

**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**MÉTODO ALTERNATIVO DE DISEÑO SISMO RESISTENTE EN
BASE AL SISMO FRECUENTE**

AUTOR:

Calva Mantuano, Diego Alejandro

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de
INGENIERO CIVIL**

TUTOR:

Ing. José Andrés Barros Cabezas, M.Sc.

Guayaquil, Ecuador

16 de Octubre del 2018



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Calva Mantuano, Diego Alejandro** como requerimiento para la obtención del título de Ingeniero civil.

TUTOR

f. _____
Ing. José Andrés Barros Cabezas M.Sc.

DIRECTORA DE LA CARRERA

f. _____
Ing. Stefany Esther Alcívar Bastidas, Mgs.

Guayaquil, a los 16 del mes de Octubre del año 2018



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Calva Mantuano, Diego Alejandro**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación, **Método alternativo de diseño sismo resistente basado en el sismo frecuente**, previo a la obtención del título de **ingeniero civil** ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 16 del mes de Octubre del año 2018

EL AUTOR

f. _____
Calva Mantuano, Diego Alejandro



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Calva Mantuano, Diego Alejandro**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Método alternativo de diseño sismo resistente basado en el sismo frecuente**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 16 del mes de Octubre del año 2018

EL AUTOR:

f. _____
Calva Mantuano, Diego Alejandro

Urkund Analysis Result

Analysed Document: TRABAJO DE TITULO DIEGO CALVA.docx (D42647877)
Submitted: 10/17/2018 2:26:00 AM
Submitted By: claglas@hotmail.com
Significance: 2 %

Sources included in the report:

TESIS DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS COMPLETO.pdf (D15880440)
1474510732_luis enrique Gonzalez Cardenas.pdf (D21902974)
TESIS COMPLETA NUÑEZ ALBA.pdf (D31930367)
1429003420_Tesis final.docx (D13928667)
<http://upcommons.upc.edu/handle/2117/95825>

Instances where selected sources appear:

8

AGRADECIMIENTO

Quiero aprovechar estas líneas para agradecer a todas las personas que me han ayudado a lo largo de estos valiosos años por la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Guayaquil.

En primer lugar, quiero agradecer el apoyo recibido por parte de toda mi familia, sobre todo de mis padres, Mercedes y Bolívar, su presencia y constancia ha sido vital para poder llevar a término mis estudios profesionales; su inquebrantable voluntad para salir adelante ante cualquier adversidad me ha servido como ejemplo durante los momentos más difíciles de la carrera.

En segundo lugar, mi gratitud y reconocimiento al Ing. José Barros Cabezas, M.Sc., quien ha sido más que el tutor de mi tesis, lo considero guía, consejero y asesor. El tiempo que tanto él, como mis profesores, me han dedicado, está depositado en éste documento; sólo espero haber hecho justicia a su labor docente.

También quiero mostrar mi más sincero agradecimiento a mis compañeros de clase y amigos, que han logrado hacer llevadero cada semestre y cada materia. Me honra su amistad y camaradería.

Finalmente, mi cariño y gratitud eternos para la noble Universidad Católica, en cuyos salones de clases hallé no solamente la ciencia y el conocimiento, sino además que encontré mi identidad como un íntegro profesional de esta rama.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

f. _____

Ing. José Andrés Barros Cabezas M.Sc.
TUTOR

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____

Ing. Stefany Esther Alcívar Bastidas, M.Sc.
DIRECTOR DE CARRERA

f. _____

Ing. Guillermo Ponce Vasquez , M.Sc.
DOCENTE DE LA CARRERA

f. _____

Ing. Jaime Francisco Hernández Barredo M.Sc.
OPONENTE

ÍNDICE

Contenido

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	2
1.1 Generalidades	2
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Objetivo general.....	3
1.2.2 Objetivos específicos	3
1.3 Justificación.....	4
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Requerimientos de NEC-15.....	5
2.1.1 Objetivos de diseño	5
2.1.2 Requerimientos mínimos de diseño.....	6
2.1.3 Determinación de fuerzas sísmicas	6
2.1.4 Métodos de análisis para el diseño basado en fuerzas	7
2.1.5 Procedimiento para el diseño basado en fuerzas	8
2.2 Requisitos de ACI 318-14.....	9
2.2.1 Pórticos especiales resistentes a momentos - SMF	9
2.2.2 Pórticos intermedios resistentes a momentos - IMF	11
2.3 Revisión estructural según ASCE 41-13	12
2.3.1 Modelo matemático.....	12
2.3.2 Procedimiento No Lineal Estático (NSP)	12
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA	16
3.1 Descripción de la estructura y su emplazamiento	16

3.2 Materiales.....	18
3.3 Sistema estructural.....	18
3.4 Cargas.....	19
3.4.1 Cargas Vivas	19
3.4.2 Cargas Muertas.....	19
3.4.3 Cargas sísmicas	20
3.5 Combinaciones de cargas.....	24
3.6 Modelo matemático	25
3.6.1 Sistemas de piso	25
3.7 Resultados de los análisis elásticos	26
3.7.1 Pórtico SMF-R8	27
3.7.2 Pórtico IMF-R5.....	29
3.7.3 Pórtico SMF - Servicio	31
3.8 Resumen de resultados de análisis elástico en Etabs	33
3.8.1 Periodos de estructura.....	33
3.8.2 Cortantes de piso.....	33
3.8.3 Derivas de piso	34
3.9 Resumen de resultados de detallamiento estructural.....	37
3.9.1 SMF-R8: Diseño de elementos estructurales	38
3.9.2 IMF-R5: Diseño de elementos estructurales.....	39
3.9.3 SMF-S: Diseño de elementos estructurales.....	40
3.10 REVISIÓN ESTRUCTURAL - Análisis Push-over	41
3.10.1 Curva idealizada: Pórtico SMS-R8.....	43

3.10.2 Curva idealizada: Pórtico IMF-R5.....	43
3.10.3 Curva idealizada: Pórtico SMF-S.....	44
3.11 Determinación de desplazamientos objetivo – Método de coeficientes	44
CAPÍTULO 4: RESULTADOS.....	46
4.1 Comparaciones en el comportamiento de estructura para el sismo de servicio (Tr=43 años) y para el sismo de diseño (Tr=475 años).....	46
4.2 Cantidades de obra	49
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	51
CAPITULO 6: BIBLIOGRAFÍA	52

Índice de figuras

Figura 1: Coeficiente “R” para sistemas estructurales dúctiles. NEC (2015) .	8
Figura 2: Curva idealizada de cortante basal vs desplazamiento de techo. ASCE41-13 (2013).....	14
Figura 3: Elevación de pórtico en el sentido “Y”.....	16
Figura 4: Elevación de pórtico en sentido “X”	17
Figura 5: Vista en planta de estructura	17
Figura 6: Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas y Concentradas. NEC-SE-CG (2015)	19
Figura 7: Sección transversal de losa en una dirección.....	20
Figura 8: Clasificación de los perfiles de suelo. NEC-SE-DS (2015)	20
Figura 9: Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Guayaquil, Indicado en rojo valores para sismo de servicio, indicado en negro valores para sismo de diseño. NEC-SE-DS (2015)	21
Figura 10: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa. NEC-SE-DS (2015)	21
Figura 11: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd. NEC-SE-DS (2015)	21
Figura 12: Tipo de suelo y Factores de sitio Fs. NEC-SE-DS (2015)	22
Figura 13: Poblaciones y valor del factor “Z”. NEC-SE-DS (2015).....	22
Figura 14: Espectros de diseño. (Periodo de la estructura según método NEC-15 representado con línea de guiones vertical roja)	24
Figura 15: Elevación del modelo en Etabs, Sentido "X" y "Y".....	26
Figura 16: Vista en 3D del modelo en Etabs.....	26
Figura 17: Derivas elásticas de estructura SMF-R8 en sentido “X”.	27
Figura 18: Derivas elásticas de estructura SMF-R8 en sentido “Y”	27

Figura 19: Cortantes de piso para estructura SMF-R8	28
Figura 20: Derivas elásticas de estructura IMF-R5 en sentido "X"	29
Figura 21: Derivas elásticas de estructura IMF-R5 en sentido "Y"	29
Figura 22: Cortantes de piso para estructura IMF-R5.....	30
Figura 23 : Derivas elásticas (Tr = 43 años) de estructura SMF-S en sentido "X"	31
Figura 24: Derivas elásticas (Tr = 43 años) de estructura SMF-S en sentido "Y"	31
Figura 25: Cortantes de piso para estructura SMF-S.....	32
Figura 26: Derivas de entrepiso inelásticas. Edificio SMF-R8.	35
Figura 27: Derivas de entrepiso inelásticas. Edificio IMF-R5.....	35

Índice de tablas

Tabla 1: Síntesis de filosofía de diseño de NEC-15.....	6
Tabla 2: Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para vigas de pórticos especiales a momento.	9
Tabla 3: Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para columnas de pórticos especiales a momento.	10
Tabla 4: Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para Conexiones de pórticos especiales a momento especiales a momento.	11
Tabla 5: Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para vigas de pórticos intermedios a momento	11
Tabla 6: Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para columnas de pórticos intermedios a momento	12
Tabla 7: Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas	19
Tabla 8: Resumen de cálculos para construir espectros de diseño.	23
Tabla 9: Aceleraciones normalizadas para el valor de la gravedad, para cada uno de los espectros de diseño utilizados.	23
Tabla 10: Resumen de periodos de las tres tipologías estructurales para los tres primeros modos.	33
Tabla 11: Cortantes de piso según método de análisis por superposición modal.	33
Tabla 12: Cálculo del cortante basal según método estático equivalente....	33
Tabla 13: Comparación entre cortantes basales de ambos métodos para comprobación de cortante basal mínimo.	33
Tabla 14: Derivas de piso inelásticas amplificadas por coeficiente "Cd". Sentidos "X" y "Y" para edificio SMF-R8.	34

Tabla 15: Derivas de piso inelásticas (%) amplificadas por coeficiente "Cd". Sentidos "X" y "Y" para edificio IMF-R5.	34
Tabla 16: Derivas de piso elásticas (%). Sentidos "X" y "Y" para edificio SMF-S". (Tr=43 años y Tr=475 años).....	34
Tabla 17: Resumen del diseño de elementos estructurales. Edificio SMF-R8.	38
Tabla 18: Resumen del diseño de elementos estructurales. Edificio IMF-R5	39
Tabla 19: Resumen del diseño de elementos estructurales. Edificio SMF-S.	40
Tabla 20: Desplazamiento objetivo para cada tipología estructural según el periodo de recurrencia.	45
Tabla 21: Límites de rotaciones (radianes) para elementos de las tres tipologías estructurales para el nivel de desempeño "Ocupación Inmediata"	46
Tabla 22: Límites de rotaciones (radianes) para elementos de las tres tipologías estructurales para el nivel de desempeño "Prevención de Colapso"	46
<i>Tabla 23.: Lista de nodos que exceden límites de ASCE 41-13.</i>	<i>47</i>
Tabla 24: Volumen de hormigón según elemento.....	49
Tabla 25: Kilos de acero según elemento.	50

RESUMEN (ABSTRACT)

El presente trabajo hace una comparación del comportamiento de tres edificios diseñados según diferentes tipologías estructurales: pórticos especiales a momentos, pórticos intermedios a momentos y un nuevo método basado en fuerzas sísmicas correspondientes al nivel de servicio, dejando de lado el factor de modificación de respuesta “ R ”.

Usando el software Etabs, se diseñan los edificios de 4 pisos, siguiendo los lineamientos definidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

Para el método alternativo propuesto, se establecen límites de derivas de entrepiso distintos a lo descrito en la norma, sin uso de coeficiente de amplificación “ C_d ”.

Teniendo un diseño adecuado, se procede a evaluar el desempeño de las estructuras haciendo uso del software Opensees y, siguiendo las disposiciones de la norma ASCE/SEI 41-13, se realiza un análisis push over. De los datos arrojados por el análisis, se establecen puntos de comparación entre estructuras según los periodos de retorno del sismo seleccionados, en esta investigación se ha considerado el sismo servicio ($T_r = 43$ años) y el sismo de diseño ($T_r = 475$ años).

Por último, se comparan las cantidades de hormigón y acero requeridos para cada uno de los diseños realizados.

Se encuentra que el método alternativo propuesto es bastante superior en cuanto a desempeño en comparación a los diseños que se apegan a lo que establece la norma, pero es un diseño sobredimensionado, que excede en uso de material, significativamente a lo necesario.

Palabras Claves: Desempeño sísmico, pórticos especiales a momentos, sismo de servicio, diseño sismo resistente.

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

En Ecuador, las estructuras de edificios que desarrollan los ingenieros civiles, deben seguir procesos de diseño especificados en la norma ecuatoriana de construcción “NEC-15”.

Según la filosofía sismo resistente de la norma, se debe realizar el diseño de la estructura considerando el sismo con periodo de retorno de 475 años, conocido también como el “sismo raro”.

La norma establece que para tener un diseño estructural satisfactorio se debe cumplir con los niveles de desempeño de: (1) ocupación inmediata para el sismo frecuente, (2) control de daños para el sismo poco frecuente y (3) prevención de colapso para el sismo raro o más conocido como sismo de diseño.

Para poder comenzar el proceso de diseño, se define un espectro de respuesta para el sismo raro, obtenido de un estudio de peligrosidad sísmica. Dicho espectro se reduce según el factor de modificación de respuesta “R”, que busca tomar en cuenta el posible comportamiento inelástico de las estructuras, el mismo que, según NEC (2015), depende solamente del sistema estructural escogido. La siguiente parte del proceso involucra definir un modelo matemático, comúnmente realizado en un software, como por ejemplo SAP2000 o Etabs, que son los más utilizados en el medio profesional. Dicho modelo debe reflejar las propiedades de la estructura a diseñar: dimensiones de elementos (considerando el agrietamiento del concreto) y cargas actuantes de acuerdo a CSI (2018). Finalmente, las deformaciones inelásticas son estimadas a partir de las deformaciones elásticas, calculadas con la fuerza de diseño y luego amplificadas por el factor “Cd”, para comparar estos resultados con los límites establecidos de derivas de entrepiso en NEC-15.

Este método puede resultar conceptualmente conflictivo principalmente por dos motivos:

- Primero, el usar modelos con comportamiento lineal, para predecir respuestas no lineales de la estructura.
- El segundo problema que se presenta es al revisar que se cumplan los niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad de vida, la norma no establece un parámetro claro para poder comprobar su cumplimiento.

Comúnmente se piensa que al diseñar para el sismo raro y verificar el haber cumplido con los requerimientos mínimos de NEC-15, es condición suficiente para haber cumplido también con los criterios de desempeño de sismos más frecuentes.

Para evaluar la validez del método propuesto por la norma, se propone realizar el diseño de 2 estructuras que sigan los lineamientos establecidos en NEC-15 y adicionalmente se definirá un nuevo método de diseño, basado en un espectro de respuesta para el sismo de servicio.

Se verificarán dos niveles de desempeño de dichas estructuras utilizando un análisis push over no lineal en el software “Opensees” y mediante comparaciones, se buscará establecer cuál de las tres tipologías es la más adecuada para satisfacer los requerimientos de la norma.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Evaluar un nuevo enfoque para el diseño de estructuras de pórticos resistentes a momento de hormigón.

1.2.2 Objetivos específicos

Proponer un método de diseño siguiendo los lineamientos establecidos en el reglamento ASCE/SEI 41-13, para el sismo frecuente de 43 años de recurrencia, con criterios de desempeño y capacidad.

1.3 Justificación

Se propone modificar el método de diseño sismo-resistente especificado en la norma ecuatoriana de construcción, por considerarse que ésta no es lo suficientemente específica en cuanto al cumplimiento de los objetivos de desempeño sísmico que exige para el caso de sismos frecuentes.

La utilidad de este trabajo de investigación se verá reflejada al momento de evaluar el desempeño ante un sismo de lo que fuera una edificación que cumple con los límites establecidos dentro de NEC-15 y compararlo con la propuesta de diseño basada en el sismo de servicio. De los resultados de esta comparación se obtendrá comprensión principalmente de dos conceptos:

- El permitir tener una idea clara de las limitaciones de la normativa existente cuando se trata del desempeño de una estructura frente a sismos de menor intensidad. De encontrar problemas inherentes a seguir el proceso de las disposiciones actuales, se propondrían sugerencias para mejorarlas.
- Evaluar el comportamiento de un nuevo método que en efecto respete a los objetivos de la filosofía de diseño de la norma. De verificarse un rendimiento adecuado, establecer la factibilidad de llevar a cabo un diseño de este tipo.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Requerimientos de NEC-15

NEC (2015) especifica que, para toda estructura de uso normal, el diseño de sus elementos debe ser capaz de soportar los desplazamientos laterales producidos por el sismo de diseño y el resultado debe reflejar consideraciones de sobre resistencia, ductilidad y respuestas inelásticas.

Con el propósito de evitar pérdidas materiales o de vidas, se trabaja siguiendo una filosofía de diseño, que en el caso de estructuras de uso normal consiste en comprobar el nivel de seguridad de vida diseñando la estructura para el sismo de diseño.

2.1.1 Objetivos de diseño

Los objetivos de diseño de NEC (2015) varían según el nivel de intensidad al que esté sometido la estructura. Se debe prevenir cualquier tipo de daño en caso de terremotos de baja intensidad, se debe prevenir daños estructurales frente a terremotos moderados controlando los daños no estructurales. Finalmente se debe prevenir el colapso de la estructura en el caso de un sismo severo o mejor conocido como sismo de diseño.

Estos objetivos se pueden cumplir si se diseña la estructura según los siguientes criterios:

- Debe tener capacidad de resistir las fuerzas producidas por la acción del sismo.
- Tenga derivas inelásticas menores a las máximas permitidas.
- Diseño por capacidad que garantice disipación de energía en zonas críticas.

Según NEC (2015) sección 4.2, la deriva de entrepiso no debe exceder el límite de 2% establecido en la tabla 7 de NEC para estructuras de hormigón armado.

2.1.2 Requerimientos mínimos de diseño

En la sección 4.2.3 del mismo documento se establece que, para estructuras de ocupación normal, se deben cumplir los siguientes requerimientos de desempeño.

Tabla 1: Síntesis de filosofía de diseño de NEC-15

Nivel de desempeño	Elemento estructural	Elemento no estructural	Periodo de retorno
Servicio	Ningún Daño	Ningún Daño	43 años
Daño	Ningún Daño	Daño	72 años
Colapso	Cierto grado de daño	Daño considerable	475 años

FUENTE: Adaptado de NEC (2015).

Los parámetros según los que se define si un diseño cumple con los requisitos están definidos en NEC, sección 4.4 y se enlistan a continuación:

- Seguridad de vida – Condición de resistencia: Se debe verificar que la estructura no rebase ningún estado límite de falla ante un sismo severo. Los factores que deben comprobarse son los estados límite de compresión, tracción, cortante, torsión y flexión.
- Límite de daños (deformaciones): Se debe comprobar que la estructura presentará deformaciones controlables, la estructura no debe exceder la deriva inelástica máxima permisible “ ΔM máxima”.
- Ductilidad: La estructura debe poder demostrar que puede disipar energía mediante técnicas de diseño por capacidad

2.1.3 Determinación de fuerzas sísmicas

En la sección 4.5.2, la norma propone el diseño basado en fuerzas para la estructura en general y un diseño por capacidad para analizar mecanismos plásticos. Los objetivos del diseño basado en fuerzas son:

- Adherirse a la filosofía de diseño de NEC
- Obtener fuerzas laterales del sismo

- Diseñar los elementos para que su resistencia sea mayor a las fuerzas internas calculadas usando modelos elásticos lineales.
- Estimar y controlar las derivas de piso.

El método basado en fuerzas depende de que, el modelo matemático con el que se trabaja, incluya los elementos que resisten en el sistema estructural con su debida distribución espacial y de rigidez.

Según ACI-318 (2014), esta rigidez debe considerar la que tendrían los elementos inmediatamente antes de la falla, se debe entonces calcular deformaciones mediante un análisis elástico que tenga en consideración la presencia de zonas agrietadas en las secciones de hormigón.

En NEC (2015) sección 6.1.6.b establece valores a usarse para la inercia agrietada dependiendo del elemento estructural. Inercia agrietada "I_{cr}" es:

- 0.5 Inercia gruesa para vigas.
- 0.8 Inercia gruesa para columnas.

Con respecto a la carga sísmica reactiva "W", para el caso de estructuras de uso normal, se requiere que solo sea considerada la carga muerta total de la estructura.

2.1.4 Métodos de análisis para el diseño basado en fuerzas

La norma permite el uso de 3 métodos, el análisis estático equivalente, el análisis dinámico de superposición modal y el análisis paso a paso en el tiempo.

Para el presente trabajo se eligió usar el método de análisis dinámico de superposición modal. Para conducir este análisis se requiere considerar los modos de vibración que involucren, para ambas direcciones horizontales, al menos 90% de la masa total de la estructura, con el condicional 6.2.2.b que especifica que el cortante basal no puede ser menor que el 80% del cortante basal resultante de un análisis estático, entre otras exigencias.

2.1.5 Procedimiento para el diseño basado en fuerzas

En primer lugar, se debe caracterizar el sismo en base a un análisis de peligro sísmico de la zona para el cual se diseña la estructura. Los efectos del sismo se modelan a partir de un espectro de respuesta.

Para definir el sismo de diseño se requiere de un análisis de peligrosidad sísmica de la zona geográfica donde se planea construir la estructura en cuestión.

El siguiente paso es aproximar un periodo fundamental de vibración según la expresión:

$$T = C_t h^\alpha$$

De donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de estructuración del edificio

h = Altura máxima de edificio

T = Periodo de vibración

El paso tres, consiste en seleccionar un factor de reducción de resistencia “R”, NEC (2015) considera como parámetro constante este factor, solo dependiendo de la tipología de la estructura, dando recomendaciones de considerar parámetros como tipo de estructura, tipo de suelo y factores como ductilidad, sobre resistencia y redundancia.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8

Figura 1: Coeficiente “R” para sistemas estructurales dúctiles. NEC (2015)

Las derivas deben revisarse utilizando el valor de la respuesta inelástica de desplazamiento “ ΔM ” causada por el sismo de diseño.

$$\Delta M = 0.75 R \Delta E$$

De donde R= Factor de reducción de respuesta.

2.2 Requisitos de ACI 318-14

El diseño sísmico de los edificios es usualmente realizado usando un procedimiento lineal estático. Sin embargo, el comportamiento esperado es inelástico y dinámico en naturaleza. Los sistemas estructurales resistentes a las acciones del sismo para esta investigación son el pórtico intermedio a momentos (IMF por sus siglas en inglés) y el pórtico especial a momentos (IMF por sus siglas en inglés).

2.2.1 Pórticos especiales resistentes a momentos - SMF

Tabla 2: Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para vigas de pórticos especiales a momento.

Límites dimensionales	Luz libre < 4 veces el peralte	18.6.2 (a)
	Ancho viga < 30% de la altura viga	18.6.2 (b)
Refuerzo longitudinal	Al menos dos barras continuas superior e inferior.	18.6.3.1
	$A_{s \max} > 0.025 * b * d$	
	$A_{s \min} > 14 * b * d / f_y$	9.6.1.2
	En el nudo $M_{n+} > 0.5 M_{n-}$	18.6.3.2
	A lo largo del elemento $M_n > 0.25 M_n$ en nudo	
Refuerzo Transversal	Espaciamientos máximos de estribos en zona 2H	18.6.4.4
	-Peralte/ 4	18.6.4.4 (a)
	-Seis veces diámetro de barra a flexión	18.6.4.4 (b)
	-15 cm	18.6.4.4 (c)
	Donde no se requiera estribos de confinamiento, espaciamiento máximo = peralte /2	18.6.4.5
Resistencia a cortante	Cortante de diseño V_e se determina basado a resistencia a flexión probable M_{pr}	18.6.5.1
	Si cortante por sismo es mas de la mitad de cortante último, considerar $V_e = 0$	18.6.5.2

Tabla 3: *Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para columnas de pórticos especiales a momento.*

Límites dimensionales	-Dimensión mínima de sección = 30 cm	18.7.2.1 (a)
	- Dimensión menor / mayor > 0,4	18.7.2.1 (b)
Resistencia a flexión	La resistencia a flexión debe cumplir con el criterio columna fuerte viga débil: $\Sigma M_{nc} > 1.2\Sigma M_{nb}$	18.7.3.2
Ref. longitudinal	Acero en columna debe cumplir con $0.01 A_g < A_{st} < 0.06 A_g$	18.7.4.1
Refuerzo transversal	Zona L_o es al menos el mayor de:	18.7.5.1
	-Base de la columna	18.7.5.1 (a)
	-Un sexto de la luz libre	18.7.5.1 (b)
	-45 cm	18.7.5.1 (c)
	Refuerzo dispuesto de modo que espaciamiento entre barras longitudinales contraventeadas no exceda 35 cm	18.7.5.2
	Separación de refuerzo no debe exceder:	18.7.5.3
	-Base menor de la columna /4	18.7.5.3 (a)
	-Seis veces diámetro de barra a flexión	18.7.5.3 (b)
	- $S_o = 10 + (35-h_x)/3$	18.7.5.3 (c)
	Cuantías de refuerzo transversal deben cumplir con el mayor de:	18.7.5.4
	- $0.3(A_g/A_{ch} - 1)f'c/f_y$	
	- $0.09 f'c/f_y$	
Mas allá de zona L_o , el espaciamiento de refuerzo transversal no debe exceder al menor de:	18.7.5.4	
-Seis veces diámetro de barra a flexión		
-15 cm		
Cuantías de refuerzo transversal deben cumplir con el mayor de:	18.7.5.4	
- $0.3(A_g/A_{ch} - 1)f'c/f_y$		
- $0.09 f'c/f_y$		
Mas allá de zona L_o , el espaciamiento de refuerzo transversal no debe exceder al menor de:	18.7.5.4	
-Seis veces diámetro de barra a flexión		
-15 cm		

Tabla 4: *Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para Conexiones de pórticos especiales a momento especiales a momento.*

Generalidades	Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga se determinan suponiendo una resistencia de $1.25 f_y$	18.8.2
	Resistencia se determina según tabla 18.8.4.1	18.8.4
Resistencia a corte	Se considera un nudo confinado si la base de la viga es al menos tres cuartos de la base de la columna	18.8.4.2
	El área efectiva del nudo se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo	18.8.4.3

2.2.2 Pórticos intermedios resistentes a momentos - IMF

Tabla 5: *Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para vigas de pórticos intermedios a momento*

Refuerzo longitudinal	Al menos dos barras continuas superior e inferior. En el nudo $M_{n+} > 0.33 M_{n-}$	18.4.2.2
	A lo largo del elemento $M_n > 0.2 M_n$ en nudo	18.6.3.2
	$A_{s \min} > 14 * b * d / f_y$	9.6.1.2
Refuerzo Transversal	Espaciamientos máximos de estribos en zona 2H	18.4.2.4
	-Peralte/ 4	18.4.2.4 (a)
	-Ocho veces diámetro de barra a flexión	18.4.2.4 (b)
	-24 diámetros de estribo	18.4.2.4 (c)
	-30 cm	18.4.2.4 (d)
	Donde no se requiera estribos de confinamiento, espaciamiento máximo = peralte /2	18.4.2.5
Resistencia a cortante	La resistencia a corte ϕV_n debe ser al menos igual a el menor de:	18.2.3
	Cortante de diseño V_e calculado en base a resistencia a flexión nominal M_n	18.2.3(a)
	Cortante de combinaciones de carga que incluyan al sismo como "2E"	18.2.3(b)

Tabla 6: Requerimientos de ACI 318, capítulo 18 para columnas de pórticos intermedios a momento

Resistencia a cortante	La resistencia a corte ϕV_n debe ser al menos igual a	
	el menor de:	18.2.3
	Cortante correspondiente a resistencia M_n de columna	18.2.3(a)
	cortante de combinaciones de carga que incluyan al sismo E con ΩE	18.2.3(b)
Refuerzo transversal	Zona L_o es al menos el mayor de:	18.4.3.3
	-Base de la columna	18.4.3.3 (e)
	-Un sexto de la luz libre	18.4.3.3 (f)
	-45 cm	18.4.3.3 (g)
	Separación en " L_o " de refuerzo no debe exceder:	
	-Ocho veces diámetro de barra a flexión	18.4.3.3 (a)
	- 24 diámetros de barra de estribo	18.4.3.3 (b)
	-Base menor de la columna /2	18.4.3.3 (c)
	-30 cm	18.4.3.3 (d)

2.3 Revisión estructural según ASCE 41-13

2.3.1 Modelo matemático

Siguiendo los lineamientos del capítulo 7 de la norma ASCE 41-13 (2013), se usa un modelo en 2 dimensiones cumpliendo con las condiciones de tener un diafragma rígido y de no tener efectos significativos de torsión.

2.3.2 Procedimiento No Lineal Estático (NSP)

El análisis no-lineal de un edificio, consiste en desarrollar un modelo matemático que debe ser sometido a incrementos de cargas monotónicas laterales que representen las fuerzas inerciales características de un terremoto hasta que un desplazamiento objetivo haya sido alcanzado. Este modelo debe incorporar las características no lineales de esfuerzo-deformación de los componentes individuales de la estructura.

Antes de comenzar el análisis, un punto de control debe ser establecido en el centro de masas del techo del edificio, la relación entre cortante basal y desplazamiento lateral del nodo de control debe estar en el rango entre 0% y 150% del desplazamiento objetivo.

Las cargas gravitacionales deben ser incluidas junto a las fuerzas sísmicas mediante dos combinaciones escritas a continuación (ASCE 41-13, cap. 7, 2013, p. 93).

$$Qg = 1,1(Q_D + Q_L + Q_S)$$

$$Qg = 0,9(Q_D)$$

De donde:

Qg : Cargas gravitacionales

Q_D : Cargas muertas

Q_L : Cargas vivas multiplicadas por un factor de 0.25

Q_S : Cargas por nieve

La distribución de estas fuerzas sísmicas debe ser aplicada según la distribución de masas en el plano de cada diafragma y debe ser proporcional a la forma modal fundamental de la dirección considerada.

Según ASCE 41-13, en el apartado 7.4.3.2.4, se debe construir una curva idealizada “Fuerza vs desplazamiento” la misma que reemplaza a la obtenida. El primer segmento de línea comienza en el origen del gráfico y tiene una pendiente igual a la rigidez efectiva “ K_e ”.

Para determinar “ K_e ” se define un nivel de cortante de fluencia “ V_y ”, se define una segunda línea hasta el punto de cortante máximo de “ V_d ” y se hace equivalencias de áreas debajo de las curvas. La línea entre el origen y el punto “ V_y ”, debe simultáneamente ser secante a la curva fuerza vs desplazamiento en una ordenada de 0,6 V_y .

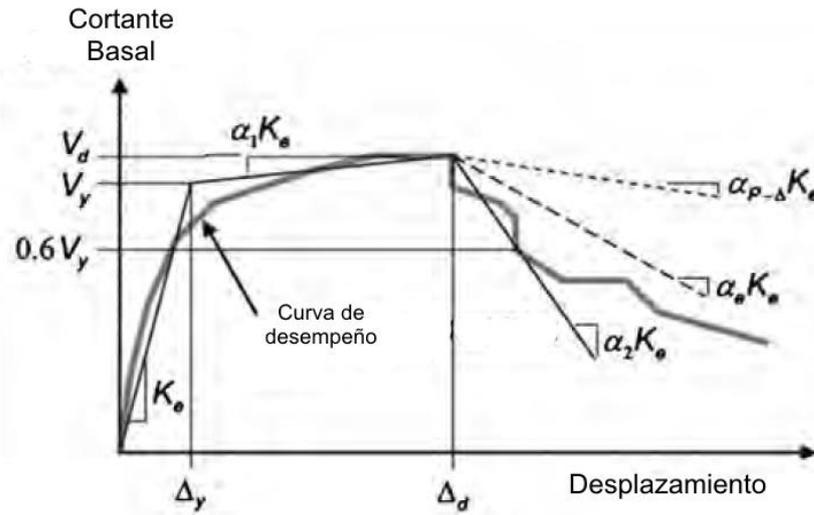


Figura 2: Curva idealizada de cortante basal vs desplazamiento de techo. ASCE41-13 (2013)

Al determinar el periodo efectivo del modo de vibración fundamental, hay que considerar tanto las propiedades de la curva idealizada fuerza vs desplazamiento, como parámetros del modelo elástico.

$$T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e}$$

Donde

T_i = Periodo elástico

K_i = Rigidez elástica

K_e = Rigidez efectiva

Para establecer un desplazamiento objetivo, ASCE 41-13 propone la siguiente expresión:

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde

C_0 = Factor de modificación que relaciona desplazamiento espectral de sistema de un grado de libertad, al desplazamiento de un sistema de múltiples grados de libertad.

C_1 = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado al desplazamiento elástico calculado.

C_2 = Factor de modificación que representa degradación de rigidez cíclica y pérdida de resistencia.

G = Aceleración de la gravedad.

En el apartado 7.6 de ASCE 41-13 se explican las condiciones a cumplirse si es que se deseara usar modelos experimentales para las constitutivas de componentes individuales.

En este trabajo se utiliza, para modelar vigas y columnas, el modelo de deterioro modificado con respuesta histerética orientada a pico, propuesto por Ibarra-Medina-Krawinkler (2005) y los parámetros del modelo son calculados según las recomendaciones de Haselton CB, Liel AB, Lange ST, Deierlein, GG (2008)

En las constitutivas de las conexiones se siguen las recomendaciones de Kim & LaFave (2009).

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

3.1 Descripción de la estructura y su emplazamiento

La estructura que se va a diseñar y luego revisar, tiene cuatro pisos que funcionará como edificio residencial, ubicado en la ciudad de Guayaquil sobre un suelo clasificado como de tipo D según NEC (2015).

La configuración estructural en planta es de 3 vanos de 9 metros en el sentido "X" y 3 vanos de cinco, seis y cinco metros en el sentido "Y", respectivamente. En elevación el edificio tiene una altura total de 14 metros, siendo la planta baja de 4,25 metros y los pisos restantes tienen una altura de 3,25 metros.

El sistema de piso consiste en losas nervadas en una dirección, se considera de manera adicional que las paredes son de bloques de concreto para el cálculo del peso, sin embargo, su rigidez y resistencia estructural no se ha considerado para el presente análisis. Las normas utilizadas para las recomendaciones de detallamiento y el diseño de los elementos estructurales son NEC-15 y ACI 3-18-14.

Presentada a continuación la distribución estructural del edificio en elevación e implantación.

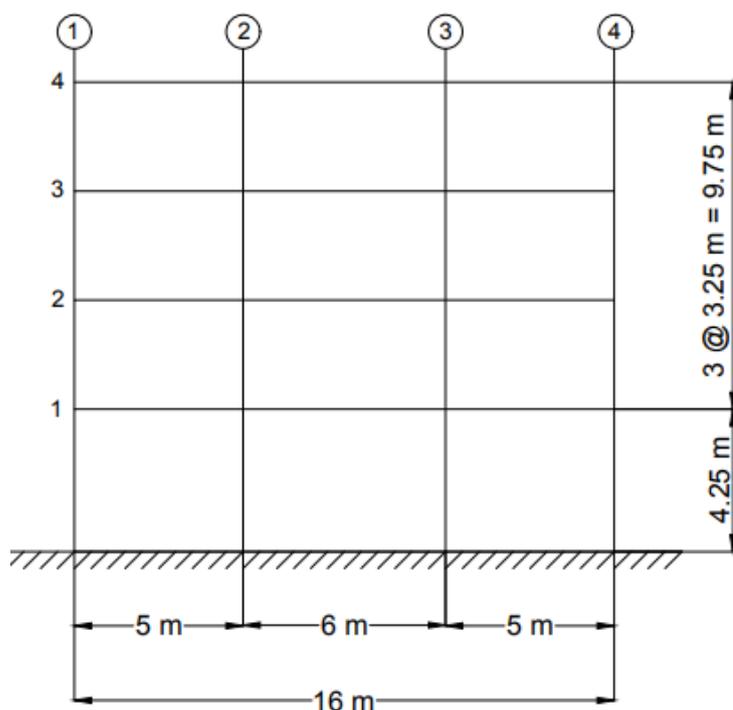


Figura 3: Elevación de pórtico en el sentido "Y"

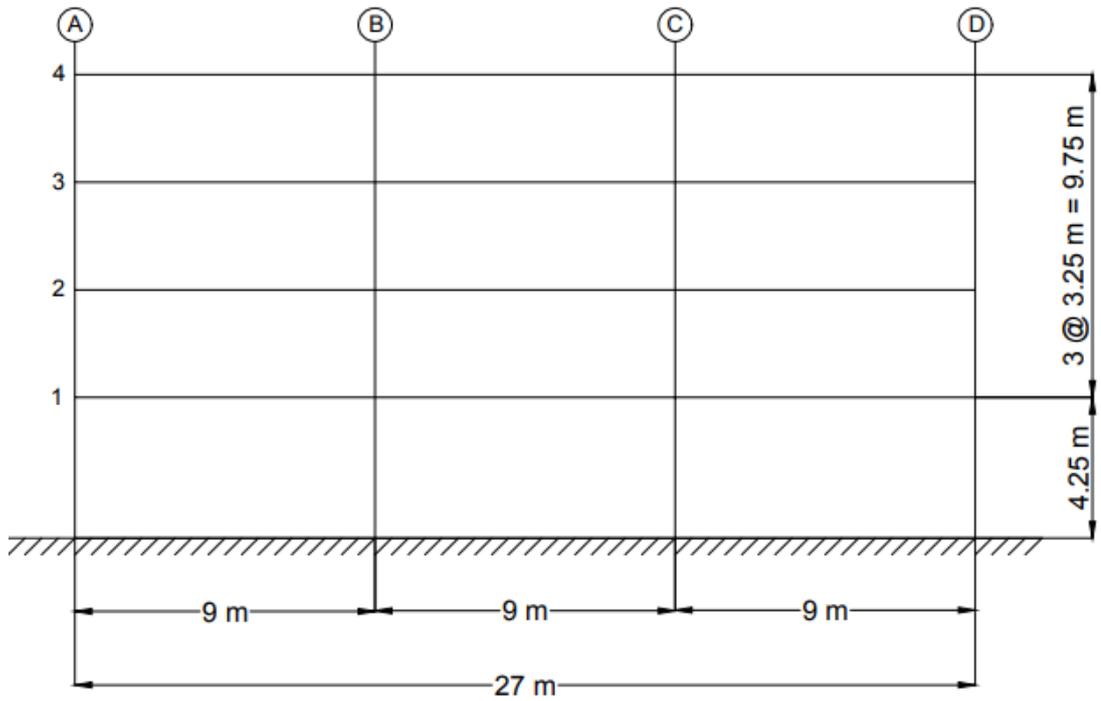


Figura 4: Elevación de pórtico en sentido "X"

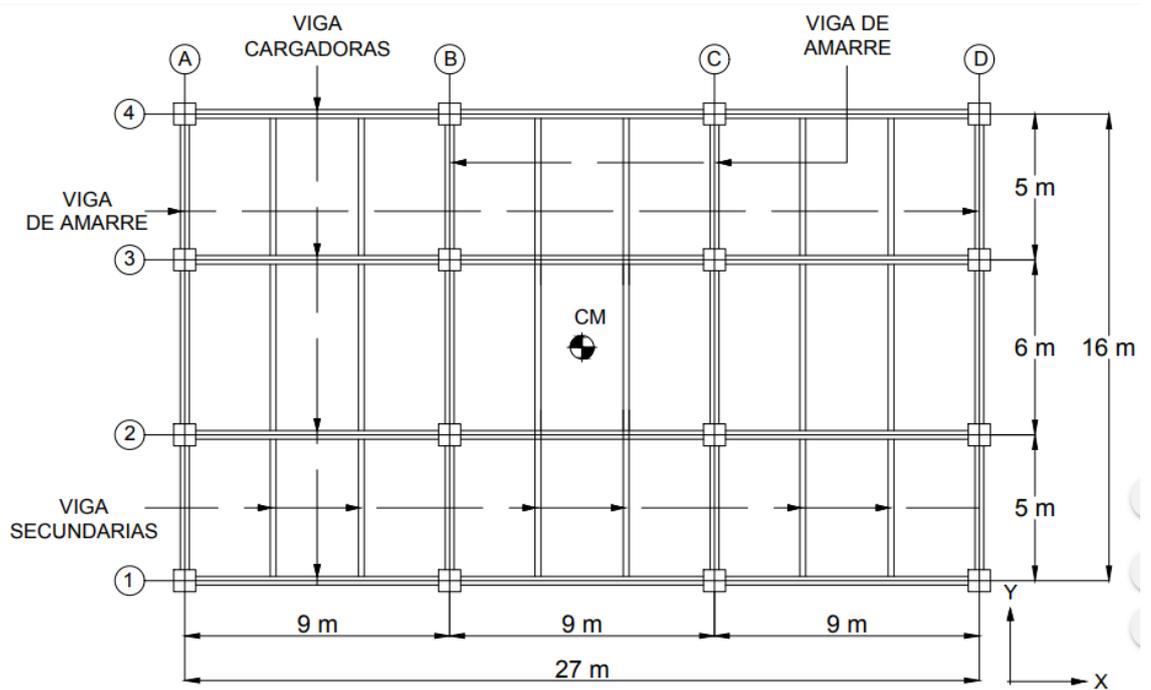


Figura 5: Vista en planta de estructura

3.2 Materiales

En este proyecto, para todos los elementos estructurales, los materiales definidos tienen las siguientes propiedades:

Concreto

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 252671 \text{ kg/cm}^2 \quad \gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Acero

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

$$Es = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \quad \gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^3$$

3.3 Sistema estructural

Se definen 3 alternativas de diseño:

1. **SMF-R8:** Pórtico especial sismo resistente de hormigón armado con vigas descolgadas, la fuerza sísmica para esta alternativa es igual a la del sismo de diseño aplicando un factor de reducción "R" de 8, siguiendo las recomendaciones de la norma NEC (2015). El nivel de detallamiento para esta condición de diseño es muy estricta.
2. **IMF-R5:** Pórtico intermedio sismo resistente de hormigón armado con vigas descolgadas, la fuerza sísmica para esta alternativa es igual a la del sismo de diseño aplicando un factor de reducción "R" de 5, siguiendo las recomendaciones de la norma ASCE – 7 (2016). El nivel de detallamiento para esta condición de diseño es menos estricta en comparación a la condición anterior.
3. **SMS-S:** Pórtico especial sismo resistente de hormigón armado con vigas descolgadas, la fuerza sísmica para esta alternativa es igual a la del sismo de servicio sin considerar el factor de reducción "R", la hipótesis de este proyecto de investigación es que, al usar el sismo de servicio para el diseño de la estructura, esta demostrará un desempeño esperado adecuado para todos los niveles que la norma exige. Esta tipología estructural será diseñada para responder elásticamente ante el sismo de servicio, usando un límite de derivas de 0.0033.

3.4 Cargas

3.4.1 Cargas Vivas

La carga viva se la obtiene a partir de NEC-Cargas No Sísmicas, en la sección de “Ocupación o uso” se selecciona el campo “Residencias”, específicamente “Viviendas”. A continuación, se mostrarán todas las cargas vivas a considerar:

Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00
Habitaciones	4.80
Salones de uso público y sus corredores	

Figura 6: Cargas Vivas Uniformemente Distribuidas y Concentradas. NEC-SE-CG (2015)

- Viviendas = $2 \text{ KN/m}^2 \approx 200 \text{ Kg/m}^2$

3.4.2 Cargas Muertas

Tabla 7: Cargas Muertas Uniformemente Distribuidas

RESULTADO PESO PROPIO - Losa nervada en una dirección

Espesor equivalente	0,08 m
Peso	203,2 kg/m ²
RESULTADOS PESO MUERTO ADICIONAL	
Eléctricas, sanitarias, ductos y varios	25 kg/m ²
Cerámica	100 kg/m ²
Paredes	200 kg/m ²
Tumbado	25 kg/m ²
Total adicional	350 kg/m ²

Peso muerto Total	553,2 kg/m ²
-------------------	-------------------------

NOTA: Se considerará la cubierta como una losa idéntica a la de los demás pisos

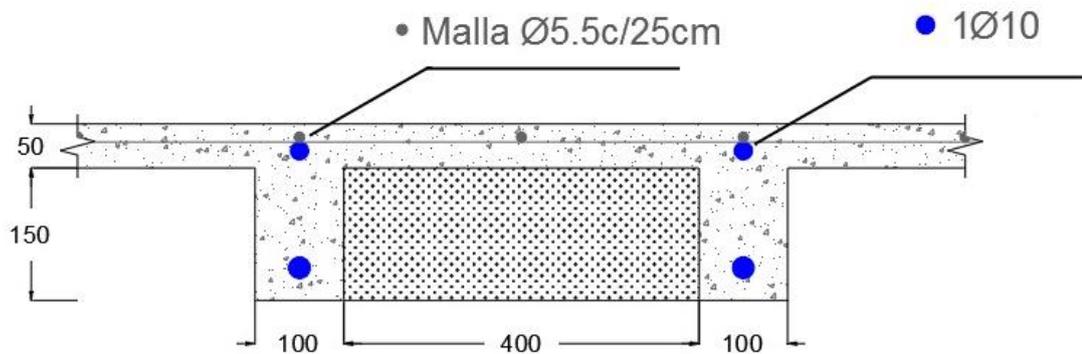


Figura 7: Sección transversal de losa en una dirección.

3.4.3 Cargas sísmicas

El proyecto se plantea en la ciudad de Guayaquil con suelo tipo D.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Figura 8: Clasificación de los perfiles de suelo. NEC-SE-DS (2015)

En el caso de los pórticos SMF e IMF, los coeficientes de sitio vienen definidos en las tablas adjuntas.

Para el presente trabajo, se tomará en consideración no solo el sismo de diseño, sino también el de servicio en función de un sismo de período de retorno $T_r = 43$ años.

- Tasa Anual de Excedencia:

$$TAE = \frac{1}{T_r} = \frac{1}{43} = 0.023$$

Con el valor TAE se dirige a la gráfica de “Curvas de Peligro Sísmico, Guayaquil” y se une con la curva del PGA, y luego con la curva del período de 0.1 seg.

Para el período de retorno $T_r = 43$ años se obtiene:

$$S a_{43 \text{ años}} = 0.15 g$$

$$S a_{T=0.1 \text{ seg}} = 0.28 g$$

A continuación, se encuentra el valor de la relación entre $S a$ ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno de 43 años, conocido como “ η ”.

$$\eta = \frac{S a_{T=0.1 \text{ seg}}}{S a_{PGA}} = \frac{0.28}{0.15} = 1.86$$

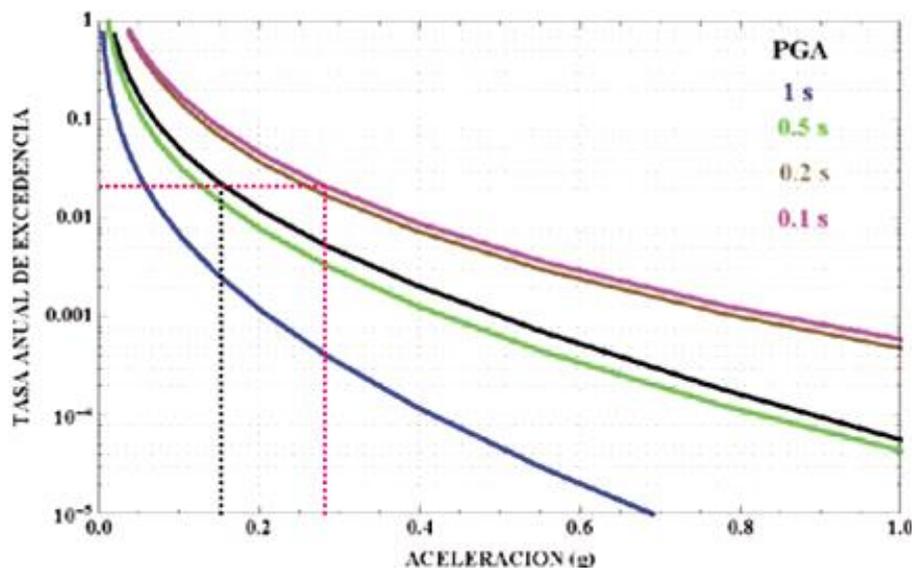


Figura 9: Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Guayaquil, Indicado en rojo valores para sismo de servicio, indicado en negro valores para sismo de diseño. NEC-SE-DS (2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12

Figura 10: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a . NEC-SE-DS (2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11

Figura 11: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d . NEC-SE-DS (2015)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40

Figura 12: Tipo de suelo y Factores de sitio F_s . NEC-SE-DS (2015)

Para un $T_r = 475$ años en la sección 10.2. de la NEC-15, se obtiene el siguiente dato de aceleración máxima en roca:

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.40

Figura 13: Poblaciones y valor del factor "Z". NEC-SE-DS (2015)

Con los valores obtenidos se procede a calcular los espectros.

Para el espectro inelástico se usará un valor de "R" de 8 para el pórtico "SMF" y "R" igual a 5 en el "IMF", este factor permite una disminución de las fuerzas sísmicas de diseño, considerando que las estructuras pueden demostrar sobre resistencia y ductilidad.

Se incluye a continuación un resumen de los valores utilizados para construir el espectro, incluyendo periodos y resultados de aceleraciones normalizadas para el valor de la gravedad. No existen irregularidades en la estructura y su valor de importancia es igual a la unidad. Se observa que según el procedimiento descrito en NEC (2015), el valor del coeficiente de diseño sísmico para el pórtico SMF-S es 4.5 veces el valor a usarse para el pórtico SMF-R8 y 2.8 veces más alto que el valor usado para el pórtico IMF-R5.

Tabla 8: Resumen de cálculos para construir espectros de diseño.

		SMF-R8	IMF-R5	SMF-S
Tipo de suelo		D	D	D
Zona sísmica y valor Z	Z (PGA)	0,4	0,4	0,15
	η	1,8	1,8	1,86
Coeficientes de sitio	Fa	1,2	1,2	1,6
	Fd	1,19	1,19	1,62
	Fs	1,28	1,28	1,02
Periodos de control	To	0,127	0,127	0,103
	Tc	0,698	0,698	0,568
	Ta	0,59	0,59	0,59
Aceleración Espectral	Sa	0,864	0,864	0,488
	R	8	5	1
	Sa/R	0,108	0,173	0,488

Tabla 9: Aceleraciones normalizadas para el valor de la gravedad, para cada uno de los espectros de diseño utilizados.

Sa	Sa/R	Sa/R	Sa
Elástico D.	SMF-R8	IMF-R5	Tr=43años
0,48	0,06	0,096	0,24
0,792	0,099	0,158	0,449
0,864	0,108	0,173	0,449
0,864	0,108	0,173	0,449
0,864	0,108	0,173	0,365
0,862	0,108	0,172	0,364
0,804	0,101	0,161	0,34
0,71	0,089	0,142	0,3
0,635	0,079	0,127	0,268
0,548	0,069	0,11	0,232
0,483	0,06	0,097	0,204
0,431	0,054	0,086	0,182
0,389	0,049	0,078	0,164
0,355	0,044	0,071	0,15
0,326	0,041	0,065	0,138

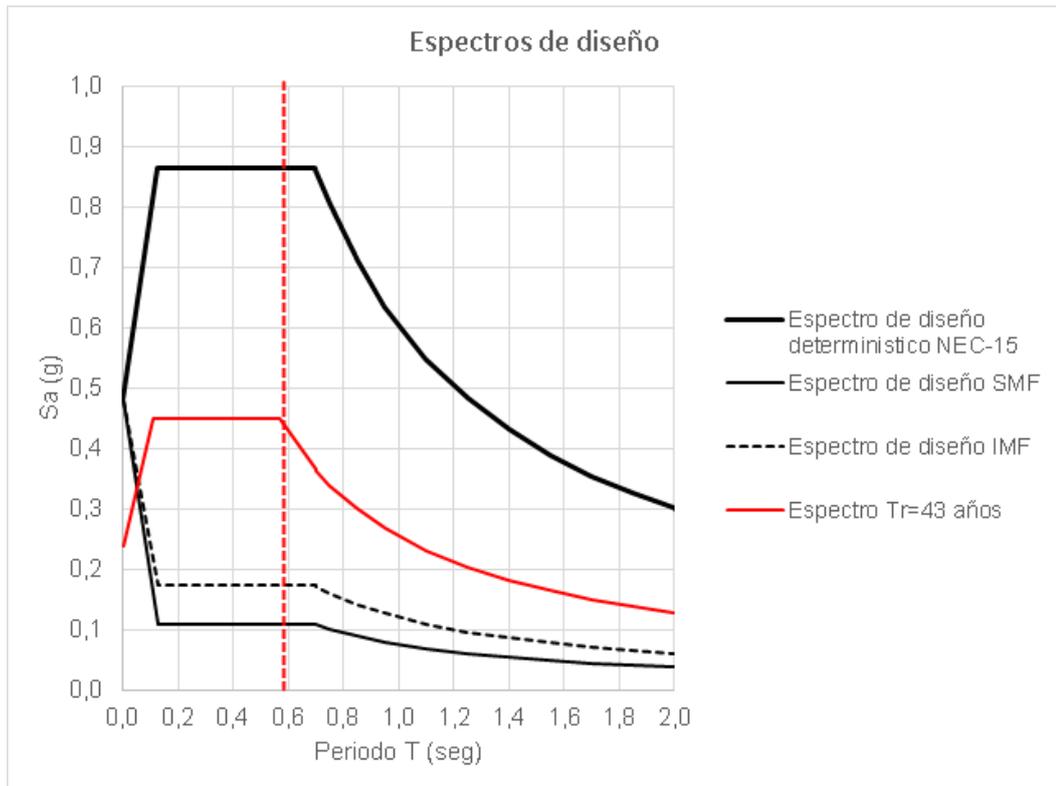


Figura 14: Espectros de diseño. (Periodo de la estructura según método NEC-15 representado con línea de guiones vertical roja)

3.5 Combinaciones de cargas

Para el diseño y revisión de elementos estructurales:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L
3. 1.2D + L ± E
4. 0.9D ± E
5. 1.2D + L (Cortante en vigas)
6. 1.2D + L ± ΩE (Cortante en columnas)
7. 0.9D ± ΩE (Cortante en columnas)

Para el análisis "Push-over".

1. 1.1(D + 0.25L ± E)
2. 0.9D ± E

3.6 Modelo matemático

Los modelos matemáticos utilizados para los diseños de las estructuras se realizaron en la versión 9.7.4 del programa ETABS.

Las tres alternativas de diseño comparten las siguientes características generales:

- El sistema de piso, incluyendo vigas secundarias, diafragmas rígidos y las cargas de gravedad aplicados sobre éste.
- Las combinaciones de carga.
- La definición de fuentes de masa.

3.6.1 Sistemas de piso

Se usó una losa nervada en una dirección, con nervios de 20 cm de altura y 10 cm de espesor y separación entre nervios de 50 cm. La loseta de compresión es de 5 cm de espesor. Siendo que este trabajo de investigación no involucra el diseño del sistema estructural que resiste las fuerzas gravitacionales, basta con tener un espesor equivalente por motivos de cargas de peso propio.

La losa es sostenida por vigas secundarias con una sección de 20x40 cm. En el modelo, la losa se define para que actúe como membrana y como diafragma rígido.

Luego de definir los parámetros mencionados se comienza el proceso de pre dimensionar los elementos de cada una de las alternativas de diseño.

Luego de un proceso iterativo de dimensionar y revisión de derivas o de resistencias, se llega a dimensiones definitivas para el diseño.

Con el propósito de hacer una comparación adecuada entre tipologías estructurales, se trató de optimizar el diseño para minimizar el uso de materiales en las tres alternativas, tomando en cuenta las limitaciones dimensionales de los refuerzos de acero y que las secciones de hormigón solamente se realizan como múltiplos de 5 cm.

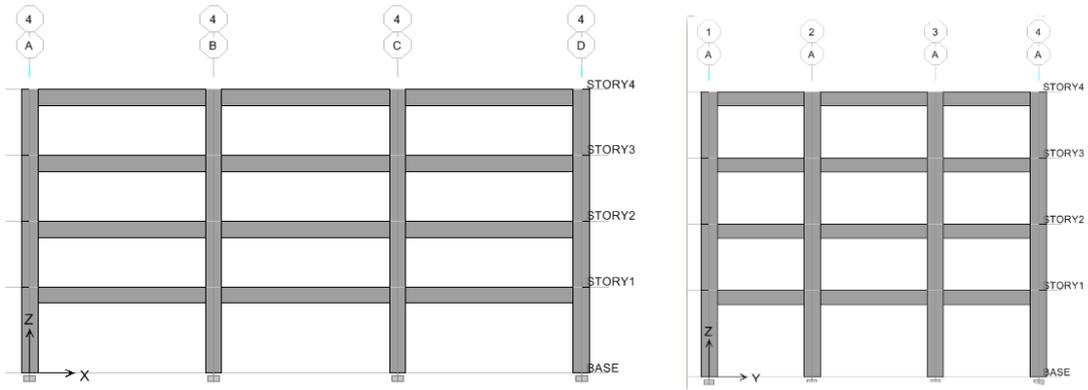


Figura 15: Elevación del modelo en Etabs, Sentido "X" y "Y".

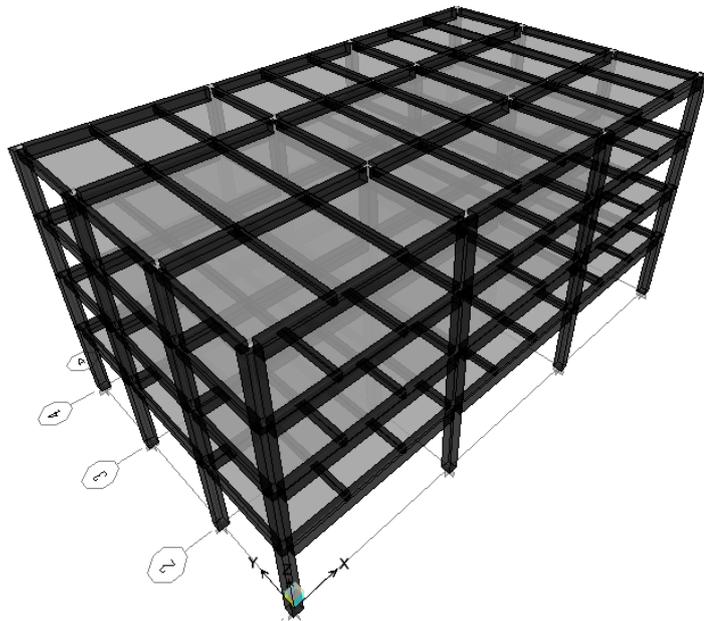


Figura 16: Vista en 3D del modelo en Etabs.

3.7 Resultados de los análisis elásticos

A continuación, se incluyen los resultados obtenidos del análisis en Etabs de la estructura SMF-R8, IMF-R5 y SMF-S de:

- Derivas elásticas e inelásticas:
- Cortantes de piso obtenido por el método de superposición modal.
- Dimensiones de elementos estructurales.
- Periodos de los primeros modos la estructura.

3.7.1 Pórtico SMF-R8

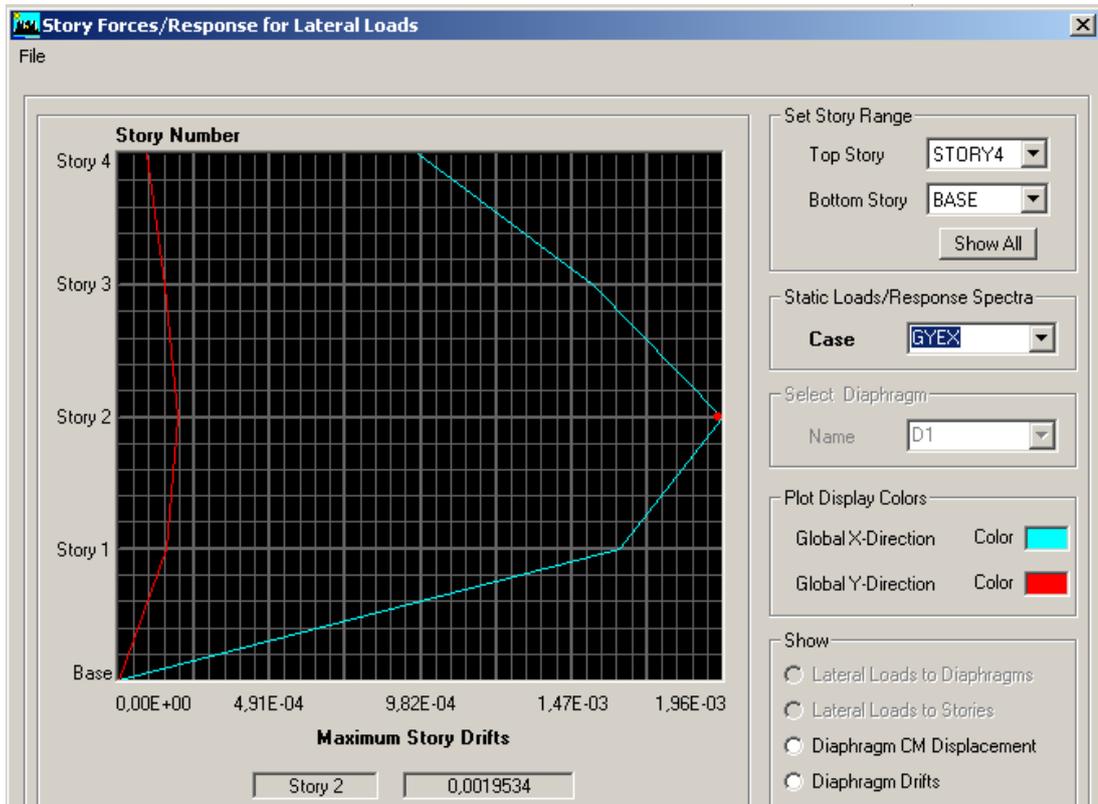


Figura 17: Derivas elásticas de estructura SMF-R8 en sentido "X".

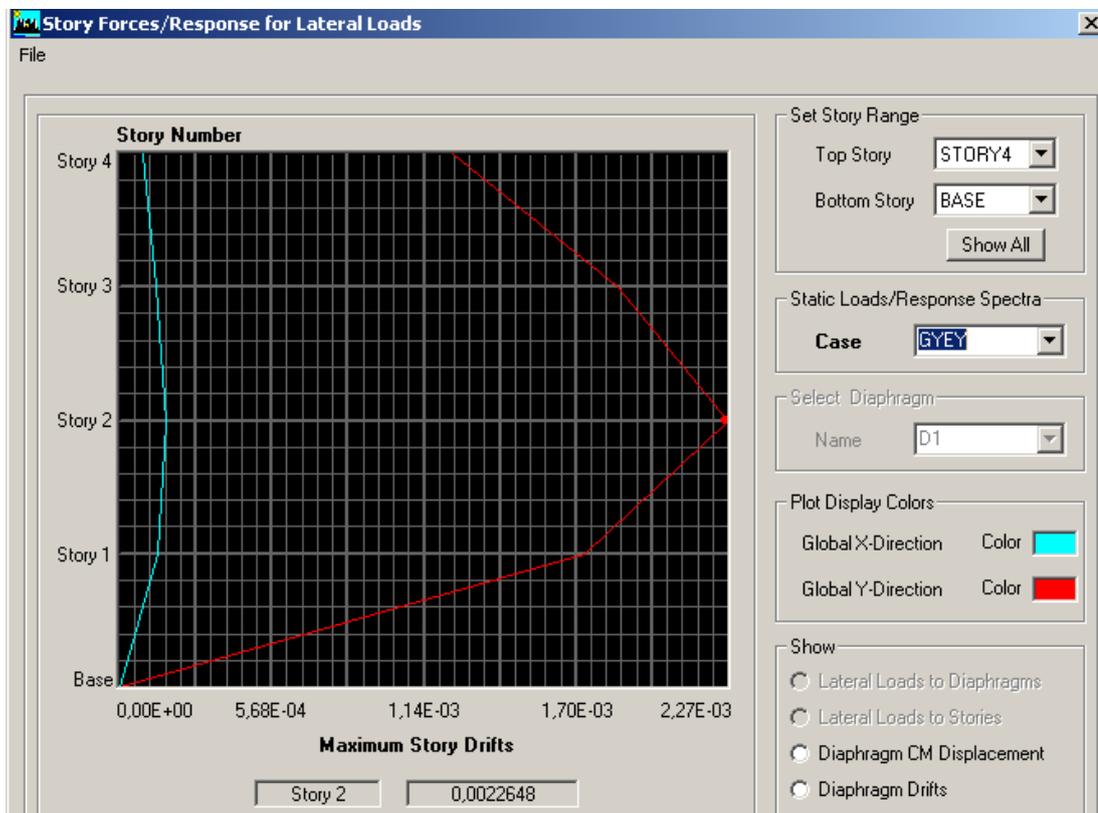


Figura 18: Derivas elásticas de estructura SMF-R8 en sentido "Y".

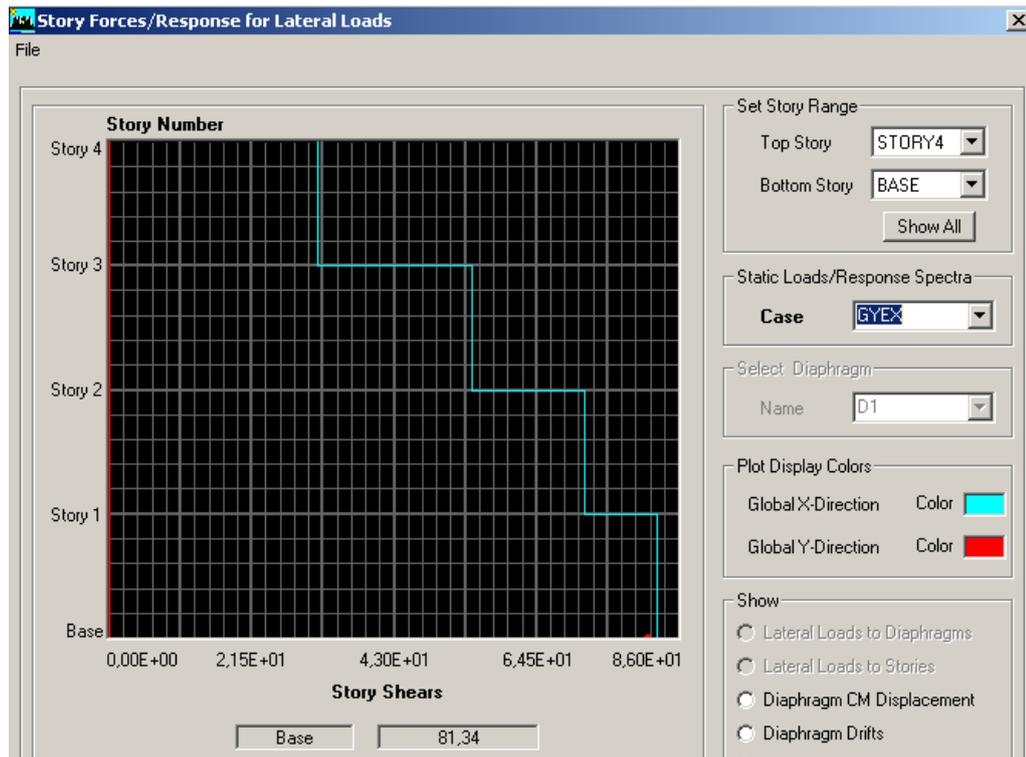


Figura 19: Cortantes de piso para estructura SMF-R8

Dimensiones de elementos

Columnas 50x50

Vigas de amarre (sentido "Y") 40x40

Vigas cargadoras (sentido "X") 40x60

Resultados del análisis

Cortante basal: 81.34 Ton

Deriva inelástica en sentido "X" = 0.0117

Deriva inelástica en sentido "Y" = 0.0135

Para las condiciones de esta estructura en particular, la dimensión de los elementos no fue seleccionada basada según criterios de derivas permisibles, sino criterios de diseño por capacidad. Esto explica por qué se tienen resultados alejados al 2%.

3.7.2 Pórtico IMF-R5

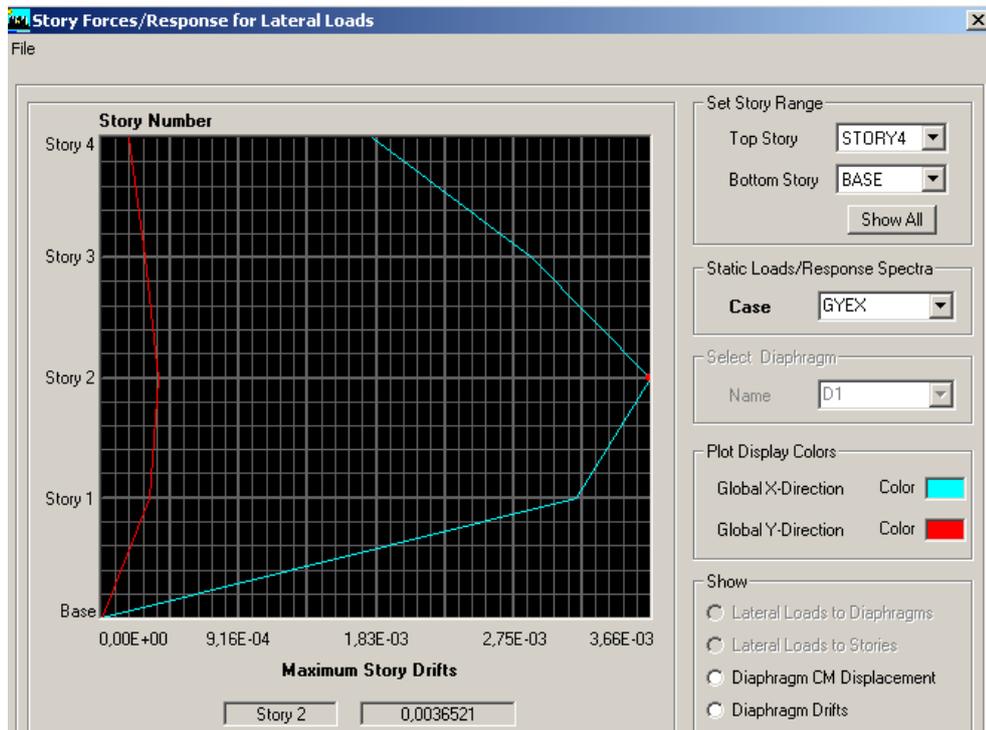


Figura 20: Derivas elásticas de estructura IMF-R5 en sentido "X"

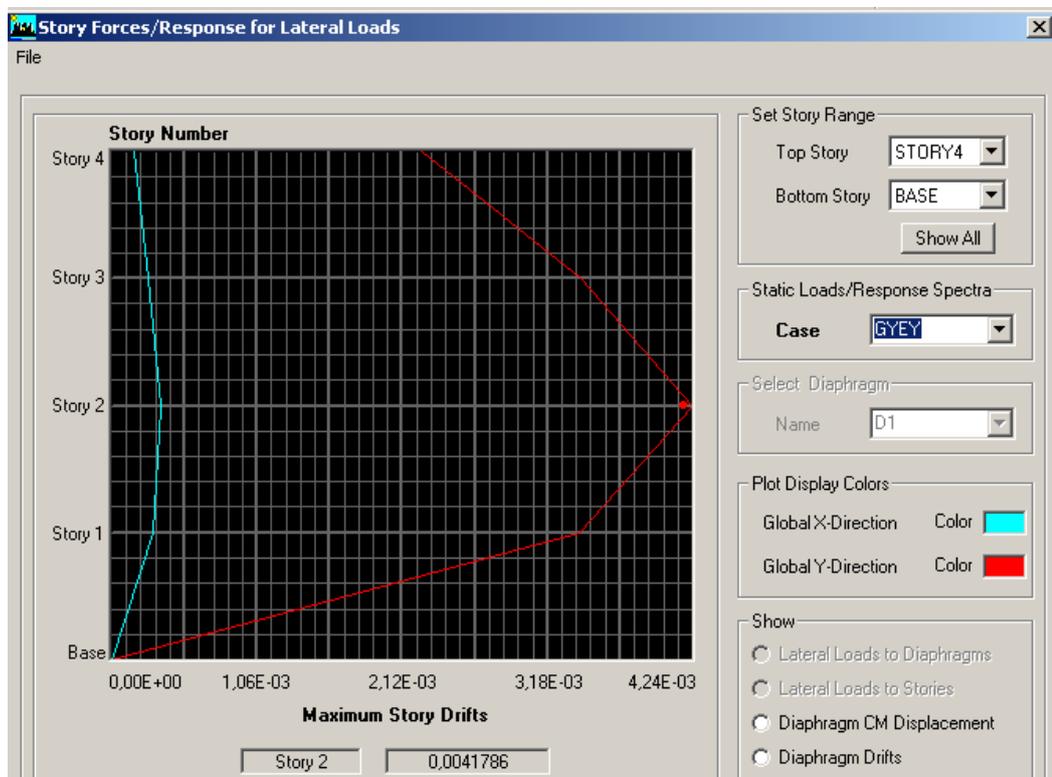


Figura 21: Derivas elásticas de estructura IMF-R5 en sentido "Y".

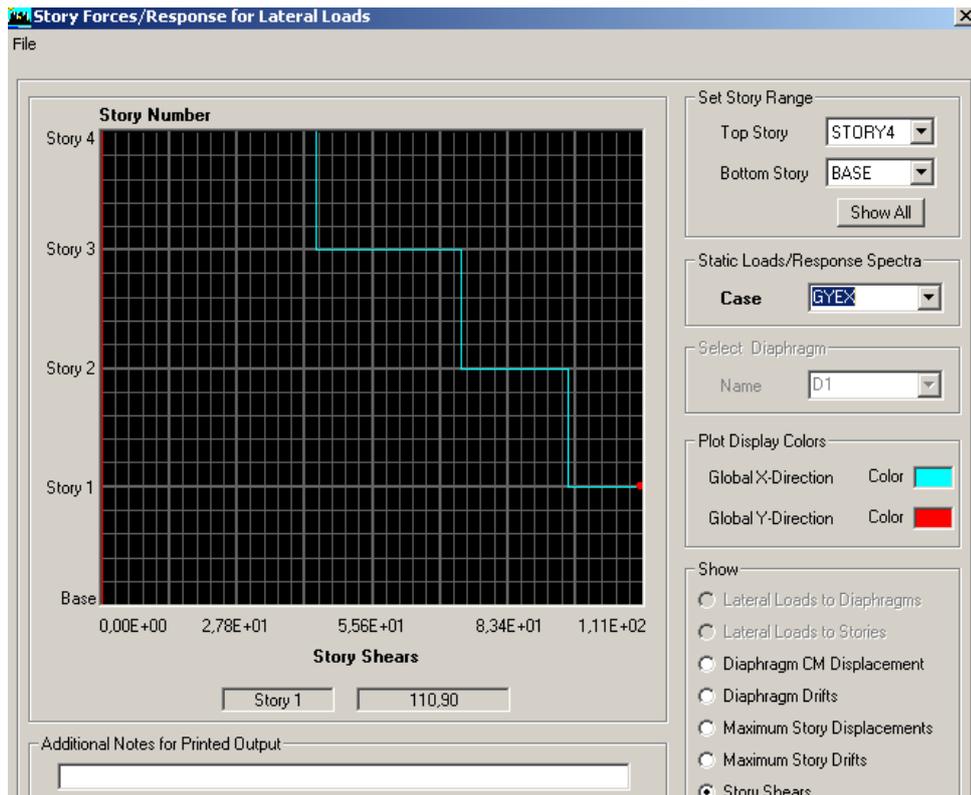


Figura 22: Cortantes de piso para estructura IMF-R5

Dimensiones de elementos

Columnas 45x45

Vigas de amarre (sentido "Y") 30x40

Vigas cargadoras (sentido "X") 30x60

Resultados del análisis

Cortante basal: 110.9 Ton

Deriva inelástica en sentido "X" = 0.0137

Deriva inelástica en sentido "Y" = 0.0156

Para esta estructura, tenemos derivas más cercanas a las del límite permitido por NEC, aun así, son las mínimas requeridas si queremos cumplir con condiciones de resistencia del estado límite de flexión en vigas y columnas.

3.7.3 Pórtico SMF - Servicio

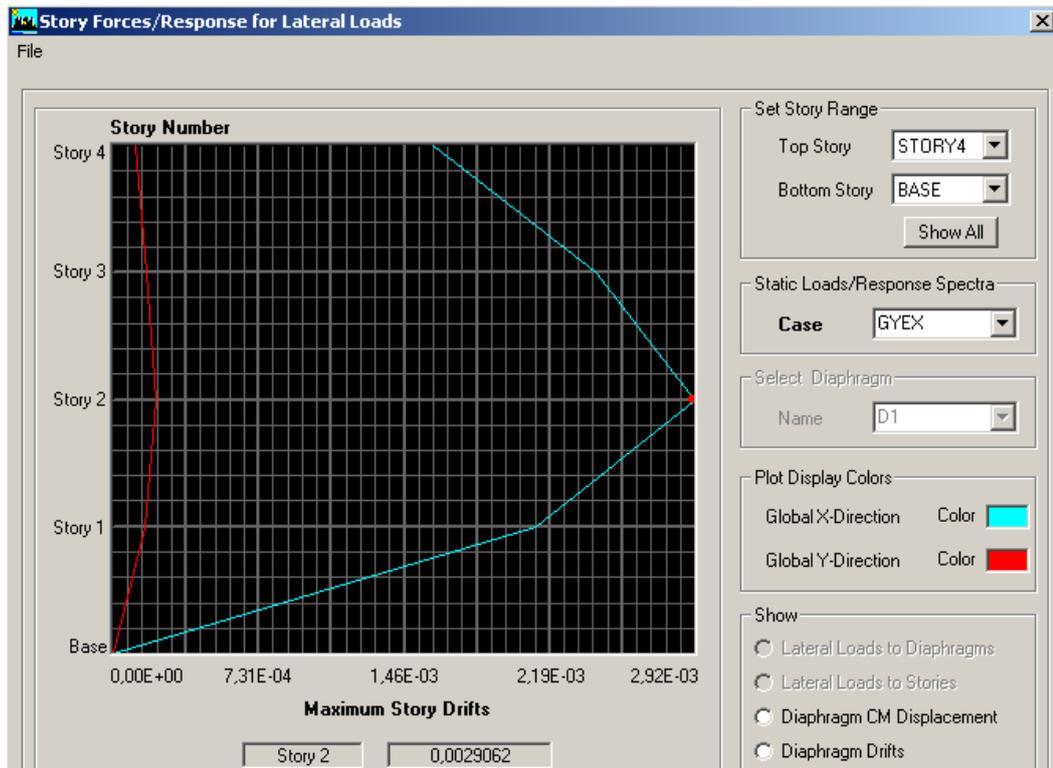


Figura 23 : Derivas elásticas ($T_r = 43$ años) de estructura SMF-S en sentido "X"

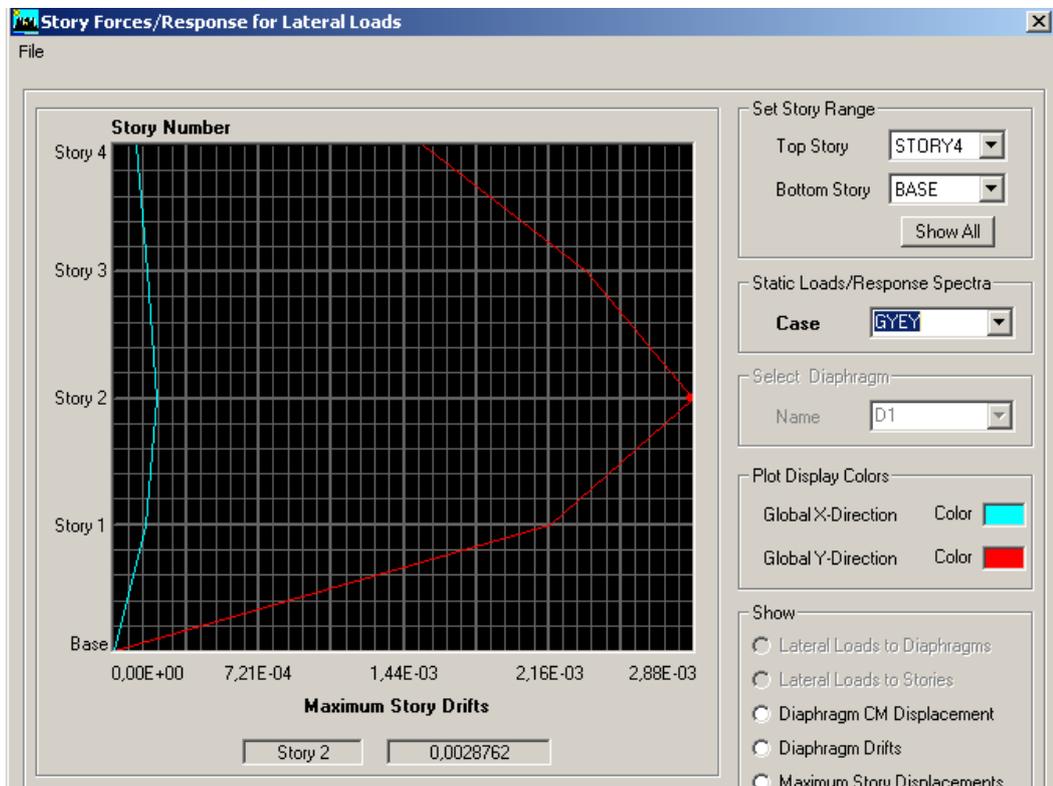


Figura 24: Derivas elásticas ($T_r = 43$ años) de estructura SMF-S en sentido "Y".

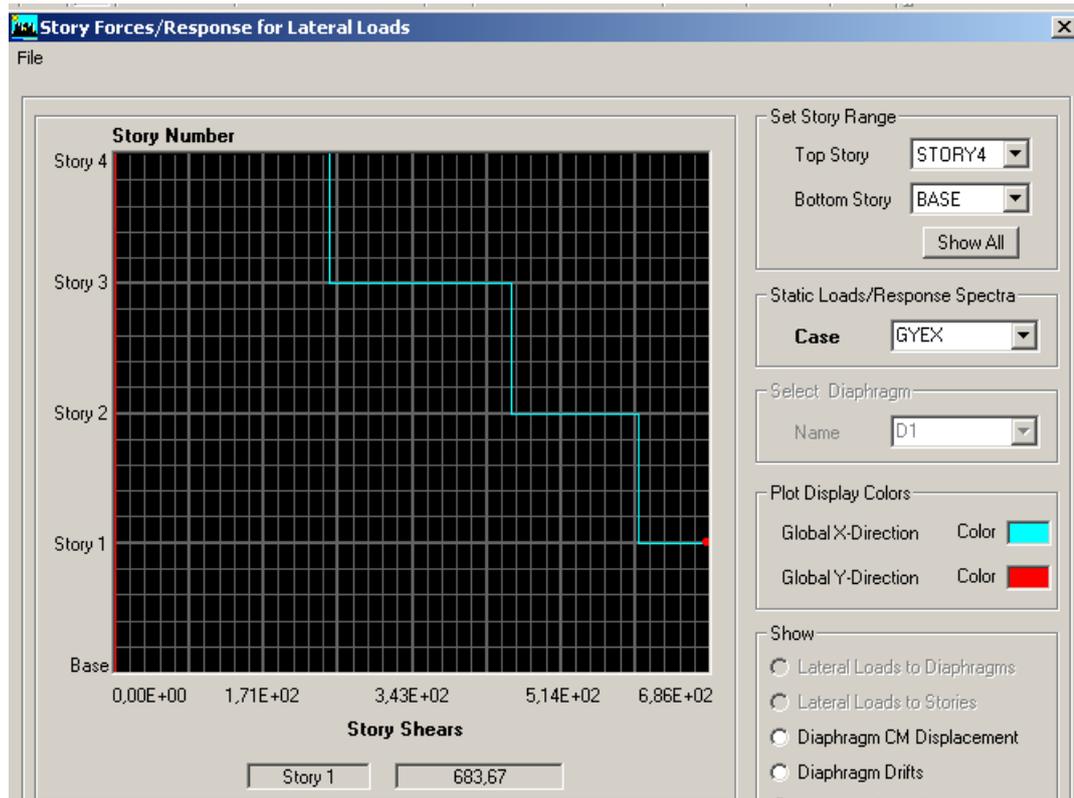


Figura 25: Cortantes de piso para estructura SMF-S

Dimensiones de elementos

Columnas 80x80

Vigas de amarre (sentido "Y") 40x70

Vigas cargadoras (sentido "X") 40x80

Resultados del análisis

Cortante basal: 683.67 Ton

Deriva elástica en sentido "X" = 0.0029

Deriva elástica en sentido "Y" = 0.00287

3.8 Resumen de resultados de análisis elástico en Etabs

3.8.1 Periodos de estructura

Tabla 10: Resumen de periodos de las tres tipologías estructurales para los tres primeros modos.

Modo	Periodo	Periodo	Periodo
Tipologia	SMF	IMF	SMS-S
	(segundos)	(segundos)	(segundos)
1	1,12	1,26	0,46
2	1,00	1,15	0,44
3	0,90	1,03	0,38

3.8.2 Cortantes de piso

Tabla 11: Cortantes de piso según método de análisis por superposición modal.

Piso	Vx	Vx	Vx
Tipologia	SMF	IMF	SMS-S
	(Ton)	(Ton)	(Ton)
4	31,7	44,06	245,23
3	55,02	73,98	457,88
2	72,02	95,69	605,64
1	83,4	117,2	686,67

Tabla 12: Cálculo del cortante basal según método estático equivalente.

	SMF-R8	IMF-R5	SMF-S
T (seg)	1	1,15	0,44
Sa (g)	0,074	0,105	0,445
W (Ton)	1412,6	1356,5	1764,2
Vb (Ton)	104,5	142,4	785,1

Tabla 13: Comparación entre cortantes basales de ambos métodos para comprobación de cortante basal mínimo.

	SMF-R8	IMF-R5	SMF-S
Análisis Modal	83 Ton	117 Ton	687 Ton
Estatico E.	105 Ton	142 Ton	785 Ton
S.M./E.E.	0,80	0,82	0,87

3.8.3 Derivas de piso

Se presenta en las tablas 14 y 15, el resultado de derivas inelásticas obtenidas del producto del coeficiente "Cd" de 6 y 3.75 y las derivas elásticas de las estructuras SMF-R8 e IMF-R5, respectivamente.

Tabla 14: Derivas de piso inelásticas amplificadas por coeficiente "Cd". Sentidos "X" y "Y" para edificio SMF-R8.

SMF-R8				
ΔE_y	ΔM_y	ΔE_x	ΔM_x	Piso
0,1256	0,7536	0,0974	0,5844	4
0,1839	1,1034	0,1520	0,9120	3
0,2230	1,3380	0,1919	1,1514	2
0,1701	1,0206	0,1582	0,9492	1
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0

Tabla 15: Derivas de piso inelásticas (%) amplificadas por coeficiente "Cd". Sentidos "X" y "Y" para edificio IMF-R5.

IMF-R5				
ΔE_y	ΔM_y	ΔE_x	ΔM_x	Piso
0,2265	0,8494	0,1806	0,6773	4
0,3417	1,2814	0,2866	1,0748	3
0,4236	1,5885	0,3662	1,3733	2
0,3409	1,2784	0,3164	1,1865	1
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0

Tabla 16: Derivas de piso elásticas (%). Sentidos "X" y "Y" para edificio SMF-S". (Tr=43 años y Tr=475 años)

SMF-S				
43 años		475 años		Piso
$\Delta y(\%)$	$\Delta x(\%)$	$\Delta y(\%)$	$\Delta x(\%)$	
0,1540	0,1611	0,5691	0,4549	4
0,2356	0,2423	0,7836	0,6536	3
0,2884	0,2922	0,8857	0,7624	2
0,2174	0,2122	0,5780	0,5242	1
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0

Observaciones

El edificio "SMF-S" fue concebido con el objetivo de que tenga comportamiento elástico ante el sismo de servicio, por esta razón no es amplificado con coeficiente "C_d". De cualquier manera, se hace la comparación de derivas para el sismo de 475 años según el análisis elástico de Etabs.

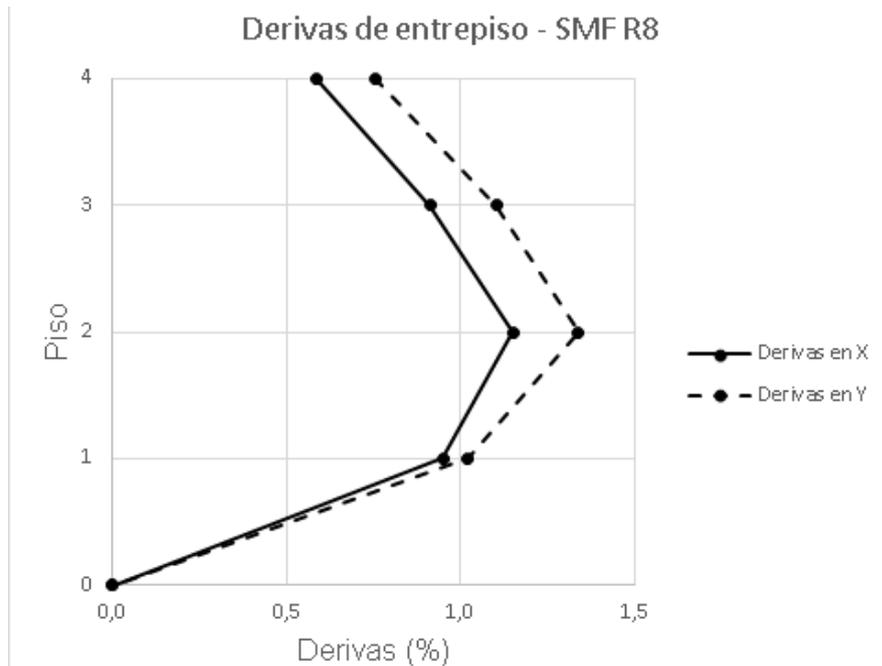


Figura 26: Derivas de entrepiso inelásticas. Edificio SMF-R8.

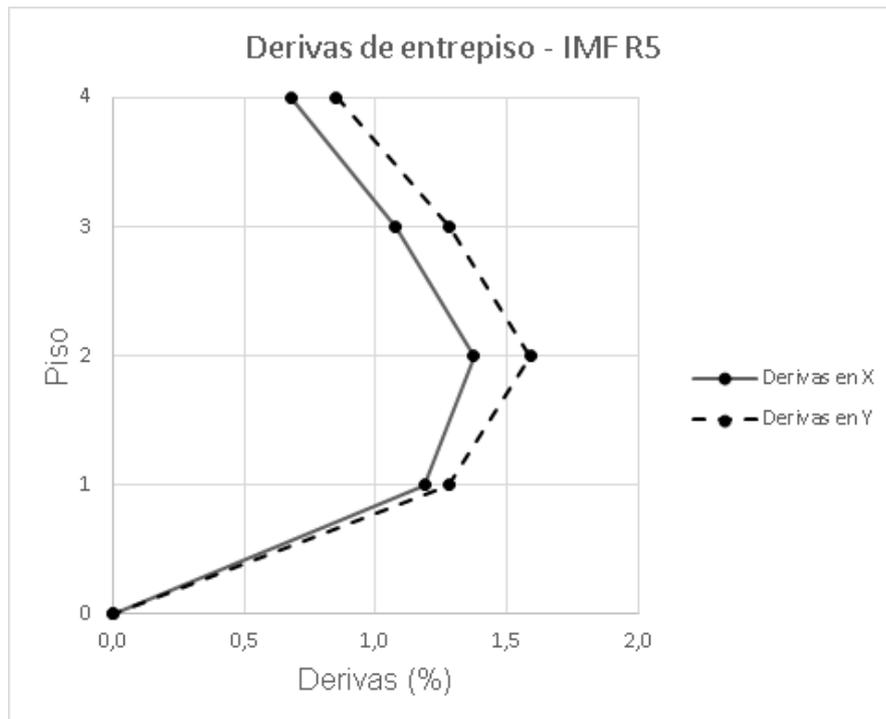


Figura 27: Derivas de entrepiso inelásticas. Edificio IMF-R5.

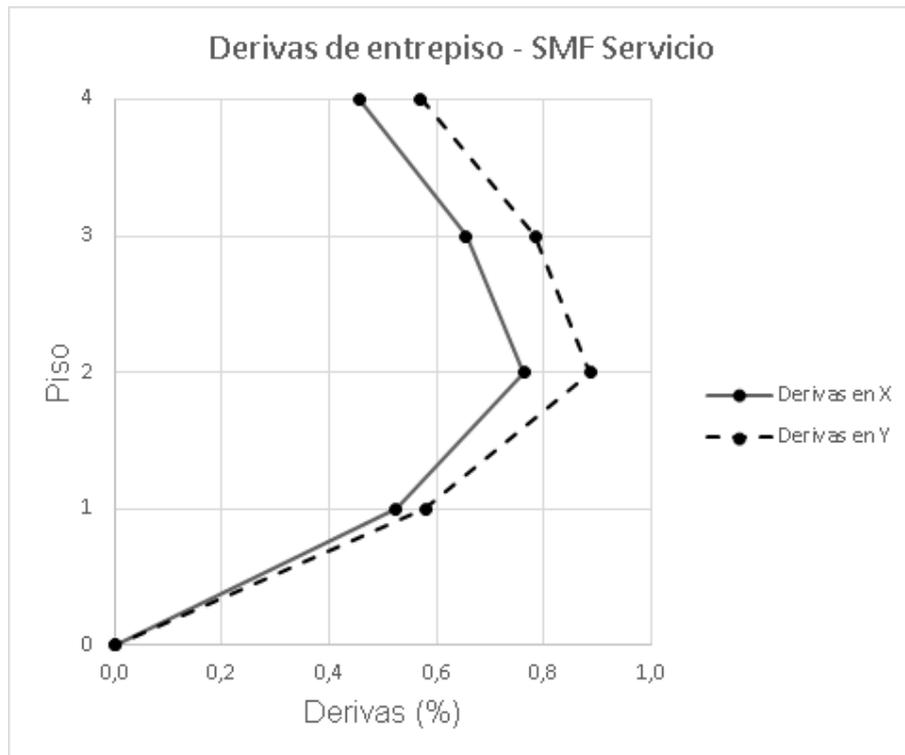


Figura 28: Derivas de entrepiso inelásticas. Edificio SMF-S. ($T_r=475$ años).

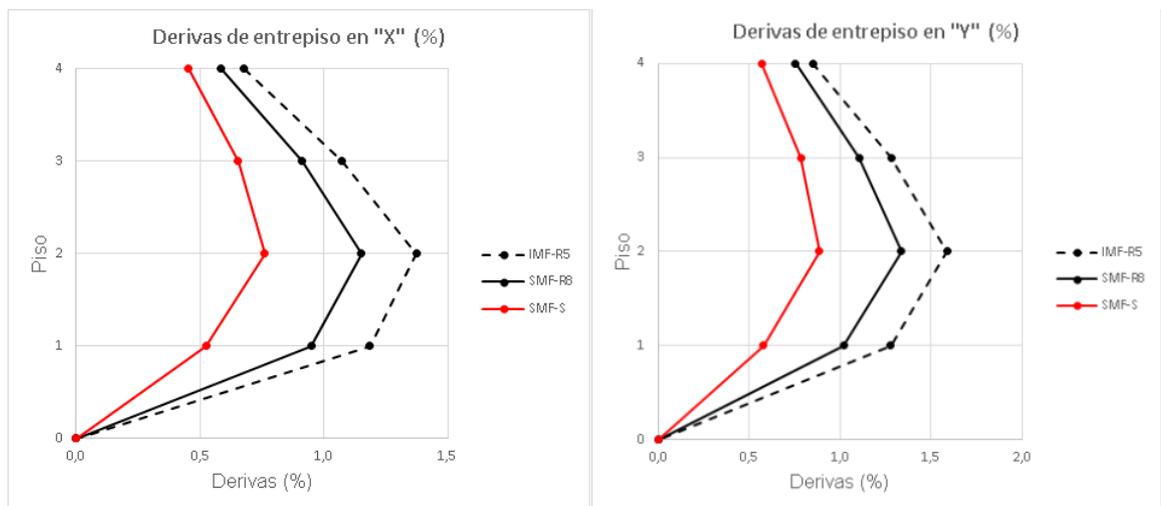


Figura 29: Comparación entre derivas estimadas con análisis elástico para las tres tipologías estructurales. ($T_r=475$ años).

3.9 Resumen de resultados de detallamiento estructural

Se seleccionan los ejes más críticos para el diseño, indicados en la Figura 29. Por la naturaleza de la distribución de cargas de las losas en una dirección, habrá obligatoriamente un eje de vigas que deba soportar momentos por gravedad y por sismo, al que se le dará el nombre de vigas cargadoras.

El eje de vigas perpendicular al de las vigas cargadoras, se verá sometido a momentos por cargas de sismo principalmente, se le conocerá como eje de vigas de amarre.

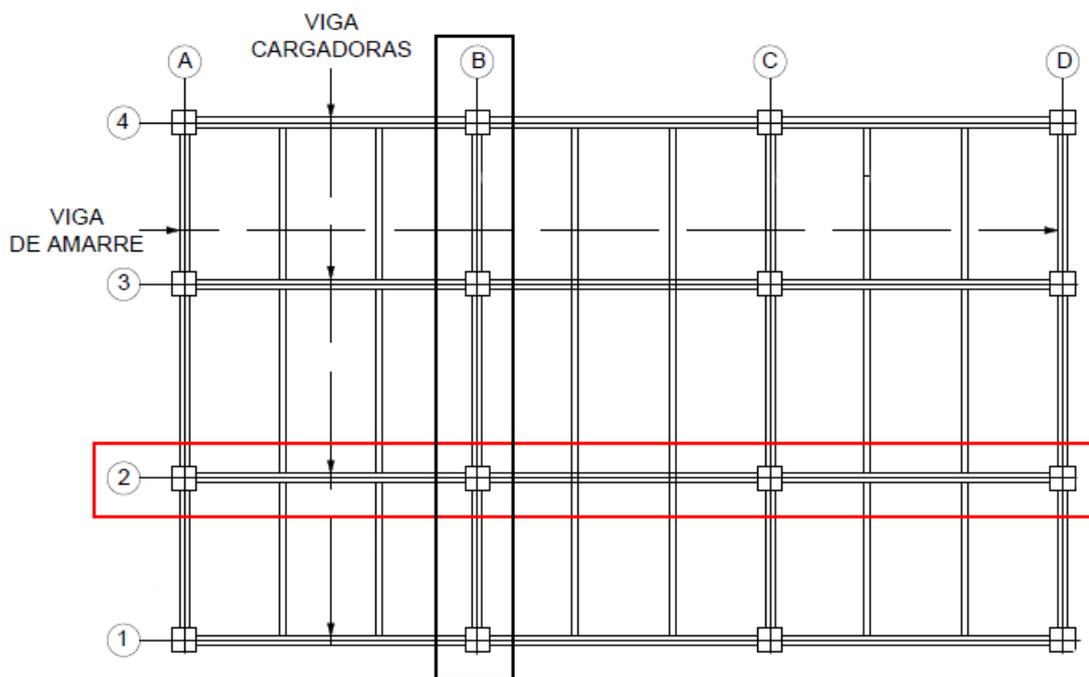


Figura 30: Vista en planta de estructura con descripción de vigas diseñadas. En rojo vigas cargadoras, En negro vigas de amarre.

A partir del análisis de Etabs, se realiza el diseño de la estructura siguiendo las disposiciones del ACI detalladas en el capítulo 2 y se presentan los resultados de dimensiones de elementos estructurales, cuantías de acero en puntos determinados y espaciamientos de estribos en zonas especiales definidas por ACI 318 (2014).

3.9.1 SMF-R8: Diseño de elementos estructurales

Tabla 17: Resumen del diseño de elementos estructurales. Edificio SMF-R8.

Vigas			Columna	
	Cargadora	Amarre		
Base	40 cm	40 cm	Base 1	50 cm
Altura	60 cm	40 cm	Base 2	50 cm
As (-)	20,18 cm ²	7,62 cm ²	As (-)	50,27 cm ²
As (+)	10,76 cm ²	5,08 cm ²	ρ (+)	2,01%
ρ (-)	0,84%	0,48%	CF-VD	1,35
ρ (+)	0,45%	0,32%	$\phi V_n > V_{ej}$	Si
Estribos	1E ϕ 8 c/120 mm	1E ϕ 8 c/80mm	Estribos	2E ϕ 10 c/100mm

Comentarios

- El ancho de los dos tipos de vigas pudo haber sido menor, si no fuera por el hecho de que las conexiones centrales del edificio requerían confinamiento de las vigas, de al menos de 75% de la dimensión de la columna, para lograr cumplir el criterio de resistencia sin aumentar demasiado las dimensiones de las columnas.
- Las dimensiones de las columnas son las mínimas necesarias para lograr que la resistencia del nudo satisfaga los requisitos de diseño por capacidad, el armado longitudinal es el mínimo requerido para poder cumplir con el criterio de columna fuerte-viga débil. El estado límite de resistencia a flexo-compresión no controla el diseño.
- Los estribos en zonas “2H” o en “L₀” siempre es el requerido por confinamiento según ACI 318-14.

3.9.2 IMF-R5: Diseño de elementos estructurales

Tabla 18: Resumen del diseño de elementos estructurales. Edificio IMF-R5

Vigas			Columna	
	Cargadora	Amarre		
Base	30 cm	30 cm	Base 1	45 cm
Altura	60 cm	40 cm	Base 2	45 cm
As (-)	21,48 cm ²	9,10 cm ²	As (-)	24,64 cm ²
As (+)	7,60 cm ²	4,02 cm ²	ρ (+)	1,22%
ρ (-)	1,19%	0,76%	CF-VD	1,44
ρ (+)	0,42%	0,34%	$\phi V_n > V_{ej}$	no cumple
Estribos	1E ϕ 10 c/130 mm	1E ϕ 8 c/80mm	Estribos	2E ϕ 8 c/100mm

Comentarios

- La altura de las vigas cargadoras responde a la necesidad de cumplir con las demandas de momento usando cuantías de acero relativamente bajas.
- De haber usado columnas de 40x40 las derivas excedían el 2% límite establecido por NEC-15. Las dimensiones de las columnas son las mínimas necesarias para cumplir con el requisito de deformaciones máximas. El acero mínimo controla el diseño del refuerzo longitudinal.
- En los pórticos intermedios resistentes a momentos no hay necesidad de revisar la conexión o cumplir con el criterio columna fuerte viga débil. De igual manera se revisa y así poder establecer comparaciones entre los diseños.
- Los estribos en zonas “2H” o en “L₀” siempre es el requerido por confinamiento según ACI 318-14.

3.9.3 SMF-S: Diseño de elementos estructurales

Tabla 19: Resumen del diseño de elementos estructurales. Edificio SMF-S.

Vigas	Cargadora	Amarre	Columna	
Base	40 cm	40 cm	Base 1	80 cm
Altura	80 cm	70 cm	Base 2	80 cm
As (-)	39,28 cm ²	29,46 cm ²	As (-)	137,48 cm ²
As (+)	19,64 cm ²	29,46 cm ²	ρ (+)	2,15%
ρ (-)	1,23%	1,05%	CF-VD	2,71
ρ (+)	0,61%	1,05%	$\phi V_n > V_{ej}$	Si
Estribos	2E ϕ 10 c/150mm	1E ϕ 12 c/100mm	Estribos	3E ϕ 12 c/100mm

Comentarios

- Las demandas en la estructura y el requisito previo de mantener una deriva debajo de 0.003, para una fuerza del sismo de servicio sin reducir, hacen que este diseño tenga secciones significativamente mayores a las de las otras dos estructuras diseñadas.
- El diseño de la estructura se ve controlado por el sismo, las acciones por cargas gravitacionales en comparación son bastante menores.
- Columnas tienen dimensión tal que las conexiones puedan cumplir con el diseño por capacidad.
- Vigas tienen una altura controlada por la demanda de momentos y base suficiente para poder colocar el refuerzo sin problemas de congestionamiento, con el beneficio adicional de confinar la conexión.

3.10 REVISIÓN ESTRUCTURAL - Análisis Push-over

Se observa un modelo de los pórticos analizados en la figura 29. Siguiendo el proceso definido por Barros y Santa Maria (2015). El modelo se construye en el software “OpenSees”, que cuenta con elementos flexurales que posibilitan simulaciones de la formación de rotulas plásticas en los extremos de vigas y de columnas haciendo uso del comando “zeroLength”, y una combinación de elementos en las conexiones de la estructura para reproducir el comportamiento de la unión viga-columna explicados en la Figura 29. La constitutiva de los elementos viga-columna es la propuesta por Haselton et al. y la constitutiva de la unión viga-columna es la propuesta por Kim y LaFave (2009), modeladas con los materiales uniaxial (“ModIMKPeakOriented”) propuesto por Ibarra y Krawinkler, y el material “pinching4” respectivamente.

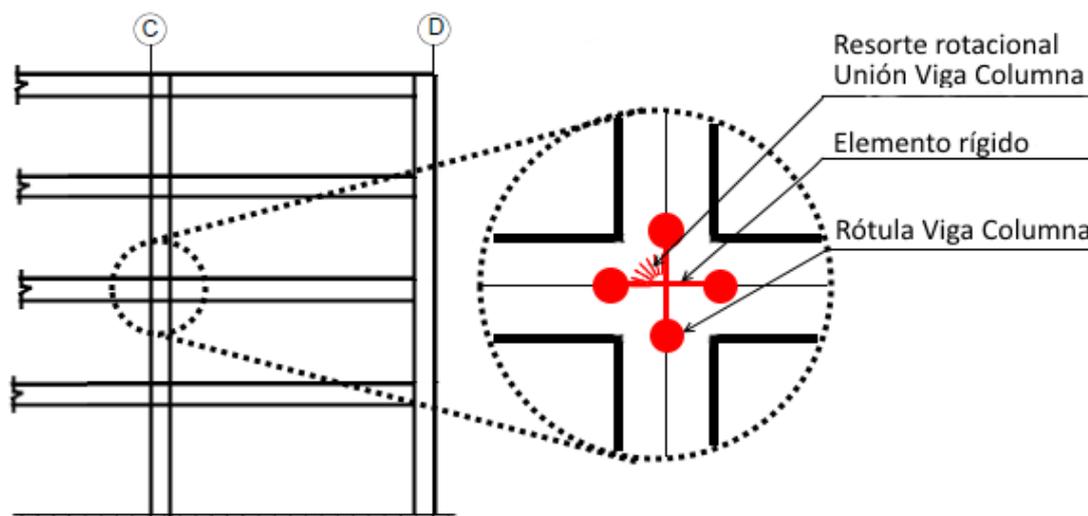


Figura 31: Modelo matemático en Opensees del pórtico de hormigón armado.

El ASCE 41-13 (2013) requiere que los materiales usados sean modelados incluyendo términos que consideren la degradación resultante del comportamiento cíclico característico de estas estructuras.

Se lleva los parámetros de dimensiones o detallamiento del refuerzo a Opensees, el cual calcula desplazamientos, cortantes, rotaciones y fuerzas internas del modelo matemático definido en los pasos anteriores. El resultado de este análisis es la curva del cortante basal vs. el desplazamiento del techo de cada una de las tipologías estructurales.

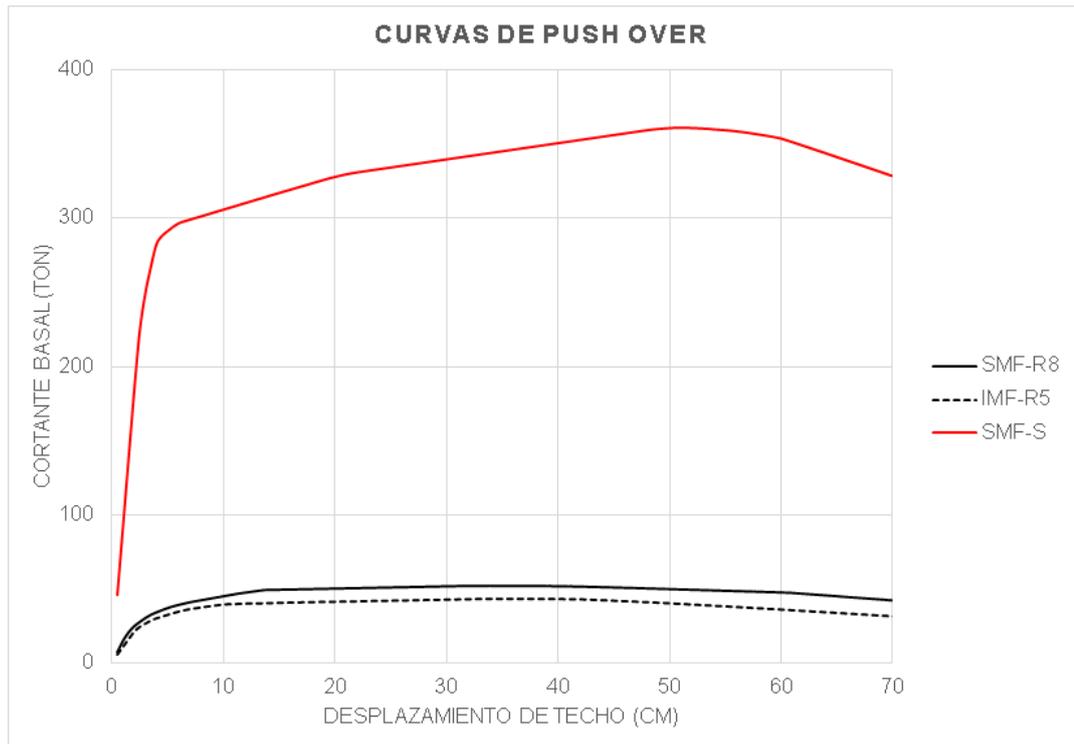


Figura 32: Comparación entre curvas de push over para las tres tipologías estructurales evaluadas.

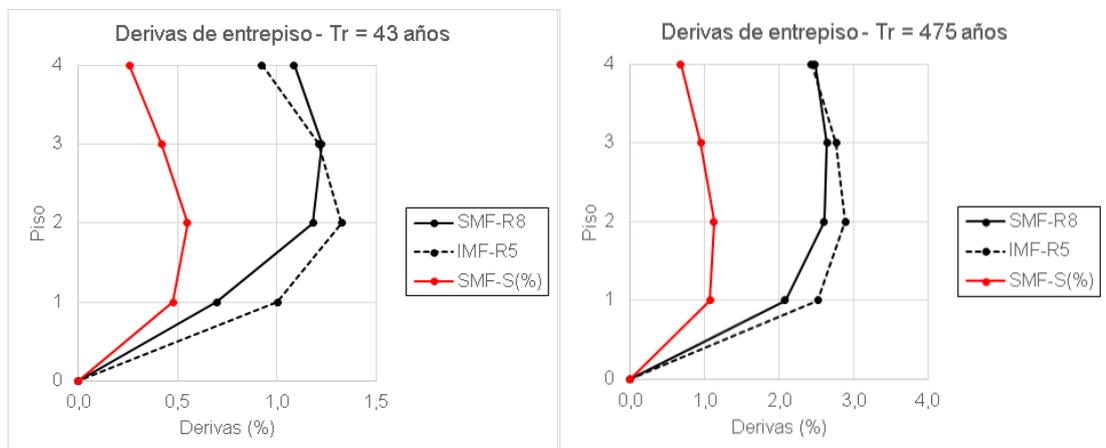


Figura 33: Comparación entre derivas estimadas con método push over para las tres tipologías estructurales.

Comentarios

Se observa al comparar el comportamiento esperado del pórtico “SMF-R8” e “IMF-R5”, prácticamente sin diferencias en cuanto a derivas trata. El pórtico “SMF-S”, en virtud de su rigidez alcanza derivas en el orden de un tercio de sus contrapartes.

3.10.1 Curva idealizada: Pórtico SMS-R8.

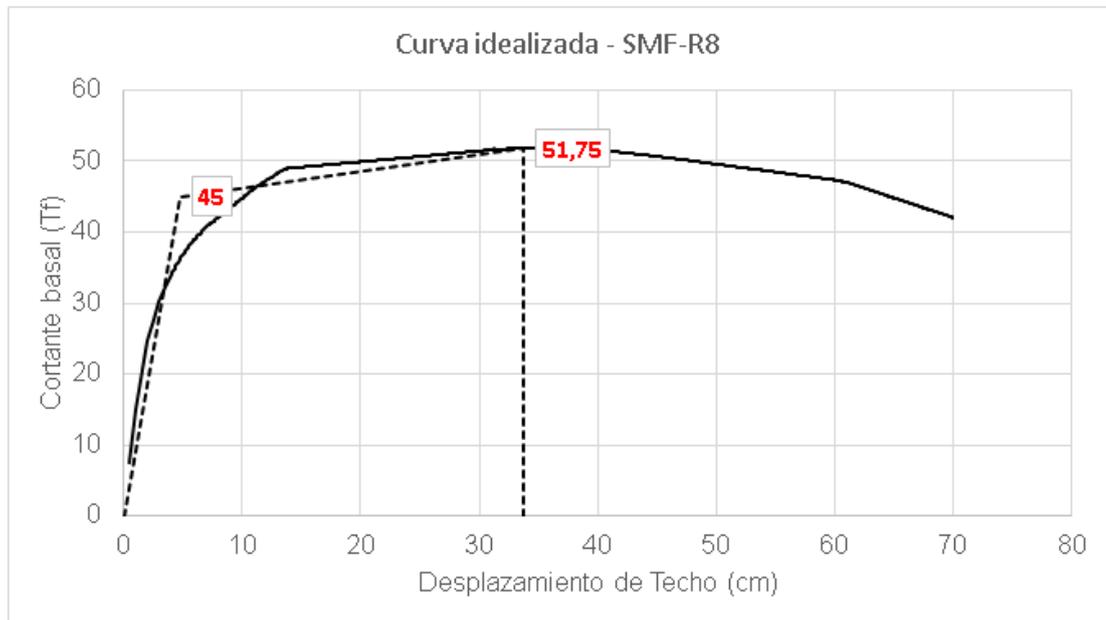


Figura 34: Curva push over y curva idealizada según procedimiento ASCE 41-13. Pórtico SMF-R8

3.10.2 Curva idealizada: Pórtico IMF-R5.

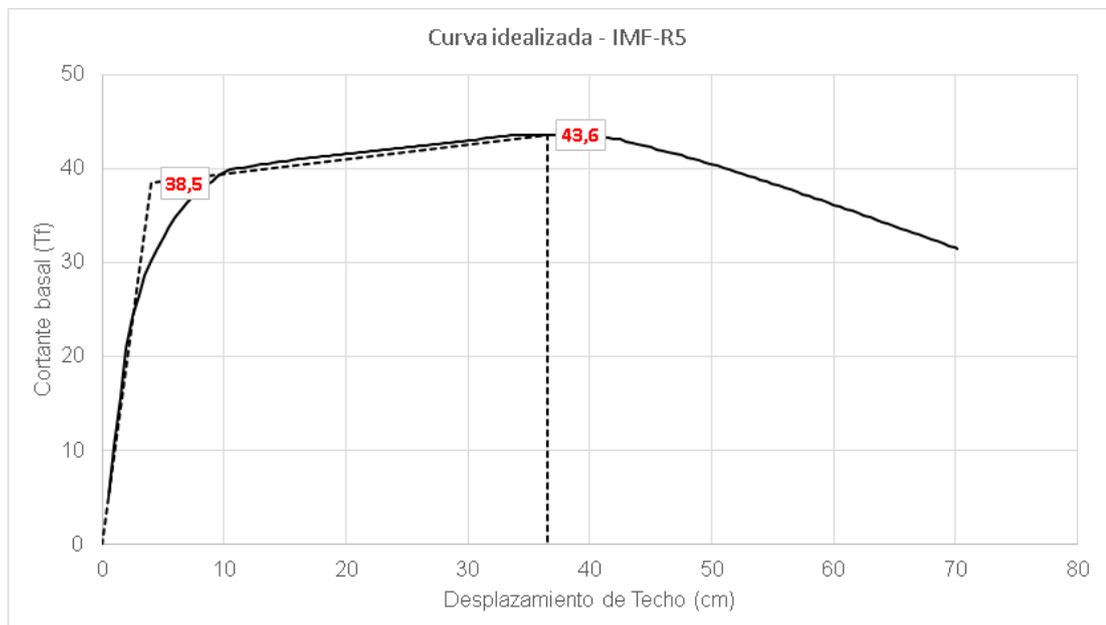


Figura 35: Curva push over y curva idealizada según procedimiento ASCE 41-13. Pórtico IMF-R5.

3.10.3 Curva idealizada: Pórtico SMF-S

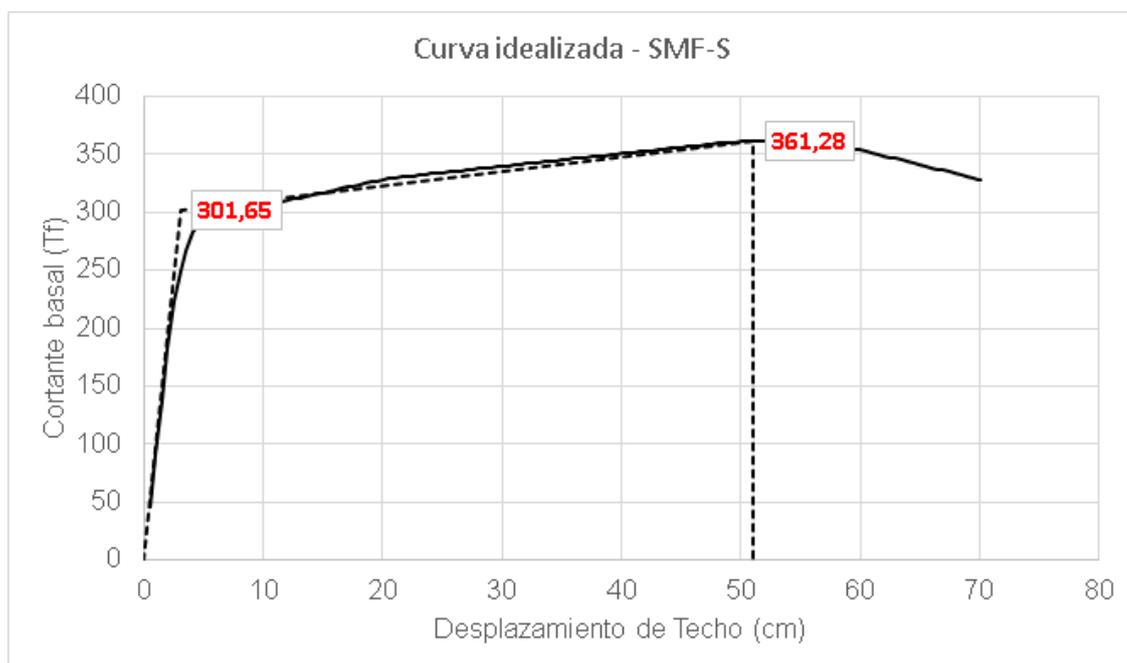


Figura 36: Curva push over y curva idealizada según procedimiento ASCE 41-13. Pórtico SMF-S.

3.11 Determinación de desplazamientos objetivo – Método de coeficientes

El proceso para calcular el desplazamiento objetivo comienza con el periodo “ T_i ” y rigidez “ K_i ” obtenidos del análisis espectral modal en Etabs.

A partir de valores máximos de cortante basal y su correspondiente desplazamiento de techo de la curva “push over”, se define la curva idealizada.

De la pendiente inicial de la curva idealizada, se define el valor de periodo efectivo “ T_e ”, descrito en la formula en el apartado 2.3.2 de este trabajo. En base a este valor se definen nuevos valores a usarse para aceleración normalizada “ S_a ” a partir de los espectros definidos en la figura 14.

Por último, se determina el desplazamiento objetivo según la formula “ δ_t ”, expresada también en 2.3.2.

Habiendo definido los desplazamientos objetivo, solo basta con revisar el comportamiento de las tres alternativas de diseño cuando han alcanzado dicho desplazamiento y compararlos a los límites establecidos por las constitutivas utilizadas.

Tabla 20: Desplazamiento objetivo para cada tipología estructural según el periodo de recurrencia.

	SMF-R8	IMF-R5	SMF - S
Ti	1,3 seg	1,54 seg	0,44 seg
Ki	1459 T/m	1033 T/m	10055 T/m
Te	1,80 seg	1,96 seg	0,71 seg
Ke	761 T/m	639 T/m	3539 T/m
C1	1,02	1,03	0,96
C2	1,00	1,01	1,00
C0	1,22	1,22	1,30
Sa(43)	0,142	0,130	0,359
Sa(475)	0,335	0,308	0,849
$\delta(43)$	0,143 m	0,156 m	0,056 m
$\delta(475)$	0,339 m	0,369 m	0,133 m

CAPÍTULO 4: RESULTADOS

4.1 Comparaciones en el comportamiento de estructura para el sismo de servicio ($T_r=43$ años) y para el sismo de diseño ($T_r=475$ años).

En este punto se establecen comparaciones entre las rotaciones máximas encontradas en cada componente estructural y las máximas permitidas según el modelo de constitutiva usado.

Tabla 21: Límites de rotaciones (radianes) para elementos de las tres tipologías estructurales para el nivel de desempeño "Ocupación Inmediata"

Ocupacion inmediata			
	Columna	Viga	Conexión
SMF-R8	0,01534	0,01308	0,01115
IMF-R5	0,01085	0,01295	0,01319
SMF-S	0,02071	0,02090	0,02015

Tabla 22: Límites de rotaciones (radianes) para elementos de las tres tipologías estructurales para el nivel de desempeño "Prevención de Colapso"

Prevención de colapso			
	Columna	Viga	Conexión
SMF-R8	0,03068	0,02616	0,02229
IMF-R5	0,02170	0,02590	0,02638
SMF-S	0,04142	0,04180	0,04029

Se encuentra en la tabla 23, que hay rotaciones que exceden a los límites para el pórtico SMF-R8, en el nivel de desempeño "Ocupación Inmediata", en el caso del pórtico IMF-R5, para el mismo nivel de desempeño se está a punto de llegar al límite. En cuanto al nivel de desempeño "Prevención de Colapso", ambas tipologías demuestran ser incapaces de cumplir con las rotaciones limite.

Para la tipología estructural SMF-S, en ambos niveles de desempeño, se observa claramente que es más que suficiente para cumplir con los establecido en ASCE 41-13 (2013).

Se describe en la siguiente ilustración la nomenclatura para identificar la rotación de cada elemento viga columna y el nombre de cada uno de los nudos del pórtico. Las rotaciones de los elementos 1 y 3 corresponden a la de las columnas, las rotaciones 2 y 4 corresponde al giro de las vigas, la rotación 5 es el giro de la conexión. Se incluye también una tabla con la lista de

conexiones que no cumplieron con los límites de rotaciones y diagramas que indican que sitios en específico fueron los que fallaron.

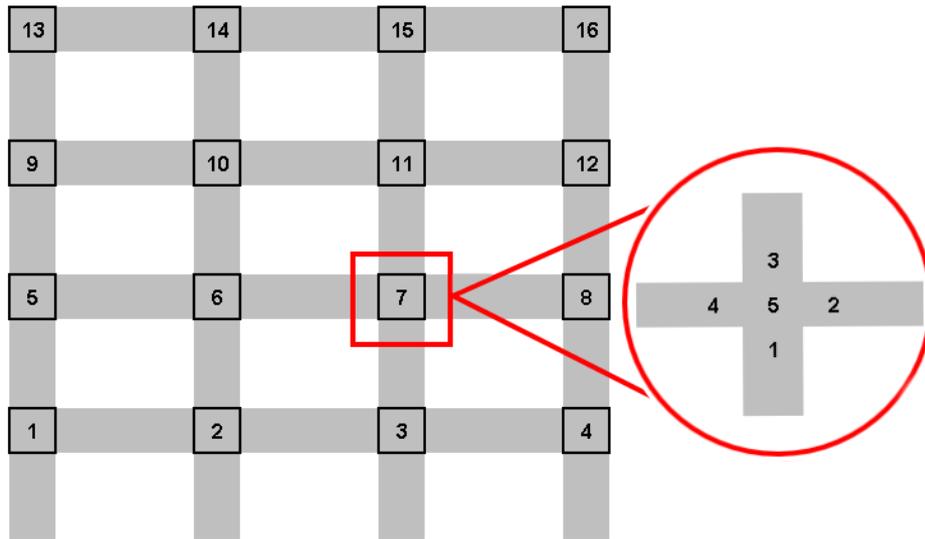


Figura 37: Elevación de Pórtico en "Y". Nudos enumerados de 1 a 16, rotaciones de elementos individuales numerados del 1 al 5.

Tabla 23.: Lista de nodos que exceden límites de ASCE 41-13.

		Nodo
SMF-R8	43 años	7
	475 años	2,3,4,5,6,7,8, 9, 11
IMF-R5	43 años	X
	475 años	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12
SMF-S	43 años	X
	475 años	X

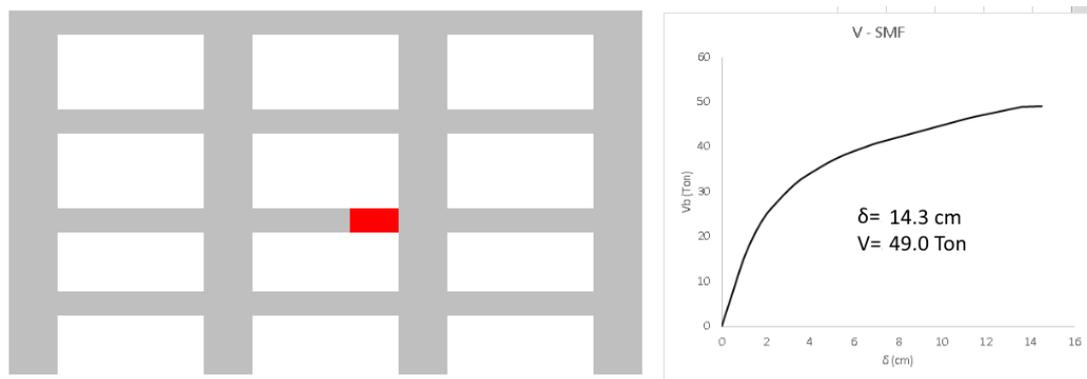


Figura 38: Elevación de pórticos SMF-R8. Nivel de desempeño de ocupación inmediata. En rojo sitios que exceden rotaciones límite.

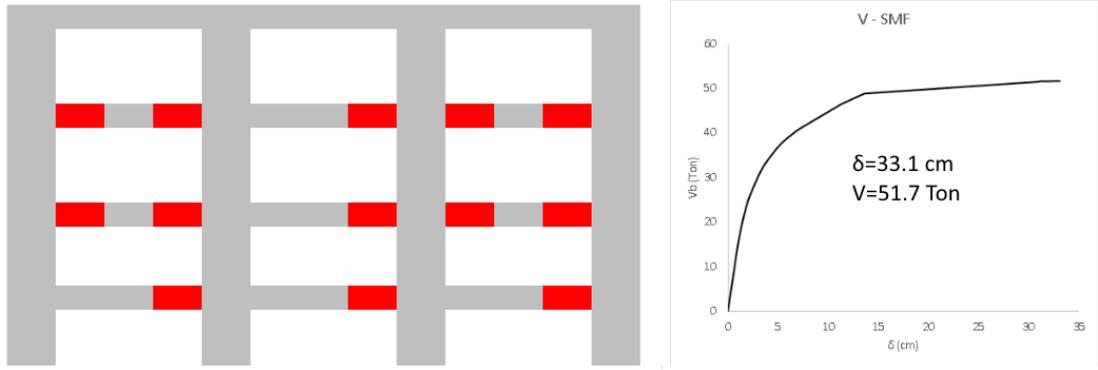


Figura 39: Elevación de pórticos SMF-R8. Nivel de desempeño de prevención de colapso. En rojo sitios que exceden rotaciones límite.

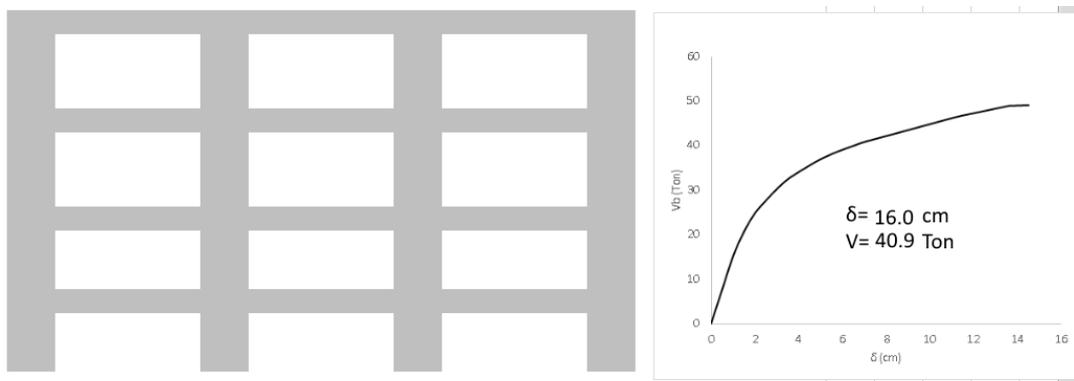


Figura 40: Elevación de pórticos IMF-R5. Nivel de desempeño de ocupación inmediata. En rojo sitios que exceden rotaciones límite.

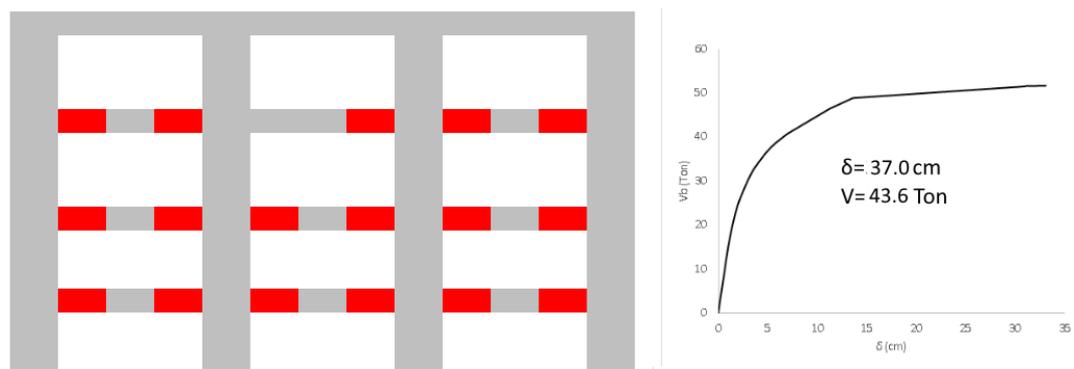


Figura 41: Elevación de pórticos IMF-R5. Nivel de desempeño de prevención de colapso. En rojo sitios que exceden rotaciones límite.

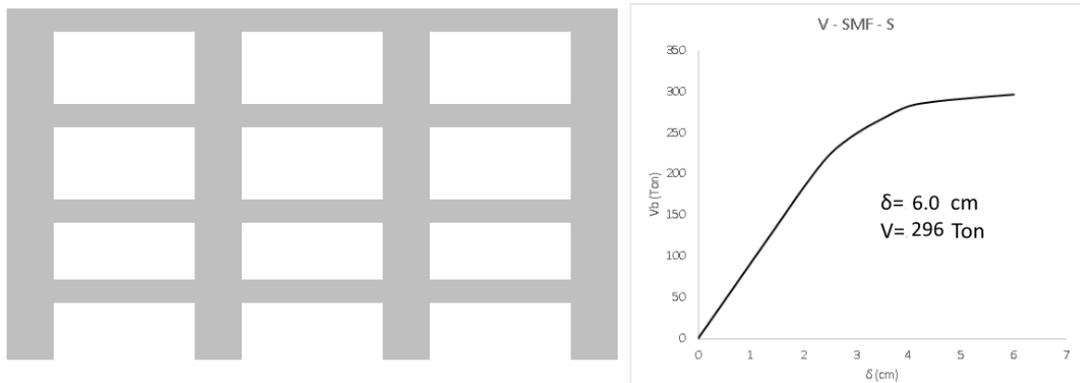


Figura 42: Elevación de pórticos SMF-S. Nivel de desempeño de ocupación inmediata. En rojo sitios que exceden rotaciones límite.

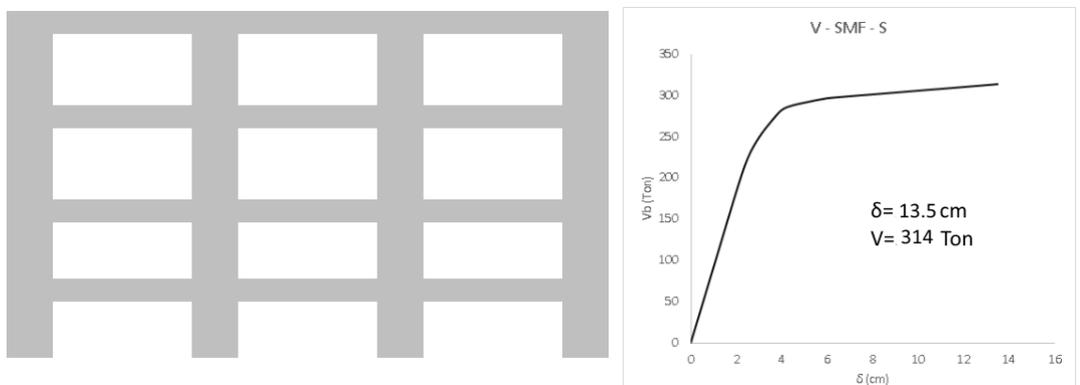


Figura 42: Elevación de pórticos SMF-S. Nivel de desempeño de prevención de colapso. En rojo sitios que exceden rotaciones límite.

4.2 Cantidades de obra

Siguiendo el detallamiento establecido en el diseño (ver planos en anexo 1), se presenta el cálculo de las cantidades de obra correspondiente solo a los elementos que forman parte del sistema resistente a sismos (vigas principales y columnas).

Tabla 24: Volumen de hormigón según elemento.

	SMF	IMF	SMF-S
Viga B	6,12 m ³	4,56 m ³	7,87 m ³
Viga 2	2,32 m ³	1,76 m ³	4,06 m ³
Columna	3,58 m ³	2,90 m ³	9,22 m ³
Total	12,02 m ³	9,22 m ³	21,15 m ³

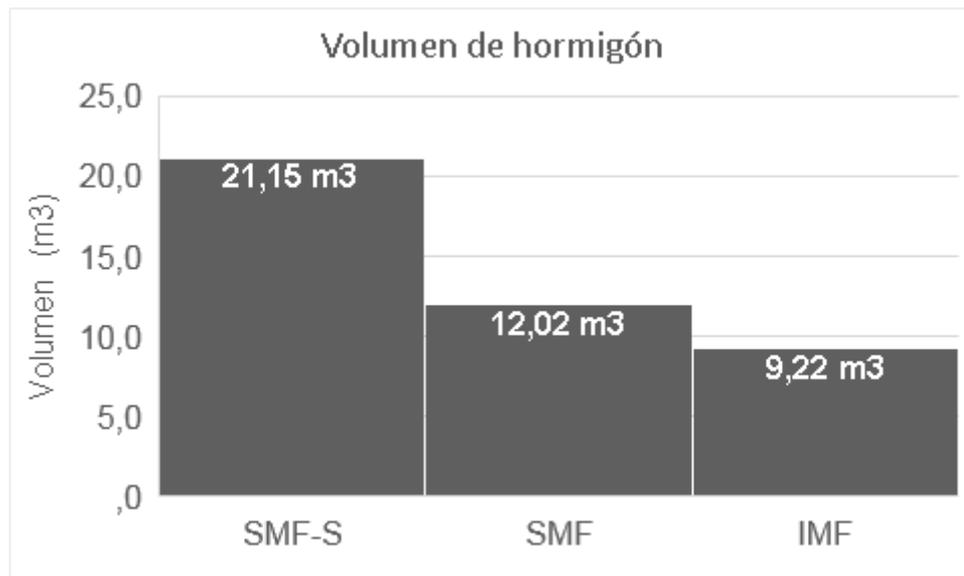


Figura 43: Comparación entre volúmenes de hormigón según tipología estructural.

Tabla 25: Kilos de acero según elemento.

	SMF	IMF	SMF-S
Viga B	708 Kg	610 Kg	1370 Kg
Viga 2	317 Kg	350 Kg	864 Kg
Columna	792 Kg	422 Kg	1578 Kg
Total	1817 Kg	1382 Kg	3812 Kg

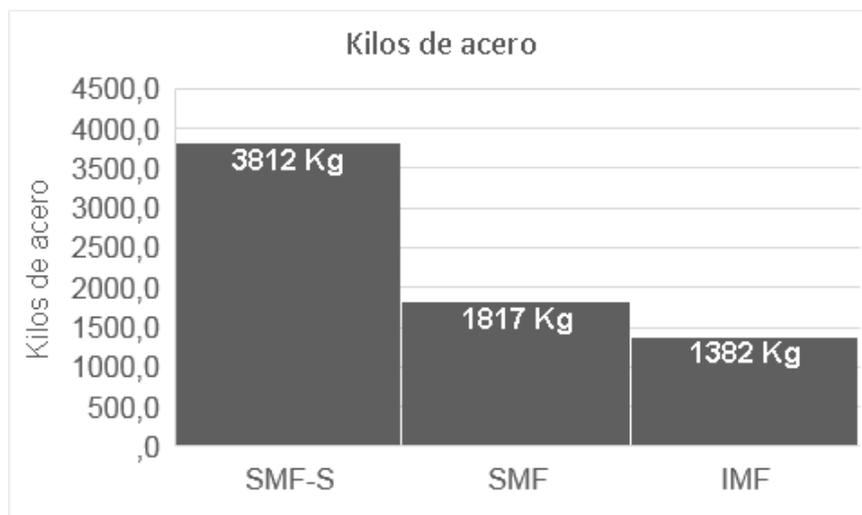


Figura 44: Comparación de kilos de acero según tipología estructural.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Las estructuras diseñadas siguiendo los requisitos mínimos de la norma, al ser evaluadas con ASCE 41-13, demuestran ser incapaces de cumplir con dos de los estados de desempeño.
- Entre las consideraciones para el diseño del edificio “SMF-S” se tenía la intención de considerar la fuerza del sismo de servicio sin factores de reducción. Al observar resultados de cortantes basales en la tabla 11 y se relacionar los valores de la estructura “SMF-S” con “SMF-R8” se tiene una proporción de cortantes basales de cerca de 7. Esta diferencia es causada por las diferencias de peso y de rigidez entre estructuras y es la explicación de por qué durante la evaluación de las estructuras, la propuesta alternativa de este trabajo de investigación demostró, según el cálculo, un comportamiento exageradamente rígido, que indica una estructura sobredimensionada.
- Al comparar las cantidades de obra para cada una de las tipologías estructurales, la alternativa “SMF-S” requiere 2,1 veces la cantidad de acero en relación al “SMF-R8” y 2,9 veces en relación al “IMF-R5”. Con respecto al volumen de concreto se observa algo parecido, donde la estructura “SMF-S” requiere 1,8 y 2,3 veces lo que requieren “SMF-R8” e “IMF-R5” respectivamente. Aunque la relación no es directamente proporcional, al observar las rotaciones de las vigas que excedieron los límites permisibles del diseño por desempeño y compararlos al caso “SMF-S”, se puede intuir que tener 2 veces el material era excesivo.
- La revisión de la estructura se llevó a cabo con un método push over (estático no lineal), que implica modelar la estructura asumiendo que solo vibra según el modo fundamental de vibración, un análisis dinámico no línea (análisis incremental dinámico), podría revelar puntos débiles distintos, que no hayan aparecido en la revisión para el caso estático.
- Se puede optar por controlar deformaciones con el sismo frecuente y considerar un periodo de retorno más corto, posiblemente de 25 años, disminuyendo la fuerza lateral de diseño para el detallamiento y como consecuencia tener cantidades menores de acero en la estructura.

CAPITULO 6: BIBLIOGRAFÍA

- Computers and Structures Inc. (2011). CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Berkely, California.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015). NEC. Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo – Resistentes, Ecuador.
- ACI 318/14, 2014. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary. American Concrete Institute.
- ASCE/SEI 41/13, 2014. Seismic rehabilitation of existing buildings (ASCE/SEI 41-13). American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Barros, J. and Santa María, H., 2016. CRITERIO COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL EN EDIFICIOS DE BAJA ALTURA.
- Haselton, C., Liel, A., B., T., Lange, S., and Deierlein, G. G., 2008. Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Kim, J. and LaFave, J. M., 2009. Joint shear behavior of reinforced concrete beam-column connections subjected to seismic lateral loading. Tech. rep., Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., and Krawinkler, H., 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering & structural dynamics* 34, 1489–1511.

Anexo 1: Planos de elementos estructurales

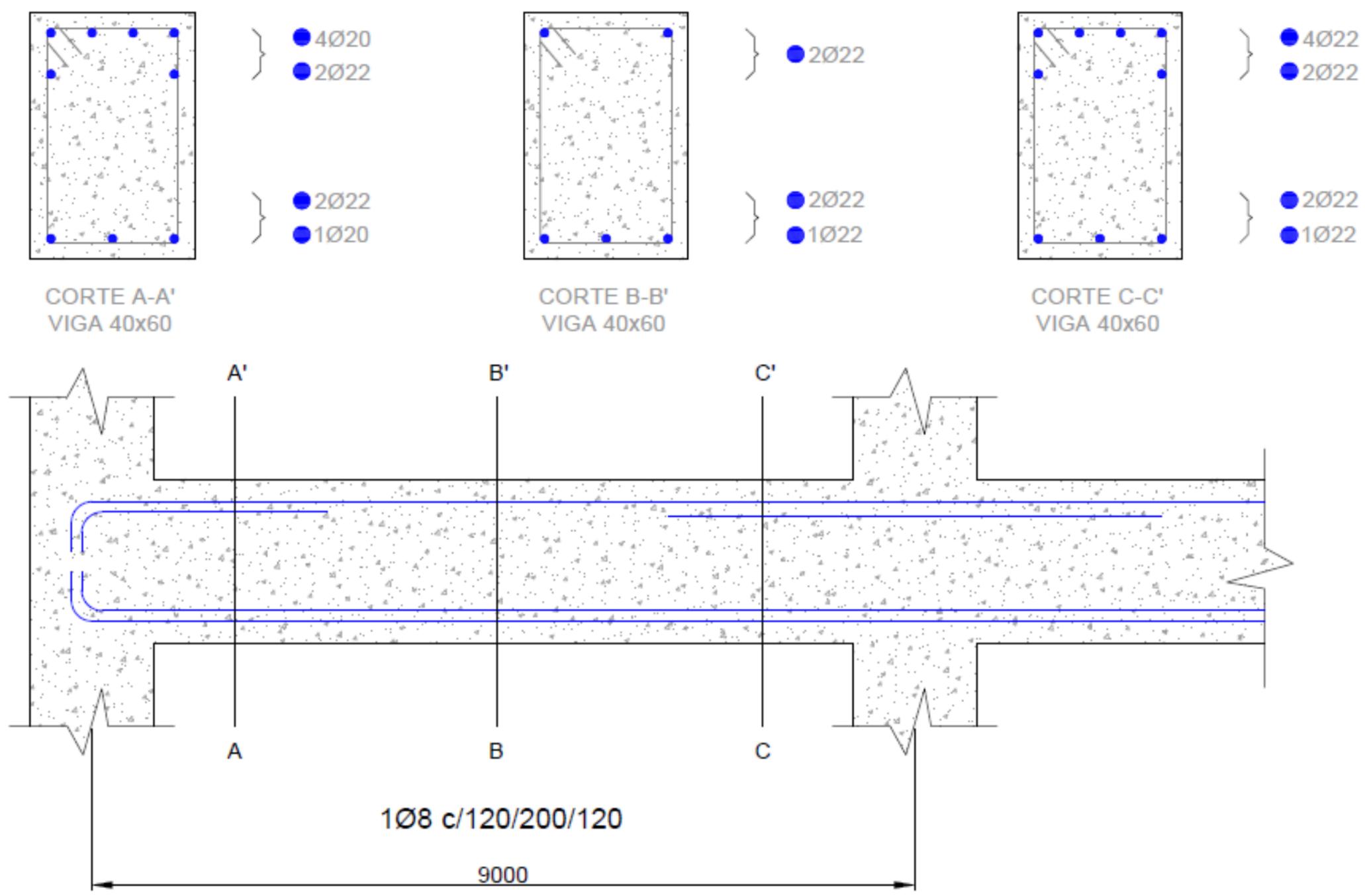


Ilustración 1: Viga cargadora de pórtico SMF-R8.

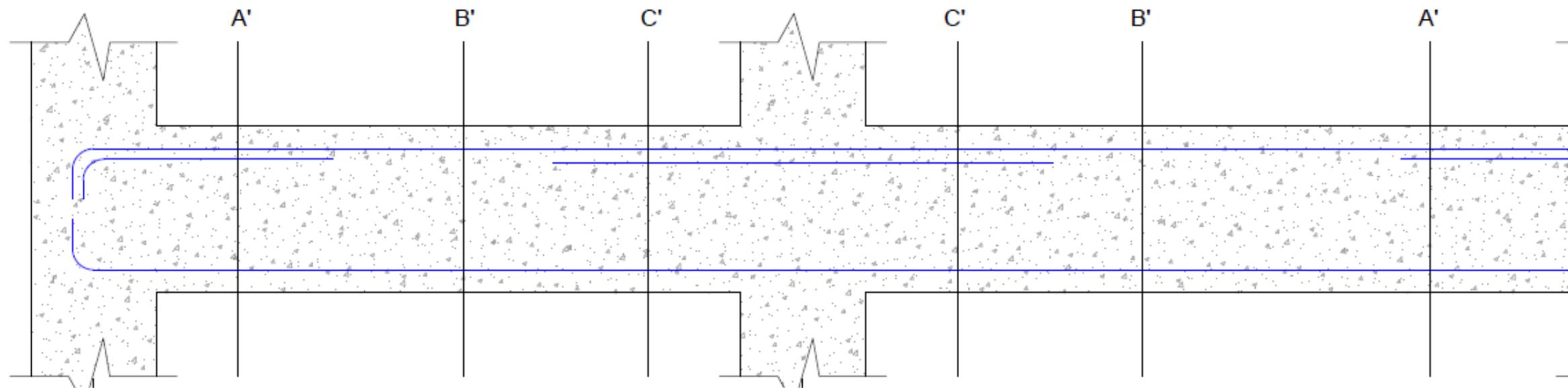
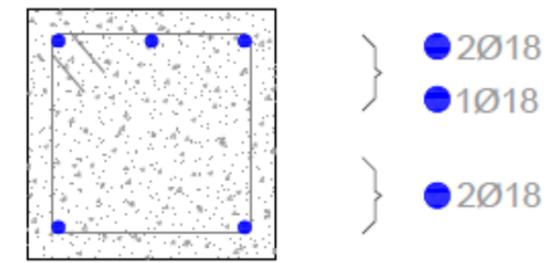
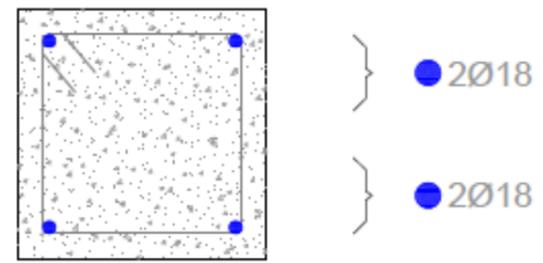
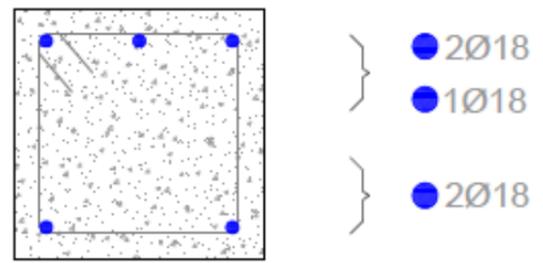


Ilustración 2: Viga de amarre de pórtico SMF-R8.

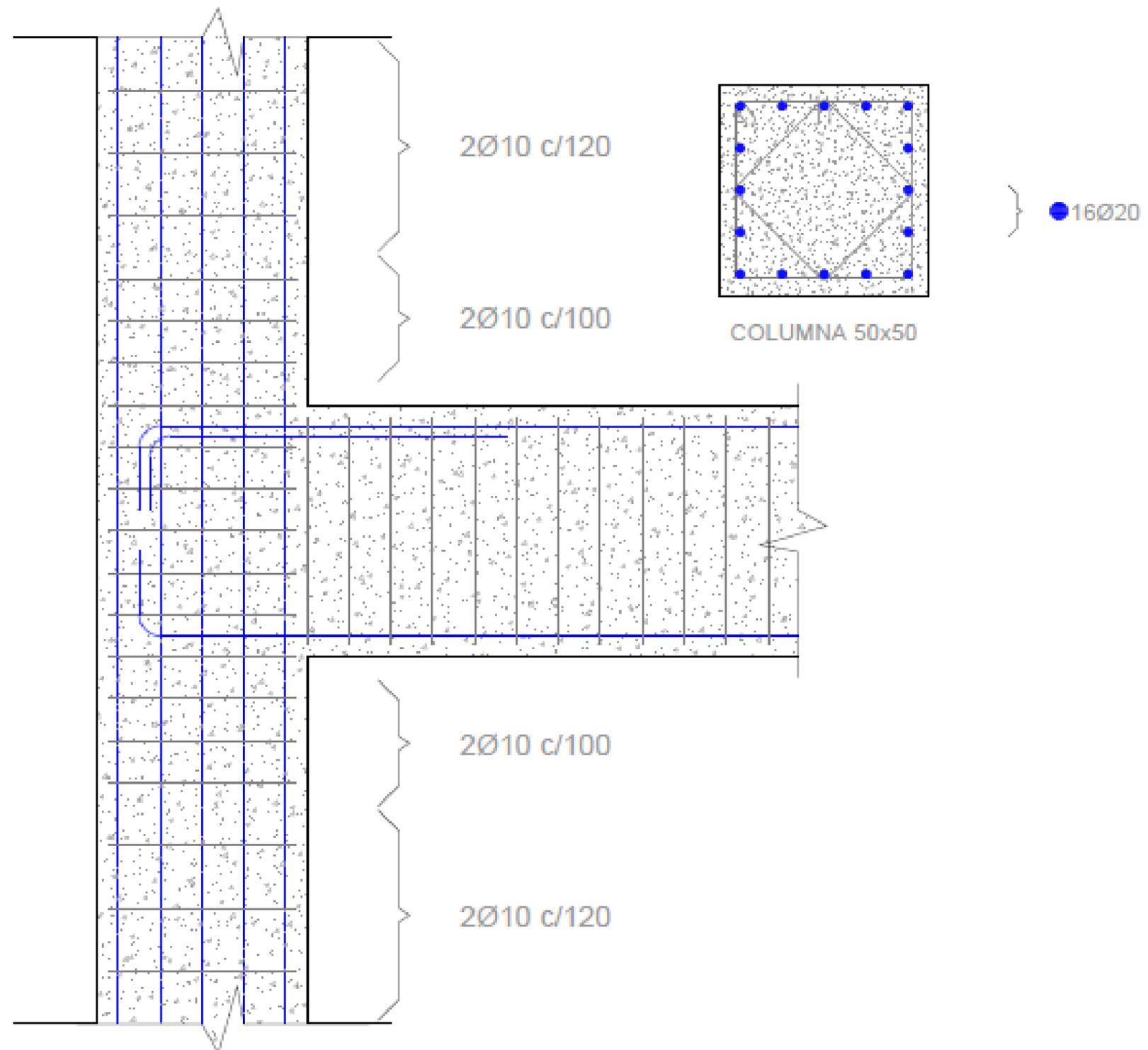


Ilustración 3: Columna de pórtico SMF-R8.

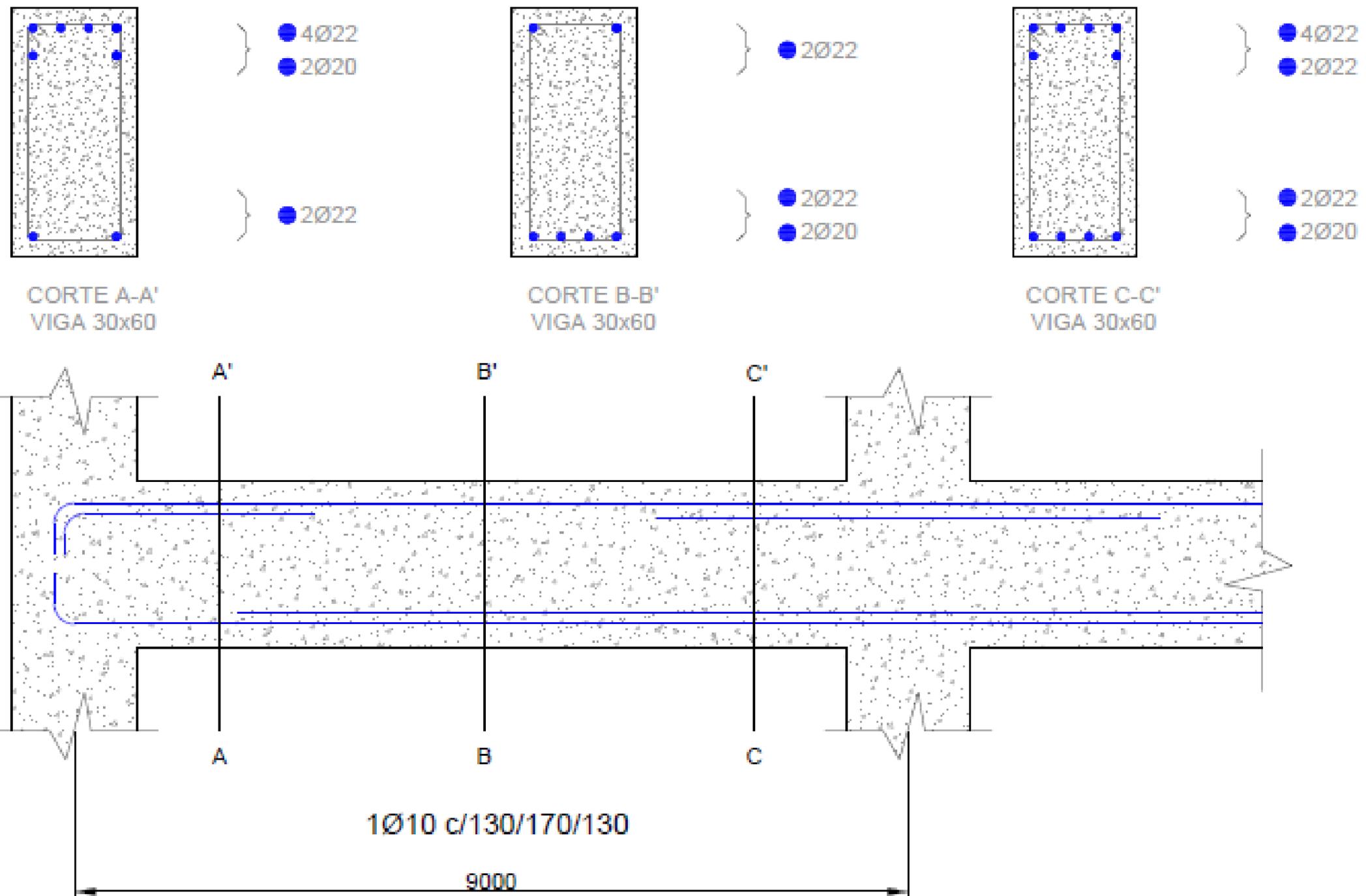


Ilustración 4: Viga cargadora de pórtico IMF-R5.

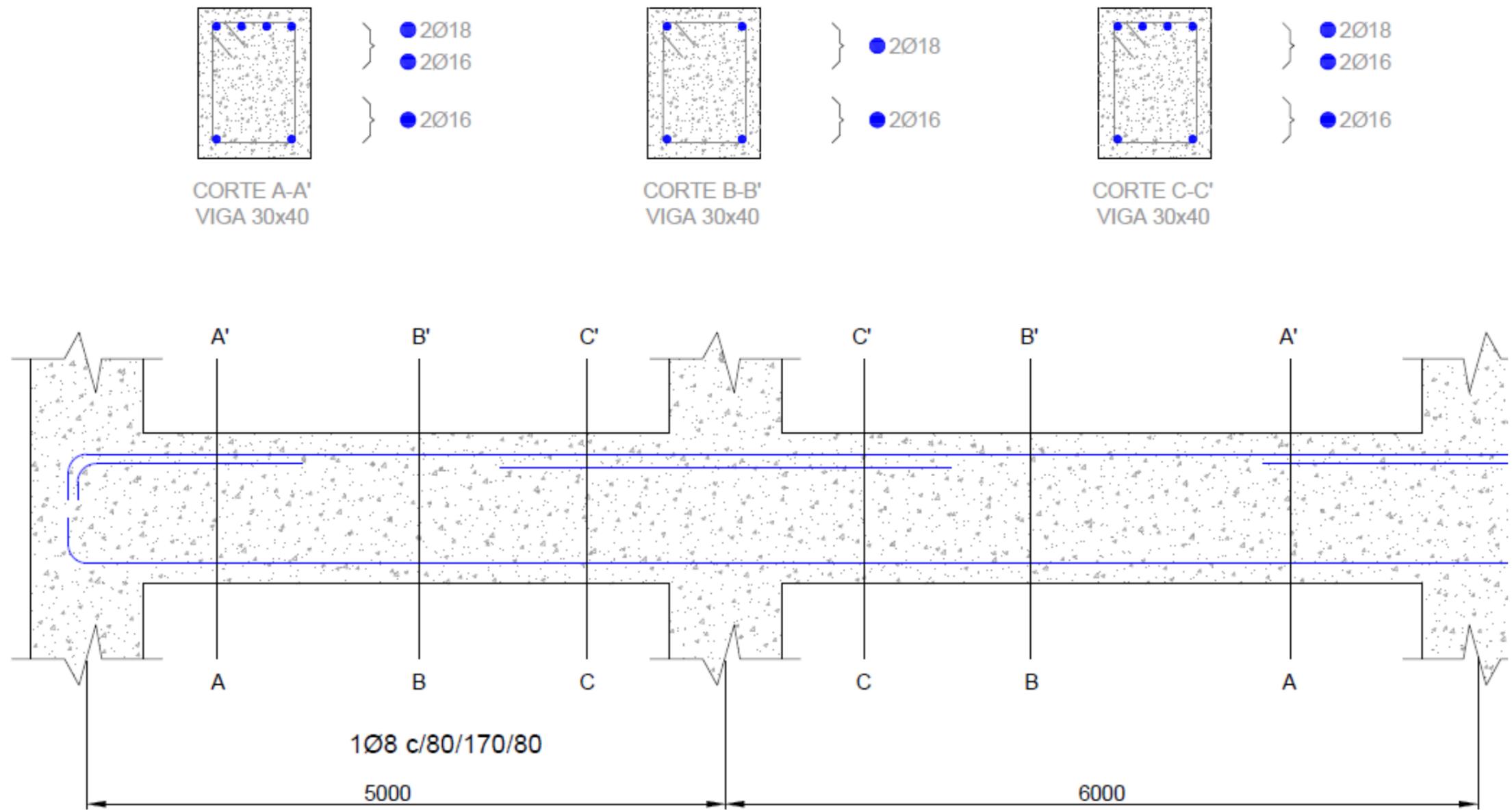


Ilustración 5: Viga de amarre de pórtico IMF-R5.

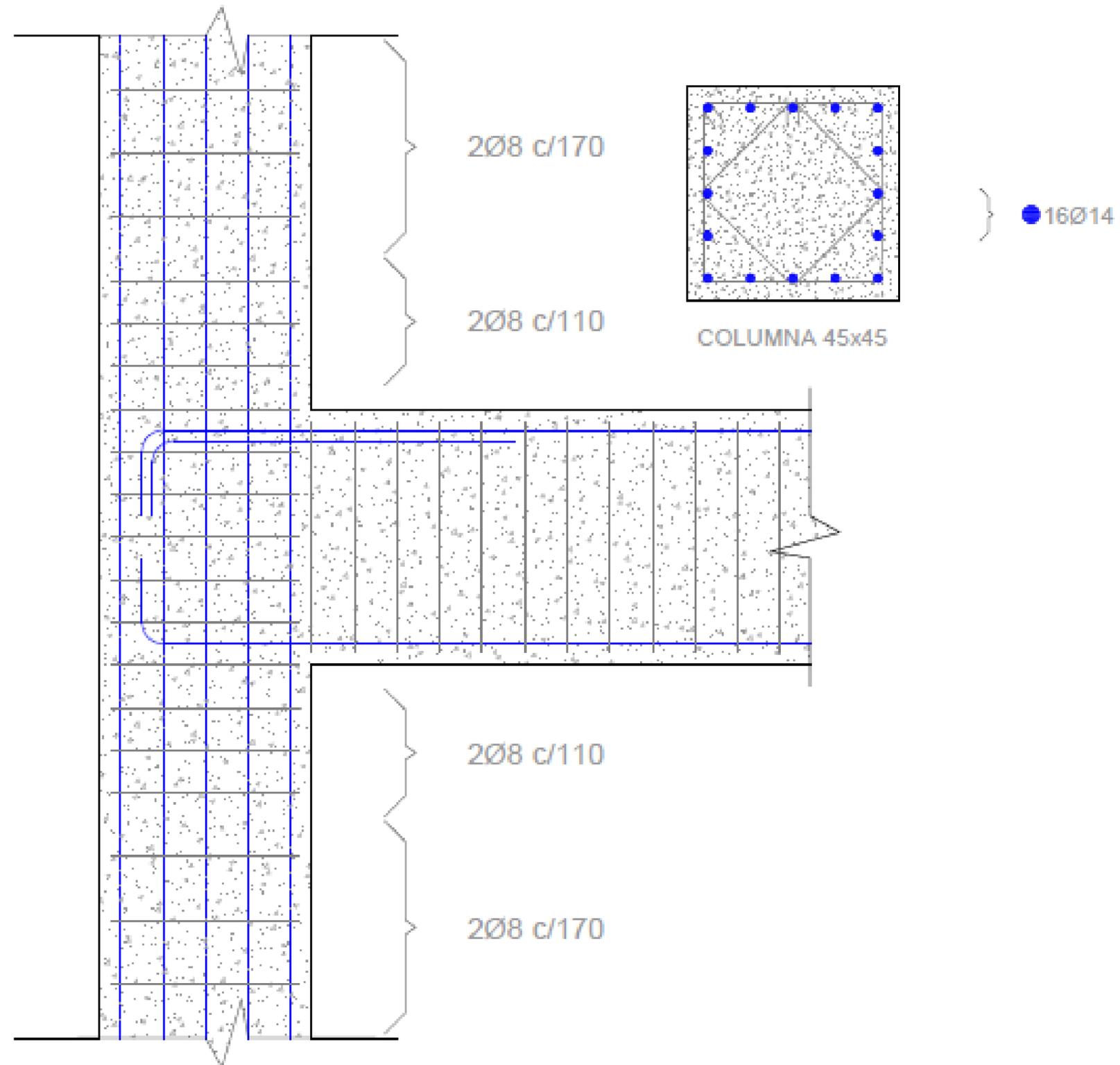


Ilustración 6: Columna de pórtico IMF-R5.

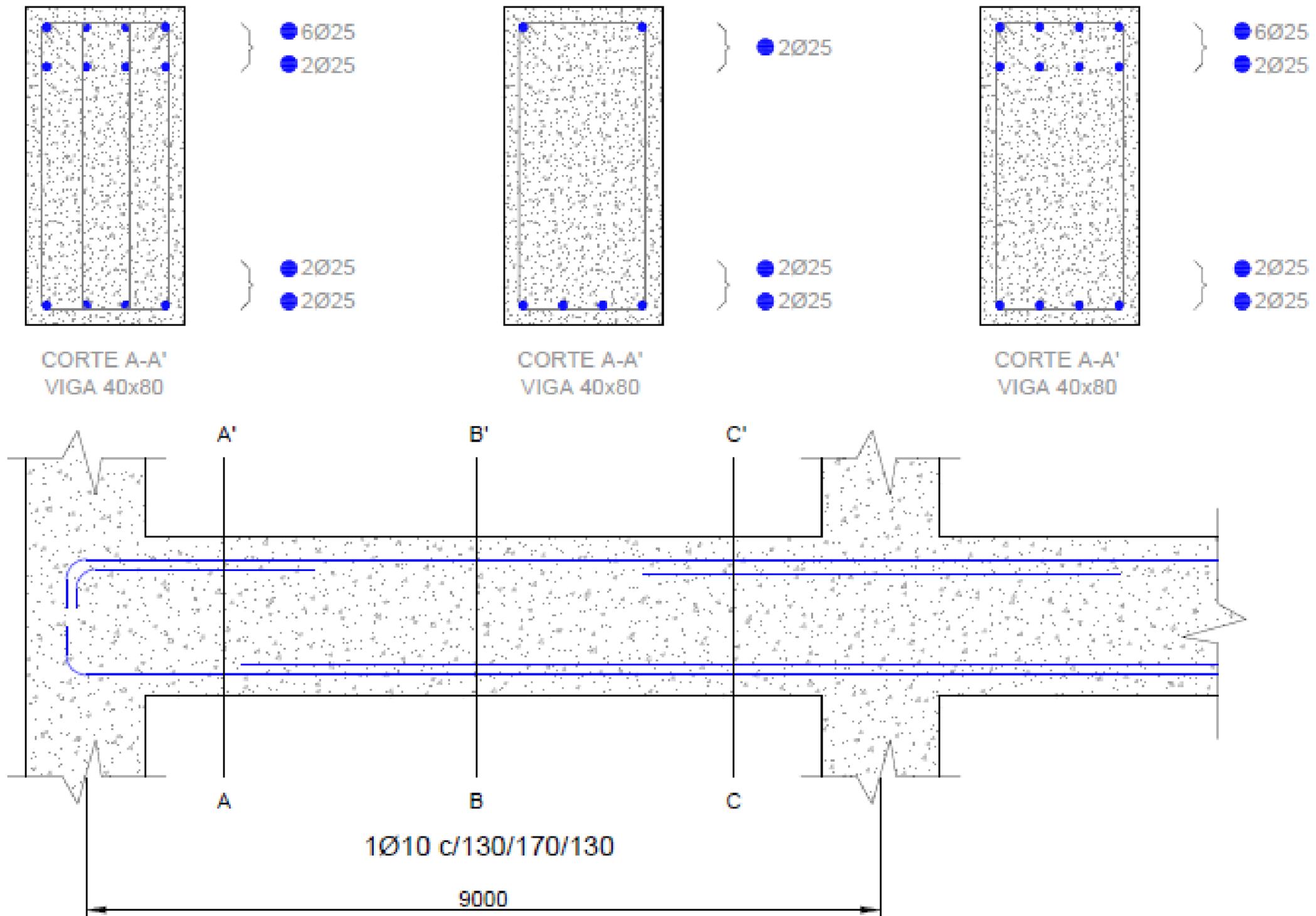


Ilustración 7: Viga cargadora de pórtico SMF-S.

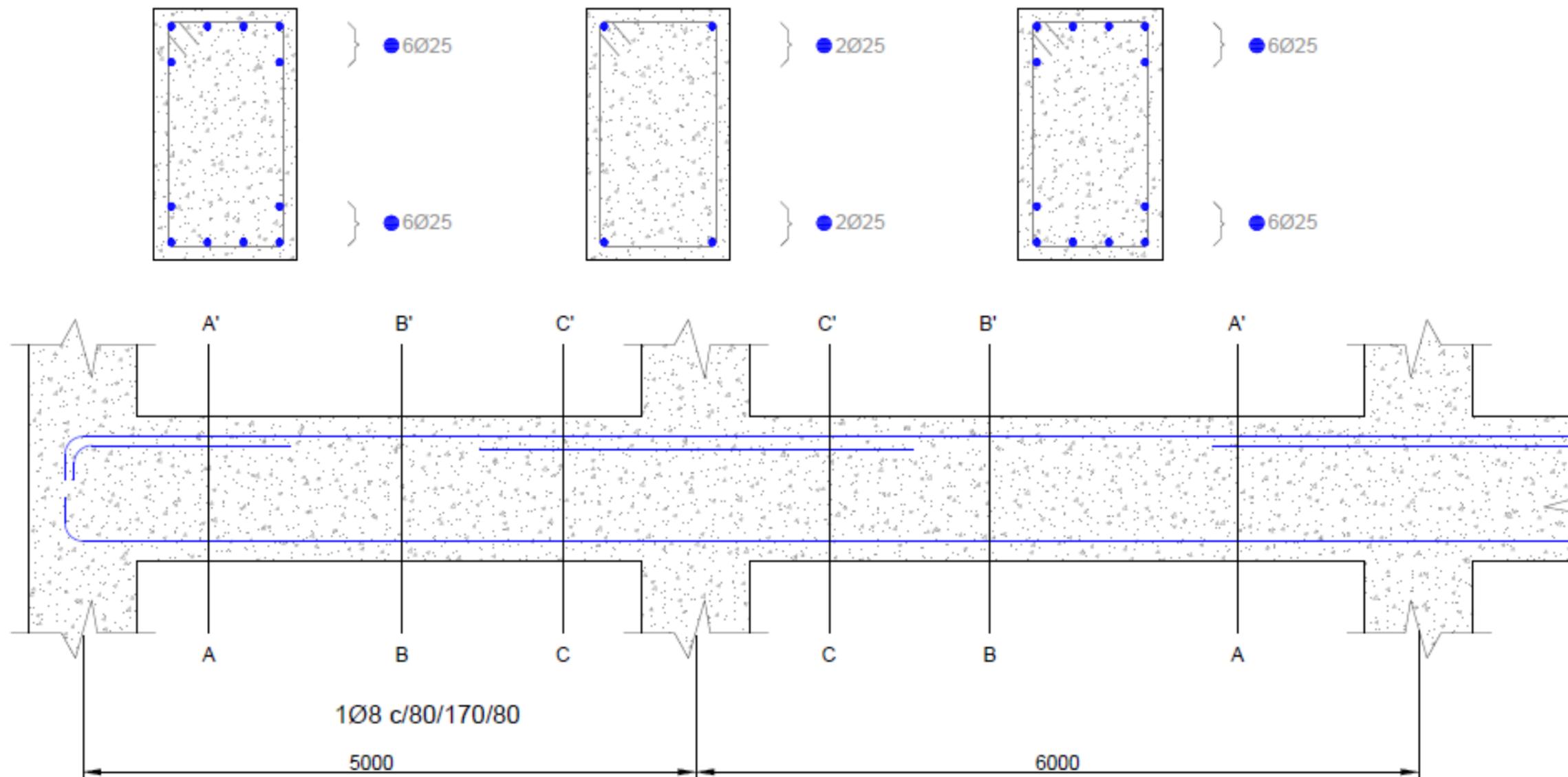


Ilustración 8: Viga de amarre de pórtico SMF-S.

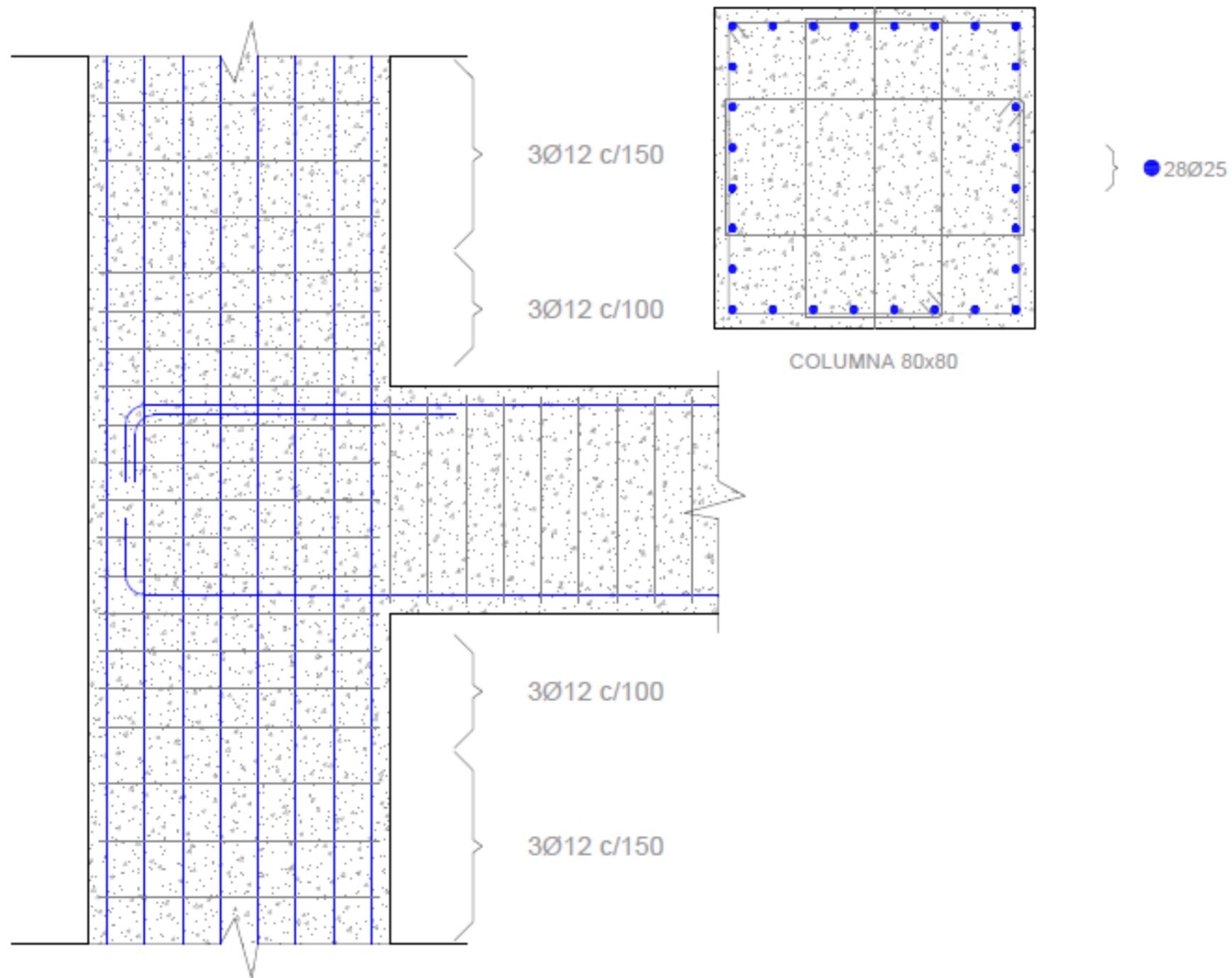


Ilustración 9: Columna de pórtico SMF-S.

Anexo 2: Memoria de cálculo de elementos estructurales

Vigas del edificio SMF-R8 – Eje 2

Materiales						
f'c	280	kg/cm ²				
fy	4200	kg/cm ³				

Dimensiones			Limites de refuerzo		
b	40	cm	As min	7,3	cm ²
h	60	cm	As max	55,0	cm ²
d	55	cm			

Vano : Exterior			Vano: Interior		
L	9	m	L	9	m
Bcol	0,5	m	Bcol	0,5	m
Ln	8,5	m	Ln	8,5	m

Apoyo	1C	-	2C	2C	-	3C
Signo	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
M (T·m)	36,44	21,35	41,28	39,5	19,81	39,50
M/Φbd ² fc	0,120	0,070	0,135	0,130	0,065	0,130
ω	0,132	0,075	0,151	0,144	0,069	0,144
ρ	0,009	0,005	0,010	0,010	0,005	0,010
Asreq(cm ²)	19,34	10,94	22,17	21,12	10,11	21,12

Acero superior						
Cont	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22
cm ²	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60
Refuerzo	4Φ20	x	4Φ22	4Φ22	x	4Φ22
cm ²	12,57	0	15,21	15,21	0	15,21
As	20,17	7,60	22,81	22,81	7,60	22,81

Acero inferior						
Cont	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22
cm ²	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60
Refuerzo	1Φ22	1Φ22	1Φ22	1Φ22	1Φ22	1Φ22
cm ²	3,80	3,80	3,80	3,80	3,80	3,80
As	11,40	11,40	11,40	11,40	11,40	11,40

Diseño de acero transversal					
Zona 2H	Mpr1	Mpr2	Zona 2H	Mpr1	Mpr2
$\Sigma As(cm^2)$	31,57	34,21	$\Sigma As(cm^2)$	34,21	34,21
ω	0,22	0,23	ω	0,23	0,23
Mpr(T*m)	76,69	81,79	Mpr(T*m)	81,79	81,79
Ln	8,50 m		Ln	8,50 m	
Ve	9,62 Ton		Ve	9,62 Ton	
Vg	19,35 Ton		Vg	18,76 Ton	
Ve_q	28,97 Ton		Ve_q	28,38 Ton	
ΦVc	14,63 Ton		ΦVc	14,63 Ton	
Vs	19,12 Ton		Vs	18,33 Ton	
Φ	8		Φ	8	
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	12,15	cm	Sreq	12,67	cm
Fuera de 2H			Fuera de 2H		
ΦVc	14,6	Ton	ΦVc	14,6	Ton
Vg	13,80	Ton	Vg	13,37	Ton
Vs	11,71	Ton	Vs	11,15	Ton
Φ	8	mm	Φ	8	mm
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	19,83	cm	Sreq	20,82	cm
Smax en 2H			Viga	Exterior	Interior
d/4	13,75	cm	Zona 2H	1E Φ 8c/120	1E Φ 8c/120
6db	12,00	cm	No 2H	1E Φ 8c/200	1E Φ 8c/270
6"	15,00	cm			
Smax fuera de 2H					
d/2	27,50	cm			

Vigas del edificio SMF-R8 – Eje B

Materiales						
f'c	280	kg/cm ²				
fy	4200	kg/cm ³				

Dimensiones			Límites de refuerzo		
b	40	cm	As min	4,7	cm ²
h	40	cm	As max	35,0	cm ²
d	35	cm			

Vano : Exterior			Vano: Interior		
L	6	m	L	5	m
Bcol	0,5	m	Bcol	0,5	m
Ln	5,5	m	Ln	4,5	m

Apoyo	1C	-	2C	2C	-	3C
Signo	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
M (T*m)	8,86	3,73	9,91	10,8	5,25	10,80
M/Φbd²fc	0,072	0,030	0,080	0,087	0,043	0,087
ω	0,077	0,031	0,086	0,094	0,044	0,094
ρ	0,005	0,002	0,006	0,006	0,003	0,006
Asreq(cm²)	7,14	2,93	8,03	8,80	4,15	8,80

Acero superior						
Cont	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
cm²	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09
Refuerzo	1Φ18	x	1Φ18	1Φ18	x	1Φ18
cm²	2,54	0	2,54	2,54	0	2,54
As	7,63	5,09	7,63	7,63	5,09	7,63

Acero inferior						
Cont	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
cm²	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09
Refuerzo	x	x	x	x	x	x
cm²	0	0	0	0	0	0
As	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09

Diseño de acero transversal					
Zona 2H	Mpr1	Mpr2	Zona 2H	Mpr1	Mpr2
$\Sigma As(cm^2)$	12,72	12,72	$\Sigma As(cm^2)$	12,72	12,72
ω	0,14	0,14	ω	0,14	0,14
Mpr(T*m)	21,02	21,02	Mpr(T*m)	21,02	21,02
Ln	5,50 m		Ln	4,50 m	
Ve	3,82 Ton		Ve	4,67 Ton	
Vg	7,29 Ton		Vg	8,52 Ton	
Ve _q	11,11 Ton		Ve _q	13,19 Ton	
ΦVc	9,31 Ton		ΦVc	9,31 Ton	
Vs	2,40 Ton		Vs	5,17 Ton	
Φ	8		Φ	8	
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	61,56 cm		Sreq	28,57 cm	

Fuera de 2H			Fuera de 2H		
ΦVc	9,3	Ton	ΦVc	9,3	Ton
Vg	5,12	Ton	Vg	5,41	Ton
Vs	-0,50	Ton	Vs	1,03	Ton
Φ	8	mm	Φ	8	mm
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	-296,93 cm		Sreq	143,04 cm	

Smax en 2H			Viga	Exterior	Interior
d/4	8,75	cm	Zona 2H	1E Φ 8c/80	1E Φ 8c/80
6db	10,80	cm	No 2H	1E Φ 8c/170	
6"	15,00	cm			
Smax fuera de 2H					
d/2	17,50	cm			

Vigas del edificio IMF-R5 – Eje 2

Materiales						
f _c	280	kg/cm ²				
f _y	4200	kg/cm ³				

Dimensiones			Limites de refuerzo		
b	30	cm	As min	5,5	cm ²
h	60	cm	As max	41,3	cm ²
d	55	cm			

Vano : Exterior			Vano: Interior		
L	9	m	L	9	m
Bcol	0,5	m	Bcol	0,5	m
Ln	8,5	m	Ln	8,5	m

Apoyo	1C	-	2C	2C	-	3C
Signo	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
M (T*m)	38,74	23,81	44,04	41,9	20,42	41,90
M/Φbd ² f _c	0,169	0,104	0,193	0,183	0,089	0,183
ω	0,195	0,114	0,226	0,213	0,096	0,213
ρ	0,013	0,008	0,015	0,014	0,006	0,014
Asreq(cm ²)	21,40	12,49	24,83	23,43	10,60	23,43

Acero superior						
Cont	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22
cm ²	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60
Refuerzo	2Φ22+2Φ20	x	2Φ22+2Φ20	2Φ22+2Φ20	x	2Φ22+2Φ20
cm ²	13,88	0	15,21	15,21	0	15,21
As	21,48	7,60	22,81	22,81	7,60	22,81

Acero inferior						
Cont	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22	2Φ22
cm ²	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60	7,60
Refuerzo	0	2Φ20	0	0	2Φ20	0
cm ²	0,00	6,28	0,00	0,00	6,28	0,00
As	7,60	13,88	7,60	7,60	13,88	7,60

Diseño de acero transversal					
Zona 2H	Mn1	Mn2	Zona 2H	Mn1	Mn2
$\Sigma As(cm^2)$	29,08	30,41	$\Sigma As(cm^2)$	30,41	30,41
ω	0,26	0,28	ω	0,28	0,28
$Mpr(T^*m)$	56,70	58,79	$Mpr(T^*m)$	58,79	58,79
Ln	8,50 m		Ln	8,50 m	
Ve	6,92 Ton		Ve	6,92 Ton	
Vg	19,14 Ton		Vg	18,49 Ton	
Ve_q	26,06 Ton		Ve_q	25,41 Ton	
ΦVc	10,97 Ton		ΦVc	10,97 Ton	
Vs	20,11 Ton		Vs	19,24 Ton	
Φ	8		Φ	8	
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	11,55	cm	Sreq	12,07	cm
Fuera de 2H			Fuera de 2H		
ΦVc	11,0	Ton	ΦVc	11,0	Ton
Vg	19,14	Ton	Vg	0,00	Ton
Vs	20,11	Ton	Vs	-5,41	Ton
Φ	8	mm	Φ	8	mm
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	11,55	cm	Sreq	-42,91	cm
Smax en 2H			Viga	Exterior	Interior
d/4	13,75	cm	Zona 2H	1E Φ 10c/130	1E Φ 10c/130
8db	17,60	cm	No 2H	1E Φ 10c/170	1E Φ 10c/270
12"	30,00	cm			
Smax fuera de 2H					
d/2	27,50	cm			

Vigas del edificio IMF-R5 – Eje B

Materiales						
f_c	280	kg/cm ²				
f_y	4200	kg/cm ³				

Dimensiones			Limites de refuerzo		
b	30	cm	As min	3,5	cm ²
h	40	cm	As max	26,3	cm ²
d	35	cm			

Vano : Exterior			Vano: Interior		
L	6	m	L	5	m
Bcol	0,5	m	Bcol	0,5	m
Ln	5,5	m	Ln	4,5	m

Apoyo	1C	-	2C	2C	-	3C
Signo	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
M (T*m)	9,98	5,04	11,22	11,66	5,13	11,66
M/Φbd²f_c	0,108	0,054	0,121	0,126	0,055	0,126
ω	0,118	0,057	0,134	0,140	0,058	0,140
ρ	0,008	0,004	0,009	0,009	0,004	0,009
Asreq(cm²)	8,25	4,02	9,37	9,77	4,09	9,77

Acero superior						
Cont	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18	2Φ18
cm²	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09	5,09
Refuerzo	2Φ16	x	2Φ16	2Φ16	x	2Φ16
cm²	4,04	0	4,04	4,04	0	4,04
As	9,13	5,09	9,13	9,13	5,09	9,13

Acero inferior						
Cont	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16	2Φ16
cm²	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02
Refuerzo	x	x	x	x	x	x
cm²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
As	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02

Diseño de acero transversal					
Zona 2H	Mpr1	Mpr2	Zona 2H	Mpr1	Mpr2
$\Sigma As(cm^2)$	13,15	13,15	$\Sigma As(cm^2)$	13,15	13,15
ω	0,19	0,19	ω	0,19	0,19
Mn(T·m)	17,19	17,19	Mn(T·m)	17,19	17,19
Ln	5,50 m		Ln	4,50 m	
Ve	3,13 Ton		Ve	3,82 Ton	
Vg	7,69 Ton		Vg	8,69 Ton	
Ve _q	10,82 Ton		Ve _q	12,51 Ton	
ΦVc	6,98 Ton		ΦVc	6,98 Ton	
Vs	5,11 Ton		Vs	7,37 Ton	
Φ	8		Φ	8	
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	28,93 cm		Sreq	20,06 cm	

Fuera de 2H			Fuera de 2H		
ΦVc	7,0	Ton	ΦVc	7,0	Ton
Vg	5,40	Ton	Vg	5,52	Ton
Vs	2,05	Ton	Vs	3,14	Ton
Φ	8	mm	Φ	8	mm
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	72,06 cm		Sreq	46,99 cm	

Smax en 2H			Viga	Exterior	Interior
d/4	8,75	cm	Zona 2H	1E Φ 8c/80	1E Φ 8c/80
8db	16,00	cm	No 2H	1E Φ 8c/170	1E Φ 8c/170
12"	30,00	cm			
Smax fuera de 2H					
d/2	17,50	cm			

Vigas del edificio SMF-S – Eje 2

Materiales						
f _c	280	kg/cm ²				
f _y	4200	kg/cm ³				

Dimensiones			Limites de refuerzo		
b	40	cm	As min	9,7	cm ²
h	80	cm	As max	72,5	cm ²
d	73	cm			

Vano : Exterior			Vano: Interior		
L	9	m	L	9	m
Bcol	0,8	m	Bcol	0,8	m
Ln	8,2	m	Ln	8,2	m

Apoyo	1C	-	2C	2C	-	3C
Signo	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
M (T*m)	92,21	43,85	91,95	89,43	39,55	89,43
M/Φbd ² f _c	0,174	0,083	0,174	0,169	0,075	0,169
ω	0,201	0,089	0,200	0,194	0,080	0,194
ρ	0,013	0,006	0,013	0,013	0,005	0,013
Asreq(cm ²)	38,79	17,19	38,67	37,45	15,42	37,45

Acero superior						
Cont	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25
cm ²	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82
Refuerzo	6Φ25	x	6Φ25	6Φ25	x	6Φ25
cm ²	29,46	0	29,46	29,46	0	29,46
As	39,28	9,82	39,28	39,28	9,82	39,28

Acero inferior						
Cont	4Φ25	4Φ25	4Φ25	4Φ25	4Φ25	4Φ25
cm ²	19,63	19,63	19,63	19,63	19,63	19,63
Refuerzo	x	x	x	x	x	x
cm ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
As	19,63	19,63	19,63	19,63	19,63	19,63

Diseño de acero transversal					
Zona 2H	Mpr1	Mpr2	Zona 2H	Mpr1	Mpr2
$\Sigma As(cm^2)$	58,91	58,91	$\Sigma As(cm^2)$	58,91	58,91
ω	0,30	0,30	ω	0,30	0,30
Mpr(T^*m)	173,84	173,84	Mpr(T^*m)	173,84	173,84
Ln	8,20 m		Ln	8,20 m	
Ve	21,20 Ton		Ve	21,20 Ton	
Vg	10,12 Ton		Vg	9,77 Ton	
Ve _q	31,32 Ton		Ve _q	30,97 Ton	
ΦVc	0,00 Ton		ΦVc	0,00 Ton	
Vs	41,76 Ton		Vs	41,29 Ton	
Φ	10		Φ	10	
no. Ramal	4		no. Ramal	4	
Sreq	22,91	cm	Sreq	23,17	cm

Fuera de 2H			Fuera de 2H		
ΦVc	19,3	Ton	ΦVc	19,3	Ton
Vg	10,12	Ton	Vg	9,77	Ton
Vs	16,04	Ton	Vs	15,57	Ton
Φ	10	mm	Φ	10	mm
no. Ramal	4		no. Ramal	4	
Sreq	59,64	cm	Sreq	61,42	cm

Smax en 2H			Viga	Exterior	Interior
d/4	18,13	cm	Zona 2H	2E Φ 10c/150	2E Φ 10c/150
6db	15,00	cm	No 2H	2E Φ 10c/330	2E Φ 10c/360
6"	15,00	cm			
Smax fuera de 2H					
d/2	36,25	cm			

Vigas del edificio SMF-S – Eje B

Materiales						
f_c	280		kg/cm ²			
f_y	4200		kg/cm ³			

Dimensiones			Limites de refuerzo		
b	40	cm	As min	8,7	cm ²
h	70	cm	As max	65,0	cm ²
d	65	cm			

Vano : Exterior			Vano: Interior		
L	6	m	L	5	m
Bcol	0,5	m	Bcol	0,5	m
Ln	5,5	m	Ln	4,5	m

Apoyo	1C	-	2C	2C	-	3C
Signo	(-)	(+)	(-)	(-)	(+)	(-)
M (T⁺m)	65,94	13,72	61,94	57,26	10,85	57,26
M/Φbd²f_c	0,155	0,032	0,145	0,134	0,025	0,134
ω	0,176	0,033	0,164	0,150	0,026	0,150
ρ	0,012	0,002	0,011	0,010	0,002	0,010
Asreq(cm²)	30,44	5,80	28,38	26,01	4,57	26,01

Acero superior						
Cont	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25
cm²	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82
Refuerzo	4Φ25	x	4Φ25	4Φ25	x	4Φ25
cm²	19,63	0	19,63	19,63	0	19,63
As	29,45	9,82	29,45	29,45	9,82	29,45

Acero inferior						
Cont	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25	2Φ25
cm²	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82
Refuerzo	4Φ25	x	4Φ25	4Φ25	x	4Φ25
cm²	19,63	0,00	19,63	19,63	0,00	19,63
As	29,45	9,82	29,45	29,45	9,82	29,45

Diseño de acero transversal					
Zona 2H	Mpr1	Mpr2	Zona 2H	Mpr1	Mpr2
$\Sigma As(cm^2)$	58,90	58,90	$\Sigma As(cm^2)$	58,90	58,90
ω	0,34	0,34	ω	0,34	0,34
Mpr(T*m)	150,62	150,62	Mpr(T*m)	150,62	150,62
Ln	5,50 m		Ln	4,50 m	
Ve	27,39 Ton		Ve	33,47 Ton	
Vg	8,54 Ton		Vg	10,08 Ton	
Ve_q	35,93 Ton		Ve_q	43,55 Ton	
ΦVc	0,00 Ton		ΦVc	0,00 Ton	
Vs	47,90 Ton		Vs	58,07 Ton	
Φ	12		Φ	12	
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	12,89	cm	Sreq	10,63	cm
Fuera de 2H			Fuera de 2H		
ΦVc	17,3	Ton	ΦVc	17,3	Ton
Vg	4,13	Ton	Vg	3,72	Ton
Vs	18,96	Ton	Vs	26,53	Ton
Φ	12	mm	Φ	12	mm
no. Ramal	2		no. Ramal	2	
Sreq	32,56	cm	Sreq	23,28	cm
Smax en 2H			Viga	Exterior	Interior
d/4	16,25	cm	Zona 2H	1E Φ 12c/100	1E Φ 12c/100
6db	15,00	cm	No 2H	1E Φ 12c/320	1E Φ 12c/230
6"	15,00	cm			
Smax fuera de 2H					
d/2	32,50	cm			

Columnas del edificio SMF-R8

Conexiones								
	Tipo	α	Aj cm2	ΦVn Ton	As1 cm2	As2 cm2	Vej Ton	
Viga 2	Central	5,3	2500	188	22,81	11,4	179,6	ok
Viga 2	Perimetro	3,2	2500	114	22,81	0	119,8	No cumple
Viga B	Esquina	3,2	2500	114	5,09	0	26,7	ok
Viga B	Esquina	4	2500	142	7,63	4,02	61,2	ok

Viga	Columna fuerte - Viga debil				Esquina ΣMnc			
	As1 (cm ²)	As2 (cm ²)	ΣMnv (T*m)	Pu (T)	Mnc (T*m)	ΣMnc (T*m)	$\Sigma Mnc / \Sigma Mnv$	
1	12,51	7,6	42,70	32,42	34,19	68	1,60	Ok
1	12,51	0	27,44	16,27	31,19	62	2,27	Ok
B	7,63	5,09	17,19	16,27	31,19	62	3,63	Ok

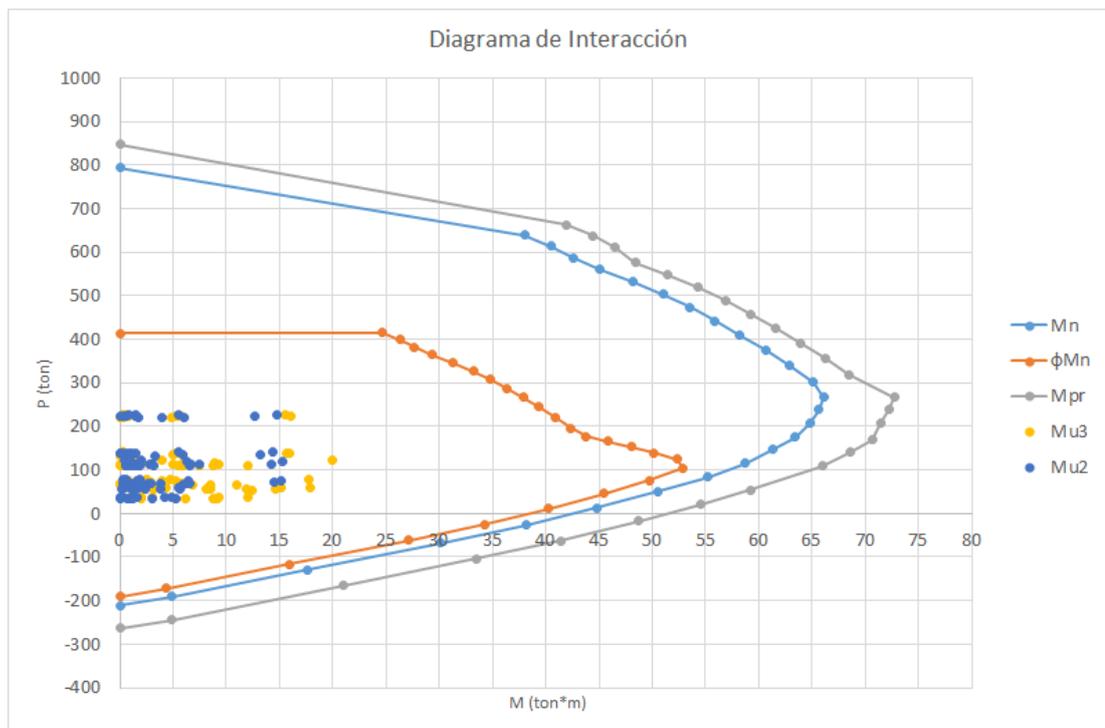


Ilustración 10: Diagrama de interacción de columnas SMF-R8.

Columnas del edificio IMF-R5

Viga	Columna fuerte - Viga debil				Central ΣMnc		$\Sigma Mnc / \Sigma Mnv$	
	As(-) (cm ²)	As(+) (cm ²)	ΣMnv (T*m)	Pu (T)	Mnc (T*m)	ΣMnc (T*m)		
2	21,48	7,6	56,70	5,3	45,87	92	1,62	Ok
B	9,13	4,04	17,21	5,3	45,87	92	5,33	Ok

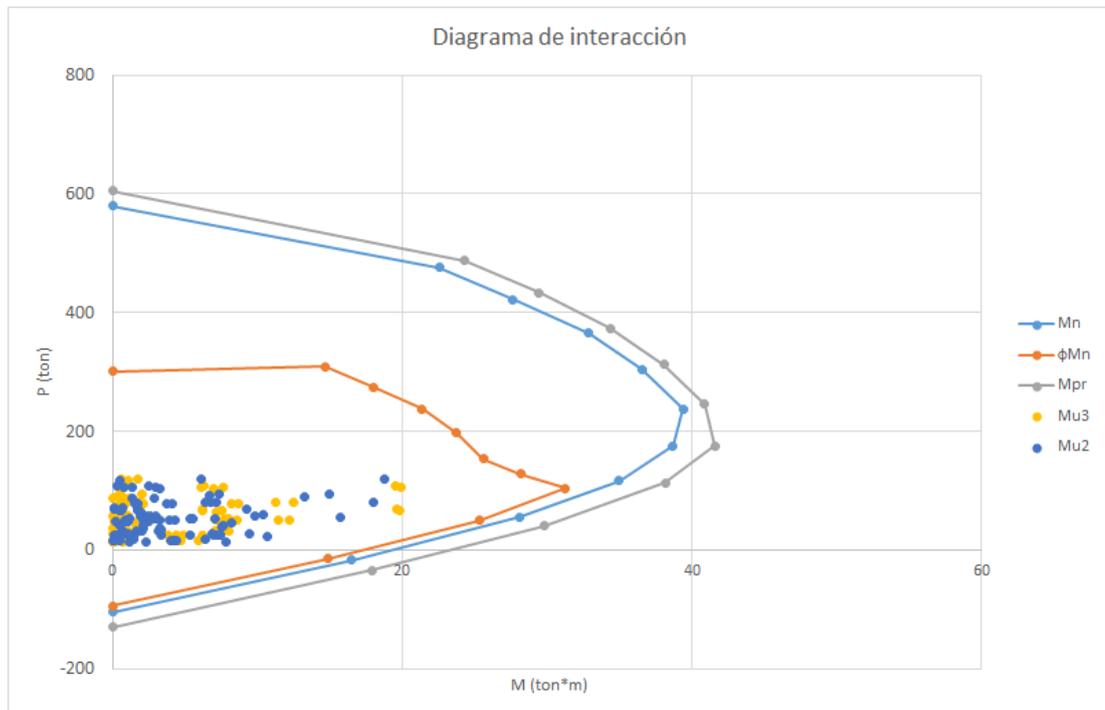


Ilustración 11: Diagrama de interacción de columnas IMF-R5.

Columnas del edificio SMF-S. Piso 1.

Viga	Columna fuerte - Viga debil				Mnc (T*m)	Central ΣMnc (T*m)	ΣMnc / ΣMnv	
	As(-) (cm ²)	As(+) (cm ²)	ΣMnv (T*m)	Pu (T)				
2	39,28	19,23	147,58	3,6	152	304	2,06	Ok
2	39,28	0	106,09	1,54	152	304	2,87	Ok
B	29,45	29,45	123,61	3,6	199,7	399	3,23	Ok

Conexiones

	Tipo	α	Aj	ΦVn	As1	As2	Vej	
			cm ²	Ton	cm ²	cm ²	Ton	
Viga 2	Central	5,3	6400	482,45	39,28	19,23	307,2	ok
Viga 2	Perimetro	3,2	6400	291,29	39,28	0	206,2	ok
Viga B	Esquina	3,2	6400	291,29	29,45	0	154,6	ok

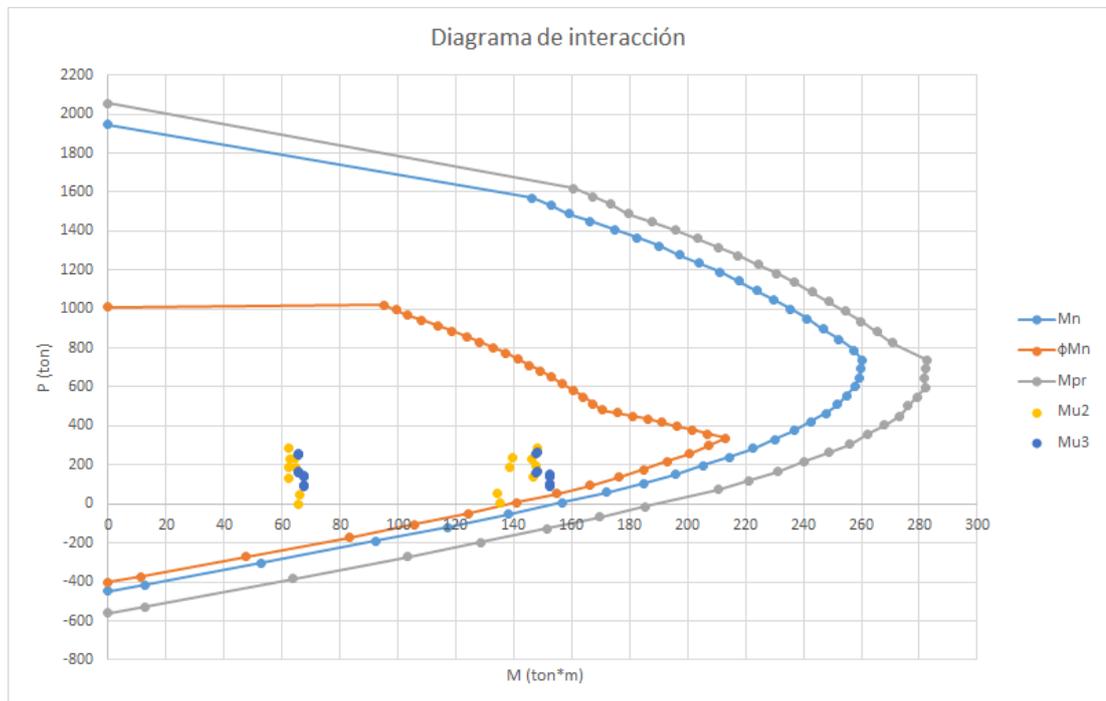


Ilustración 12: Diagrama de interacción de columnas SMF-S. Piso 1.

Columnas del edificio SMF-S. Pisos 2, 3 y 4.

Viga	Columna fuerte - Viga debil				Mnc (T*m)	Central Σ Mnc (T*m)	Σ Mnc / Σ Mnv	
	As(-) (cm ²)	As(+) (cm ²)	Σ Mnv (T*m)	Pu (T)				
2	39,28	19,23	147,58	0	105	210	1,42	Ok
2	39,28	0	106,09	0	105	210	1,98	Ok
B	29,45	29,45	123,61	0	105	210	1,70	Ok

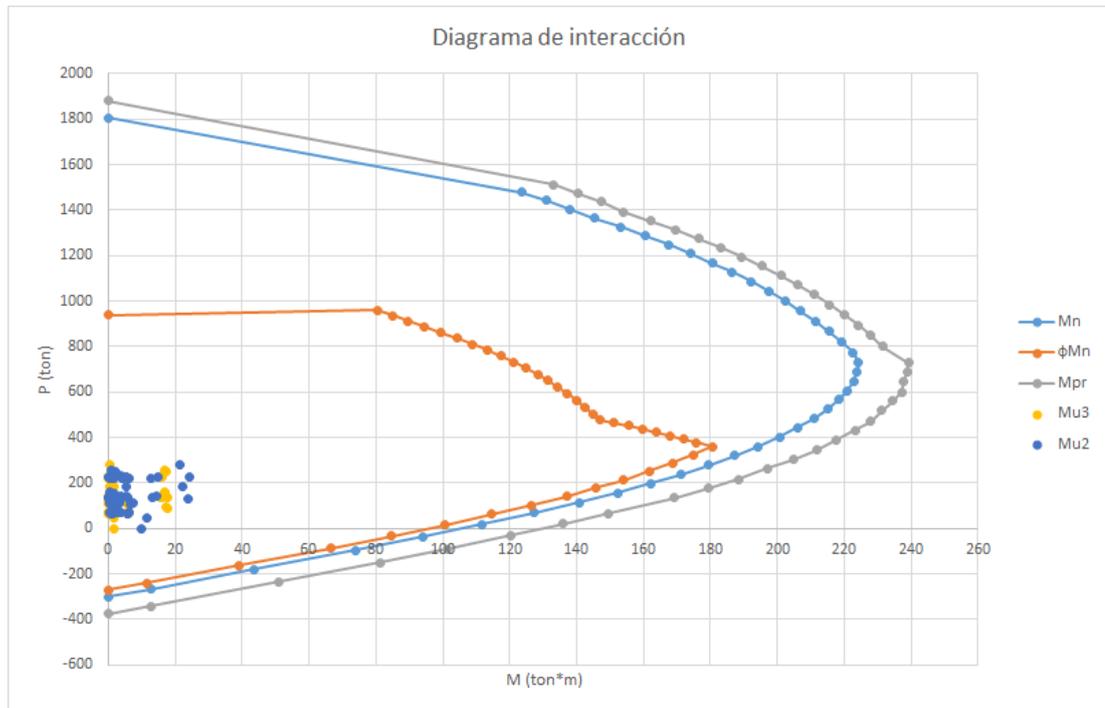


Ilustración 13: Diagrama de interacción de columnas SMF-S. Pisos 2, 3 y 4.



Presidencia
de la República
del Ecuador



Plan Nacional
de Ciencia, Tecnología,
Innovación y Saberes



SENESCYT
Secretaría Nacional de Educación Superior,
Ciencia, Tecnología e Innovación

DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Calva Mantuano, Diego Alejandro**, con C.C: # **0926049834** autor del trabajo de titulación: **Método alternativo de diseño sismo resistente en base al sismo frecuente** previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, 16 de Octubre del 2018

f. _____

Nombre: **Calva Mantuano, Diego Alejandro**

C.C: **0926049834**



Presidencia
de la República
del Ecuador



Plan Nacional
de Ciencia, Tecnología,
Innovación y Saberes



SENESCYT
Secretaría Nacional de Educación Superior,
Ciencia, Tecnología e Innovación

REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TEMA Y SUBTEMA:	Método alternativo de diseño sismo resistente en base al sismo frecuente		
AUTOR	Diego Alejandro Calva Mantuano		
TUTOR	Ing. José Andrés Barros Cabezas		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Ingeniería		
CARRERA:	Ingeniería Civil		
TÍTULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	16 de Octubre del 2018	No. DE PÁGINAS:	96
ÁREAS TEMÁTICAS:	Ingeniería de estructuras.		
PALABRAS CLAVES/KEYWORDS:	Desempeño sísmico, pórticos especiales a momentos, sismo de servicio, diseño sismo resistente.		
RESUMEN/ABSTRACT:	<p>El presente trabajo: "Método alternativo de diseño basado en el sismo de servicio", hace una comparación del comportamiento de tres edificios diseñados según diferentes tipologías estructurales: pórticos especiales a momentos, pórticos intermedios a momentos y un nuevo método basado en fuerzas sísmicas correspondientes al nivel de servicio, dejando de lado el factor de modificación de respuesta "R". Usando el software Etabs, se diseñan los edificios de 4 pisos, siguiendo los lineamientos definidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). Para el método alternativo propuesto, se establecen límites de derivas de entrepiso distintos a lo descrito en la norma, sin uso de coeficiente de amplificación "C_d". Teniendo un diseño adecuado, se procede a evaluar el desempeño de las estructuras haciendo uso del software Opensees y siguiendo las disposiciones de la norma ASCE/SEI 41-13 se realiza un análisis push over. De los datos arrojados por el análisis, se establecen puntos de comparación entre estructuras según los periodos de retorno del sismo seleccionados, en esta investigación se ha considerado el sismo servicio (Tr = 43 años) y el sismo de diseño (Tr = 475 años). Por último, se comparan las cantidades de hormigón y acero requeridos para cada uno de los diseños realizados. Se encuentra que el método alternativo propuesto es bastante superior en cuanto a desempeño en comparación a los diseños que se apegan a lo que establece la norma, pero es un diseño sobredimensionado, que excede en uso de material, significativamente a lo necesario.</p>		
ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: 0967796104	E-mail: diegocalva1906@outlook.com	
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::	Nombre: Clara Glas Cevallos		
	Teléfono: +593-4 -2206956		
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA			
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):			
Nº. DE CLASIFICACIÓN:			
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):			