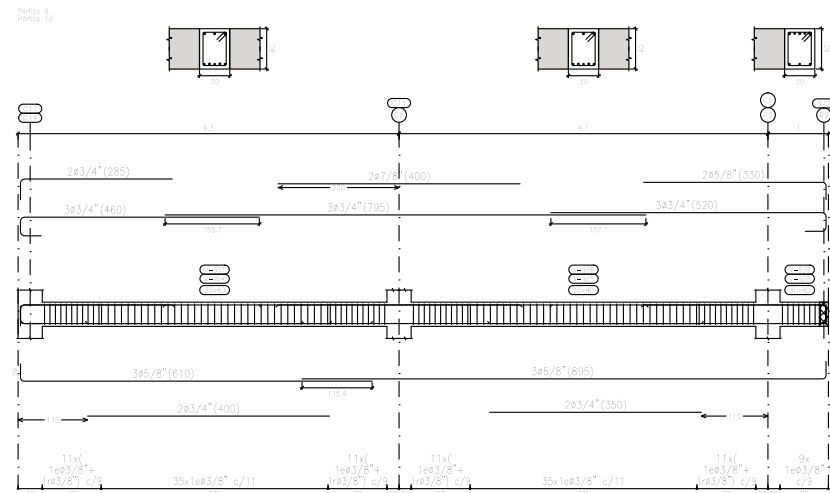
planta 8, Pórtico 1 y 2
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75



planta 8
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

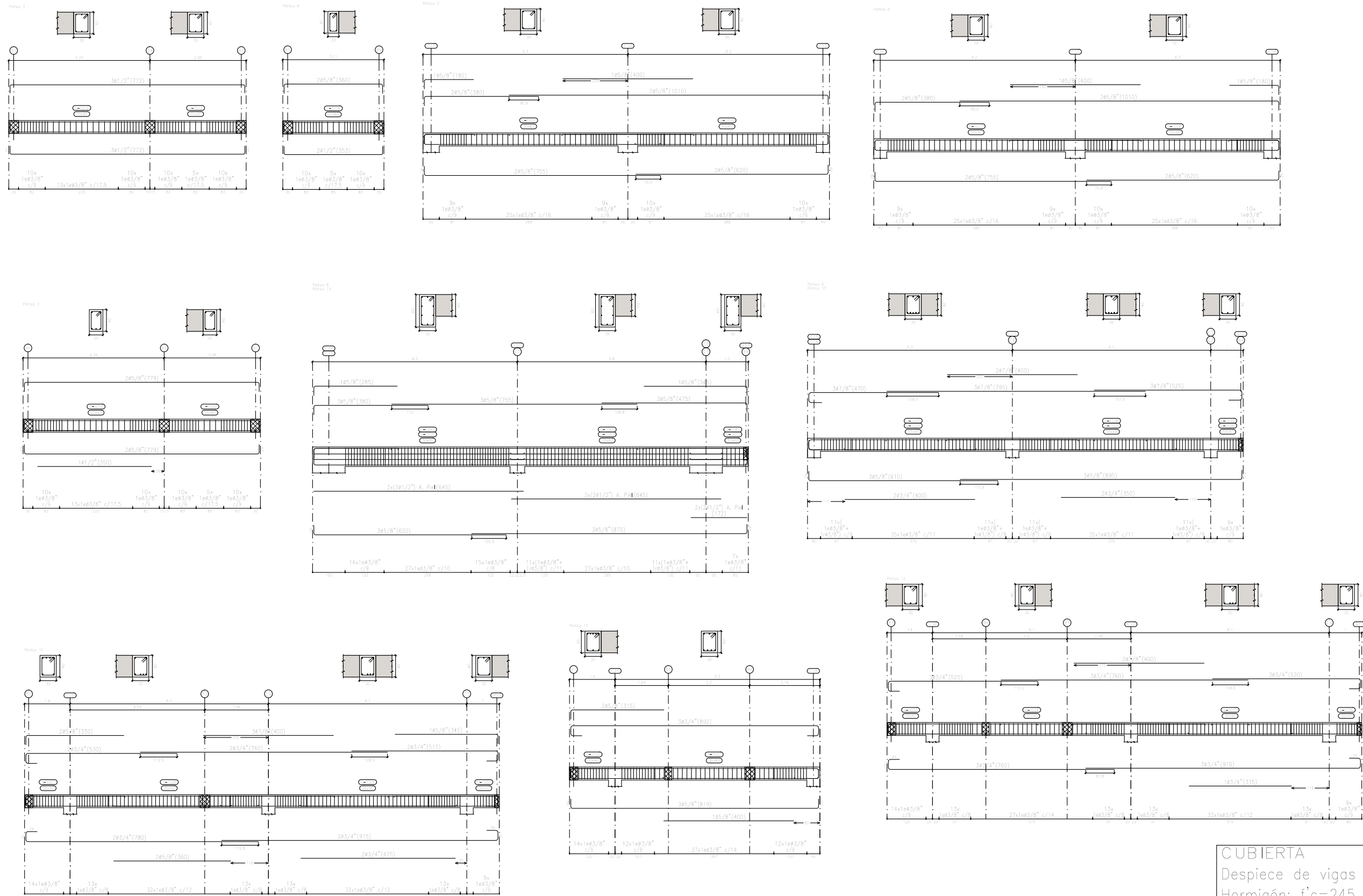


planta 9
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75



planta 9
Despiece de vigas
Hormigón: $f'c=245$
Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
Escala pórticos 1:125
Escala secciones 1:75
Escala huecos 1:75

CUBIERTA, Pórtico 1 y 2
Despiece de vigas
Hormigón: $f'c=245$
Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
Escala pórticos 1:125
Escala secciones 1:75
Escala huecos 1:75



CUBIERTA
 Despiece de vigas
 Hormigón: $f'c=245$
 Acero en barras: Grado 60 (Latinoamérica)
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)
 Escala pórticos 1:125
 Escala secciones 1:75
 Escala huecos 1:75

BIBLIOGRAFÍA

- AIS, A. colombiana de ingeniería sísmica-. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. *Scielo*, 1, 32. Recuperado a partir de <http://www.scielo.org.co/pdf/ring/n32/n32a4>
- Barbat, A. H., Vielma, J. C., & Oller, S. (s. f.). Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armados, 102.
- Crisafulli, F. (2002). Espectros de respuesta y de diseño 1., 1-22.
- Duarte Bonilla, C. E., Martínez Chavarria, M. E., & Santamaria Diaz, J. J. (2017). "ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, 205.
- EADIC, E. T. E. en I. A. y C. (s. f.). Análisis dinámico, 28. Recuperado a partir de http://eadic.com/wp-content/uploads/2013/09/4712-5_tema_5_dinamico.pdf
- FEMA, & ASCE. (2000). restandard and commentary for the seismic Rehallitation of Buildings, (November), 519.
- Hospitaler Pérez, A. (2012). NCSE02 sismos, 1(1974).
- López, O. A., & Del Re Ruíz, G. (2008). Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aperticadas de concreto armado, 31, 28. <https://doi.org/10.21311/002.31.1.07>
- NSR-10. (2010). Reglamento Colombiano de Contrucción Sismo Resistente.
- Purca, R. J. (2015). RESUMEN: ATC-40 CAP. 8 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS ESTATICO NO LINEAL, 15.