



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS TIPO DE UN
AEROPUERTO**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ING. MANUEL ESPINOSA ROBLES

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. JORGE ARTURO ÁVILA RODRÍGUEZ**

MÉXICO, D.F.

MAYO 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Objetivo.....	1
1.2 El suelo de la Ciudad de México.....	1
1.3 Descripción del problema.....	3
1.4 Alcance.....	4
2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO.....	7
2.1 Análisis estructural.....	9
2.2 Requisitos de las normas de diseño del reglamento vigente	10
2.2.1 Análisis estático.....	10
2.2.2 Análisis dinámico modal espectral.....	11
2.2.3 Espectros de diseño	14
2.2.4 Marcos dúctiles	15
3. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	36
3.1 Edificio principal de la terminal.....	36
3.2 Edificio de llegadas y salidas nacionales	38
3.3 Edificio de llegadas y salidas internacionales	39
3.4 Puente que une a los edificios	40
4. PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.....	77
4.1 Tipos de pruebas	77
4.2 Resultados	78
5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES	81
5.1 Modelos estructurales.....	81
5.2 Cálculo de respuestas	83
5.2.1 Análisis por carga vertical.....	83
5.2.2 Análisis sísmico.....	84
5.3 Comparación de respuestas	87
5.3.1 Desplazamientos laterales	87
5.3.2 Distorsiones angulares de entrepiso	88
5.3.3 Fuerzas cortantes de entrepiso.....	88
5.4 Revisión de resistencias	89
5.4.1 Revisión de las vigas del puente.....	89
5.4.2 Revisión de columnas.....	98

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	276
6.1 Conclusiones	276
6.2 Recomendaciones.....	278
7. REFERENCIAS	279

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivo

A través del presente trabajo se pretende realizar la revisión estructural de un conjunto de tres edificios de un aeropuerto unidos entre sí y determinar si se encuentran dentro de los estados límite de servicio y colapso permisibles además de que las resistencias de sus elementos estructurales sean adecuadas desde el punto de vista sísmico de acuerdo a los requisitos establecidos por la normatividad vigente.

1.2 El suelo de la Ciudad de México

Una gran parte de la ciudad se encuentra desplantada sobre el fondo del ex-Lago de Texcoco, particularmente al oriente y al norte, mientras que la zona poniente se desarrolla sobre las estribaciones de la Sierra de las Cruces y la parte Sur de la ciudad se encuentra asentada sobre las lavas emitidas hace poco más de 2,500 años por el volcán Xitle. Para jerarquizar estos problemas, el área urbana se ha dividido en tres zonas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente (RCDF-2004); éstas son descritas a continuación y se muestran en la fig 1.1.

- *Zona de Lomas (Zona I)*: Está formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.
- *Zona de Transición (Zona II)*: Formada por depósitos profundos que se encuentran a 20[m] de profundidad o menos y que está constituida predominantemente por estratos y limos arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
- *Zona del Lago (Zona III)*: Integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 [m].

Las edificaciones de interés se encuentran en la Zona del Lago, particularmente, están ubicadas en lo que tiempo atrás era el Lago de Texcoco. Este se encuentra al nor-orienté de la Ciudad de México y tiene una extensión seca de aproximadamente 150 [km²], tal vez un poco más debido a las obras de desagüe que se han realizado en el Valle de México desde la época colonial. Durante la época azteca y después en el primer siglo de dominación hispana, como no había salida natural hacia otras cuencas, el agua se evaporaba y las protecciones de las áreas urbanas se realizaban mediante diques de tierra. A raíz de la inundación de la capital en el año de 1604, Enrico Martínez construyó el túnel de Nochistongo, el cual se transformó años más tarde en el tajo del mismo nombre, a consecuencia de derrumbes que obstruyeron el túnel y a fines del siglo antepasado se abrió el túnel de Tequisquiác, también alimentado por el Gran Canal de Desagüe que conecta el drenaje de la ciudad a la cuenca del río Moctezuma, después se pondría en operación el segundo túnel de Tequisquiác alimentado por el mismo Gran Canal y después se realizaría la construcción del Emisor Profundo cuya capacidad es de 200 [m³/s] que junto con el actual Túnel Emisor Oriente la finalidad es conducir las aguas negras y pluviales fuera del Valle de México.

1.3 Descripción del problema

Con la descripción hecha es posible imaginar los problemas de cimentación que pueden presentar las estructuras desplantadas en la capital del país, especialmente en la Zona de Transición y la Zona del Lago, ya que la naturaleza del suelo sobre el que esta cimentada la estructura modifica la respuesta sísmica de la misma debido a diferentes causas, como pueden ser la amplificación local de las ondas sísmicas que se transmiten a través del terreno ya que no es los mismo que estas pasen a través de un suelo rocoso a que lo hagan por medio de un suelo lacustre, sin duda alguna en el segundo se amplificarán de manera importante y provocarán la alteración del movimiento del terreno. En la Ciudad de México y particularmente en la Zona del Lago, el suelo modifica de manera importante la respuesta sísmica de las estructuras debido a las arcillas altamente compresibles y su gran relación de vacíos. Teóricamente en el Distrito Federal no deberían suceder sismos de grandes magnitudes ya que se encuentra dentro de la zona “B”, según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (ver fig 1.2), zona donde no se presentan sismos intensos de acuerdo con la regionalización sísmica del país; sin embargo el suelo existente en la ciudad provoca que las ondas sísmicas no continúen su trayectoria como lo harían en un suelo firme, al contrario, quedan retenidas en cierta forma por las características del terreno e intensifican el movimiento del mismo, este fenómeno es conocido como “efecto gelatina” y es la razón de los fuertes sismos que se tienen principalmente en la Zona del Lago y en menor medida, la Zona de Transición.

Los edificios que se revisan en este trabajo se encuentran precisamente en la Zona del Lago, particularmente la Zona IIIId (ver fig 5.25) por lo que a menos que la cimentación elegida se apoye en el estrato resistente, las estructuras se hundirán junto con el suelo donde se encuentran. Como se describe en el capítulo tres, la cimentación de dos edificios del conjunto (edificio de llegadas y salidas nacionales y edificio de llegadas y salidas internacionales) es por medio de pilotes de fricción cuya finalidad es que las estructuras desplantadas en dicho suelo tengan hundimientos de manera uniforme junto con este, en cambio el tercer edificio (edificio Terminal) posee un cimentación a base de pilas de punta con capacidad de penetración, es decir, está apoyada hasta el estrato resistente del suelo y mientras este se hunde, el edificio se mantiene en su nivel inicial. Los edificios del conjunto se encuentran unidos en sus extremos a través de un puente (ver figs 3.28 a 3.31) por lo que debido a los hundimientos presentes en la zona la estructura del puente ha comenzado a sufrir problemas generando algunos más en elementos arquitectónicos como las fachadas y cristales que tienen los edificios en la parte donde se unen, actualmente en dicho puente se han tenido que colocar rampas para que los usuarios puedan transitar sin problema alguno. Estos sucesos han generado preocupación por parte de la dependencia que se encarga del funcionamiento del conjunto, por esta razón, en este trabajo se revisa la seguridad estructural de los edificios que componen el aeropuerto en cuestión, asegurándose que las estructuras

tengan la rigidez suficiente para soportar las acciones accidentales inducidas en caso de sismo además de que las resistencias de sus elementos sean adecuadas.

1.4 Alcance

Para lograr el objetivo establecido en el presente trabajo se hizo uso del programa de computadora ETABS, el cual permite modelar estructuras tipo edificio de forma tridimensional para realizar el análisis estructural y en su caso, diseñar los elementos estructurales que la componen. Con el fin de conocer el comportamiento de la estructura, se realizó un primer análisis por carga vertical y el segundo por cargas accidentales es decir, aquellas producidas debido a los sismos; en el segundo análisis fue necesario elaborar el espectro de diseño del Apéndice A para un periodo dominante del suelo $T_s = 3.5$ s, similar al del sitio de interés, para finalmente obtener las respuestas globales como cortantes basales, desplazamientos y distorsiones así como los elementos mecánicos correspondientes de las combinaciones de cargas más desfavorables. En la revisión se verifica que los edificios cumplan con los estados límite de servicio y de colapso, ante los efectos de las acciones gravitacionales y sísmicas a las que está expuesta cada una de las estructuras de interés. Todo lo anterior se hizo considerando las especificaciones del RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo), basándose en el Apéndice A de estas últimas, en el caso de resistencias, se consultaron las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto y estructuras Metálicas (NTC-Concreto y NTC-Metálicas).

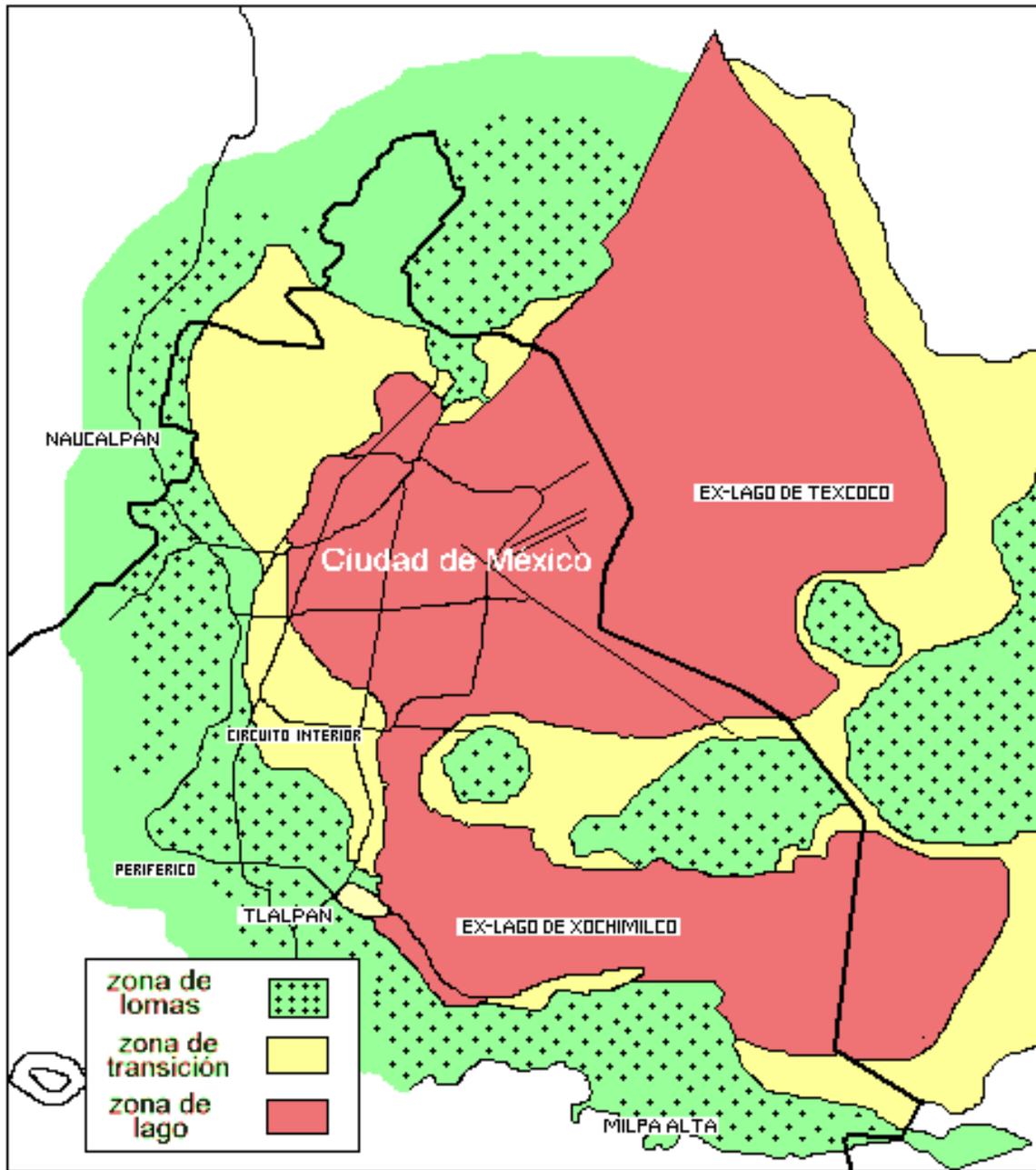


Figura 1.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México de acuerdo a las NTC-Cimentaciones del RCDF-2004



Figura 1.2 Zonificación sísmica de México, según el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad

2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

En distintos países alrededor del mundo la principal causa de daños y colapsos de edificios son los sismos, México y algunos estados como Guerrero, Oaxaca, Chiapas y el Distrito Federal no son la excepción, este último ha sido descrito en el capítulo uno debido al suelo tan particular que existe en la zona, por ello es necesario definir las acciones de diseño que deben considerarse ante estos fenómenos, para esto, la selección de una estructuración adecuada es muy importante ya que esta deberá soportar las acciones accidentales inducidas por dichos fenómenos, cuidando además de aquellos elementos no estructurales tales como acabados e instalaciones, también deben tomarse en cuenta aspectos de seguridad así como económicos de tal manera que se alcance el primero sin superar el presupuesto disponible en el segundo. Por esta y otras razones, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal actual (RCDF-2004) establece en sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) los requisitos mínimos que debe cumplir una estructura en cuestiones de seguridad.

Para obtener la respuesta de la estructura existen métodos con distintos grados de refinamiento, los cuales van desde un análisis estático que idealiza una serie de fuerzas equivalentes aplicadas a la estructura, hasta un análisis dinámico que simula los movimientos a los que estará sujeta la base de la misma. Con las acciones accidentales definidas y cuantificadas es posible realizar entonces un análisis estructural y en caso de obtener un comportamiento adecuado con el predimensionamiento considerado se puede realizar finalmente el dimensionamiento y en su caso, detallado de los elementos que formarán el sistema estructural. De acuerdo a las características que presente el terreno y el tipo de proyecto que pretende realizarse será el sistema estructural elegido, sin embargo, de manera general es recomendable que en un suelo firme no se construya una estructura rígida y en un suelo compresible o blando no se construya una flexible con el fin de alejar lo mayor posible el periodo de vibración que tiene el suelo de aquel que presentará la estructura y así evitar el fenómeno de resonancia. Durante todo el proceso de diseño se debe tener en cuenta que aún

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

existe un gran grado de incertidumbre al momento de evaluar las fuerzas sísmicas y como los esfuerzos que desarrollen los elementos estructurales elegidos dependen en gran medida de la geometría y características del material usado además de la forma del sistema estructural es imposible diseñar estructuras que soporten los sismos sin presentar daño alguno ya que se excedería definitivamente el presupuesto establecido, por ello la mayoría de los reglamentos existentes, incluyendo el del Distrito Federal tienen la siguiente filosofía de diseño en cuanto a sismos se refiere:

- El sistema estructural no deberá presentar daños ante los sismos de baja intensidad que ocurran durante la vida útil de la estructura.
- Ante sismos de intensidad moderada pueden presentarse daños en elementos no estructurales, es decir, la estructura deberá permanecer intacta.
- Durante sismos intensos se permiten daños estructurales y no estructurales siempre y cuando no se presente el colapso de la estructura.

Por lo anterior, la ductilidad de los materiales empleados es muy importante porque es a través de esta que se logran disipar grandes cantidades de energía por medio de las deformaciones, hay que recordar que la ductilidad es la capacidad de un material para deformarse más allá de su límite de fluencia, teniendo en cuenta lo anterior las siguientes recomendaciones han sido de gran utilidad para evitar el colapso de las estructuras:

- Evitar en lo mayor posible las irregularidades en la geometría de la estructura, en las cargas, resistencias y rigideces en cada planta.
- Evitar los cambios bruscos de resistencias y rigideces en la elevación de la estructura.
- Los sistemas estructurales empleados deberán contar con el número necesario y distribución adecuada de elementos resistentes en planta.
- Emplear elementos rigidizantes que limiten los desplazamientos laterales además de las concentraciones de carga en cimentación.
- Los elementos que compongan el sistema estructural y sus conexiones deberán tener una ductilidad adecuada que en caso de presentarse el sismo de diseño les permita disipar energía a través de las deformaciones.
- En caso de presentarse una falla en algún elemento esta será del tipo “viga débil columna fuerte”, las columnas son elementos estructurales que por ningún motivo deben de fallar.
- Recientemente se ha optado por emplear elementos que reduzcan la respuesta que presenta la estructura ante los sismos, estos elementos disipan la energía de alguna manera, por ejemplo, amortiguadores.

- Considerar que el costo en el incremento de la seguridad en la estructura normalmente será menor y se ganará mucho más en comparación con otros conceptos tales como instalaciones, acabados, entre otros.

La fig 2.1 muestra algunas configuraciones de sistemas estructurales que no son recomendables al momento de diseñar.

2.1 Análisis estructural

Con el análisis estructural realizado se obtuvieron los esfuerzos en todos los elementos estructurales que componen cada uno de los edificios del conjunto aeroportuario, dichos elementos tales como vigas y columnas se modelaron de acuerdo a la información proporcionada por la dependencia correspondiente considerando las irregularidades en planta y elevación así como los cambios de masa y rigidez por cada nivel que compone a los edificios. Los elementos estructurales que en su mayoría trabajan como sección compuesta, especialmente las columnas, se modelaron con secciones equivalentes que tomen en cuenta la participación de ambos materiales definiendo así las propiedades mecánicas como el momento de inercia y módulo de elasticidad de cada elemento. Para las cargas gravitacionales (cargas verticales) se consideraron las cargas muertas y vivas que establece el RCDF-2004 además de aquellas proporcionadas en la memoria de cálculo correspondiente que incluyen acabados, instalaciones y de ser el caso, elementos de fachadas.

De manera general, al realizar un análisis sísmico las estructuras deben idealizarse de tal manera que se simplifique y facilite el cálculo de su respuesta, esto implica considerar únicamente aquellas variables que serán de gran importancia en la respuesta que se obtenga, por esta razón en el modelo matemático tridimensional elaborado para cada edificio y en el del conjunto se consideraron tres grados de libertad, dos de traslación perpendiculares entre sí y uno de rotación tomando como referencia el eje vertical, además si el sistema de piso posee dimensiones de tal manera que contribuyan en la respuesta estructural debe considerarse e idealizarse como un diafragma rígido con los grados de libertad mencionados anteriormente, debido a las características que poseen las estructuras de los edificios analizados estas consideraciones fueron tomadas en cuenta.

Además, en el método de análisis dinámico es necesario idealizar la estructura como un sistema de masas y resortes con rigidez lateral así como amortiguadores, de esta manera el cálculo de la respuesta que tendrá la estructura ante las cargas laterales definidas se simplifica, para ello es necesario considerar además que el peso correspondiente a cada nivel se concentra en el centro de masa del mismo y en la rigidez estructural interviene cada elemento de la estructura. La fig 2.2 ilustra la representación de un edificio de varios grados de libertad en la manera que ha sido descrita.

Con el modelo matemático y las cargas definidas se realizó finalmente el análisis estructural correspondiente considerando las estructuras dentro del grupo “A”, es decir, estructuras importantes, las cuales en caso de sucesos catastróficos no deben colapsar y tienen que seguir operando ya que su funcionamiento es de gran importancia debido al tipo de actividades que en ellas se desarrollan. En el análisis realizado se revisó la rigidez que presenta cada edificio ante cargas laterales para condiciones de servicio y condiciones de colapso a través de las distorsiones angulares que resultaron del modelo matemático elaborado, estas se compararon con los límites permisibles que establece el reglamento vigente, se revisaron además las resistencias de los elementos estructurales más esforzados y los resultados obtenidos se presentan en el capítulo cinco.

2.2 Requisitos de las normas de diseño del reglamento vigente

Como se ha mencionado existen distintos métodos a través de los cuales puede obtenerse la respuesta de una estructura ante los sismos, en este trabajo se describen dos de los más utilizados, el análisis por el método estático y por el método dinámico modal espectral.

2.2.1 Análisis estático

Este método consiste en aplicar a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente a la acción sísmica, de esta manera, uno de sus objetivos es determinar la fuerza lateral total o cortante en la base de la estructura a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad para después distribuir la fuerza cortante determinada en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura suponiendo que esta vibra esencialmente en su primer modo natural. La fuerza cortante en la base se determina a través de la siguiente ecuación:

$$V_b = C_s W_0$$

donde:

V_b : Cortante basal

C_s : Coeficiente sísmico

W_0 : Peso total de la estructura

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

De la ecuación anterior puede verse que el coeficiente sísmico o coeficiente de cortante basal, C_s , es el cociente del cortante basal entre el peso total de la estructura, la base de la estructura será el nivel a partir del cual los desplazamientos de la estructura son significativos respecto al nivel de terreno donde esta se desplanta.

A través del método estático se pretende analizar la estructura con un sistema de fuerzas estáticas laterales aplicadas a los centros de masa de cada nivel de la estructura, la distribución de las fuerzas aplicadas es lineal en la altura del edificios, comenzando en la base con un valor de cero como se muestra en la fig 2.3.

Las fuerzas concentradas aplicadas a las masas de cada nivel pueden calcularse con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{c_s}{Q} \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) W_0$$

donde:

C_s : *Coeficiente sísmico*

Q : *Factor de comportamiento sísmico*

W_i : *Peso del nivel i*

W_0 : *Peso total*

h_i : *Altura del nivel i con respecto al nivel de desplante*

Para finalizar con este método de análisis, debe mencionarse que las NTC-Sismo del reglamento vigente permiten sus uso en edificios cuyo sistema sea regular de hasta 30 [m] de altura y 20 [m] para aquellas estructuras irregulares, ubicadas en la Zona de Transición y Zona del Lago (II y III), para estructuras ubicadas en la Zona de Lomas (I) los límites se amplían a 40 [m] y 30 [m] respectivamente.

2.2.2 Análisis dinámico modal espectral

Este método es mucho más sofisticado que el análisis estático y de manera general es un procedimiento para el análisis dinámico de estructuras sujetas a sismos que se reduce a una serie de análisis estáticos. Para cada modo considerado, el análisis estático de la estructura sujeta a las fuerzas sísmicas da como resultado una respuesta estática modal que

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

debe ser multiplicada por la ordenada espectral de pseudo-aceleración para obtener la respuesta dinámica, este análisis necesita de las propiedades vibratorias de la estructura, tales como las frecuencias naturales, modos de vibrar y relaciones de amortiguamiento además de las características dinámicas de vibración del sitio que se incluyen en los espectros de diseño, en el caso del RCDF-2004, el amortiguamiento considerado dentro la construcción de sus espectros es del cinco por ciento.

Considérese una estructura de tres grados de libertad como la mostrada en la fig 2.2, la ecuación de equilibrio dinámico está dado por la ecuación:

$$F_I + F_R + F_A = 0$$

donde:

$$F_I = M\ddot{u}_T$$

$$F_R = Ku$$

$$F_A = C\dot{u}$$

F_I , F_R y F_A se refieren al vector de fuerzas de inercia, el vector de rigidez y el vector de amortiguamiento, por otro lado, M , K y C son las matrices de masas, rigidez y amortiguamiento; \ddot{u}_T es el vector de aceleraciones totales, u el vector de desplazamientos y \dot{u} el vector de velocidades. Adicionalmente, el vector de aceleraciones se plantea por medio de la siguiente ecuación:

$$\ddot{u}_T = \ddot{u}_0 + \ddot{u}$$

donde:

\ddot{u}_0 : vector de aceleraciones en la base

\ddot{u} : vector de aceleraciones relativas de cada una de las masas

Finalmente, la ecuación de equilibrio en forma matricial resulta:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_0$$

si se quiere resolver la ecuación diferencial se debe resolver primero para el caso de vibración libre considerando que el amortiguamiento es nulo, esto permite determinar los periodos de

vibración y formas modales con una buena aproximación, por lo que la ecuación de equilibrio se reduce a:

$$M\ddot{u} + Ku = 0$$

Si ahora suponemos que a la estructura se le induce un impulso y que no existe amortiguamiento, esta vibrará libremente adoptando una configuración de desplazamientos que se denomina forma modal y una frecuencia particular para cada modo, la estructura tendrá tantos modos como grados de libertad posea, en este caso, se tienen tres grados de libertad por lo que el número de modos de vibrar será el mismo, estos se presentan en la fig 2.4, donde el periodo de vibración mayor será siempre el correspondiente al modo número uno y estos disminuyen conforme se van presentando, es decir, $T_1 > T_2 > T_3$, en este caso, el primer modo de vibrar se conoce como modo fundamental y una de sus características principales, además de ser el mayor de todos, es que cuando este se presenta la estructura no presenta algún punto de inflexión y tiene la frecuencia más baja, conforme aumentan los modos de vibrar, además de disminuir el periodo correspondiente a cada uno, la frecuencia y puntos de inflexión aumentan.

Los distintos valores de frecuencia natural circular (ω) que corresponden a cada modo natural de vibración pueden encontrarse como se describe a continuación. En vibración libre el movimiento armónico simple se expresa como:

$$u = a \operatorname{sen} \omega t$$

donde a representa la amplitud de vibración, de forma matricial u es un vector de desplazamientos y a un vector de constantes de amplitud por lo que resulta:

$$\ddot{u} = -\omega^2 a \operatorname{sen} \omega t$$

y sustituyendo en la ecuación de equilibrio reducida se obtiene:

$$Ka - \omega^2 Ma = 0$$

finalmente para que a sea diferente de cero se debe obtener el determinante, entonces resulta:

$$|Ka - \omega^2 M| = 0$$

que es la ecuación a través de la cual se pueden encontrar los valores de las frecuencias correspondientes a los modos naturales de vibrar de la estructura. No se debe perder de vista que lo que interesa es conocer la respuesta del sistema del sistema de varios grados de libertad ante una excitación sísmica que se impone en su base, al aplicar una excitación, cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad y la respuesta total será la combinación de respuestas independientes de cada modo multiplicada por un factor de participación. En el caso de los desplazamientos, estos se obtendrán como la suma de las participaciones de cada modo a dicho desplazamiento, esto se representa por medio de la siguiente ecuación:

$$u_i = \sum_{n=1}^N \Phi_{in} y_{in}(t)$$

donde:

y_{in} : desplazamiento en el nivel i del modo n en el instante " t "

Φ_{in} : el factor que define la escala a la que interviene el modo " n " en el movimiento del nivel " i "

Una vez conocidos los desplazamientos correspondientes a cada modo, los esfuerzos internos tales como momentos flexionantes, fuerzas cortantes y axiales se pueden determinar multiplicando la matriz de rigideces por los desplazamientos obtenidos.

2.2.3 Espectros de diseño

Como se mencionó al principio de este capítulo, el RCDF-2004 en sus NTC-Sismo plantea como objetivo el diseño de estructuras que se comporten adecuadamente ante cualquier tipo de sismo y en caso de que se presente el sismo de diseño, la estructura sufra daños sin llegar al colapso, esto se logra a través de la disipación de energía por medio de la ductilidad de los materiales empleados, especialmente el acero, con esto además de diseñar

una estructura segura se tendrá una estructura económicamente viable. Los espectros para diseño sísmico que establecen estas normas están divididos en dos partes, el Cuerpo Principal (CP) y el Apéndice A (AA), cada uno con distintos criterios de análisis que dan como resultado esfuerzos y desplazamientos a través de los cuales se puede evaluar la seguridad del sistema estructural elegido. El primero puede ser aplicado en estructuras desplantadas en todas las zonas sísmicas de la Ciudad de México (Zona de lomas o Zona I, Zona de transición o Zona II y Zona del lago o Zona III) mientras que el segundo es permitido únicamente en estructuras desplantadas en las Zonas II y III. La fig 2.5 muestra los espectros de diseño elásticos (espectros sin reducir) que plantea el CP de las NTC-Sismo. Para construir los espectros que plantea el AA deben considerarse los efectos de sitio además de la interacción suelo estructura, estos espectros dependen del periodo dominante del sitio donde se desplantará la estructura (T_s).

Las consideraciones para el CP son distintas a aquellas del AA, por ejemplo, tanto para la revisión de desplazamientos laterales y reducción de fuerzas sísmicas, el AA involucra un factor de sobrerresistencia que el CP no, debido a esto, cada uno establece límites permisibles en cuanto a condiciones de servicio se refiere. El AA define además límites permisibles para condiciones de colapso que el CP no involucra, en este trabajo el análisis se hizo de acuerdo a lo establecido en el AA y como límite permisible para las distorsiones angulares de entrepiso en condiciones de servicio se tomó 0.004 mientras que para condiciones de colapso se tomó el valor de 0.03 como lo establecen las NTC-Sismo del RCDF-2004. La tabla 2.1 muestra los límites permisibles en condiciones de colapso que se deben tomar en distintas estructuras según el sistema estructural que presenten, se marca en amarillo el límite mencionado para este trabajo.

2.2.4 Marcos dúctiles

El reglamento vigente permite hacer reducciones de las fuerzas sísmicas para fines de diseño si es que la estructura tiene la suficiente capacidad para disipar energía a través de deformaciones inelásticas como se ha venido mencionando, en estos casos, el factor de comportamiento sísmico (Q) tiene una gran importancia ya que entre mejor sea la capacidad de disipar energía de una estructura, este factor puede llegar a alcanzar valores mayores. En reglamentos pasados el factor de comportamiento sísmico podía ser tomado con un valor máximo de seis, sin embargo, estos han ido mejorando y de acuerdo a experiencias y estudios realizados el valor máximo que puede tomar actualmente es de cuatro en el RCDF-2004. Para los valores de uno y dos, el reglamento no exige los mismos requisitos que para factores de comportamiento sísmico mayores ya que la reducción de fuerzas sísmicas no es tanta en comparación con los valores de tres y cuatro considerados para marcos dúctiles, en estos caso, el reglamento se vuelve más exigente ya que se debe de tener la certeza suficiente

de que la disipación de energía se logrará a través de articulaciones plásticas formadas preferentemente en la uniones de las vigas y columnas y de ser el caso en alguna parte del claro de la viga, por ningún motivo es recomendable que se forme una articulación plástica en una columna ya que es un elemento que no debe fallar y en caso de suceder su reparación resulta muy difícil, también es importante asegurarse que por ningún motivo se presenten fallas de tipo frágil. A continuación se mencionan los requisitos generales que se establecen en las NTC-Concreto y NTC- Metálicas para el diseño de este tipo de estructuras en las cuales se opte por usar los factores de comportamiento $Q=3$ y $Q=4$.

2.2.4.1 Requisitos en estructuras de concreto

Todos los elementos involucrados en la estructura de aquellos en la cimentación hasta los de la superestructura e incluso elementos no estructurales deberán considerarse para realizar el análisis ante cargas sísmicas.

Materiales

Los materiales empleados deberán cumplir con los siguientes requisitos mencionados a continuación:

- Concreto: $f'_c \geq 250 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$
- Acero: $f_y \leq 4200 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$

El uso de aceros de alta resistencia no está permitido ya que tienen menor ductilidad, el acero empleado deberá tener una fluencia definida, la fig 2.6 muestra la gráfica esfuerzo-deformación que debe presentar el acero de refuerzo empleado.

Traslapes en vigas

Las uniones por medio de traslapes en las trabes se permiten únicamente si en esa longitud se suministran estribos cerrados con una separación máxima de 10 [cm] o bien, el peralte de la viga entre cuatro, $d/4$. Los traslapes no se permiten dentro de los nudos, tampoco en una distancia $2h$ del paño de apoyo y en zonas de articulaciones plásticas. La fig. 2.7 muestra las zonas de traslapes que permite en reglamento en el claro de una viga.

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

Traslapes en columnas

En el caso de estos elementos las uniones por medio de traslapes se permiten únicamente en la mitad central de la columna, los estribos tendrán la menor de las siguientes separaciones máximas:

1. $S_{m\acute{a}x} = \frac{c_{m\acute{i}n}}{4}$
2. $S_{m\acute{a}x} = 6d_{blong}$
3. $S_{m\acute{a}x} = 10 [cm]$

En las ecuaciones anteriores, $c_{m\acute{i}n}$ es el lado menor de la columna, y d_{blong} el diámetro de la barra longitudinal de refuerzo. La fig 2.8 ilustra la zona de traslapes aceptados en columnas.

Elementos sometidos a flexión

En estos elementos se deberá cumplir que:

$$P_u \leq \frac{A_g f'_c}{10}$$

Los elementos que se encuentren bajo este tipo de esfuerzos deberán cumplir también los siguientes requisitos geométricos:

1. $L \geq 4d$
2. $b \geq \frac{h}{3}$
3. $b \geq \frac{L}{30}$
4. $25 [cm] \leq b \leq \text{el ancho de la columna}$

En los requisitos anteriores “ L ” es el claro de la viga, “ d ” el peralte efectivo y “ b ” el ancho de la viga.

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

El refuerzo longitudinal debe suministrarse en ambos lechos (superior e inferior) cumpliendo con el área de acero mínima o bien, con al menos dos barras del número cuatro.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad \text{ó} \quad 2 \text{ varillas del \#4}$$

El refuerzo longitudinal trabajando en tensión no deberá exceder el 2.5% además, en los paños de unión entre vigas y columnas el momento resistente positivo deberá ser al menos el 50% del momento resistente negativo y en cualquier parte del claro de la viga el acero de refuerzo suministrado deberá ser al menos el 25% del momento resistente de los extremos (ver fig 2.9), esto es:

- En los extremos: $M_R^+ \geq 0.5M_R^-$
- En cualquier parte del claro: $M_R^{+/-} \geq 0.25M_{R_{máx}}$ en los extremos

Refuerzo por cortante en vigas

En este caso el reglamento propone dos métodos que se describen a continuación:

- Determinar la fuerza cortante de diseño V_u mediante la suma de los momentos resistentes $M_{R(+)}$ y $M_{R(-)}$ en los extremos del claro dividiendo este resultado entre la distancia libre entre apoyos sumando además la cortante última de cargas gravitacionales considerando un $F_R=1$ y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo como $f_s=1.25f_y$. Esto se presenta en la fig 2.10.
- La fuerza cortante de diseño obtenida a partir de un análisis elástico puede ser usada si se le asigna un factor de resistencia F_R de 0.6 en vez de 0.8.

La fuerza cortante resistente del concreto VCR deberá considerarse nula en zonas de extremos y donde se prevé fluencia del refuerzo si se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

- $P_u < \frac{A_g f'_c}{20}$
- El cortante de diseño por sismo calculado en función de los momentos resistentes en los extremos es la mitad o más de la fuerza cortante total en esas zonas, es decir, $V_s \geq 0.5V_u$.

Respecto al refuerzo transversal, en cada extremo del elemento a una distancia $2d$ a partir del paño del nudo y en una distancia $2h$ donde se prevé la formación de una articulación plástica, el primer estribo deberá colocarse a 5 [cm] del paño de apoyo y la separación de estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:

$$s \leq \begin{cases} 0.25d \\ 8\Phi \text{ de la barra longitudinal más delgada} \\ 24\Phi \text{ del estribo} \\ 30 \text{ [cm]} \end{cases}$$

En cualquier otra zona que no se encuentre en las mencionadas anteriormente a separación de estribos máxima será de $0.5d$, de esta manera se pretende lograr que en ninguna parte del claro del elemento la separación sea mayor que la requerida por la fuerza cortante última además de asegurar la formación de articulaciones plásticas ya que un buen confinamiento del concreto conduce a el tipo de fallas deseadas, las dúctiles. La fig 2.11 resume los puntos mencionados en esta parte.

Refuerzo por flexocompresión en columnas

Los requisitos geométricos que deben cumplir este tipo de elementos son:

- $A_g \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$
- $\frac{H}{b_{\min}} \leq 15$
- $\frac{b_{\min}}{b_{\max}} \geq 0.4$

- $b_{\min} \geq 30 [cm]$

En las ecuaciones anteriores A_g representa el área de la sección transversal, H la altura libre y b las dimensiones de la sección transversal.

Después de haber verificado los requisitos geométricos, se debe verificar la resistencia a flexión, el reglamento propone dos procedimientos, el primero dice que la suma de momentos resistentes en las columnas calculados al paño de la unión sean cuando menos 1.5 veces la suma de momentos resistentes de las vigas calculados también al paño de la unión, en el caso de que las articulaciones plásticas se presenten en lugares alejados del paño de unión el valor se reduce a 1.2, es decir:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.5 \sum M_{Rv} \rightarrow \text{Articulación plástica en el paño de unión}$$

$$\sum M_{Rc} \geq 1.2 \sum M_{Rv} \rightarrow \text{Articulación plástica alejada del paño de unión}$$

El segundo procedimiento llamado también procedimiento optativo dice que para las combinaciones de carga muerta más carga viva y carga accidental las columnas pueden diseñarse con los elementos mecánicos obtenidos del análisis siempre y cuando se utilice un factor de resistencia F_R de 0.6.

El refuerzo longitudinal se limita a los siguientes requisitos:

- $A_{s_{\min}} = 0.01b_1b_2$
- $A_{s_{\max}} = 0.04b_1b_2$
- Se permiten únicamente paquetes de dos barras.

Refuerzo por cortante en columnas

En el caso de la resistencia a fuerza cortante, la fuerza cortante de diseño deberá determinarse también en función de la suma de los momentos resistentes en los extremos de la columna entre el claro libre, o bien, como procedimiento optativo se podrá usar la fuerza cortante resultante del análisis estructural si se usa un factor de resistencia F_R de 0.5.

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

Para el refuerzo transversal o refuerzo por tensión diagonal (fuerza cortante) se permiten como mínimo estribo del número 3, además se toma una zona de confinamiento en la que podrían formarse articulaciones plásticas (l_c), la longitud de esta zona no deberá ser menor que alguno de los valores siguientes:

$$l_c \geq \begin{cases} b_{m\acute{a}x} \\ \frac{H}{6} \\ 60[cm] \end{cases}$$

La separación máxima de estribos en esta zona no deberá exceder ninguno de los siguientes valores:

$$s \leq \begin{cases} \frac{b_{m\acute{i}n}}{4} \\ 6\phi_{b\text{long}} \\ 10 [cm] \end{cases}$$

Para núcleos circulares la relación volumétrica del zuncho ($\rho_s=4A_e/sd$) deberá ser mayor que los siguientes valores:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}}$$
$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

Mientras que en núcleos rectangulares el área mínima de refuerzo transversal en cada dirección deberá ser mayor que:

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} s b_c \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} s b \end{cases}$$

donde:

A_{sh} : es la suma de áreas de estribos y grapas

b_c : es la dimensión del núcleo normal al refuerzo de área A_{sh}

Los requisitos mínimos para el refuerzo en columnas se resumen en la fig 2.12.

2.2.4.2 Requisitos en estructuras de acero

Al igual que para estructuras de concreto, si en una estructura de acero se pretende utilizar un factor de comportamiento sísmico mayor a dos, esta deberá cumplir con una serie de requisitos mínimos que aseguren que dicha estructura tendrá la capacidad suficiente para resistir las acciones accidentales a las que estará sometida, a continuación se presentan los requisitos generales que establece el reglamento para estos fines.

Tipos de secciones

El reglamento establece cuatro tipos de secciones de acuerdo a sus relaciones ancho grueso, estas secciones pueden ser usadas con distintos factores de comportamiento sísmico, la tabla 2.2 muestra y describe los tipos de secciones existentes mientras que la tabla 2.3 establece las ecuaciones necesarias para determinar qué tipo de sección se tiene.

Materiales

La gráfica esfuerzo deformación del acero deberá tener una zona de cedencia correspondiente a un alargamiento máximo no menor de uno por ciento, seguido de una zona de endurecimiento por deformación y el alargamiento correspondiente al esfuerzo de ruptura no deberá ser menor de 20 por ciento. Para ilustrar este comportamiento puede tomarse como referencia la fig 2.6.

Flexión en vigas

Los marcos dúctiles tienen la capacidad de formar articulaciones plásticas, estas se deben formar preferentemente en elementos que trabajen a flexión y en caso de suceder, el

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

elemento debe mantener su resistencia en dichas articulaciones, por ellos se permiten únicamente secciones tipo uno.

Se considera que un elemento estructural trabaja únicamente a flexión cuando trabaja predominantemente ante esta acción, para ellos la carga axial deberá ser menor que el diez por ciento de la fuerza axial que ocasione la plastificación del elemento (P_y).

$$P_{axial} < 0.1P_y = 0.1Af_y$$

Las vigas deberán cumplir los requisitos geométricos mencionados a continuación:

- El claro libre no será menor que cinco veces el peralte de la sección transversal.

$$L > 5d$$

- El ancho de los patines de la viga deberá ser menor que el ancho de los patines o peralte de la columna a la cual se conectan.

$$t_{fviga} < t_{fcolumna}$$

- El eje de las vigas no deberá separarse horizontalmente del eje de las columnas más del diez por ciento de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.
- Las secciones transversales de los elementos usados deberán tener dos ejes de simetría, uno horizontal y uno vertical. En caso de usar cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil, los ejes de simetría deben conservarse.
- Cuando se armen vigas por medio de placas, la soldadura deberá estar en toda la longitud de la viga entre el alma y el patín.
- En caso de emplear vigas de resistencia variable, el momento resistente en cualquier punto de la viga no será menor que el 25 por ciento del momento resistente máximo.
- Los empalmes no están permitidos en las zonas donde se prevé la formación de articulaciones plásticas.
- Se considera que la articulación plástica tiene una longitud igual a un peralte en los extremos de la viga y dos peraltes medidos a cada lado en caso de que se forme dentro del claro del elemento.

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

Cortante en vigas

Para el caso de fuerza cortante, las vigas deberán diseñarse de tal manera que no ocurra una falla por cortante antes que una articulación plástica, por esta razón la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas en las que se supondrá que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a los momentos plásticos resistentes del elemento en esas secciones, sin factores de reducción y evaluados tomando el esfuerzo de fluencia del material igual a $1.1f_{ye}$, al plantear la ecuación de equilibrio deben tomarse en cuenta las cargas transversales que obran sobre el elementos multiplicadas por el factor de carga. Como opción, el diseño podrá realizarse con los elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural pero considerando un factor de resistencia F_R de 0.7 en vez de 0.9.

Flexocompresión en columnas

Al igual que para las vigas se permiten únicamente secciones tipo uno, para diseño por flexocompresión, la relación de esbeltez máxima permitida es de 60. Para revisar su resistencia ante flexocompresión el reglamento establece una ecuación que implica la interacción de cargas y momentos últimos así como de los momentos resistentes, la ecuación es la siguiente:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

En la ecuación anterior, P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la carga axial y momentos flexionantes factorizados para diseño mientras que M_{px} y M_{py} son los momentos plásticos resistentes de la sección transversal, P_y es la fuerza que ocasiona la plastificación del elemento.

Como procedimiento optativo se permite realizar el diseño de la columna tomando como base los elementos mecánicos de diseño obtenidos del análisis estructural pero reduciendo el factor de resistencia F_R de 0.9 a 0.7.

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

Cortante en columnas

Como en los casos anteriores, se debe asegurar que no ocurra una falla por fuerza cortante antes que se forme un articulación plástica, por ello la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del elemento considerando su longitud igual a la altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y magnitud igual a los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano de estudio que valen $Z_c(F_{yc}f_a)$. En caso de que las columnas se hayan diseñado con el procedimiento optativo mencionado en la parte de flexocompresión la revisión por fuerza cortante se realizará con la obtenida del análisis estructural usando un factor de resistencia F_R de 0.7.

Uniones viga-columna

En las uniones entre vigas y columnas debe cumplirse que:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0$$

donde:

$\sum M_{pc}^*$: Es la suma de los momentos en las columnas que concurren en el nudo y puede tomarse como:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right)$$

$\sum M_{pv}^*$: Es la suma de los momentos de la viga o vigas que concurren el nudo y puede tomarse como:

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1R_y M_{pv} + M_v)$$

M_v : Es el momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante de la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de la columna

A_c : Es el área de la sección transversal de la columna

F_{yc} : Es el esfuerzo de fluencia de la columna

M_{pv} : Es el momento plástico resistente nominal de la viga

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

Tabla 2.1 Distorsiones angulares permisibles de entrepiso según el Apéndice A de las NTC-Sismo del RDF-04 para condiciones de colapso

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 ó 4)	0.03
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	0.03
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.02
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q = 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.01
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.005
Muros de carga de mampostería confinada con piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan con las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

Tabla 2.2 Tipos de secciones en perfiles de acero según las NTC-Metálicas del RDF-04

Tipo	Características	Estado límite de resistencia
1	Secciones para diseño plástico. Pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos. Sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de carga; si trabaja en compresión axial o flexocompresión debe tener dos ejes de simetría.	Desarrollo del momento plástico en vigas y del momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para satisfacer las suposiciones del análisis plástico.
2	Secciones compactas. Pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante. En flexión deben tener un eje de simetría en el plano de carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.	Igual que las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación.
3	Secciones no compactas. Pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.	Desarrollo del momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, o del momento reducido en columnas.
4	Secciones esbeltas. Tienen como límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que la componen.	Pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

CAPÍTULO 2. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

Tabla 2.3 Límites establecidos para la determinación del tipo de secciones según las NTC-Metálicas del RCDF-2004

Descripción del elemento	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q=3$ ó 4)	TIPO 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	TIPO 3 (No compactas)
Alas de ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados en uno solo de los bordes longitudinales.	-----	-----	$0.45 \sqrt{E/F_y}$
Atiesadores de traveses armadas, soportadas a lo largo de un solo borde longitudinal.	-----	-----	$0.56 \sqrt{E/F_y}$
Almas de secciones T.	-----	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.77 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I, H ó T en flexión.	$0.32 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones I, H, en compresión pura, placas que sobresalen de miembros comprimidos ⁽¹⁾ .	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de canales	-----	-----	$0.58 \sqrt{E/F_y}$
Patines de secciones en cajón laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras. Atiesadores soportados en sus dos bordes paralelos a la fuerza.	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.12 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Almas de secciones I, H y placas de secciones en cajón, en compresión pura ⁽¹⁾ .	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$	$1.47 \sqrt{E/F_y}$
Almas en flexión.	$2.41 \sqrt{E/F_y}$	$3.71 \sqrt{E/F_y}$	$5.60 \sqrt{E/F_y}$
Almas flexocomprimidas ⁽²⁾ .	$2.45 \sqrt{E/F_y} \left(1 - 1.4 \frac{P_u}{P_y} \right)$	$3.75 \sqrt{E/F_y} \left(1 - 0.6 \frac{P_u}{P_y} \right)$	$5.6 \sqrt{E/F_y} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{P_y} \right)$
Secciones circulares huecas en compresión axial ⁽³⁾ .	$0.065E / F_y$	$0.090E / F_y$	$0.115E / F_y$
Secciones circulares huecas en flexión.	$0.045E / F_y$	$0.071E / F_y$	$0.309E / F_y$

- (1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a3
- (2) P_u es la fuerza axial de diseño (kg)
- (3) Ver sección 2.3.5 de las NTC-Metálicas del RCDF-2004

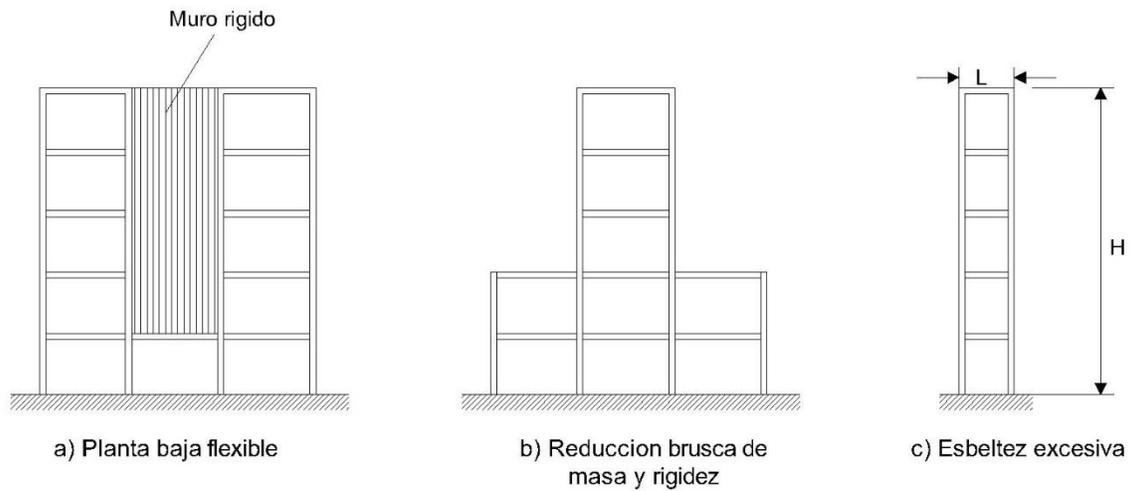
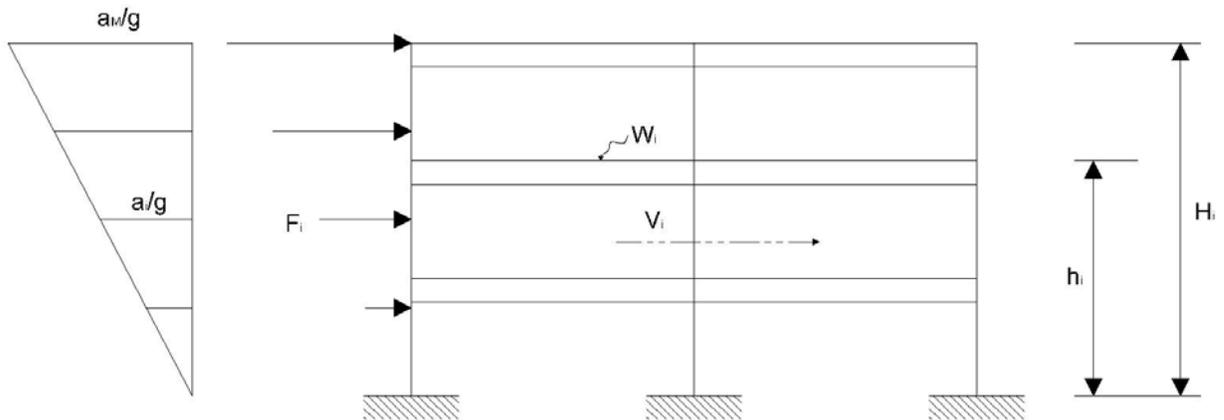


Figura 2.1 Configuraciones poco convenientes en elevación para edificios, la figura del inciso “c” aplica para edificios cuya relación de altura (H) y ancho (L) sea mayor a cinco, $\frac{H}{L} > 5$



Figura 2.2 Idealización de una estructura a base de masas (m) y resortes (k)



$$F_i = \frac{W_i}{g} a_i$$

$$a_i = a_M \frac{h_i}{H}$$

$$V_b = \sum F_i$$

Figura 2.3 Distribución de la fuerzas laterales aplicadas a lo largo de la altura de una estructura según el método estático

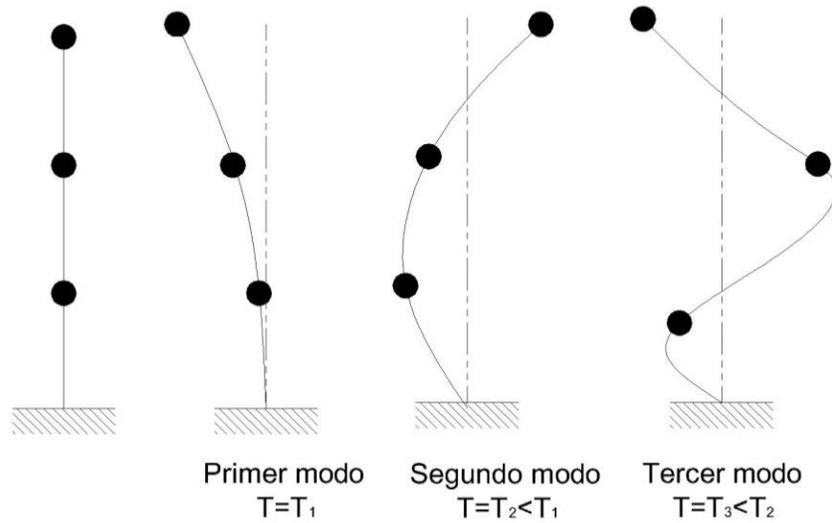


Figura 2.4 Modos de vibración que presenta un sistema de tres grados de libertad

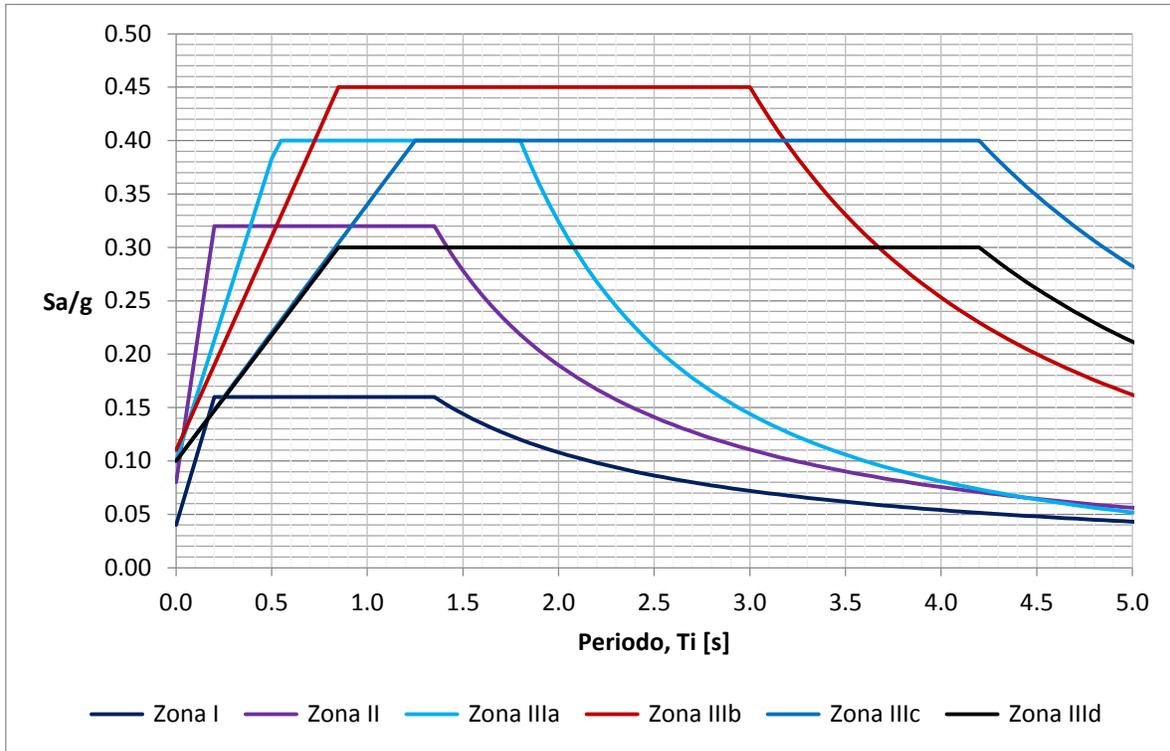


Figura 2.5 Espectros de diseño sísmico elásticos según el Cuerpo Principal de las NTC-Sismo del RCDF-2004

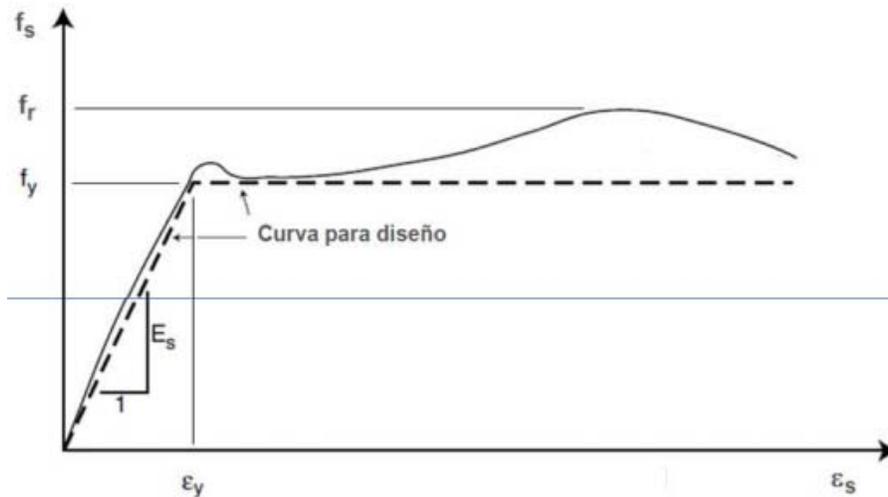


Figura 2.6 Gráfica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo



Figura 2.7 Zonas de traslapes aceptadas y separación máxima de estribos en vigas de marcos dúctiles según el RCDF-2004

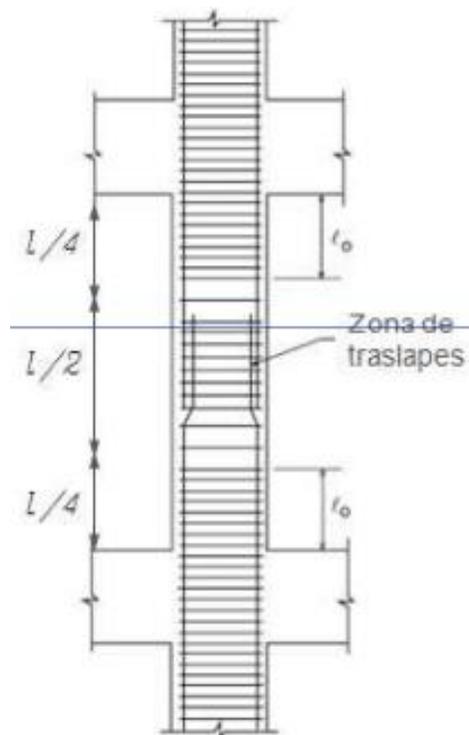


Figura 2.8 Zonas de traslapes aceptadas y separación máxima de estribos en columnas de marcos dúctiles según el RCDF-2004

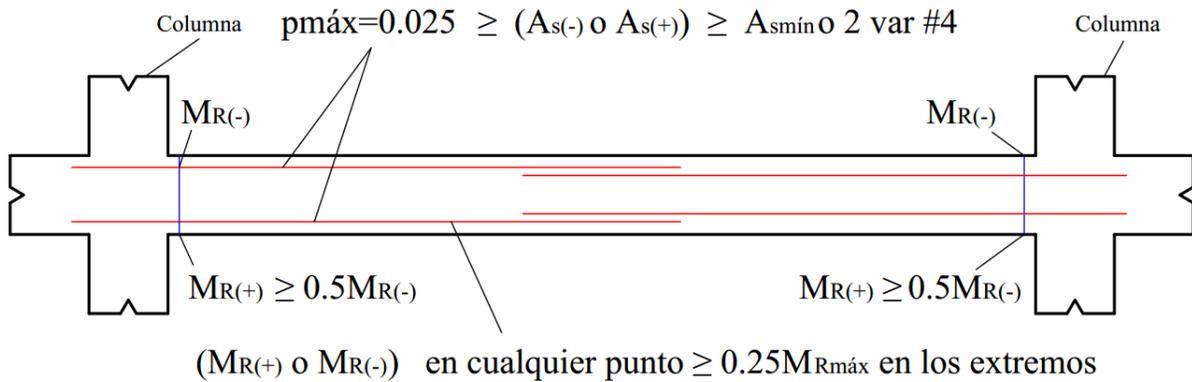


Figura 2.9 Refuerzo longitudinal necesario en vigas de marcos dúctiles según el RCDF-2004

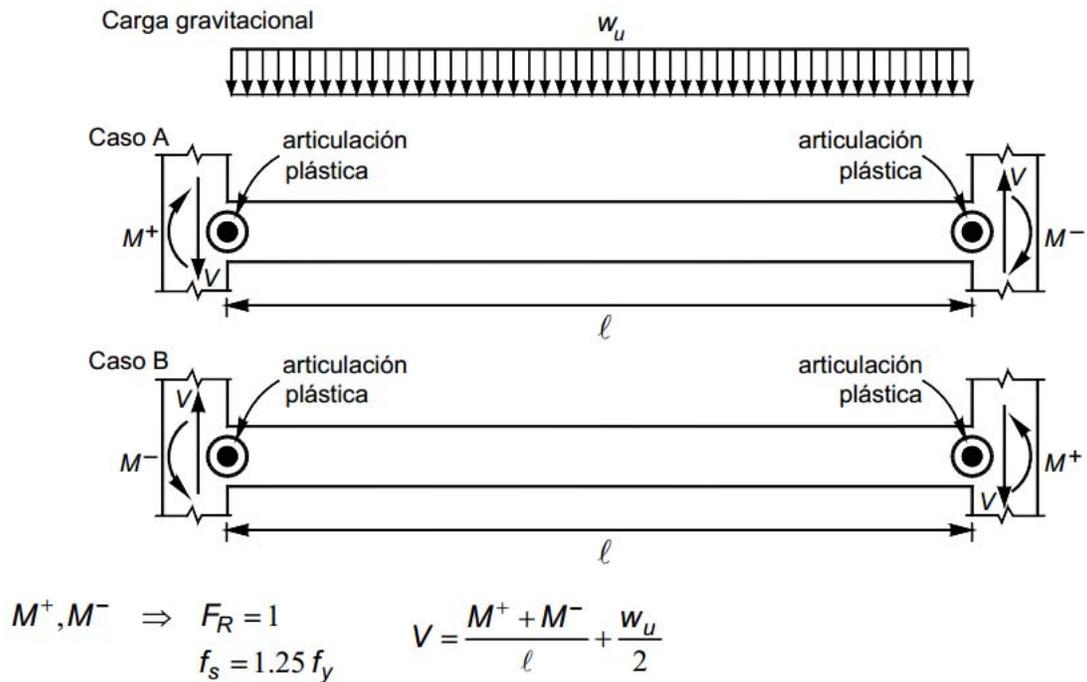


Figura 2.10 Determinación de la fuerza cortante de diseño en vigas de marcos dúctiles según el RCDF-2004

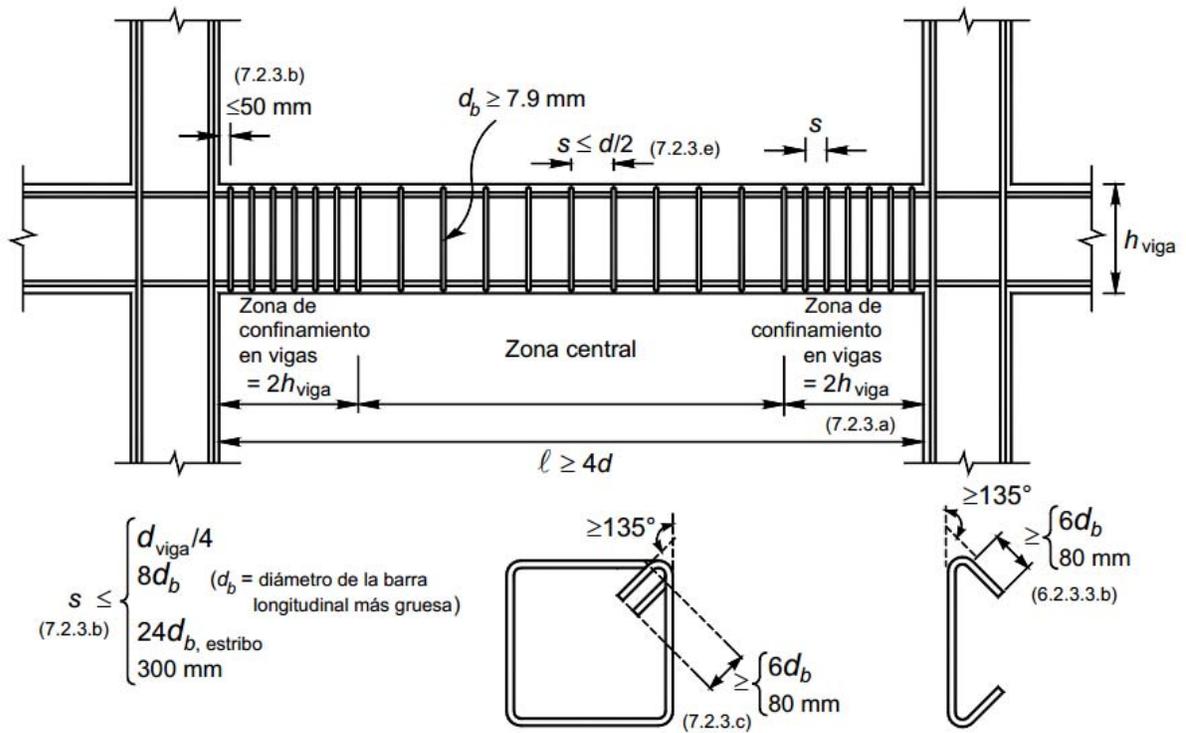


Figura 2.11 Requisitos de refuerzo transversal por tensión diagonal en marcos dúctiles según el RCDF-2004

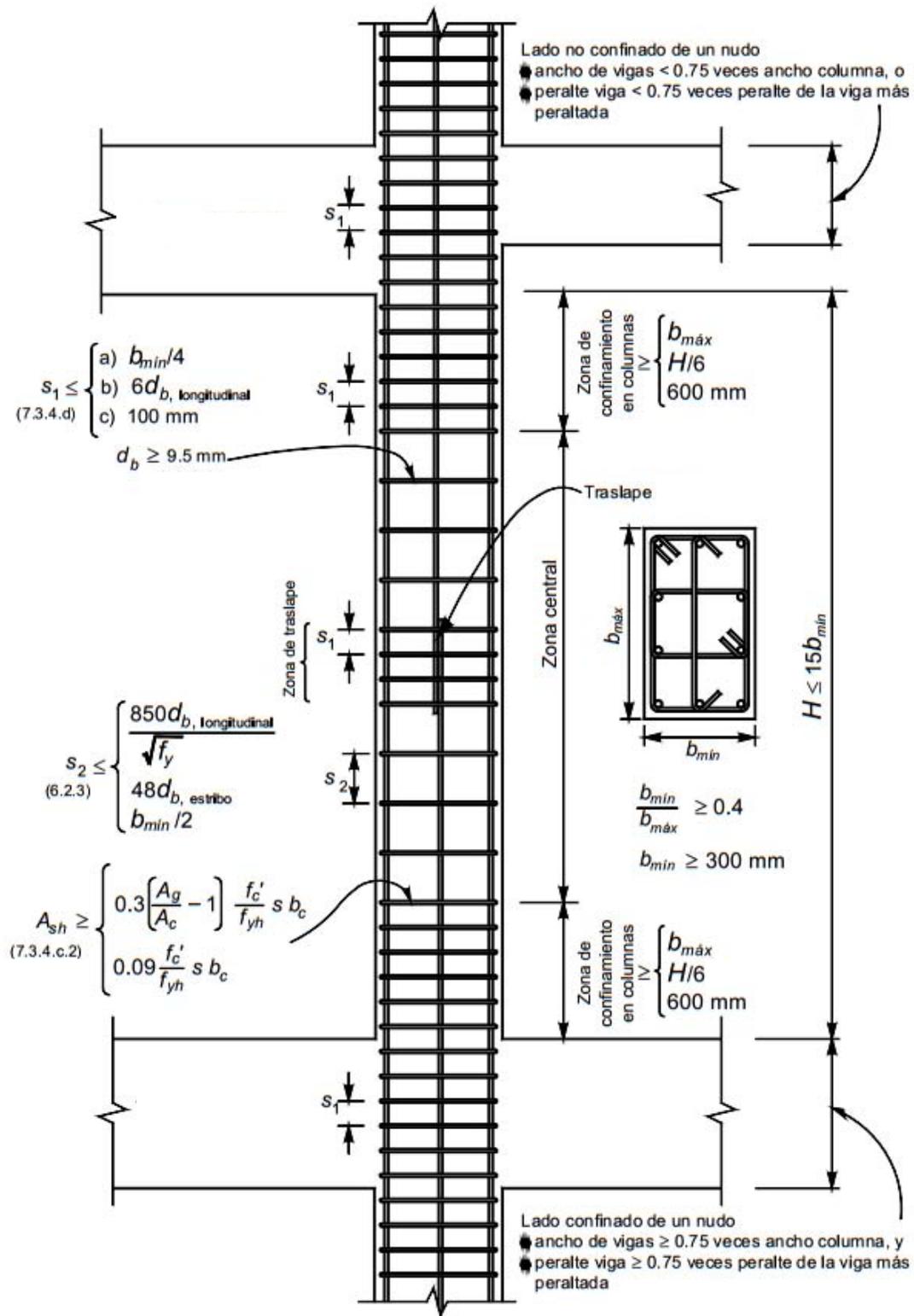


Figura 2.12 Requisitos por flexocompresión y fuerza cortante para marcos dúctiles según el RCDF-2004

3. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

El proyecto completo que se revisa en este trabajo consta de un conjunto de tres edificios que trabajan de manera independiente, sin embargo, se encuentran unidos en sus extremos como se muestra en las figs 3.28 a 3.31, la unión se realiza a través de un puente de estructura metálica cuyos perfiles son del tipo IR (W), el cual está simplemente apoyado en los extremos de los edificios. La mayoría de las estructuras son de secciones compuestas y de acuerdo a la información proporcionada por la dependencia correspondiente, fueron diseñadas con un factor de comportamiento sísmico de tres ($Q=3$).

3.1 Edificio principal de la terminal

La forma que se tiene en la mayoría de las plantas de este edificio es un trapecio y puede considerarse el más regular del conjunto. El área total que se tiene en planta es de 22,653 [m²] y cuenta con seis niveles, los nombres asignados para el análisis así como las alturas y áreas correspondientes según la información que se proporcionó se muestran en la tabla 3.1.

De acuerdo a la información que se presenta en la tabla 3.1 es posible obtener una idea de las dimensiones de este edificio y sus plantas, en principio, el nivel de planta baja resulta el más amplio de todos al ocupar toda el área del edificio disponible; a excepción de los niveles mezzanine, las áreas disminuyen de manera escalonada hasta llegar al nivel de azotea, la razón es que hay espacios vacíos en estos niveles debido al proyecto arquitectónico. En el último nivel, cubierta (CUB), no existe sistema de piso ya que este solo sobresale debido a una serie de columnas que continúan desde el nivel de azotea (AZOT) y una vez que se llega al último nivel se colocaron cristales con pendiente que

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

descansan sobre vigas dando un cierre de cubierta inclinada a este edificio, por esta razón era necesario incluirlo en los modelos de análisis, cabe mencionar además que si se toma en cuenta este último nivel, el edificio Terminal cuenta con dos niveles más que los dos edificios restantes. En su sentido longitudinal este edificio tiene 19 ejes verticales y uno diagonal, su longitud más larga en este sentido es de 259.12 [m] y en su sentido transversal se tienen ocho ejes y una longitud de 89.75 [m]. Las plantas de los niveles descritos pueden observarse en las figs 3.4 a la 3.9.

La cimentación del edificio comienza a partir del nivel de planta baja hacia abajo, a este nivel se tienen contratrabes de concreto reforzado cuya resistencia a la compresión es $f'_c=300$ [kg/cm²], existen cuatro tipos de estas, la CT-1 con dimensiones de 1.20 x 2.00 [m] y 1.20 x 2.50 [m], CT-2 y CT-3 con dimensiones de 1.00 x 2.50 [m] y CTS-1 cuyas dimensiones son 0.50 x 1.20 [m]. El sistema de piso en el nivel de planta baja es por medio de una losa de concreto armado con un espesor $h=16$ [cm], su resistencia a la compresión es la misma que tienen las contratrabes. Debido a la zona en la que se encuentra el edificio para el resto de la cimentación se propusieron pilas con capacidad de penetración, es decir, llegan hasta el estrato resistente del terreno y se introducen aún más dentro de este, el concreto usado para estas tiene la misma resistencia a compresión que las contratrabes. El edificio cuenta con dos tipos de pilas que suman un total de 87, la planta de localización de estas puede observarse en la fig 3.1, el primer tipo se trata de 31 pilas “P1” que tienen un diámetro de $\Phi=150$ [cm] mientras que el segundo “P2”, son 56 y su diámetro es $\Phi=120$ [cm]. El estrato resistente de suelo se encuentra localizado a una profundidad de 57 [m] y adicionalmente las pilas se introducen tres metros más por lo que la longitud total de estas es de 60 [m], el armado de las mismas se presenta en las figs 3.2 y 3.3.

La superestructura del edificio se compone principalmente de concreto y perfiles estructurales. A diferencia del nivel PB las vigas del resto de ellos son perfiles IR (W), en algunas partes muy específicas se tienen armaduras y el sistema de piso es una losa de concreto a la que se le colocó una capa de concreto con un espesor de 8 [cm], la resistencia de este es $f'_c=250$ [kg/cm²], cabe mencionar que entre el tipo sistema de piso que se tiene y los perfiles estructurales elegidos es posible que en conjunto puedan trabajar como sección compuesta. El edificio Terminal tiene también columnas circulares en sección compuesta cuyos diámetros son de 150 [cm] y 120 [cm] respectivamente, la resistencia a compresión del concreto en este caso es de $f'_c= 450$ [kg/cm²], en todos los elementos estructurales el concreto usado es clase I y el cemento tipo II; los perfiles ahogados dentro de las columnas son también IR (W). En el edificio Terminal se tienen cuatro tipos de columnas cuyas diferencias además del diámetro de las mismas es el armado proporcionado, las columnas son constantes desde el nivel de planta baja hasta el nivel azotea o cubierta, según sea el caso, estas se muestran en las figs 3.10 y 3.11.

El acero de refuerzo empleado para el concreto reforzado tiene un esfuerzo de fluencia $f_y=4200$ [kg/cm²], para los perfiles estructurales se usó acero estructural A-572 grado 50 cuyo esfuerzo de fluencia es $f_y = 3515$ [kg/cm²] (50 [ksi]).

3.2 Edificio de llegadas y salidas nacionales

Este edificio, al igual que el de la Terminal presenta en planta una forma trapezoidal, a diferencia del primero resulta ser mucho más largo en el sentido longitudinal en comparación con el sentido transversal. El número de niveles se reduce a cuatro y se muestran en la tabla 3.2, el área en planta del sistema de piso se reduce significativamente si se toma como referencia el edificio de la Terminal, siendo la de este de 10,328 [m²], a pesar de esto, dicho valor representa una superficie considerable al igual que las áreas de los niveles restantes los cuales presentan características similares a el edificio Terminal, teniendo un nivel mezzanine y en el resto de los niveles algunos huecos que reducen el área del sistema de piso. El edificio de llegadas y salidas nacionales se encuentra unido al edificio de Terminal a través del puente mencionado anteriormente en la parte que no termina en forma diagonal (eje 18).

En su sentido más largo, el longitudinal, tiene 18 ejes y una longitud de 240 [m] sin tomar en cuenta el puente que lo une al edificio Terminal, el puente tiene una longitud de 7.5 [m], para el sentido transversal se tienen 5 ejes y una longitud de 46.75 [m].

La cimentación de este edificio también comienza a partir del nivel de planta baja hacia abajo pero en este caso se tienen 528 pilotes de fricción cuya sección es cuadrada con dimensiones de 40 [cm] y su armado se divide en dos partes, la primera es la sección superior y tiene una longitud de 5.45 [m], en esta se considera el tramo que debe ser demolido para lograr la unión entre el pilote y el resto de la cimentación (contratraves), dicho tramo tiene una longitud de 80 [cm], la segunda sección se toma como intermedia e inferior, ambas con longitudes de 12 [m], en total la longitud de los pilotes es de 29.45 [m] y llegan a una profundidad de 30 [m] ya que se desplantan 55 [cm] por debajo del nivel del suelo, el detalle del pilote se presenta en las figs 3.13 y 3.14. La resistencia a compresión del concreto únicamente para los pilotes es de $f'_c=250$ [kg/cm²], para este concreto también se empleó concreto clase I y cemento tipo II, por otra parte, las contratraves son también de concreto armado con las mismas características que aquellas en el edificio Terminal al igual que el sistema de piso ($h=16$ [cm] y $f'_c=300$ [kg/cm²]), En este edificio existen un total de 17 tipos de contratraves cuyas dimensiones van desde 0.35 x 0.60 [m] hasta 1.00 x 1.50 [m].

En el resto de los niveles se tiene también un sistema de piso de losacero con un concreto con resistencia a la compresión $f'_c=250$ [kg/cm²] y un espesor de 8 [cm], la vigas son perfiles estructurales IR (W) y se tienen siete tipos de columnas, seis de ellas trabajando como sección compuesta, dos de sección rectangular y cuatro de sección circular, la séptima columna es de sección cajón armada con placas de una pulgada de espesor. Estas columnas son continuas desde el nivel de planta baja hasta el nivel de azotea y se muestran en las figs 3.19 a 3.21. Las plantas correspondientes a los niveles descritos anteriormente se presentan en las figs 3.15 a 3.18.

3.3 Edificio de llegadas y salidas internacionales

Este resulta ser el último edificio del conjunto y a diferencia del de llegadas y salidas nacionales, la unión entre este y el edificio Terminal no forma un ángulo de 90° ya que se hace de forma inclinada, la unión se observa en las figs 3.28 a 3.31 donde se muestran en planta los tres edificios unidos para fines del modelo y un análisis en conjunto, al unirse de manera inclinada al edificio de Terminal se cambia la numeración de los ejes de la estructura, en el sentido longitudinal se tiene un total de 13 ejes y su dimensión más larga tiene un valor de 173.37 [m]; en el sentido transversal se tienen tres ejes principales y el valor de su longitud es de 46.76 [m]. Su forma también es de un trapecio si se observa la vista en planta, su superficie resulta ser la menor de todos al tener un área total en su base de 7,578 [m²] la cual sigue siendo de dimensiones importantes y no debe dejarse de revisar.

El edificio también cuenta con cuatro niveles en los que se incluye un nivel mezzanine, las alturas y áreas de cada uno de estos se presentan en la tabla 3.3, en la cual es posible observar que las características son similares a las de los edificios anteriores ya que las superficies del sistema de piso se reducen conforme se llega al nivel de azotea (AZOT). Las alturas de los niveles coinciden con las del edificio anterior y algunas del edificio Terminal.

A partir del nivel de planta baja hacia abajo comienza la cimentación del edificio la cual también fue resultado por medio de contratrabes de concreto armado y pilotes de fricción, el número de estos resulta ser más pequeño comparado con el edificio de llegadas y salidas nacionales, siendo un total de 400 cuya sección transversal es cuadrada con dimensiones de 40 [cm] y la resistencia a compresión del concreto utilizado es $f'_c=250$ [kg/cm²] para el cual se usó cemento tipo II, la planta de localización de pilotes se presenta en la fig 3.23. El concreto de las contratrabes y del sistema de piso ($h=16$ [cm]) empleados tienen las características del propuesto en el edificio de llegadas y salidas nacionales ($f'_c=300$ [kg/cm²]). En este edificio las dimensiones de las contratrabes también se van desde 0.35 x 0.60 [m] hasta 1.00 x 1.50 [m].

El armado de los pilotes es el mismo que el descrito para el edificio anterior por lo que pueden observarse las figs 3.13 y 3.14 para conocerlo.

En los niveles restantes, las características de la estructura son similares a los edificios anteriores, es decir, sistemas de piso a base de losacero, perfiles estructurales y columnas en sección compuesta. En el caso de esta últimas, las características son las mismas que aquellas pertenecientes el edificio de llegadas y salidas nacionales, es decir, dos columnas rectangulares y cuatro circulares en sección compuesta además de una columna metálica armada con placas de una pulgada de espesor. A excepción de la columna C-4 para este edificio (ver fig 3.22) el resto de ellas tienen las mismas características que las del edificio anterior (ver figs 3.19 a 3.21). Las plantas estructurales de este edificio se muestran de la fig 3.24 a 3.27.

3.4 Puente que une a los edificios

Anteriormente se ha mencionado que los edificios están estructurados de manera independiente uno del otro, sin embargo también se ha dicho que existe un puente que los une y da continuidad al sistema de piso. Para el edificio de llegadas y salidas nacionales se ubica entre los ejes 18 y 19 mientras que para el de llegadas y salidas internacionales no existe una definición tan clara de este debido a la geometría que presenta en planta pero se puede decir que comienza en el eje 11d y termina adelante del eje 13d donde se encuentra la colindancia con el edificio Terminal. Por las características que este posee, al estar simplemente apoyado en los extremos de cada edificio, es posible decir que no pertenece a ninguno de ellos y que solamente está estructurado para dar continuidad al sistema de piso, el cual al igual que en los edificios descritos anteriormente es a base de losacero a excepción del nivel de planta baja (PB), donde se tienen contratrabes y losas de concreto armado con una resistencia a la compresión de $f'_c=300$ [kg/cm²], en el resto de los niveles la vigas son perfiles estructurales de acero A-572 grado 50, con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 3515$ [kg/cm²] (50 [ksi]).

Cabe mencionar que debido a que el edificio Terminal tiene más niveles que los dos edificios restantes, existen algunos niveles que solo se encuentran en este edificio por lo que no hay puente alguno o continuación en el sistema de piso hacia alguno de los edificios de llegadas nacionales o internacionales. Las plantas de transición (puentes) así como algunas imágenes del modelo ensamblado se muestran en las figs 3.28 a 3.34. Como es posible observar en estas, los edificios de llegadas y salidas nacionales solo coinciden con tres niveles del edificio terminal, estos son el nivel de PB, N+3.75 y N+7.50. Respecto al nivel

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

de azotea, para estos edificios, a pesar de que no existe continuidad con el edificio Terminal el puente se mantiene.

Para el nivel de PB solo se muestra una imagen en planta del modelo elaborado en el programa ETABS, como se ha dicho anteriormente, en este nivel comienza la cimentación por lo que la unión entre los edificios se hace por medio de trabes de concreto armado cuyas dimensiones son 60x35 [cm], siendo el número más alto el peralte del elemento. La longitud del puente en el caso del edificio de llegadas y salidas nacionales es de 7.50 [m] y es constante en todo su ancho para el edificio de llegadas y salidas nacionales, para el de salidas y llegadas internacionales, como se observa en las figuras correspondientes (3.28 a 3.34) el puente no es constante en toda su longitud, en este caso, se tienen 3.58 [m] para la parte inicial y 7.24 [m] para la parte final.

En los niveles restantes el claro es el mismo que se tiene en el nivel de PB. Para el edificio de llegadas y salidas nacionales el tipo de perfil que se tiene es un IR 305x52.2 [kg/m] en todo el puente (TS-1 o TS-A según las plantas de transición, figs 3.32 a 3.34) mientras que para el edificio de llegadas y salidas internacionales existe además un IR 457x59.8 [kg/m] (TS-B o TS-3 según las figuras anteriores). Los detalles más específicos para el montaje de la estructura del puente se presentan en el capítulo cinco.

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

Tabla 3.1 Alturas y áreas calculadas del edificio Terminal

Alturas y áreas del edificio principal de la Terminal			
<i>Nivel</i>	<i>Altura [m]</i>	<i>Altura de entepiso [m]</i>	<i>Área [m²]</i>
<i>CUB</i>	33.25	6.63	0
<i>AZOT</i>	26.62	12.87	14,778
<i>MEZ+11.25</i>	13.75	3.75	5,717
<i>N+7.5</i>	10.00	3.75	20,732
<i>MEZ+3.75</i>	6.25	3.75	4,808
<i>PB</i>	2.50	2.50	22,653

Tabla 3.2 Alturas y áreas calculadas del edificio de llegadas y salidas nacionales

Alturas y áreas del edificio de llegadas y salidas nacionales			
<i>Nivel</i>	<i>Altura [m]</i>	<i>Altura de entepiso [m]</i>	<i>Área [m²]</i>
<i>AZOT</i>	16.50	7.50	7,360
<i>PA</i>	9.00	3.75	6,300
<i>MEZ</i>	5.25	3.75	4,160
<i>PB</i>	1.50	1.50	10,328

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

Tabla 3.3 Alturas y áreas calculadas del edificio de llegadas y salidas internacionales

Alturas y áreas del edificio de llegadas y salidas internacionales			
<i>Nivel</i>	<i>Altura [m]</i>	<i>Altura de entrepiso [m]</i>	<i>Área [m²]</i>
AZOT	16.50	7.50	5,344
PA	9.00	3.75	5,456
MEZ	5.25	3.75	3,512
PB	1.50	1.50	7,578

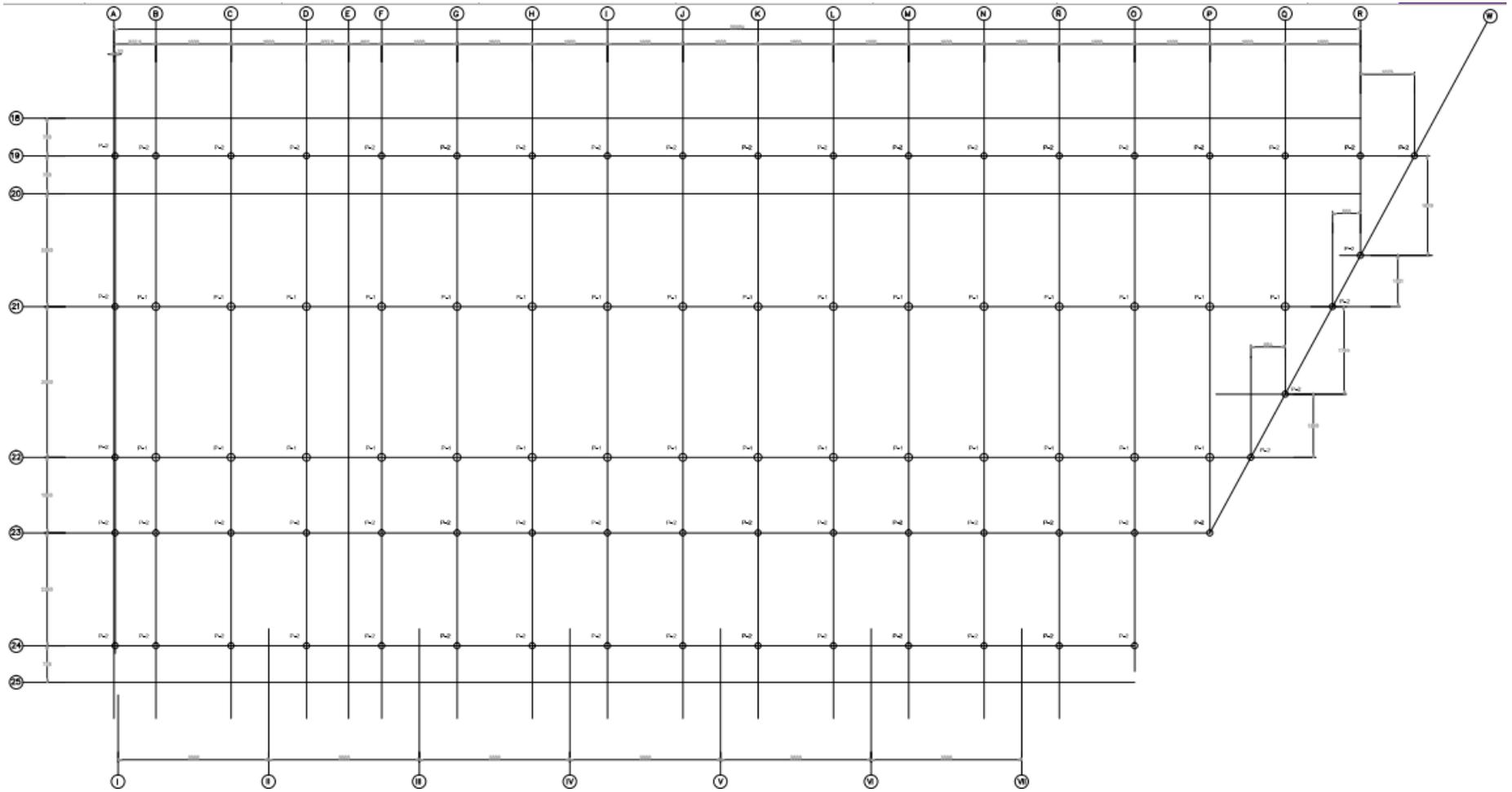


Figura 3.1 Planta de localización de pilas del edificio Terminal

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

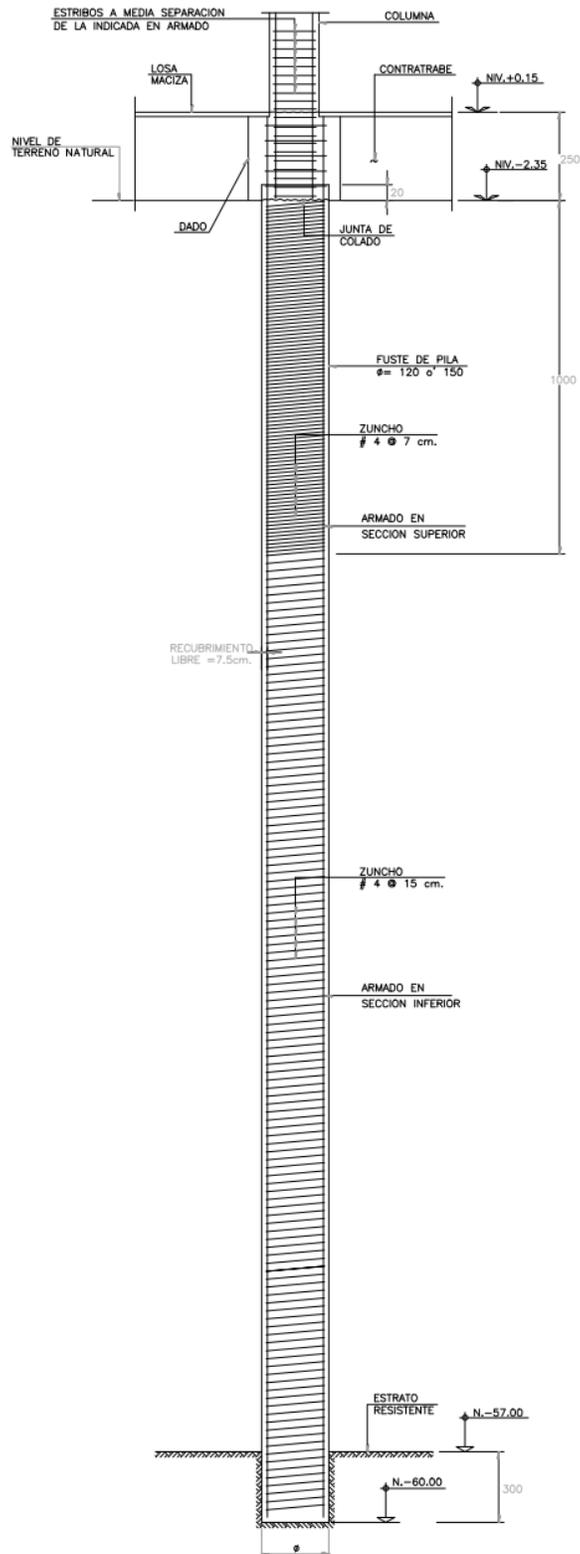


Figura 3.2 Detalle de pilas del edificio Terminal

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

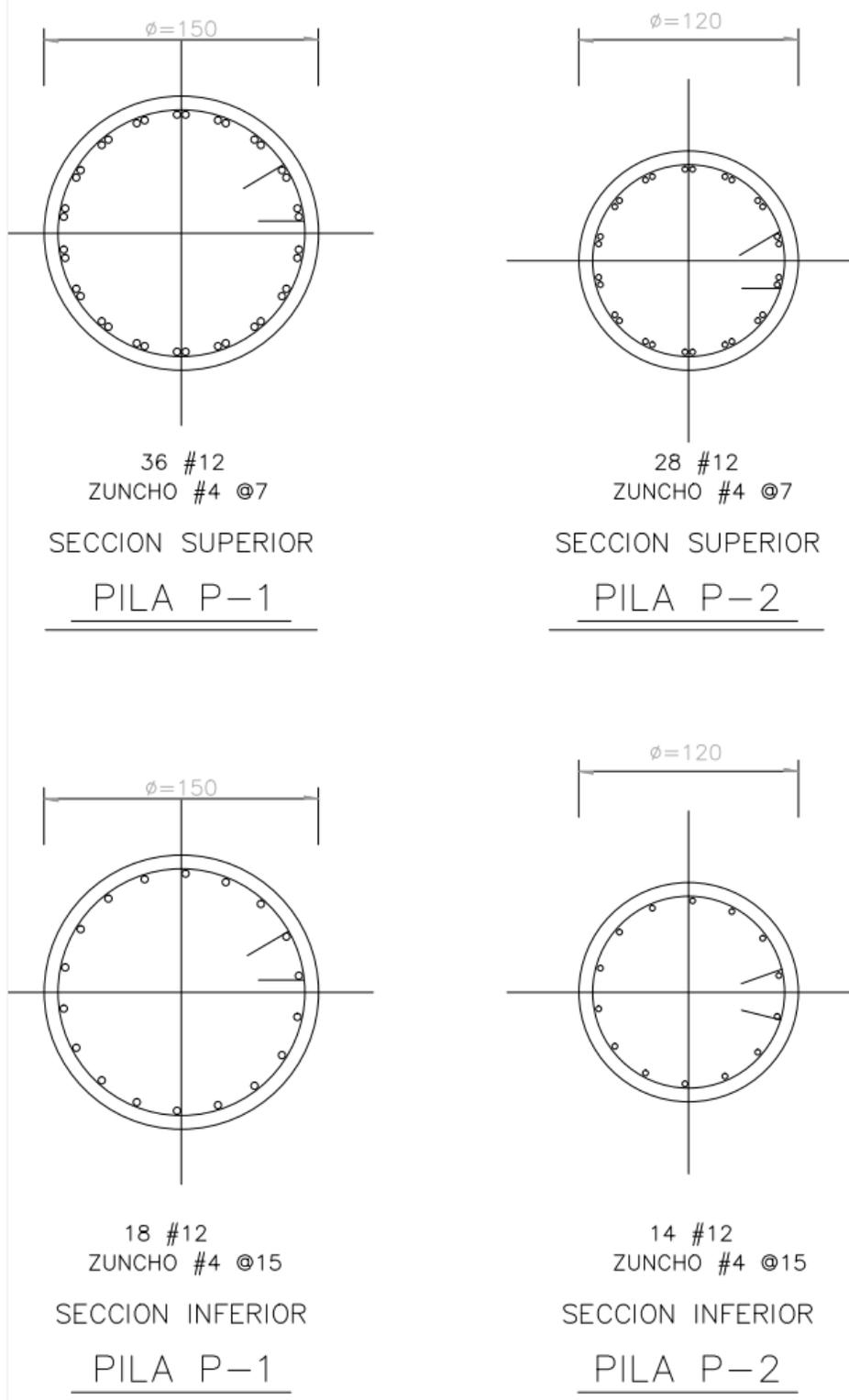


Figura 3.3 Armado de pilas del edificio Terminal

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

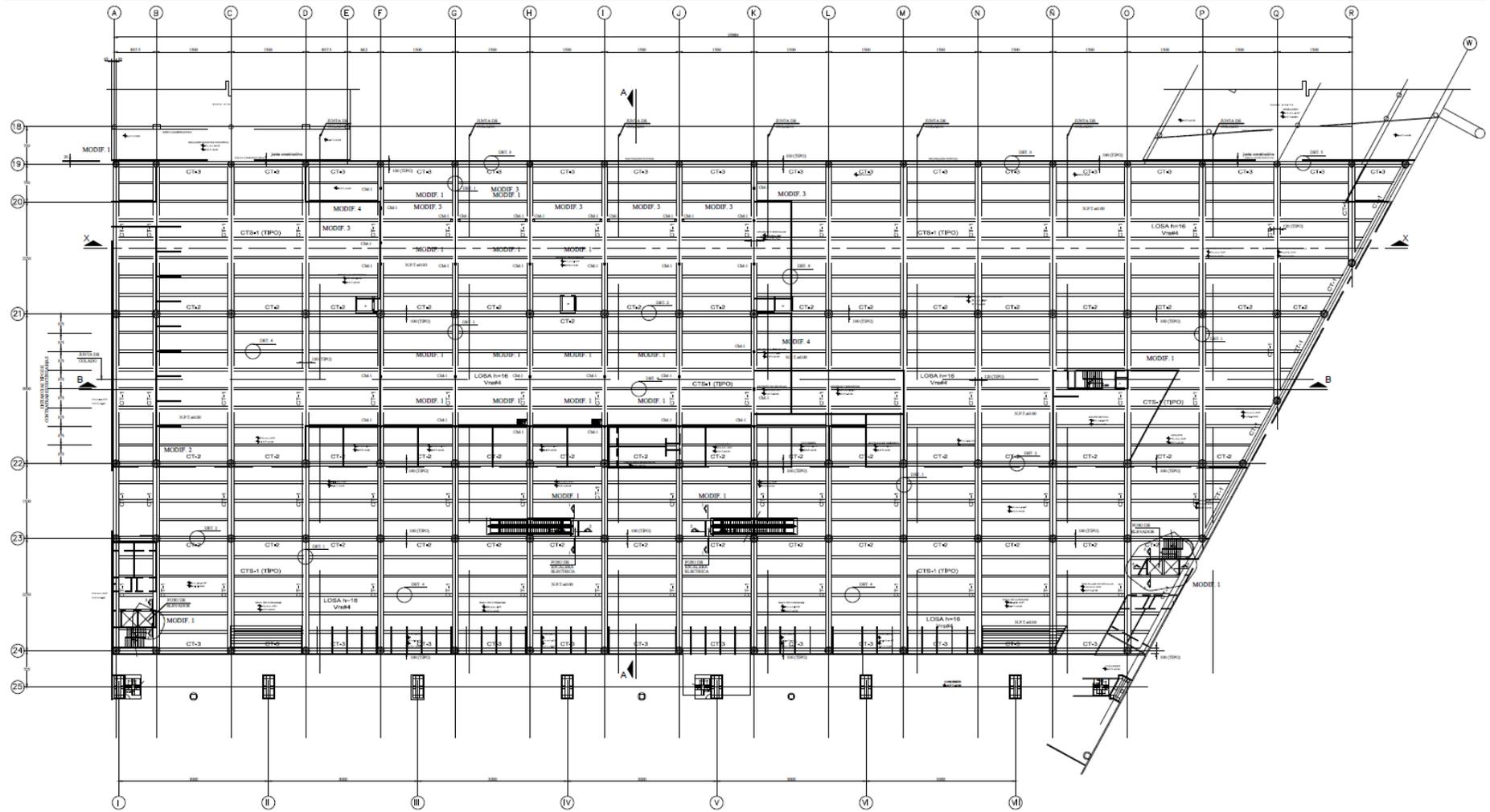


Figura 3.4 Planta Baja (PB) del edificio Terminal

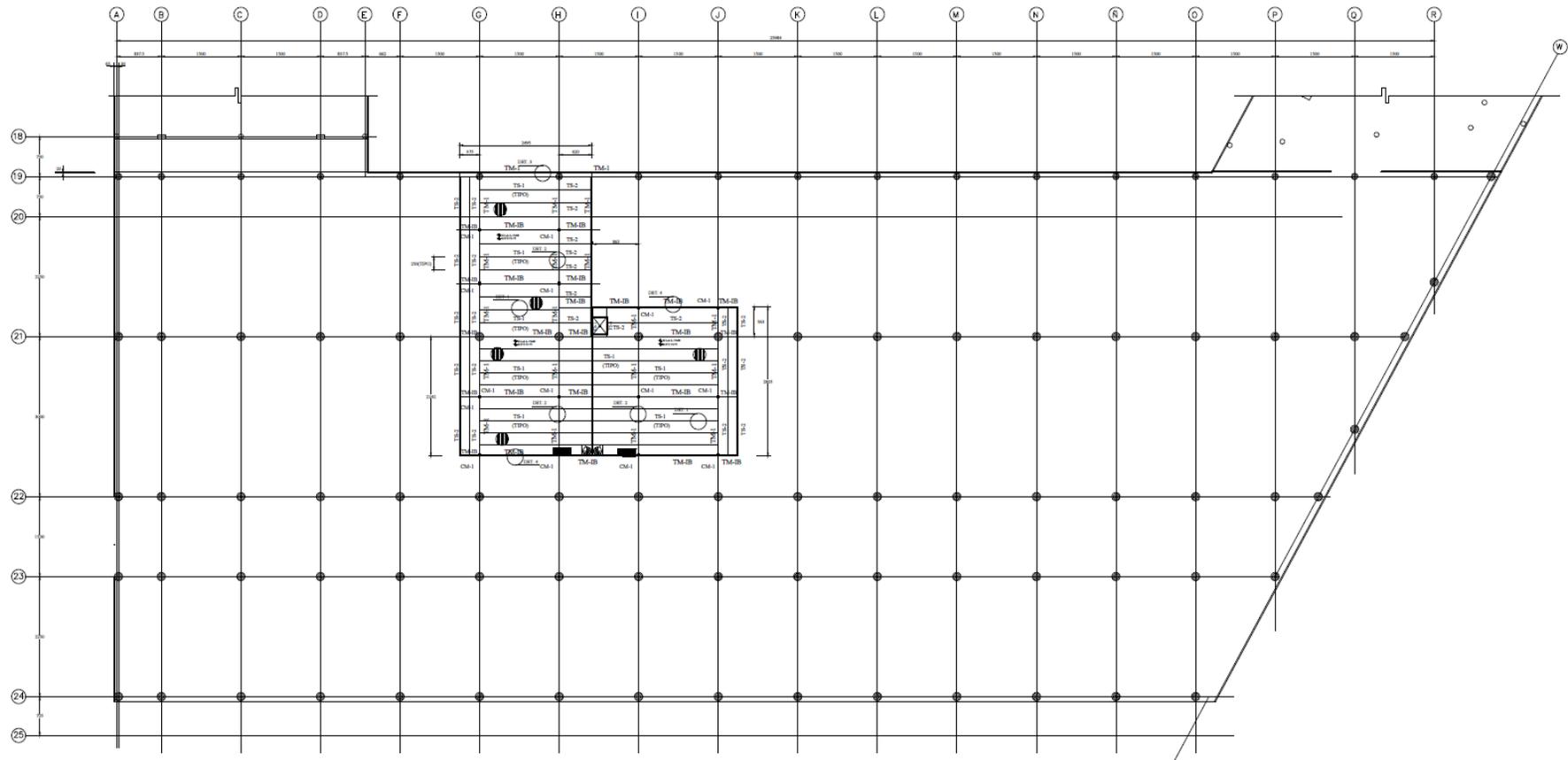


Figura 3.5 Planta del nivel Mezzanine + 3.75 [m] (MEZ+3.75) del edificio Terminal

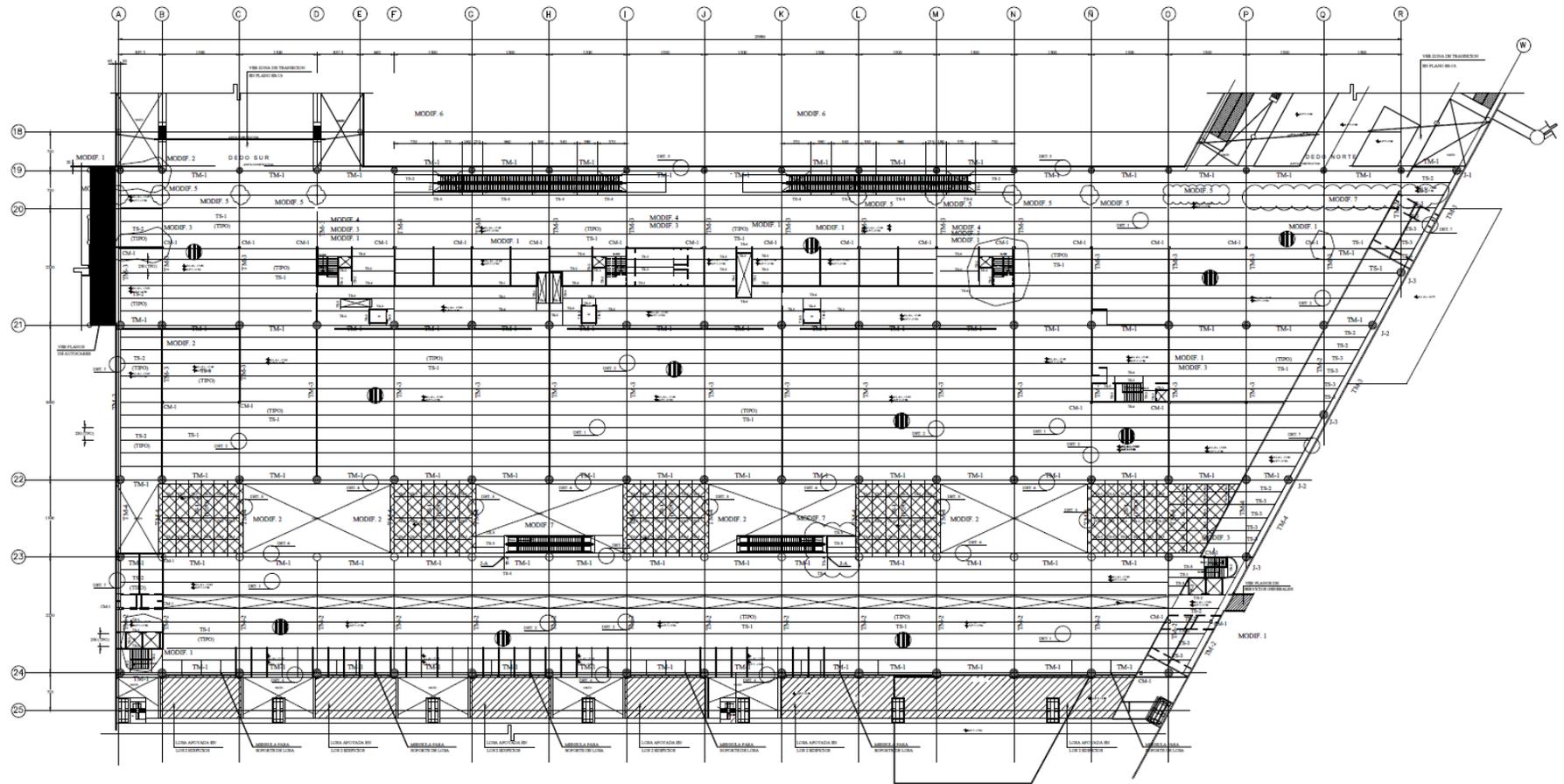


Figura 3.6 Planta del nivel N+7.5 del edificio Terminal

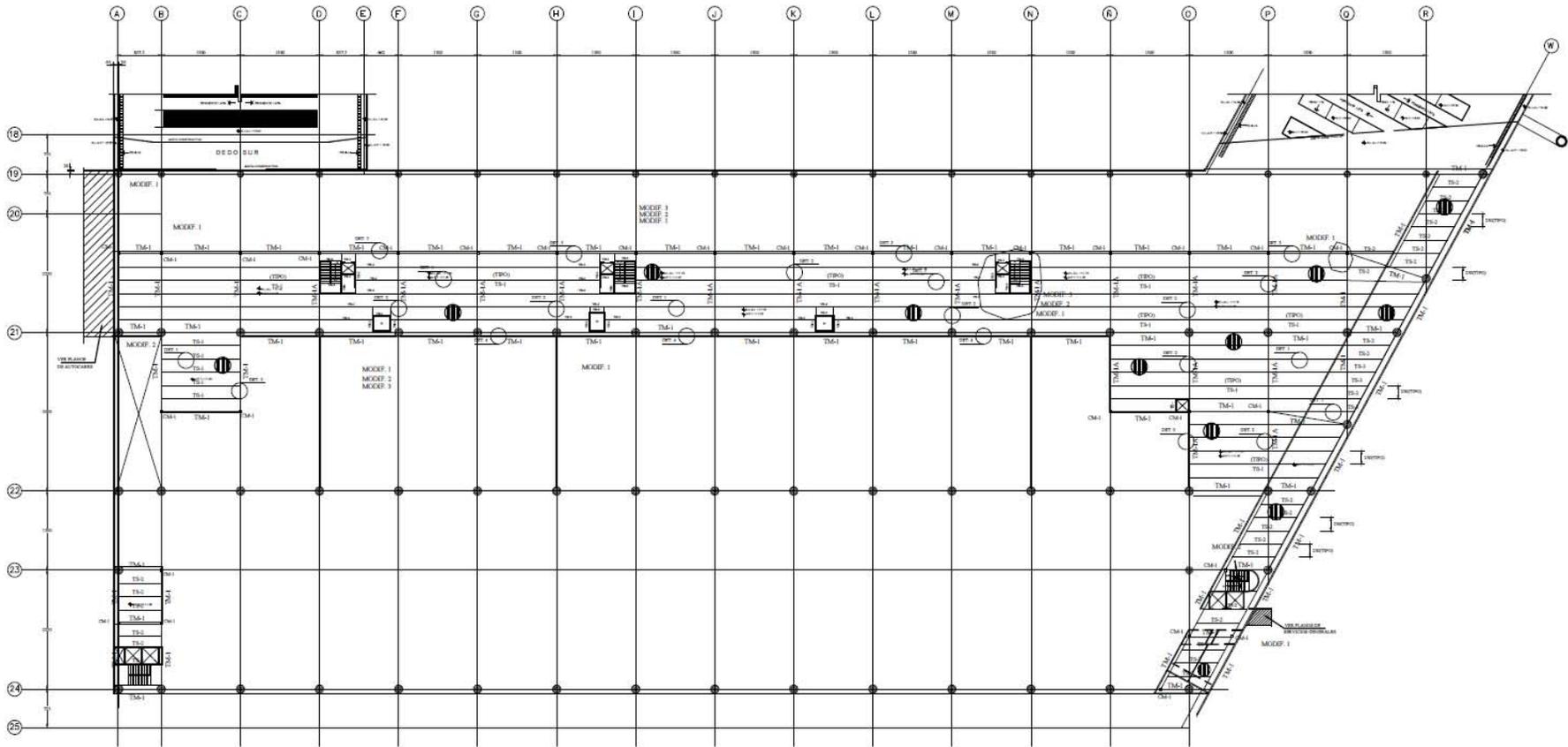


Figura 3.7 Planta del nivel Mezzanine + 11.25 [m] (MEZZ+11.25) del edificio Terminal

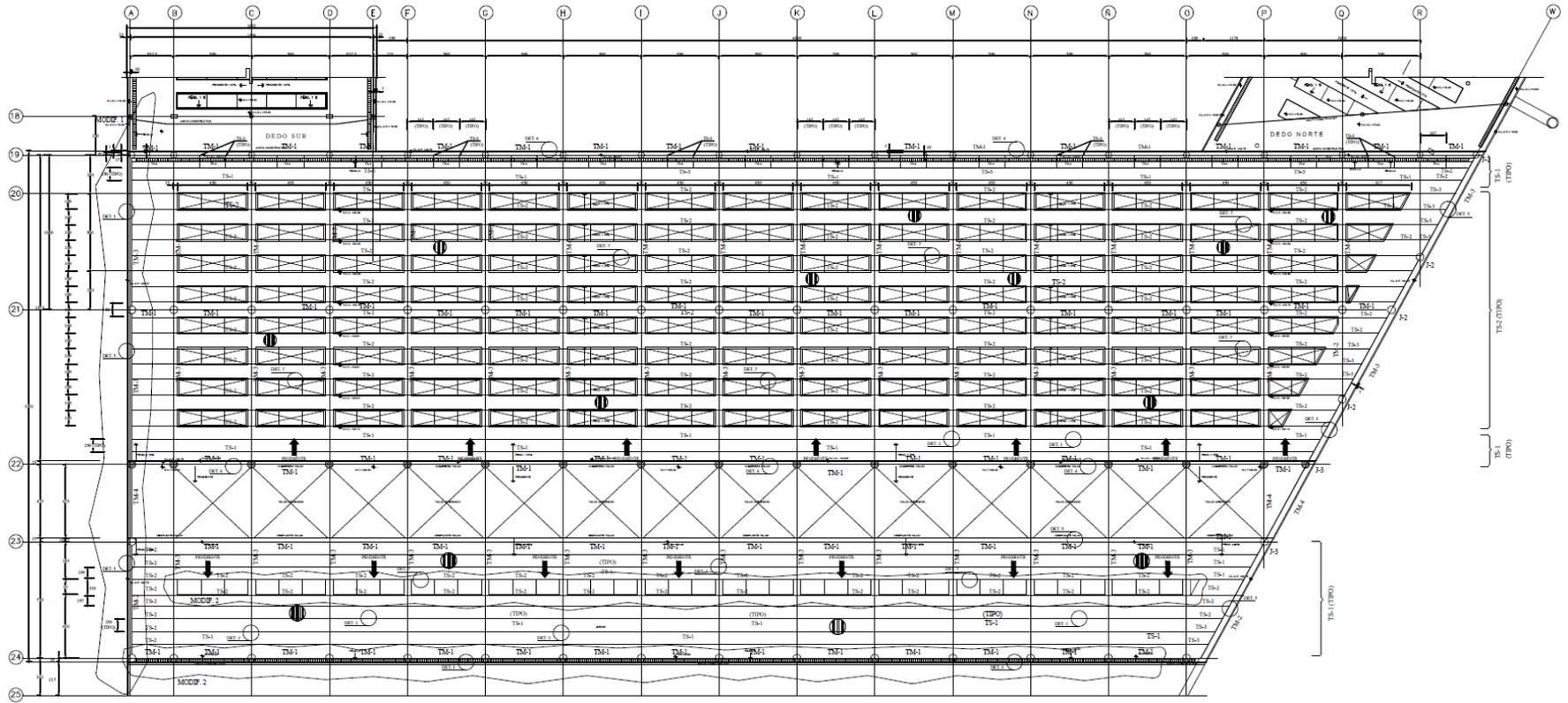


Figura 3.8 Planta del nivel Azotea (AZOT) del edificio Terminal

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

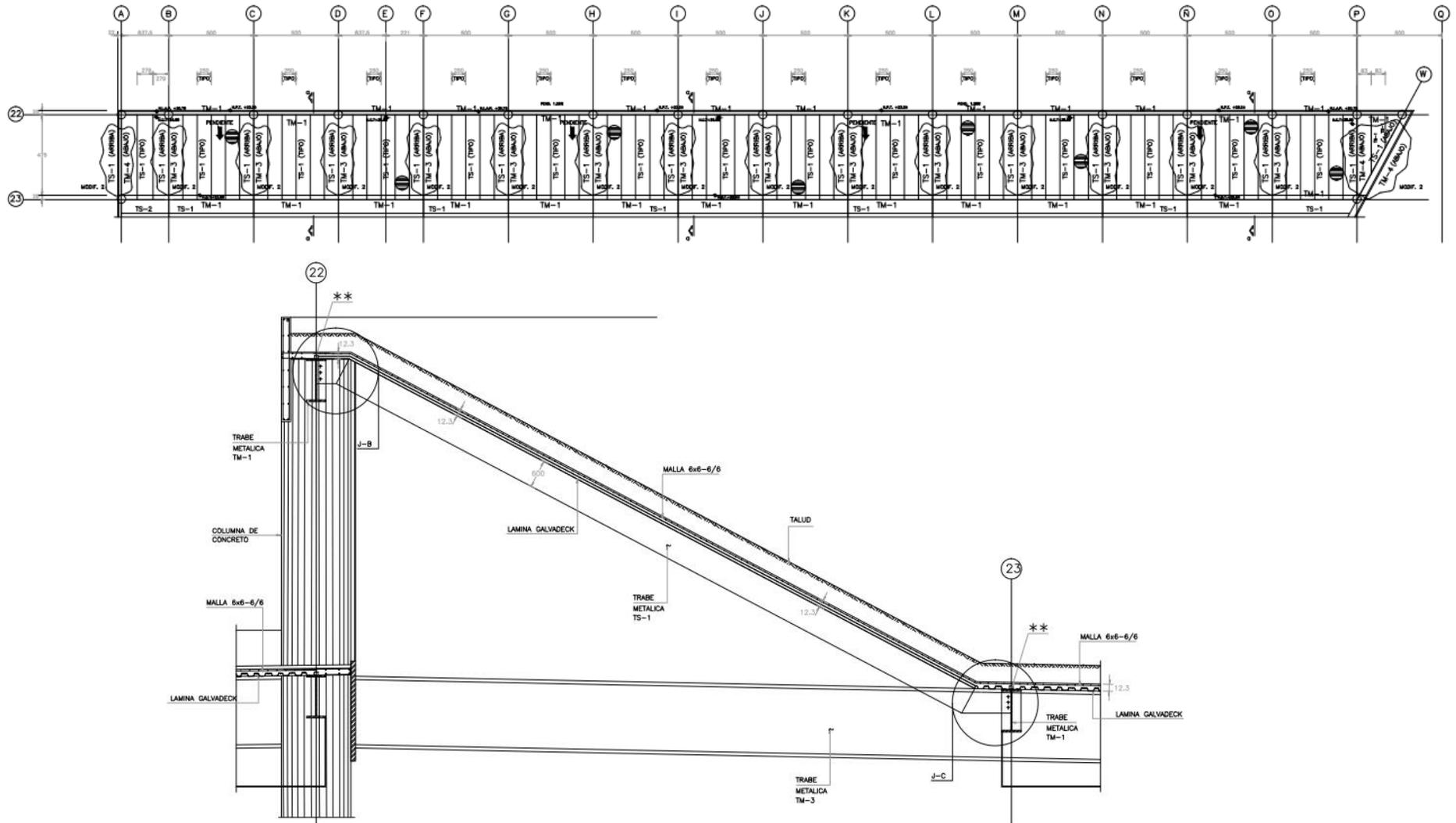


Figura 3.9 Planta del nivel cubierta (CUB) y corte de la cubierta entre este y el nivel AZOT del edificio Terminal

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

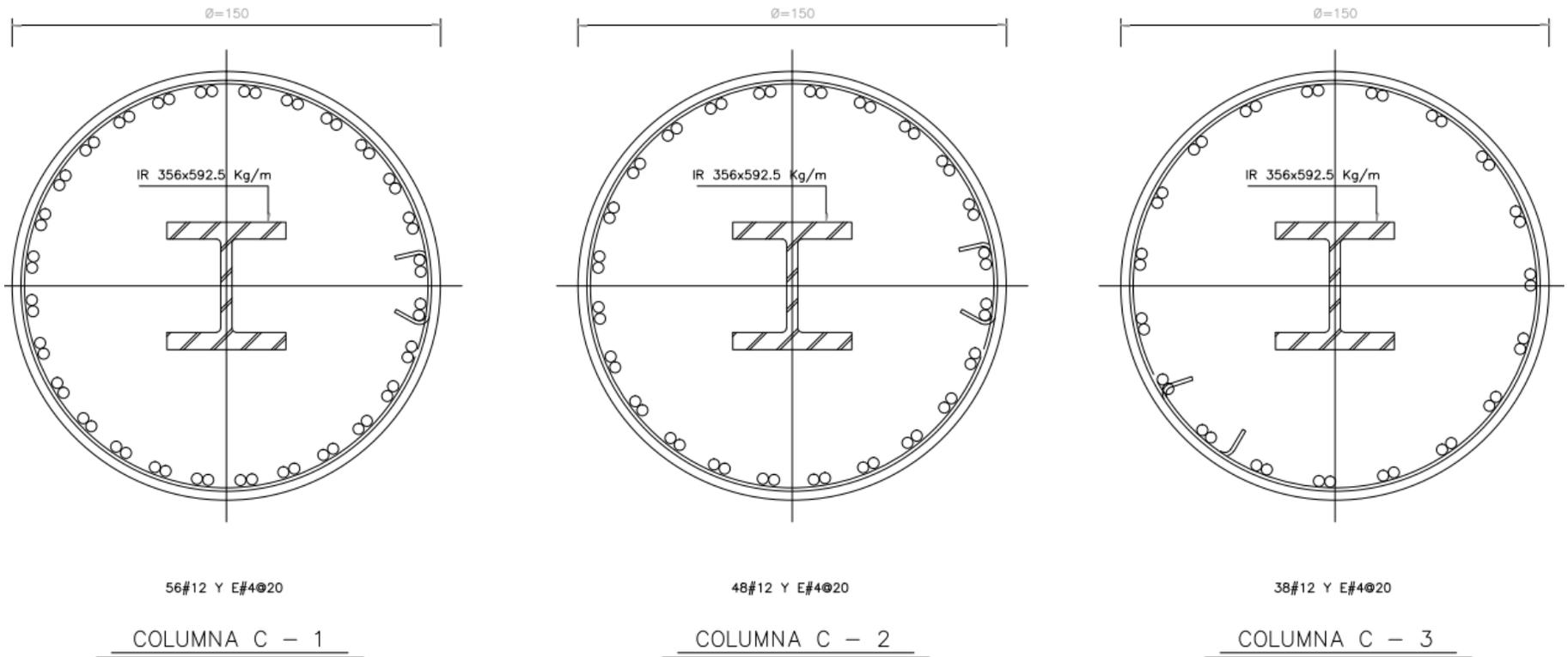
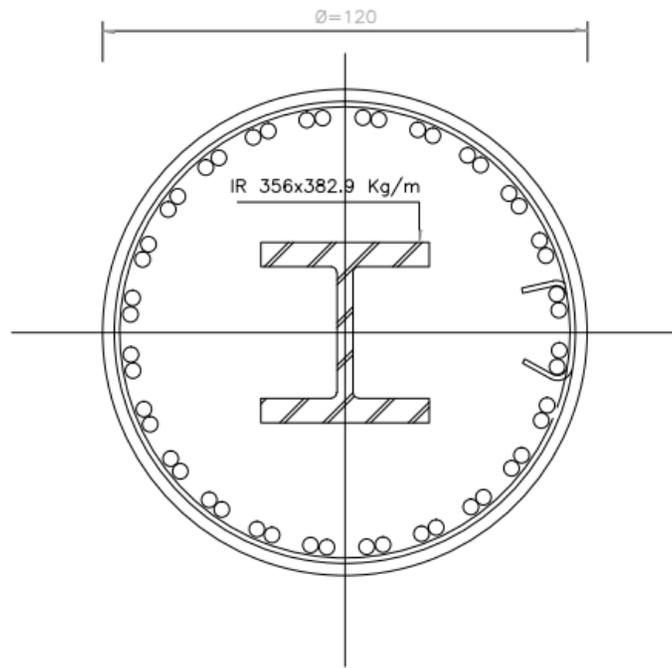
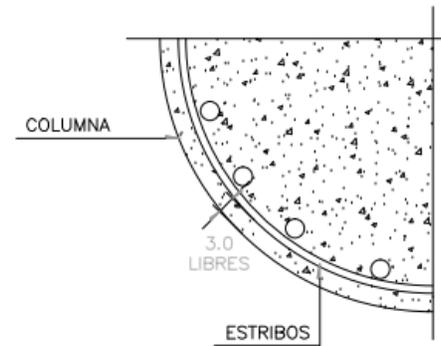


Figura 3.10 Armado de columnas del edificio Terminal



48#12 Y E#4@20

COLUMNA C - 4



DETALLE DE RECUBRIMIENTO
EN COLUMNAS CIRCULARES

Figura 3.11 Armado de columnas del edificio Terminal

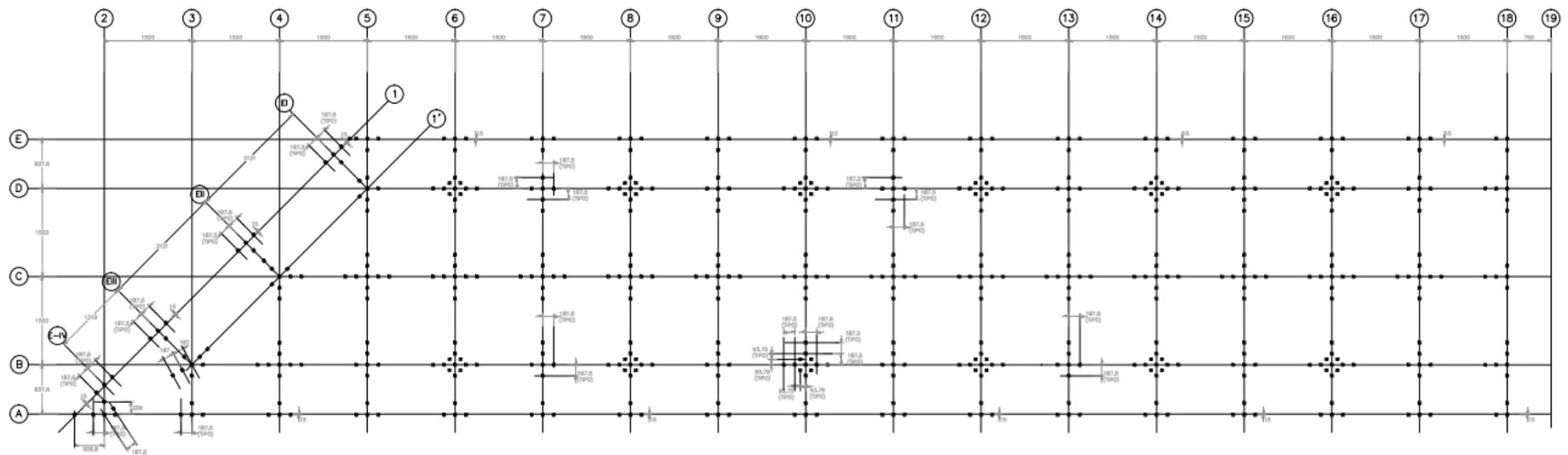


Figura 3.12 Planta de localización de pilotes del edificio de llegadas y salidas nacionales

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

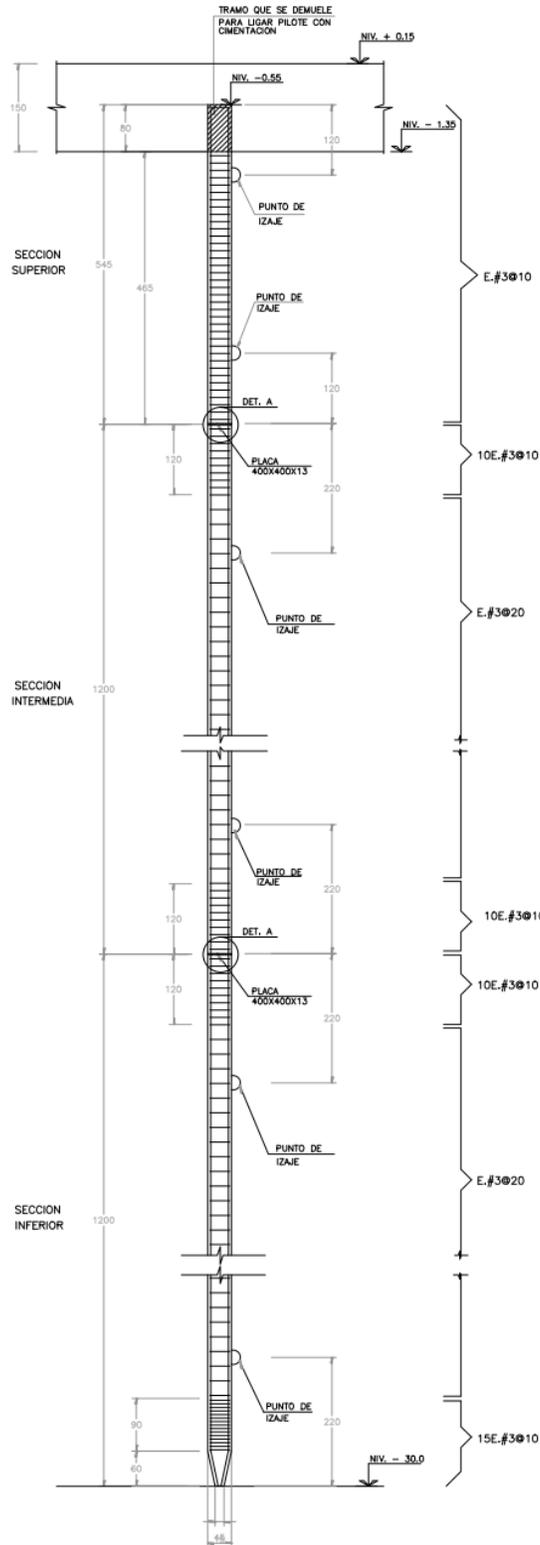


Figura 3.13 Detalle de los pilotes de los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales

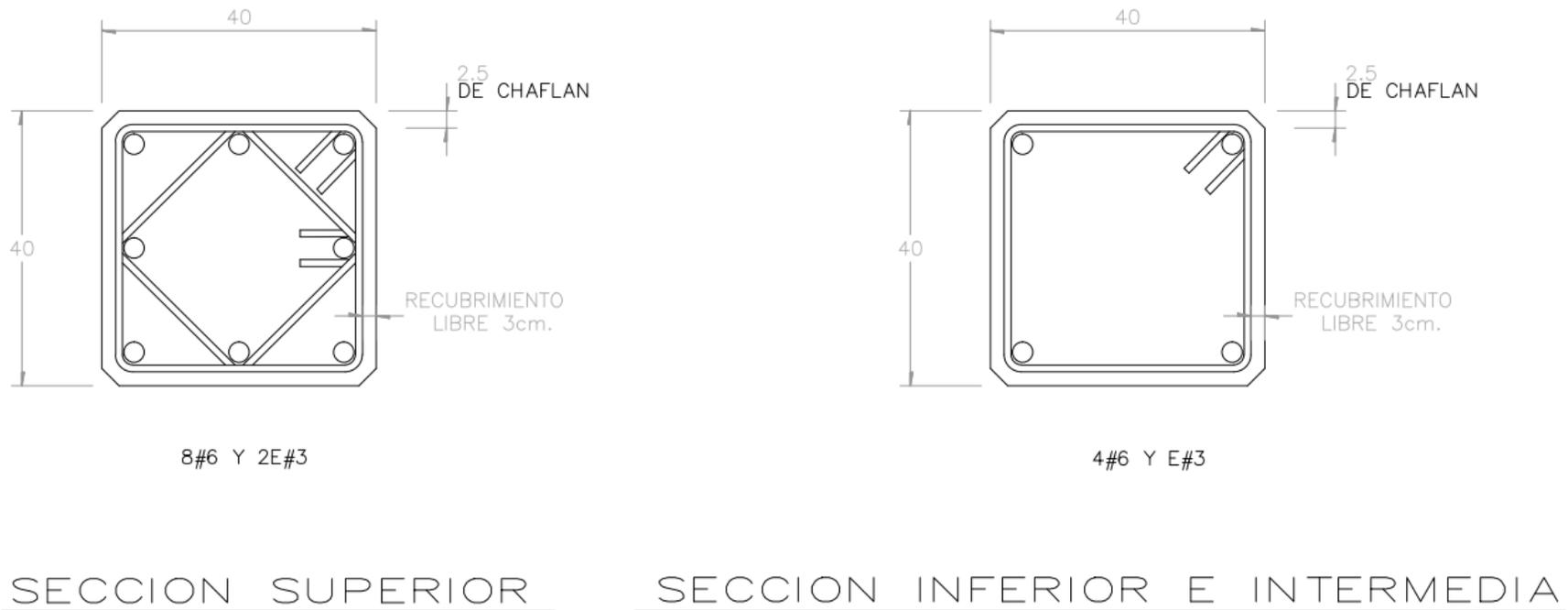


Figura 3.14 Armados en las secciones de los pilotes de los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales

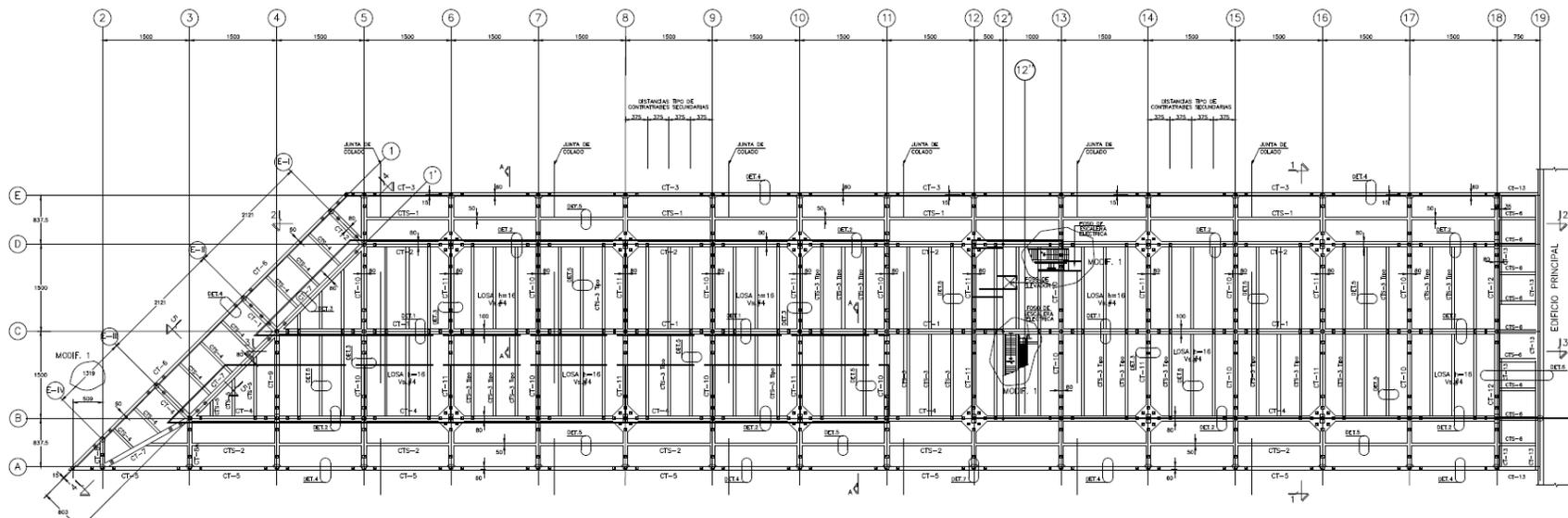


Figura 3.15 Planta Baja (PB) del edificio de llegadas y salidas nacionales

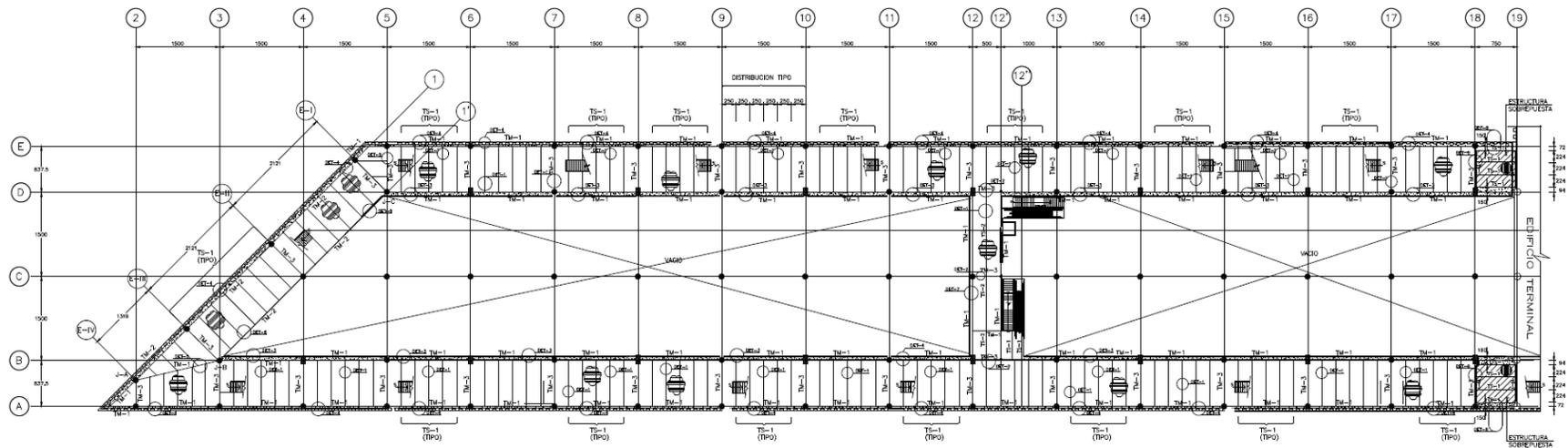


Figura 3.16 Planta nivel Mezzanine +3.75 [m] (MEZ) del edificio de llegadas y salidas nacionales

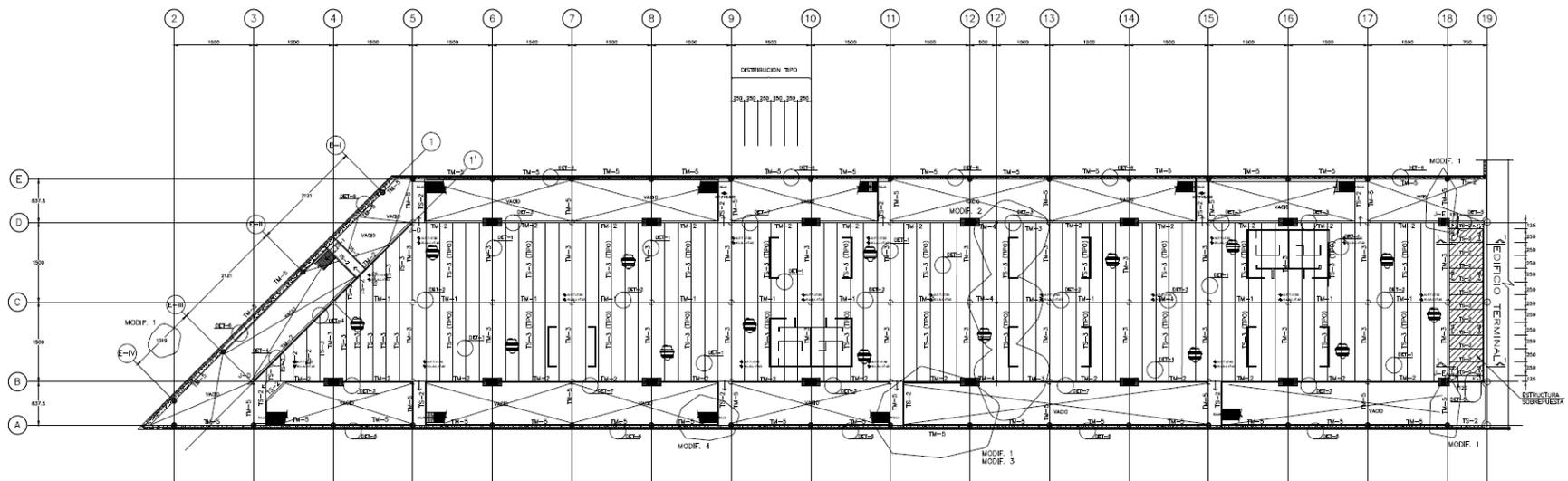


Figura 3.17 Planta Alta (PA) del edificio de llegadas y salidas nacionales

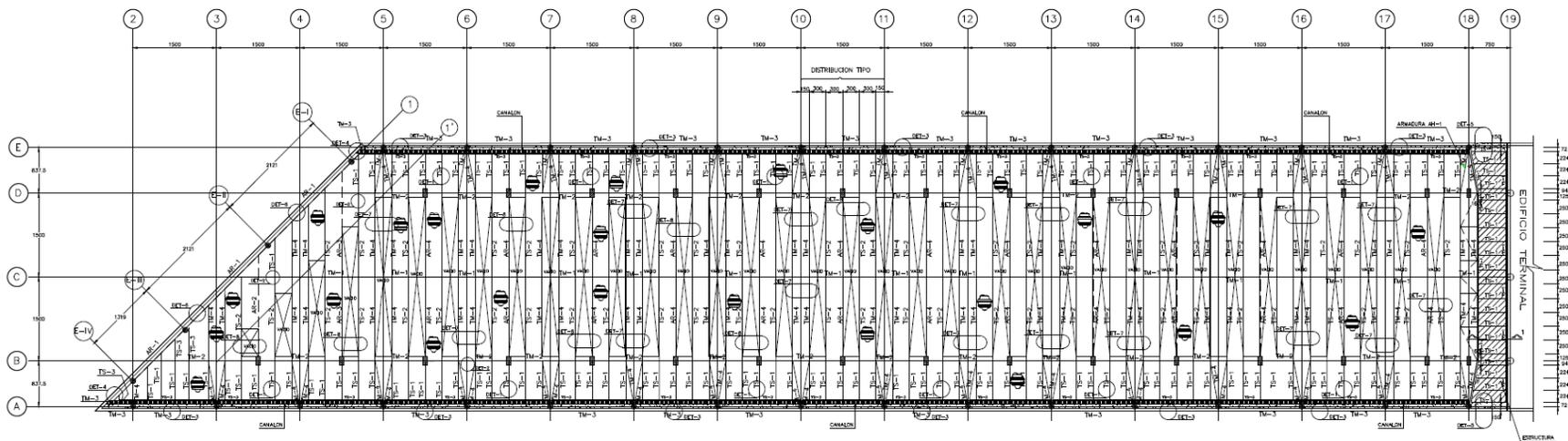


Figura 3.18 Planta Azotea (AZOT) del edificio de llegadas y salidas nacionales

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

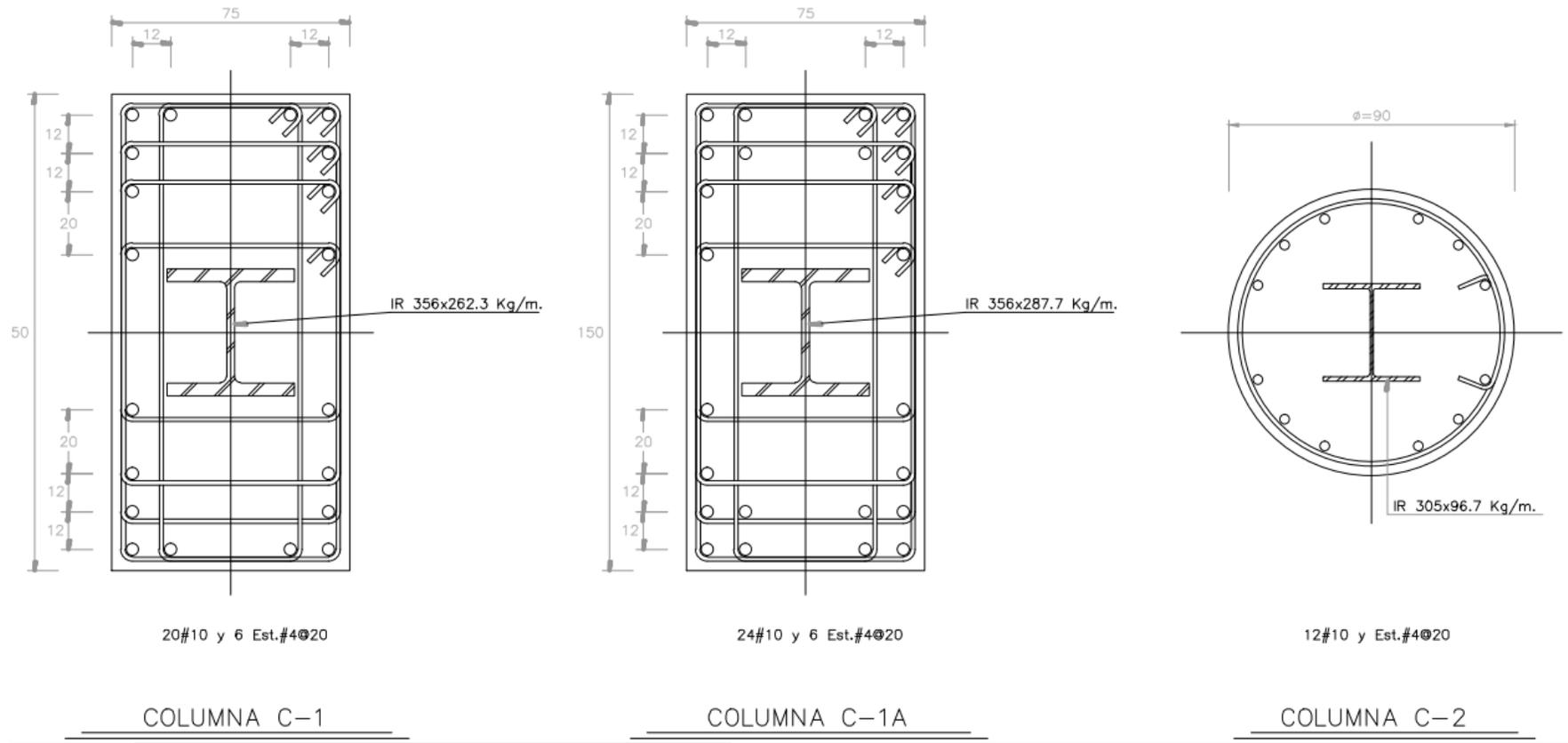


Figura 3.19 Armado de columnas en sección compuesta del edificio de llegadas y salidas nacionales e internacionales

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

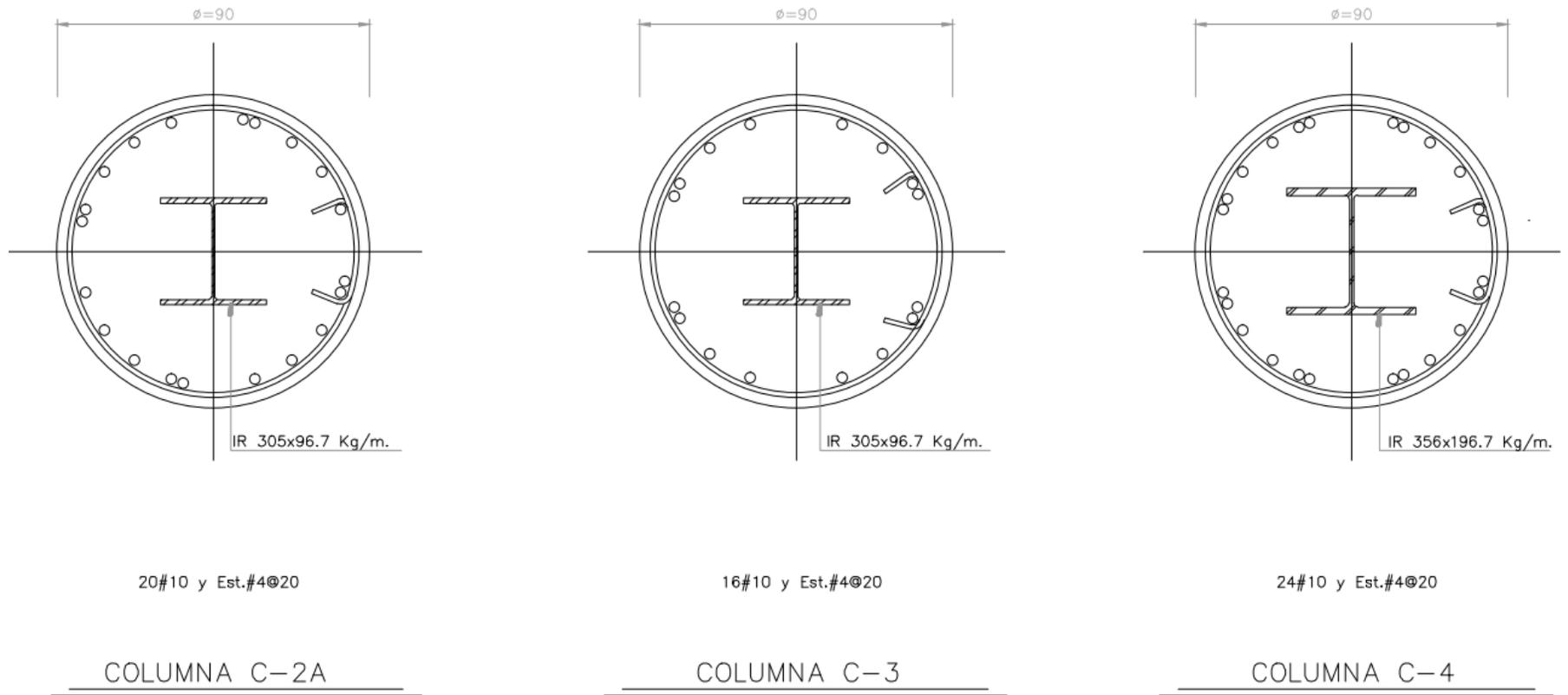


Figura 3.20 Armado de columnas en sección compuesta del edificio de llegadas y salidas nacionales, para el edificio de llegadas y salidas internacionales las columnas C-2A y C-3 son también las presentadas en esta figura

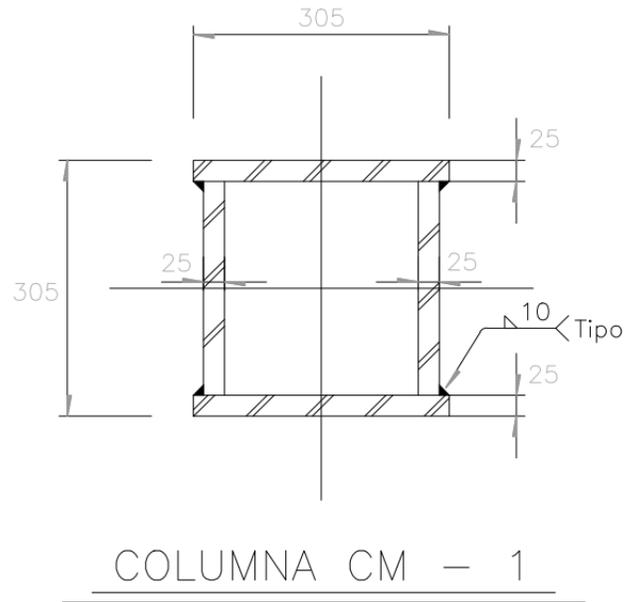


Figura 3.21 Columna metálica del edificio de llegadas y salidas nacionales e internacionales

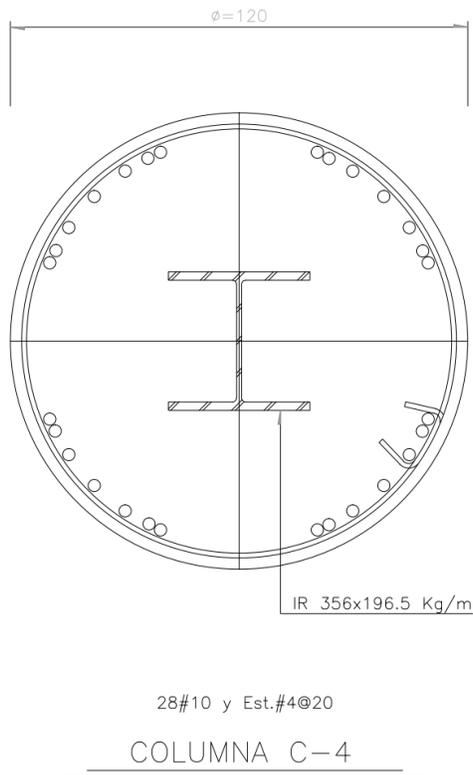


Figura 3.22 Columna C-4 en sección compuesta para el edificio de llegadas salidas internacionales

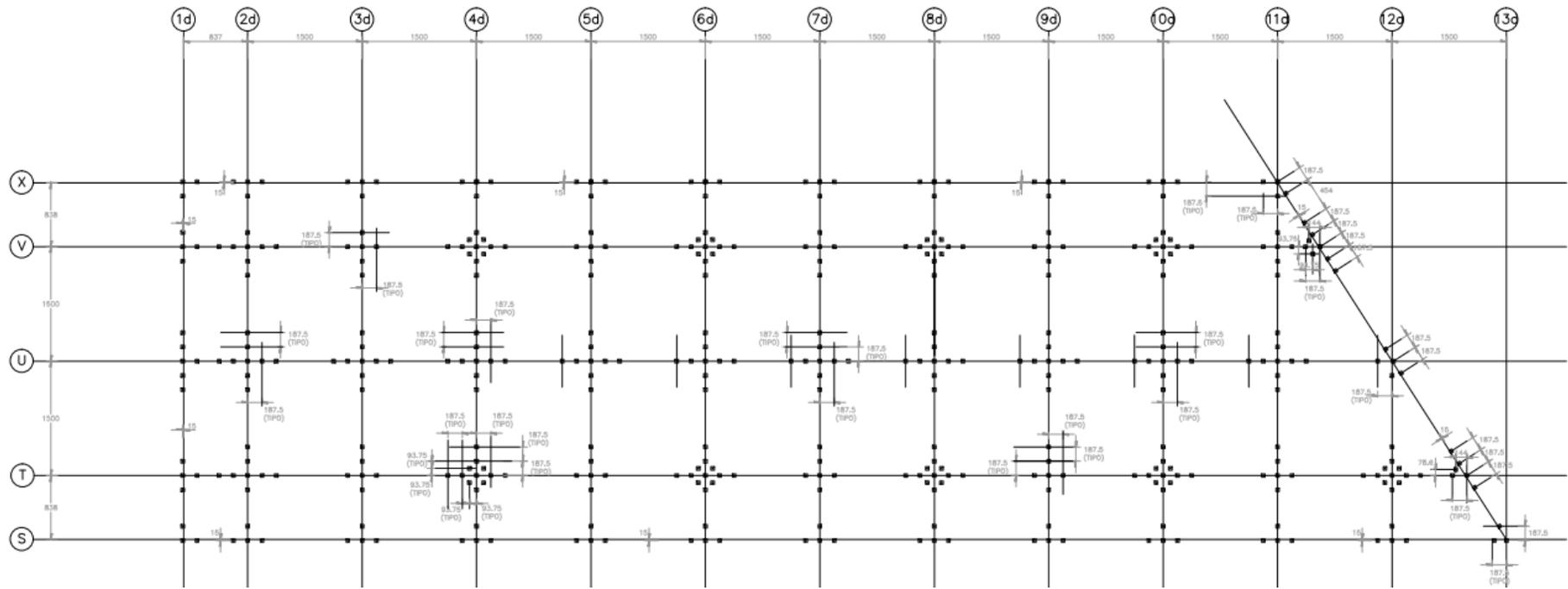


Figura 3.23 Planta de localización de pilotes del edificio de llegadas y salidas internacionales

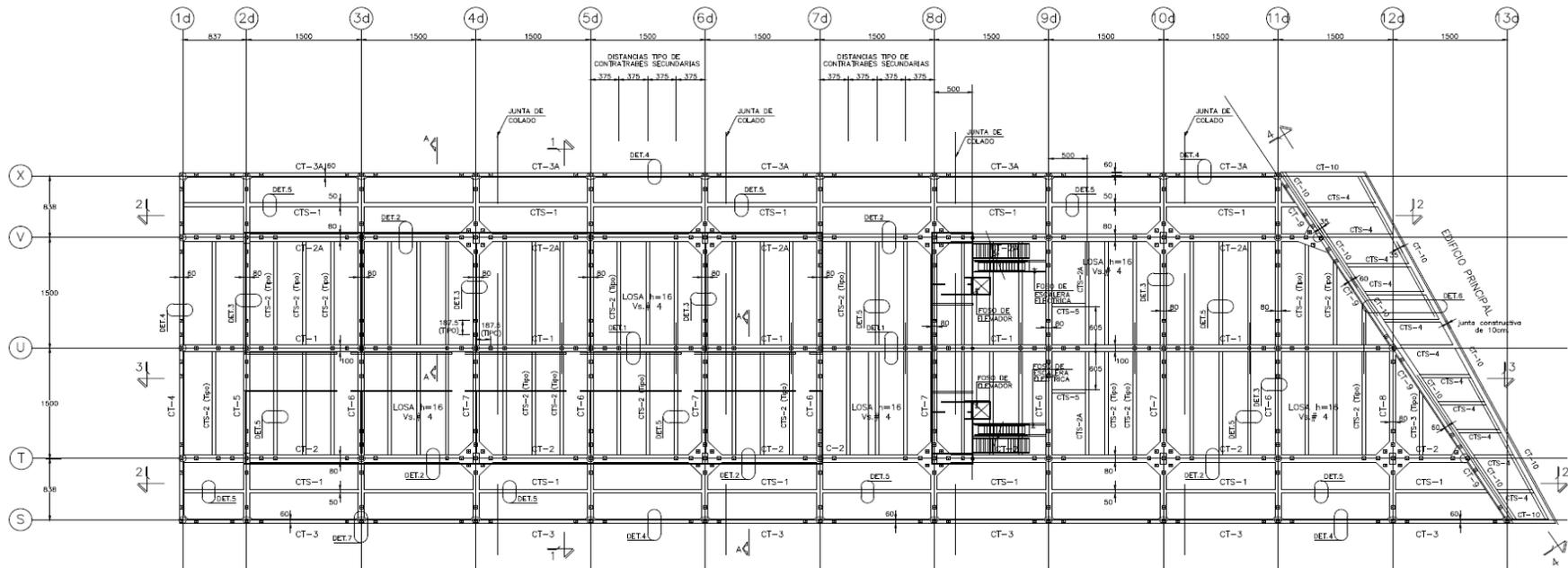


Figura 3.24 Planta Baja (PB) del edificio de llegadas y salidas internacionales

CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURAS

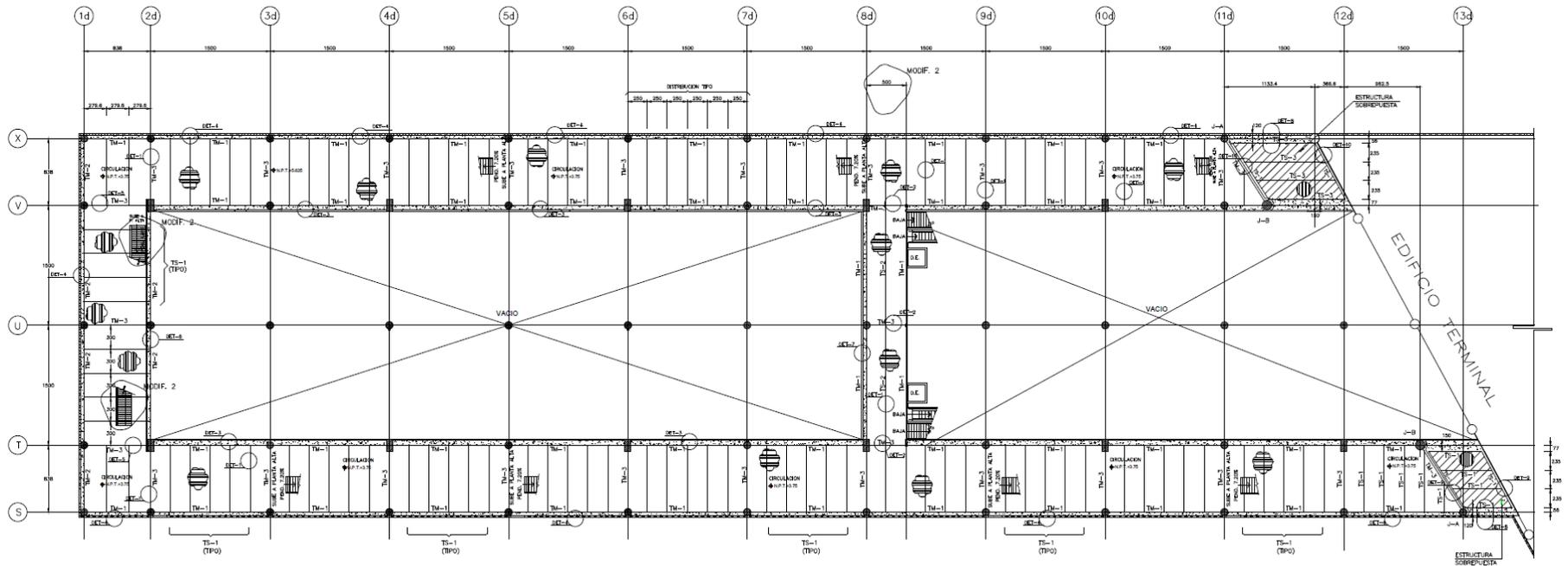


Figura 3.25 Planta nivel Mezzanine +3.75 [m] (MEZ) del edificio de llegadas y salidas internacionales

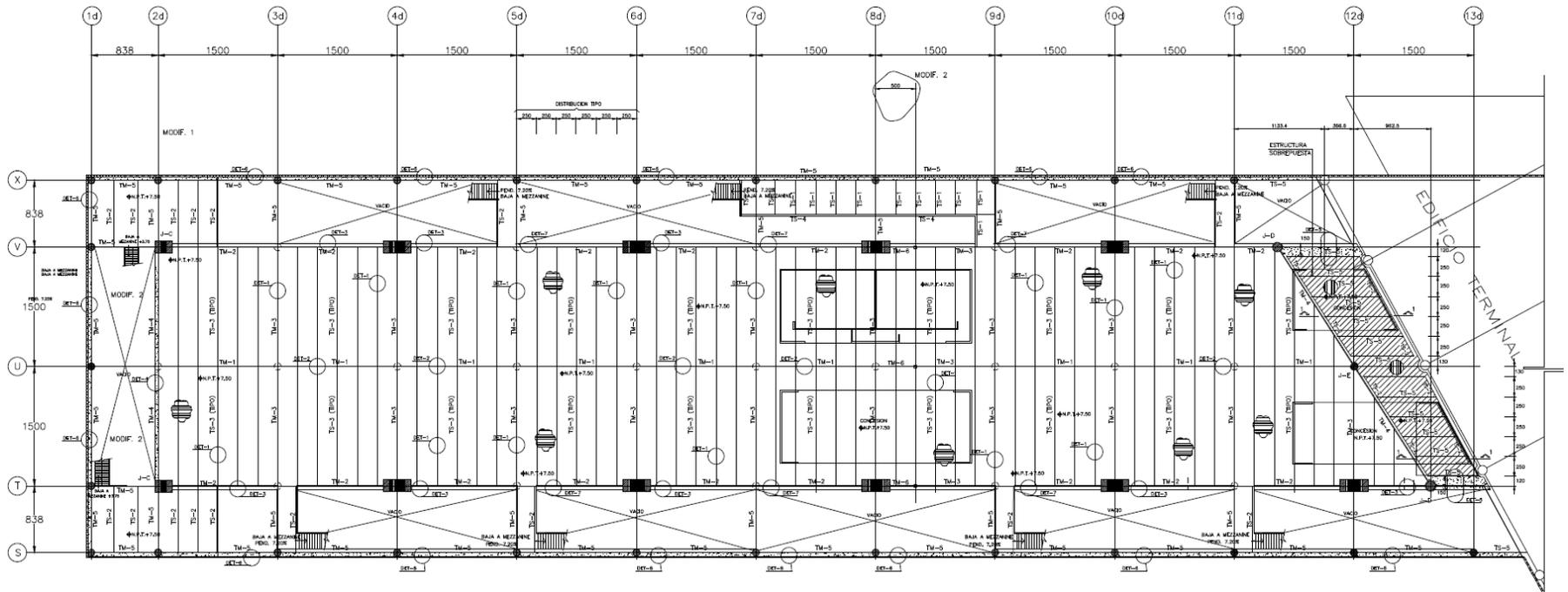


Figura 3.26 Planta Alta (PA) del edificio de llegadas y salidas internacionales

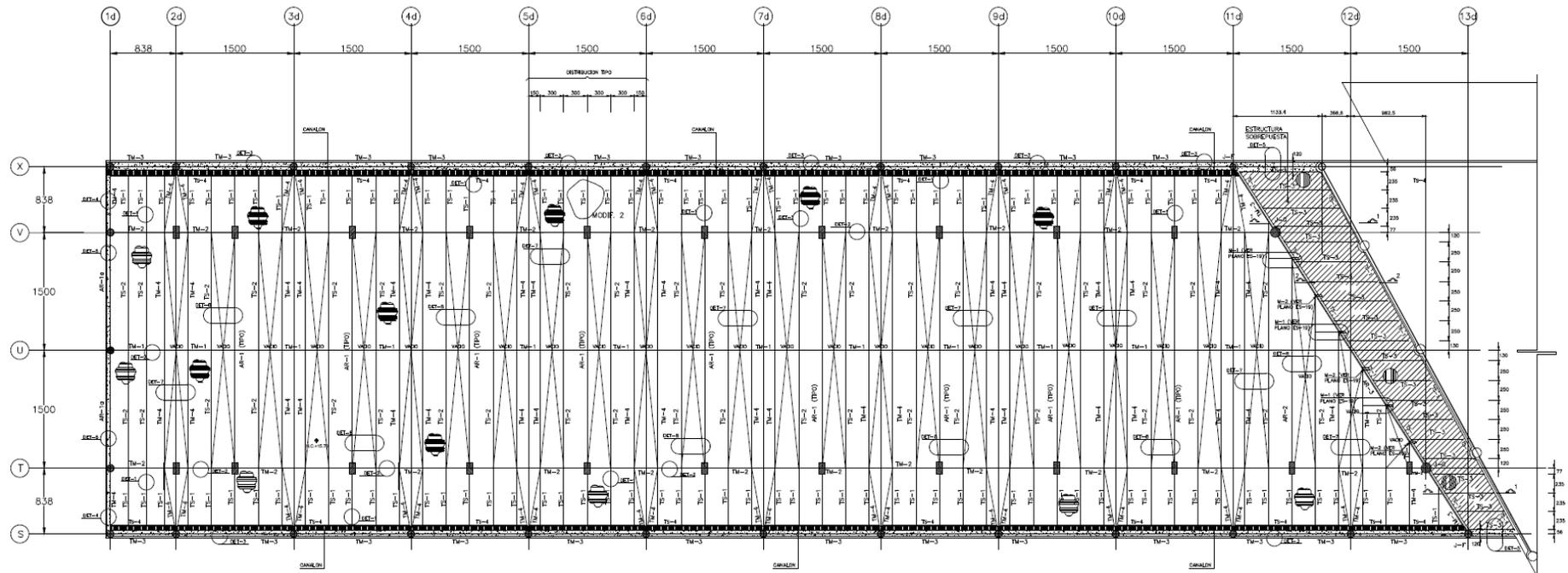


Figura 3.27 Planta Azotea (AZOT) del edificio de llegadas y salidas internacionales

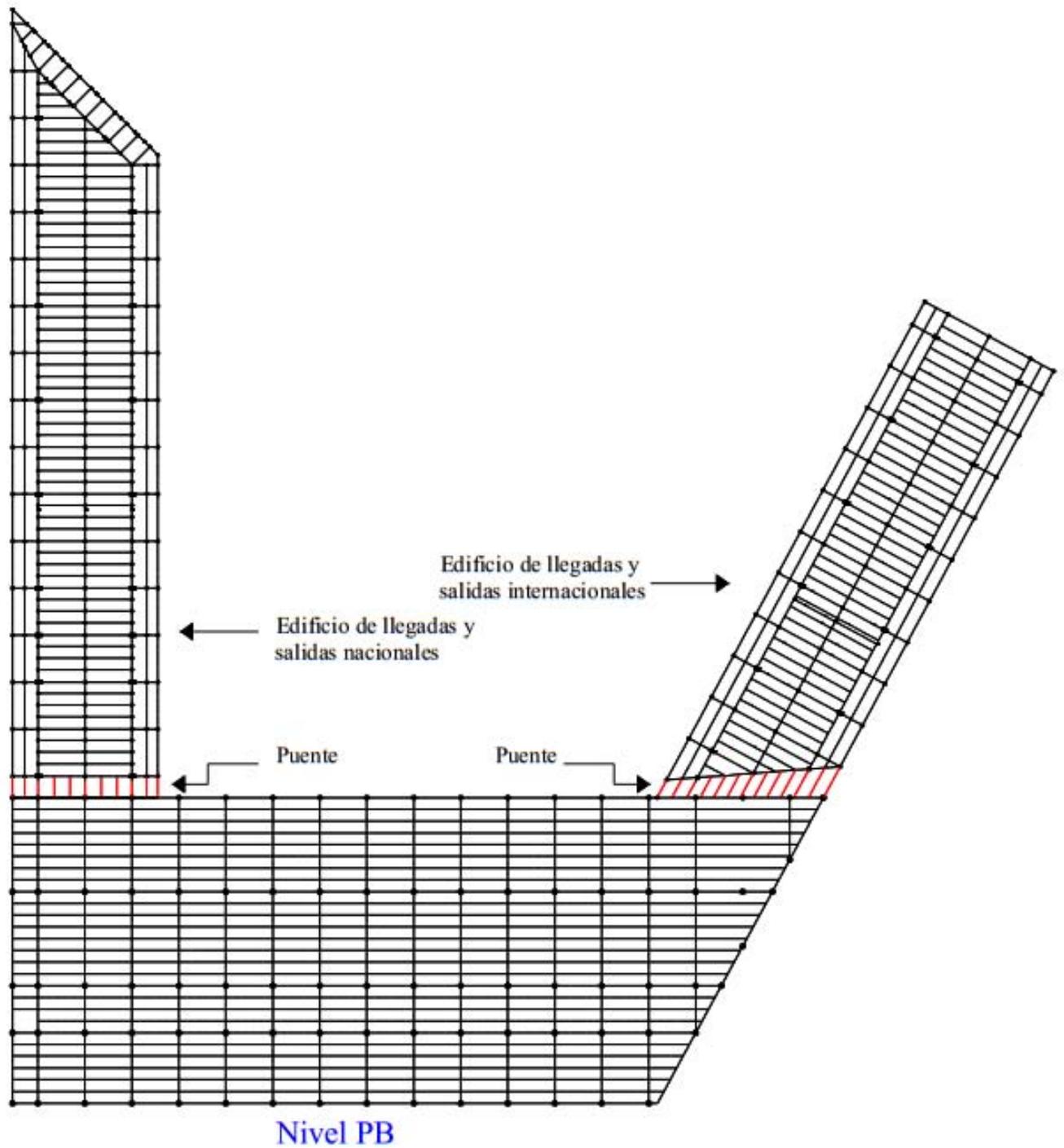


Figura 3.28 Vista en planta del modelo con los edificios del conjunto ensamblados correspondiente al nivel de planta baja (PB)

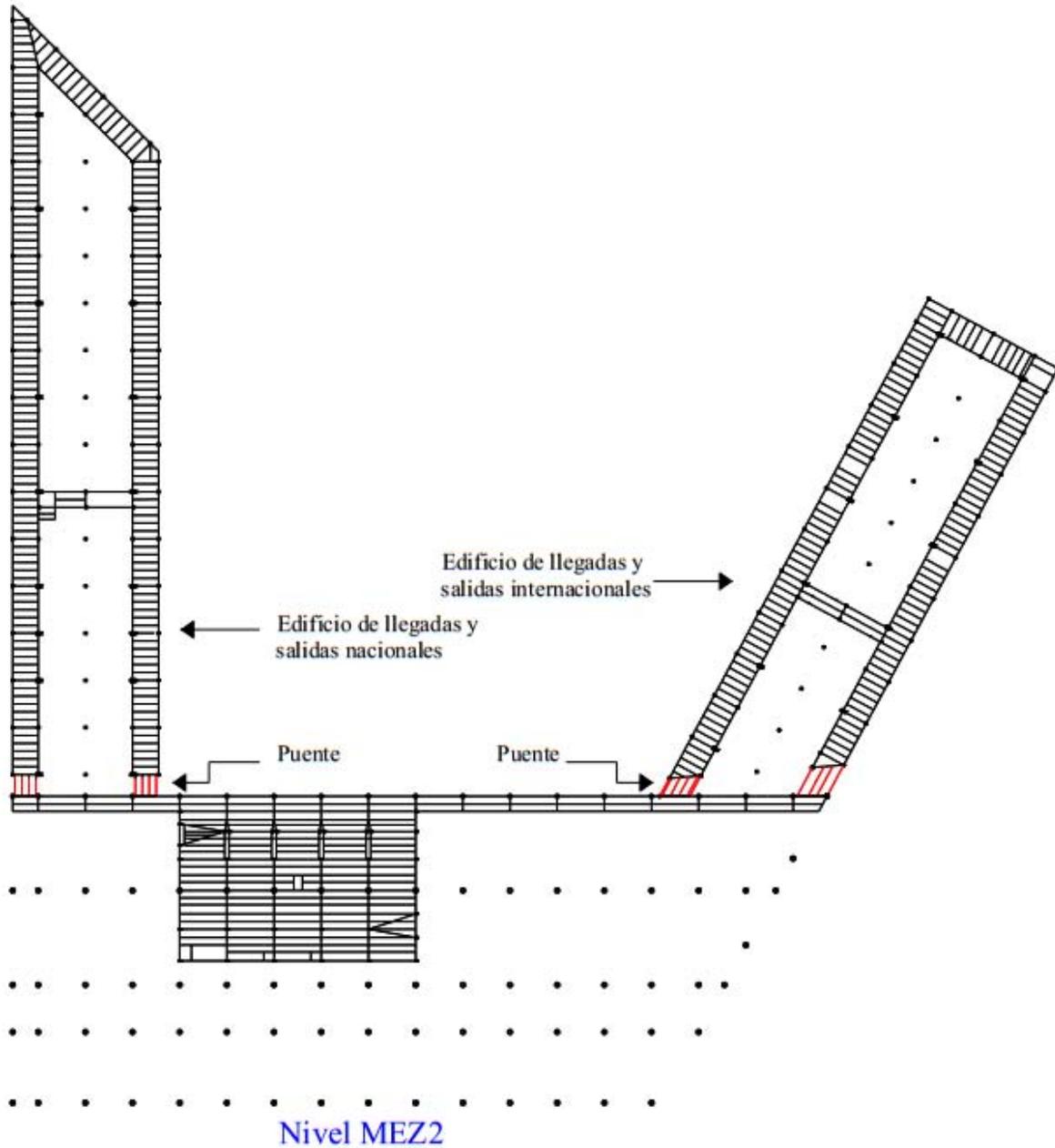


Figura 3.29 Vista en planta del modelo con los edificios del conjunto ensamblados correspondiente al nivel mezzanine, altura de 3.75 [m]

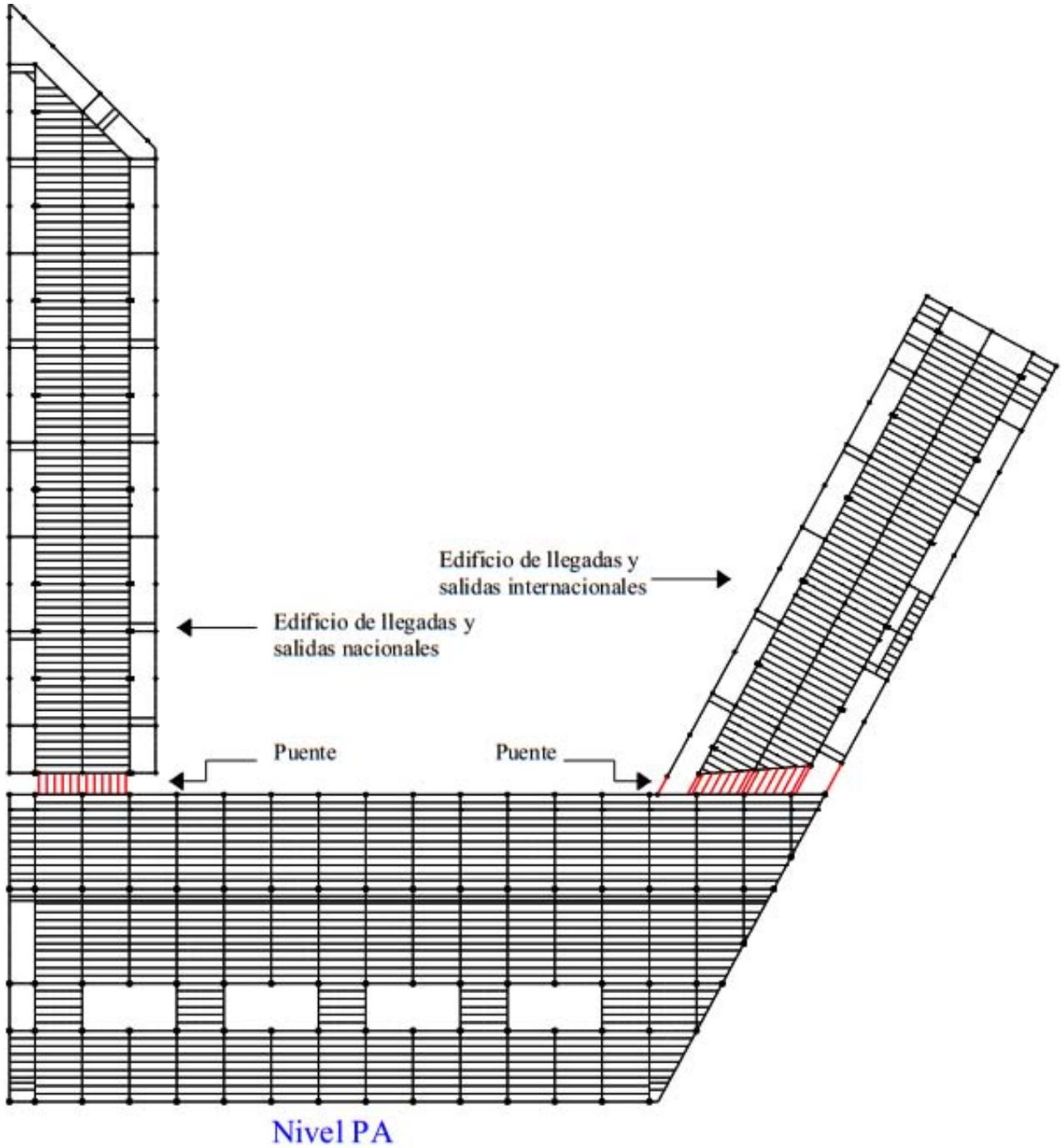


Figura 3.30 Vista en planta del modelo con los edificios del conjunto ensamblados correspondiente al nivel de planta alta (PA), altura de 7.50 [m]

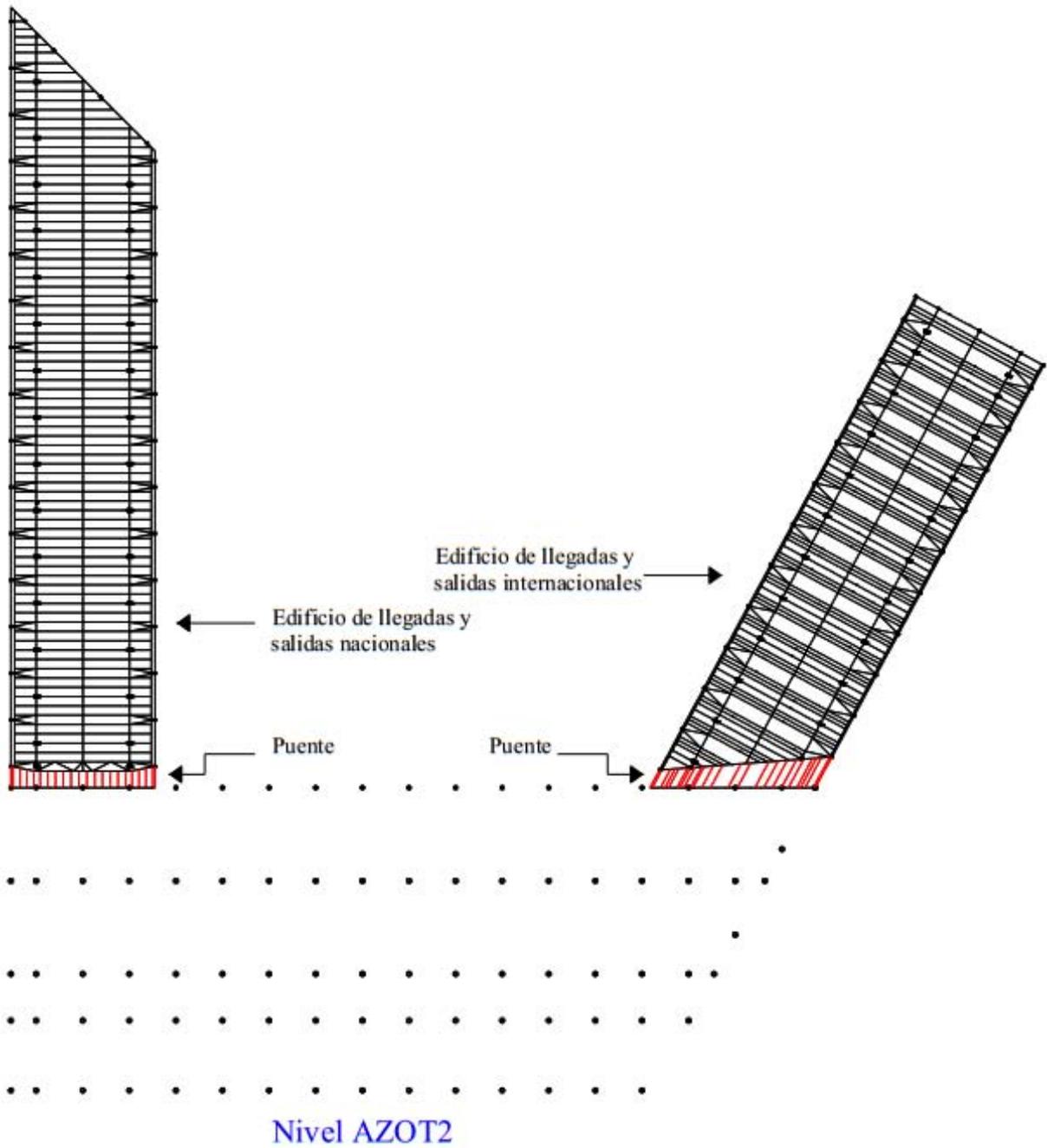


Figura 3.31 Planta Azotea del modelo con los edificios del conjunto ensamblados correspondiente al nivel azotea (AZOT) de los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales

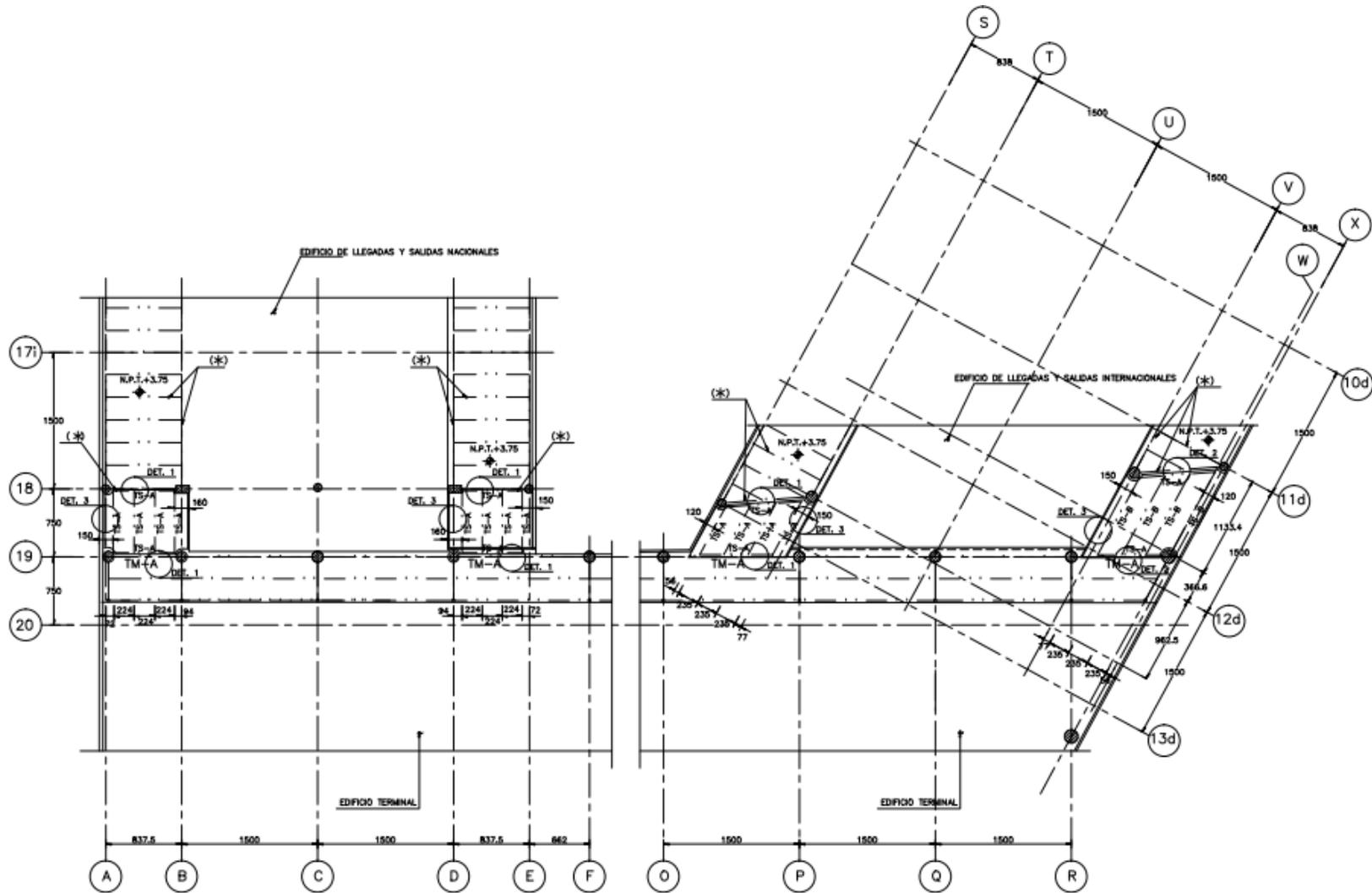


Figura 3.32 Planta de transición en la elevación de +3.75 [m], nivel mezzanine de los tres edificios

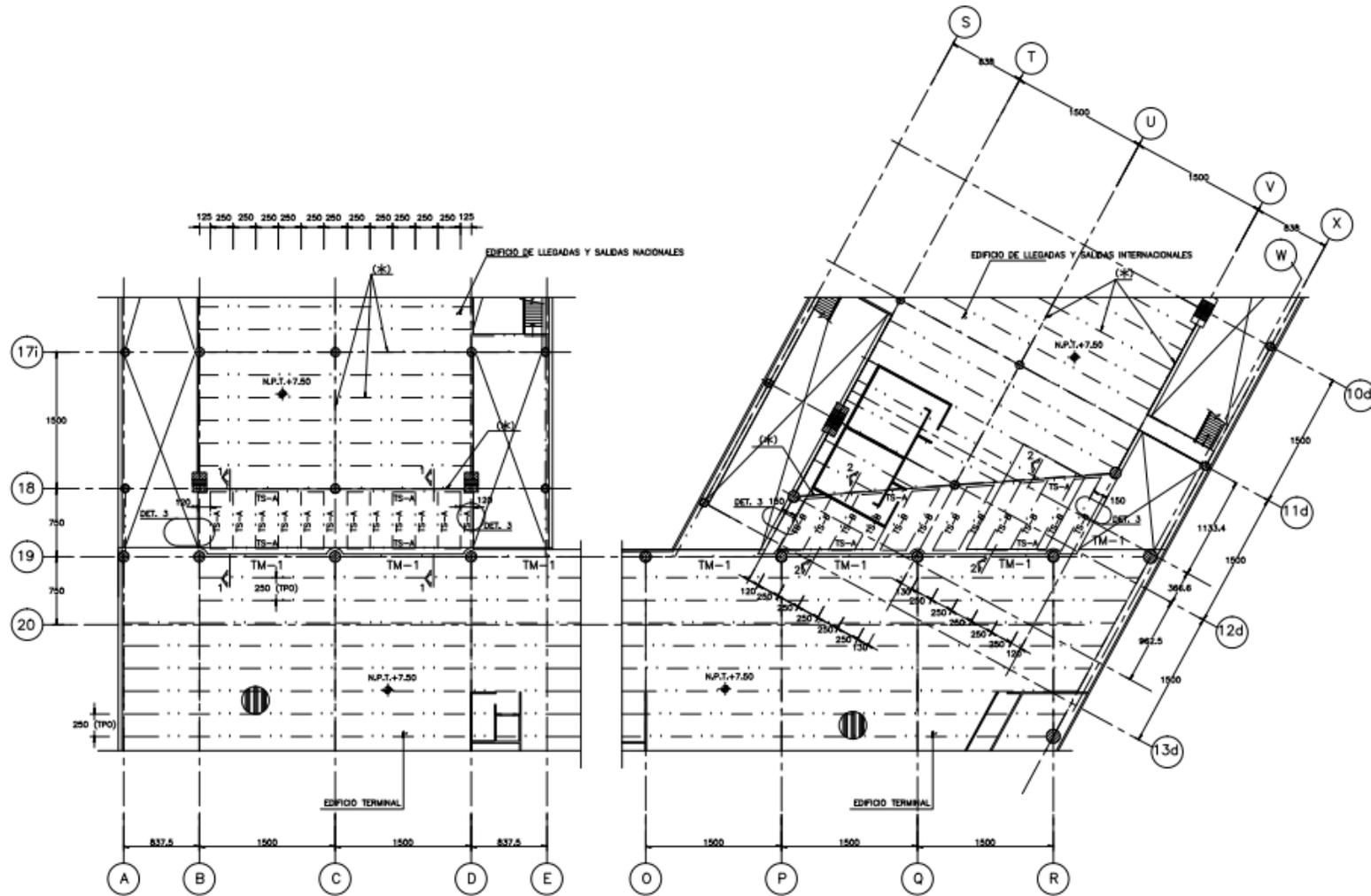


Figura 3.33 Planta de transición en la elevación de +7.50 [m], correspondiente al nivel N+7.5 para el edificio terminal y nivel de planta alta (PA) de los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales

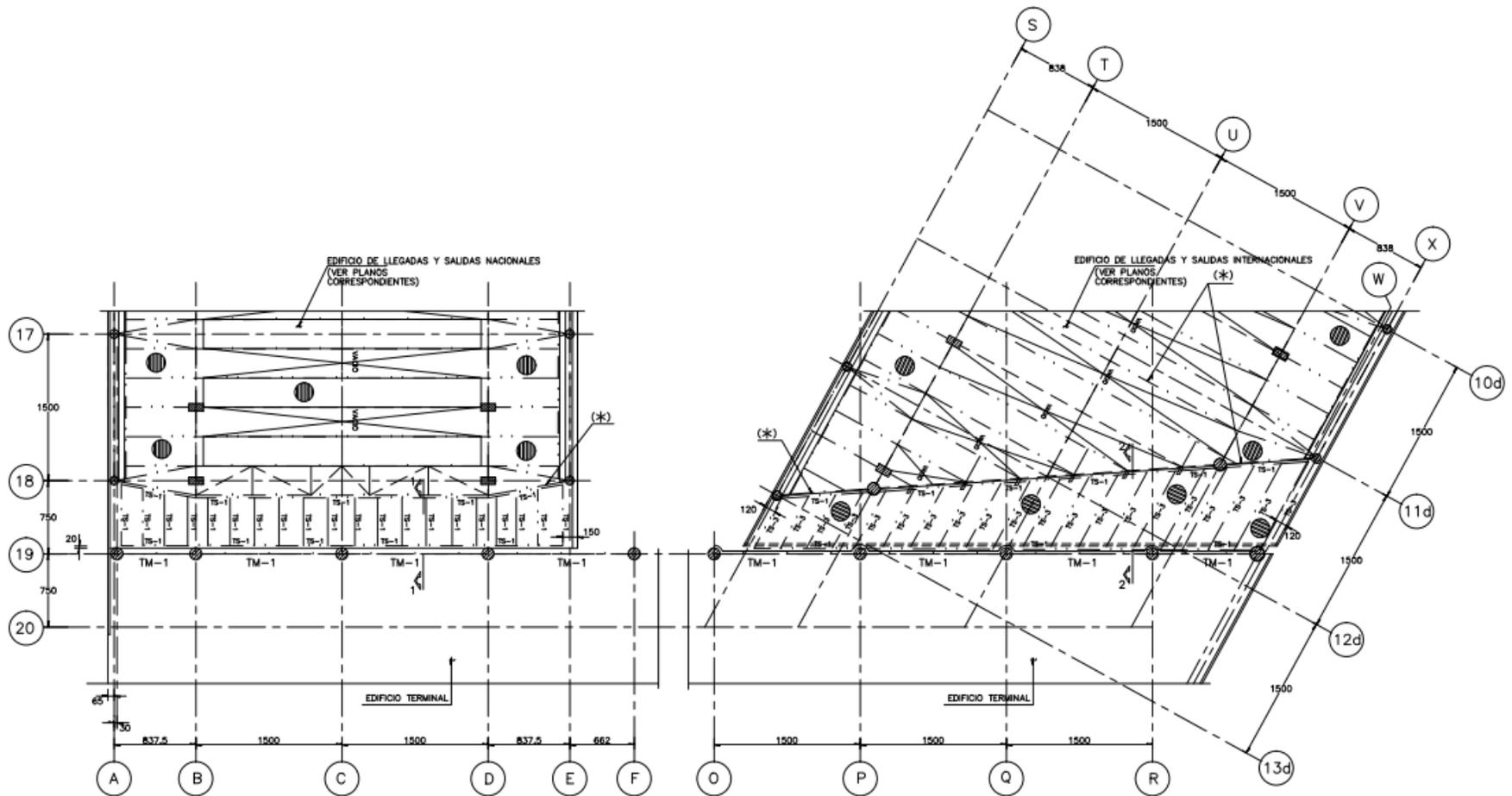


Figura 3.34 Planta de transición en la elevación de +15.00 [m], correspondiente a el nivel azotea de los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales, el edificio Terminal no tiene continuidad a esta altura

4. PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Con el fin de conocer los periodos dominantes de los principales modos de vibrar que presentan los edificios se realizaron pruebas de vibración ambiental, de esta manera se obtuvo un punto de comparación entre los resultados obtenidos por medio de los modelos matemáticos elaborados en el programa de computadora ETABS y los resultantes de estas mediciones.

4.1 Tipos de pruebas

Dentro de las metodologías existentes para obtener información de una estructura por medio de la inspección detallada se encuentran las técnicas aplicadas a elementos y las pruebas que pueden aplicarse sobre la estructura completa, en este caso se hará enfoque en estas últimas. Las pruebas que componen este último grupo son:

- Pruebas de carga estática.
- Pruebas de carga dinámica.
- Pruebas de vibración ambiental.

Por medio de las pruebas de carga estática se determina la confiabilidad de la estructura ante el posible colapso debido al deterioro de la misma. Estas pruebas están diseñadas para conocer la respuesta estructural bajo cargas a corto plazo, por ejemplo, por medio de ellas se pueden obtener parámetros relacionados con el comportamiento ante torsión, flexión, carga axial o ante la combinación de distintas cargas, sin embargo, en caso de optar por la realización de este tipo de pruebas debe tenerse presente la posibilidad de dañar la estructura, o bien, en el peor de los casos que esta no resista la prueba y quede destruida, por esta razón este tipo de pruebas no siempre son recomendables.

En el caso de las pruebas de carga dinámica, estas se realizan cuando se requiere conocer el deterioro de una estructura sin utilizar herramientas destructivas para ello. Por ejemplo, en el caso de las estructuras de concreto es común la degradación de rigidez a través del tiempo debido a los agrietamientos que se presentan en la estructura, entonces, para conocer el comportamiento en el estado actual se pueden aplicar las pruebas dinámicas al someter la estructura ante una excitación, o bien, registrar aquellas originadas por los sismos que ha resistido y con la información que se obtenga determinar los nuevos parámetros como pueden ser las frecuencias naturales de vibrar, sus formas modales y la rigidez de la estructura. Se debe mencionar que para estas pruebas es necesario inducir las excitaciones por medio de equipo especial.

Las pruebas de vibración ambiental en cambio, permiten medir las vibraciones en las estructuras producidas por situaciones cotidianas que se presenten durante la ocupación o vida útil de la estructura, es decir, basta con que la estructura esté sujeta a cargas de servicio y así por medio de la actividad de las personas que hacen uso de las instalaciones, por el funcionamiento del equipo que ahí se encuentre o en algunos casos por el tránsito de vehículos y el empuje de viento se puede obtener la información buscada. La principal ventaja de este tipo de mediciones es que pueden realizarse sin interferir en las actividades cotidianas que se realicen en el inmueble y a través de ellas obtener las frecuencias de vibrar de las estructuras para conocer su recíproco, el periodo de vibración de la estructura.

4.2 Resultados

Los resultados obtenidos por medio de estas pruebas incluyen el periodo de vibrar que se tiene en el sitio donde están desplantados los edificios además de los principales periodos en los tres primeros modos de vibrar, dos de traslación y uno de rotación.

La frecuencia obtenida para la vibración del suelo en la zona de interés fue de 0.26 [Hz] en las direcciones norte-sur y este-oeste por lo que el periodo de vibración resultante para el sitio resulta de 3.8 [s], para la construcción del espectro de diseño empleado en el modelo tridimensional de análisis se consideró el periodo de 3.5 [s] de acuerdo a las curvas de isoperiodos de las NTC-Sismo del RCDF-2004. Los resultados se presentan en la tabla 4.1.

Las tablas 4.2 a 4.4 muestran las frecuencias y periodos obtenidos para el edificio Terminal y para los de llegadas y salidas nacionales e internacionales.

CAPÍTULO 4. PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Tabla 4.1 Resultados de las pruebas de vibración ambiental realizadas en el sitio de interés para la determinación del periodo dominante del sitio

Dirección	F_s [Hz]	T_s [s]
N-S	0.26	3.80
E-O	0.26	3.80

Tabla 4.2 Resultados de las pruebas de vibración ambiental realizadas en el edificio Terminal para la determinación de los periodos de vibración de la estructura

Edificio Terminal		
<i>Dirección</i>	<i>F_s [Hz]</i>	<i>T_s [s]</i>
X (Longitudinal)	1.26	0.794
Y (Transversal)	1.61	0.621
θ (Torsión)	1.69	0.592

Tabla 4.3 Resultados de las pruebas de vibración ambiental realizadas en el edificio de llegadas y salidas nacionales para la determinación de los periodos de vibración de la estructura

Edificio de llegadas y salidas nacionales		
<i>Dirección</i>	<i>F_s [Hz]</i>	<i>T_s [s]</i>
X (Longitudinal)	1.75	0.571
Y (Transversal)	1.60	0.625
θ (Torsión)	1.77	0.565

CAPÍTULO 4. PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Tabla 4.4 Resultados de las pruebas de vibración ambiental realizadas en el edificio de llegadas y salidas internacionales para la determinación de los periodos de vibración de la estructura

Edificio de llegadas y salidas internacionales		
<i>Dirección</i>	<i>F_s [Hz]</i>	<i>T_s [s]</i>
X (Longitudinal)	1.69	0.592
Y (Transversal)	1.81	0.552
θ (Torsión)	2.00	0.500

5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

En este capítulo se presentan los resultados del análisis realizado en los tres edificios que componen el proyecto de interés y han sido descritos en el capítulo tres. Para conocer la respuesta de las estructuras ante cargas accidentales, en este caso el sismo, se hizo un análisis dinámico modal como lo establece el Apéndice A (AA) de las NTC-Sismo del RCDF-2004, debido a esto al elaborar el espectro de diseño fue necesario tomar en cuenta el periodo de vibración que se tiene en el terreno, Zona IIIId, en todos los edificios dicho periodo se consideró de 3.5 [s]. El análisis se realizó considerando que cada edificio es independiente del otro, es decir, se analizaron por separado, también se realizó un análisis para conocer la respuesta de los edificios en caso de que la estructura trabaje en conjunto. Como se menciona anteriormente, los análisis realizados se hicieron de acuerdo a lo establecido en la normatividad vigente, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) correspondientes al año 2004. Adicionalmente, únicamente para los edificios considerados de manera independiente se realizaron los mismos análisis pero considerando la nueva propuesta de las NTC-Sismo que están siendo actualizadas y pronto sustituirán a las del año 2004 con el fin de comparar las diferencias que se obtienen en su respuesta.

5.1 Modelos estructurales

Para la elaboración del modelo del edificio Terminal se consideraron los niveles mostrados en la tabla 3.1, la estructura del modelo se hizo según la información proporcionada por la dependencia correspondiente. En la fig 5.1 se muestran algunas imágenes completas obtenidas del modelo matemático elaborado, para la fig 5.2 se muestran imágenes de cada nivel del modelo con su respectiva altura, estas alturas son más pequeñas que la presentadas en la tabla 3.1 porque el nivel de cimentación se considera con valor

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

negativo (-2.50 [m]) y a partir de este, comienza el nivel de planta baja seguido de los 4 niveles restantes, en dichas figuras también se observa de una mejor manera la cubierta descrita anteriormente. Debido a las características de la cimentación de este edificio, pilas con capacidad de penetración de tres metros dentro del estrato resistente, el modelo matemático se considera como un edificio empotrado, lo cual, se aproxima mucho a la realidad.

Los niveles del modelo matemático realizado para el edificio de llegadas y salidas nacionales son los mostrados en la tabla 3.2, en este caso, la altura total que se alcanza es de 15.00 [m], menor que la mostrada en dicha tabla ya que el nivel de cimentación se considera negativo (-1.50 [m]). La fig 5.3 muestra imágenes tridimensionales completas del modelo matemático elaborado, cabe mencionar que en color rojo se tienen las contratrabes de la cimentación del edificio, en este caso, además de estas se tienen pilotes de fricción que llegan hasta 30 [m] de profundidad, por esta razón y para hacer un análisis lo más apegado a la realidad, se consideró la interacción del suelo sobre el cual se desplanta el edificio y la estructura del mismo a nivel de cimentación. En la fig 5.4 se muestran vistas tridimensionales de los distintos niveles que componen el edificio de manera independiente, en ellas es posible observar de una mejor manera la estructura del edificio.

En el caso del edificio de llegadas y salidas internacionales, la fig 5.5 muestra las imágenes tridimensionales del modelo matemático correspondiente a este edificio y la 5.6 muestra imágenes tridimensionales de los distintos niveles de forma independiente, al igual que en el edificio anterior, a nivel de cimentación del modelo se consideró la interacción suelo estructura para un mejor análisis.

Una vez elaborados los modelos matemáticos de cada edificio de manera independiente, estos se ensamblaron en el mismo programa de computadora, conservando así todas sus propiedades y facilitando la manera de trabajar en ellos con el fin de conocer la respuesta que tienen cuando trabajan en conjunto, la fig 5.7 muestra algunas imágenes tridimensionales completas del modelo ensamblado, además, en las figs 5.8 y 5.9 se presenta el puente a través del cual se hizo el ensamble de los modelos, como es posible observar en el nivel de cimentación (color rojo), el puente solo es a base de contratrabes ya que el único fin es dar continuidad al sistema de piso. Cabe aclarar que no se presentan resultados de dicho modelo en este trabajo porque se considera que con la información mostrada de los análisis de cada edificio de manera independiente se obtuvo una respuesta adecuada de los edificios y es suficiente para ilustrar el comportamiento de ellos, sin embargo, el análisis sí fue realizado.

En todos los modelos empleados para el análisis se manejaron tres grados de libertad, dos de traslación y uno de rotación.

Los módulos de elasticidad de los distintos materiales empleados se asignaron según el tipo de estos. Para el concreto, dicha propiedad depende de la resistencia a compresión que tenga el elemento como lo establece el reglamento vigente, es decir, se utilizó la expresión $14000\sqrt{f'_c}$, las resistencias a compresión del concreto utilizado son tres, como se estableció en el capítulo tres, los módulos de elasticidad obtenidos fueron los siguientes:

$$E_c = 14000\sqrt{250} = 221,359.44 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$E_c = 14000\sqrt{300} = 242,487.11 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$E_c = 14000\sqrt{450} = 296,984.85 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Para los perfiles estructurales, al tratarse de acero grado 50, el esfuerzo de fluencia asignado fue $f_y = 3515$ [kg/cm²].

5.2 Cálculo de respuestas

5.2.1 Análisis por carga vertical

Las cargas asignadas al modelo del edificio Terminal son las mostradas en la tabla 5.1, estas se asignaron según la información proporcionada en la memoria de cálculo, además, las tablas 5.2 y 5.3 muestran las cargas utilizadas para los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales respectivamente. Para el análisis realizado es necesario aclarar que las cargas muertas y cargas vivas máximas mostradas en dichas tablas son usadas únicamente para un análisis por carga vertical o análisis estático de los edificios, mientras que para realizar un análisis dinámico o por cargas accidentales se usa la carga muerta y la carga viva instantánea.

El primer análisis realizado en cada uno de los edificios fue el estático con el fin de conocer las reacciones a nivel de la cimentación y por tanto, el peso total o carga muerta de cada uno de los edificios, este análisis también permitió conocer el peso propio de cada tipo de los elementos estructurales, como vigas, contratrabes, columnas y sistema piso, con esta información fue posible obtener el peso de cada uno de los niveles que conforman los edificios y posteriormente la masa de cada uno de ellos, esta última era necesaria para realizar más adelante el análisis dinámico. Las tablas 5.4 a 5.6 presentan estos resultados de manera

desglosada para cada nivel y tipo de elemento, el total que aparece en ellas corresponde a la suma del peso propio de cada edificio más la carga viva instantánea asignada, al igual que las masas totales, para los centros de masa presentados se tomó como referencia de eje “X” en la dirección longitudinal del edificio y el eje “Y” la dirección transversal.

Como era de esperarse de acuerdo a las dimensiones de cada uno de los edificios, el de mayor peso fue el edificio Terminal con una carga muerta de 74,067 [ton], seguido del edificio de llegadas y salidas nacionales con 23,994 [ton] y finalmente el de llegadas y salidas internacionales con 17,477 [ton], las figs 5.10 a 5.24 muestran la descarga total a nivel de cimentación para cada uno de los casos de carga usados, carga muerta, carga viva máxima y carga viva instantánea, además de la suma de la primera con las segunda y la primera con la tercera, estas figuras, muestran adicionalmente el número de pilotes que se tiene en cada punto de descarga de los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales.

5.2.2 Análisis sísmico

El análisis sísmico como se ha mencionado, se hizo según lo establecido en las NTC-Sismo del RCDF-2004, los edificios se ubican en la Zona III d, la fig 5.25 muestra dicha ubicación dentro de la zonificación sísmica establecida para el Distrito Federal.

Los espectros de diseño calculados se presentan en la fig 5.26, en la primera figura se muestran los espectros elásticos de diseño para estructuras pertenecientes a los grupos “A” y “B” así como los espectros de diseño reducidos por el factor de comportamiento sísmico, $Q=3$; la segunda figura mostrada presenta únicamente los espectros de diseño reducidos para estructuras del grupo “A” y “B”, el espectro usado para la revisión del conjunto de edificios es el espectro reducido para un estructura del grupo “A” debido a la importancia de los edificios. Se recuerda además que las pruebas de vibración ambiental arrojaron un periodo dominante del suelo de 3.8 [s], el considerado para el espectro de diseño fue de 3.5 [s] como se observa en las figuras correspondientes, se consideró además un factor de irregularidad $F.I.=0.8$.

5.2.2.1 Periodos de vibración

Los periodos para modos fundamentales de vibración de cada edificio se presentan en las tablas 5.7 a 5.9, estas tablas contienen los tres primeros modos de vibración en cada dirección del edificio, es decir, longitudinal, transversal y de torsión.

Para el edificio Terminal, el primer modo de vibrar corresponde a la traslación en la dirección longitudinal (larga) del edificio, el segundo se presenta en la dirección transversal

(corta) y el tercero corresponde a la torsión. Como se observa en la tabla 5.7 El periodo correspondiente al primer modo de vibrar tiene un valor relativamente pequeño por lo que puede decirse que el edificio no es muy flexible, además la diferencia existente entre los periodos calculados y los obtenidos con pruebas de vibración ambiental (medidos) no es considerable por lo que los resultados obtenidos tienen un buen grado de confianza. Cabe mencionar que los resultados calculados corresponden a un modelo con base fija o empotrada.

En el caso del edificio de llegadas y salidas nacionales los modos de vibrar se presentan de manera distinta al edificio Terminal, ya que el primer modo de vibrar corresponde a la traslación en la dirección transversal del edificio, el segundo a la traslación en la dirección longitudinal y el tercer modo a la torsión. La tabla 5.8 muestra una comparación entre los periodos obtenidos igualmente por pruebas de vibración ambiental y dos modelos del edificio en cuestión, el primero de ellos considerándolo empotrado en su base y el segundo considerando la interacción suelo estructura, según estos resultados, el edificio se comporta como si estuviese empotrado en su base, ya que los periodos medidos son mucho más parecidos a los obtenidos con el modelo de base fija o empotrada, esto se presentó por el tipo de cimentación que se tiene ya que a pesar de no llegar hasta el estrato resistente, los pilotes se colocaron a una profundidad de 30 [m], lo cual, se asimila mucho a una condición de empotramiento.

Finalmente, para el edificio de llegadas y salidas internacionales, los resultados calculados y medidos se presentan en la tabla 5.9. Para este edificio, igualmente con fines comparativos se realizó lo mismo que para el de llegadas y salidas nacionales, es decir, se compararon los periodos medidos con los calculados para una base flexible y una base fija. Tanto en las pruebas realizadas en campo como en los modelos matemáticos, el primer modo de vibrar corresponde a la traslación en la dirección transversal del edificio, el segundo a la traslación en la dirección longitudinal y el tercero a la torsión o rotación del edificio. Igual que en el edificio anterior, los resultados del modelo con base empotrada se aproximan más a los resultados obtenidos con las prueba de vibración ambiental, la razón es que cuentan con el mismo tipo de cimentación que el edificio de llegadas y salidas nacionales, es decir, pilotes de fricción desplantados a una profundidad de 30 [m].

5.2.2.2 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales obtenidos para cada edificio se presentan en las figs 5.27 a 5.29, en cada figura se muestran desplazamientos para condiciones de servicio y condiciones de colapso, para las primeras los desplazamientos obtenidos del modelo fueron multiplicados por el factor $Q'R/7$, en el caso de los desplazamientos por colapso, los

desplazamientos obtenidos se multiplican por únicamente por el factor $Q'R$, ambos factores calculados para el periodo fundamental de la estructura. Como se aprecia en dichas gráficas, el edificio que menores desplazamientos presenta es el de llegadas y salidas nacionales, seguido por el edificio de llegadas y salidas internacionales y finalmente el edificio Terminal. Otro punto destacar es que a pesar de que la profundidad de la cimentación de los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales es considerable (-30 [m]), este nivel presenta desplazamiento ante la consideración del sismo, caso contrario al edificio Terminal, cuya cimentación penetra el estrato resistente de suelo y por tanto, no presenta desplazamientos a este nivel.

5.2.2.3 Distorsiones angulares de entrepiso

Las distorsiones angulares o relativas de entrepiso se refieren a la relación entre el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso, esto se representa por la siguiente ecuación:

$$\gamma_e = \frac{\delta_{re}}{H_e}$$

Estas al igual que los desplazamientos deben ser multiplicados por los factores $Q'R/7$ para las condiciones de servicio y $Q'R$ para las condiciones de colapso de cada edificio. De acuerdo al sistema estructural que se tenga, el reglamento vigente establece límites para las distorsiones angulares, en este caso, para las condiciones de servicio se toma un valor permisible de 0.004 y para condiciones de colapso de 0.03. Las figs 5.30 a 5.32 presentan las distorsiones obtenidas de manera gráfica para cada uno de los edificios así como el límite permisible que se tiene en cada caso, como se observa en ellas, los edificios no presentan problemas en ningún caso ya que las distorsiones obtenidas se encuentran dentro de los límites establecidos.

5.2.2.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las fuerzas cortantes de entrepiso calculadas con el espectro de diseño usado (AA, NTC-Sismo RCDF-2004, $T_s=3.5$ [s] Zona IIIId) se presentan en las figs 5.33 a 5.35. El edificio Terminal presenta las fuerzas cortantes más grandes ya que además de ser el más pesado (tiene la mayor masa de los tres) también es el que tiene el mayor periodo de vibración por lo que le corresponde una ordenada espectral mayor que a los dos edificios restantes; el segundo edificio que presenta las fuerzas cortantes de entrepiso más grandes es el de llegadas y salidas nacionales y finalmente el de llegadas y salidas internacionales. Respecto a las

ordenadas espectrales, los tres edificios se encuentran en la rama ascendente del espectro ya que sus periodos son menores a un segundo.

5.3 Comparación de respuestas

La versión actual del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias vigentes corresponden al año 2004, estas están siendo actualizadas y la nueva propuesta se encuentra en etapa de revisión, entre otros, uno de los cambios importantes que tendrán las normas se presenta en las referentes al diseño por sismo, en las cuales, desaparecerá la opción de construir el espectro de diseño a través de las ecuaciones que aparecen en el Cuerpo Principal de las normas actuales, dejando únicamente el Apéndice A para la construcción de este espectro, esto significa que una vez aprobado el nuevo reglamento, siempre se deberá considerar el periodo de vibración que existe en el suelo donde se desplantará la estructura. Dicho apéndice también sufrirá cambios y en esta sección se realiza una comparación entre las respuestas obtenidas con el espectro de diseño construido a partir de la normatividad vigente y la que se encuentra en proceso de revisión.

La fig 5.36 muestra dos gráficas, en la primera de ellas se incluyen los espectros elásticos y reducidos de la normatividad vigente y la que se encuentra en etapa de revisión, en la segunda de ellas se muestran únicamente los espectros reducidos para cada una de las normatividades. Como se observa en estas gráficas, para el caso de análisis, los cambios más significativos son que el espectro construido con la nueva propuesta en la rama ascendente y meseta tiene una ordenada espectral mayor mientras que en la rama descendente, la ordenada espectral se reduce significativamente en comparación con el espectro construido con el reglamento actual, además, la meseta del nuevo reglamento es mucho más corta que la del reglamento actual.

5.3.1 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales obtenidos con la propuesta del nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se presentan en las gráficas de las figs 5.37 a 5.39. Además, las gráficas mostradas en las figs 5.40 a 5.45 muestran una comparación realizada entre los resultados obtenidos con el espectro de diseño definido en las NTC-Sismo del RCDF-2004 y las NTC-Sismo del RCDF-2014, reglamento que se encuentra en etapa de revisión y posteriormente remplazará al actual, se comparan resultados para condiciones de servicio y de colapso, como se observa en dichas figuras, los desplazamientos obtenidos con la nueva propuesta del reglamento resultan ser mayores a aquellos calculados con el reglamento actual, esto se esperaba ya que con los periodos que presentan los edificios les

corresponde una lectura en la rama ascendente del espectro de diseño y es una de las partes en las que la ordenada el nuevo espectro es mayor al espectro de diseño vigente.

5.3.2 Distorsiones angulares de entrepiso

Las distorsiones angulares de entrepiso obtenidas con el espectro de diseño calculado con la nueva propuesta del reglamento se presentan en las figs 5.46 a 5.48. Por otra parte, en las gráficas de las figs 5.49 a 5.54 se muestran las comparaciones realizadas entre las distorsiones angulares máximas de entrepiso obtenidas con el reglamento actual y aquellas obtenidas con la nueva propuesta, como se observa en cada una de ellas, las distorsiones calculadas con el nuevo reglamento resultan ser mayores que las obtenidas con el reglamento vigente, la razón es la misma que en el caso anterior, esto es, a los periodos obtenidos de cada uno de los edificios les corresponde una ordenada en el espectro de diseño nuevo que es mayor a la del espectro de diseño actual, por tal motivo, las distorsiones también incrementan. Tanto para el caso de condiciones de servicio como para las de colapso, se establecieron los límites que marca el reglamento vigente de acuerdo al sistema estructural que presenta cada edificio, como en los tres se tiene de manera general el mismo sistema estructural, dichos límites se tomaron como 0.004 para condiciones de servicio y 0.03 para condiciones de colapso; se debe recalcar que a pesar de haber realizado el análisis con un espectro mayor, los edificios no presentan problemas en estos aspectos y sus deformaciones se encuentran dentro de los límites establecidos.

5.3.3 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las fuerzas cortantes de entrepiso obtenidas con la propuesta del nuevo reglamento se muestran en las figs 5.55 a 5.57, al igual que para el análisis con el reglamento vigente, se consideró el periodo de vibración del suelo como $T_s=3.5$, respecto a los resultados obtenidos, se dan de manera similar a los cortantes anteriores, es decir, la mayor fuerza cortante de entrepiso se presenta para el edificio Terminal, seguido del de llegadas y salidas nacionales y finalmente el de llegadas y salidas internacionales. Para terminar con las comparaciones, en las gráficas de las figs 5.58 a 5.60 se presentan los resultados del sismo en ambas direcciones para las fuerzas cortantes máximas de entrepiso obtenidas con ambos espectros (NTC-Sismo RCDF-2004 y NTC-Sismo RCDF-2014) y como se puede constatar, los resultados obtenidos con el nuevo reglamento, también son mayores a los del reglamento actual.

5.4 Revisión de resistencias

Los elementos que se revisan en este trabajo son las vigas y contratrabes que componen el puente que une a los edificios en cada uno de sus distintos niveles, además de las columnas más esforzadas del conjunto. Se revisan únicamente dichas vigas porque son la parte de interés para brindar una solución al problema que se tiene, cabe mencionar que el resto de la estructura de los edificios no ha presentado problema alguno por lo que se consideran en las condiciones adecuadas para las operaciones que se realizan en dicho aeropuerto, debido a esto, no se presentan en este trabajo.

Las resistencias de los elementos estructurales se revisan a partir de los elementos mecánicos obtenidos con las combinaciones de carga que se establecen en el RCDF-2004 presentadas en la tabla 5.10.

En las figs 3.28 a 3.31 del capítulo tres se presentan plantas generales del conjunto de edificios, en estas se resalta el puente de interés, un acercamiento a dichas partes con detalles del puente incluidos se presenta en las figs 5.61 a 5.68, como es posible observar esos detalles el puente se encuentra simplemente apoyado en los extremos del edificio Terminal y en el de llegadas y salidas nacionales o internacionales según corresponda, también se especifica el tipo de perfiles que se tiene en cada parte y de los cuales se hará la revisión.

Las descargas correspondientes en las columnas y distintos puntos marcados en las figs 5.61 a 5.68 se presentan en las tablas 5.11 a 5.14, los resultados se obtuvieron del modelo matemático elaborado y se comprobaron con cálculos a mano, se muestran para cada tipo de carga empleada en el modelo, se consideran las cargas en el sentido de la gravedad negativas para las tablas mencionadas.

5.4.1 Revisión de las vigas del puente

5.4.1.1 Revisión por flexión

En el caso de los perfiles metálicos que componen el puente, estos se encuentran simplemente apoyados, razón por la que la viga se deforma en curvatura simple a lo largo de su claro, además el sistema de piso losacero impide que el patín en compresión (patín superior) pueda pandearse, al tener este comportamiento el patín que se encuentra en tensión (patín inferior) no se pandea, esto significa que el pandeo lateral no es crítico y los perfiles en cuestión son capaces de desarrollar su momento plástico. Las tablas 5.15 y 5.16 muestran los elementos mecánicos últimos obtenidos en cada una de las vigas y contratrabes más esforzadas de los puentes, estos resultaron para la combinación 1 (tabla 5.10).

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Las propiedades de cada uno de los perfiles de las vigas del puente se muestran en la tabla 5.17.

Relaciones ancho grueso para el perfil IR 305x52.2 [kg/m]:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.33$$

$$\frac{d}{t_w} = 41.84$$

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.32 * \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{3515}} = 7.63$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.45 * \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{3515}} = 58.44$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.33 < 0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 7.63$$

$$\frac{d}{t_w} = 41.84 < 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 58.44$$

Relaciones ancho grueso para el perfil IR 457x59.8 [kg/m]:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 5.75$$

$$\frac{d}{t_w} = 56.88$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 5.75 < 0.32 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 7.63$$

$$\frac{d}{t_w} = 56.88 < 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 58.44$$

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Los resultados obtenidos arriba significan que ambas son **secciones tipo 1**, las cuales son secciones compactas que pueden usarse para diseño plástico y también para diseños con factores de comportamiento sísmico mayores a 2 (Q de 3 o 4), son capaces de alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

El momento resistente para el perfil IR 305x52.2 [kg/m] sin considerar un trabajo en sección compuesta resulta:

$$M_n = M_p = f_y Z_x = 3515 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 839 [cm^3] = 29.49 [ton - m]$$

$$M_R = F_R M_n = 0.9 * 29.49 [ton - m] = \mathbf{26.54 [ton - m]}$$

$$M_R = \mathbf{26.54 [ton - m]} > M_u = \mathbf{18.63 [ton - m]} \rightarrow \mathbf{OK}$$

Para el perfil IR 457x59.8 [kg/m] sin considerar el trabajo en sección compuesta con el sistema de piso resulta:

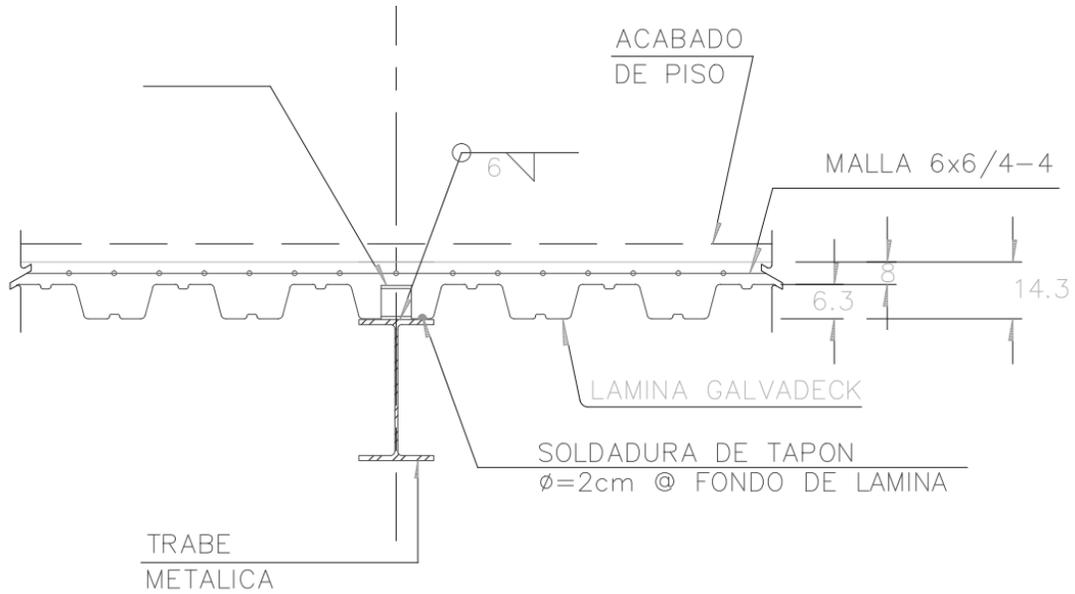
$$M_n = M_p = f_y Z_x = 3515 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 1285 [cm^3] = 45.17 [ton - m]$$

$$M_R = F_R M_n = 0.9 * 45.17 [ton - m] = \mathbf{40.65 [ton - m]}$$

$$M_R = \mathbf{40.65 [ton - m]} < M_u = \mathbf{58.28 [ton - m]} \rightarrow \mathbf{No es suficiente}$$

Para considerar que los elementos de interés trabajan como sección compuesta el detalle se presenta a continuación:

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

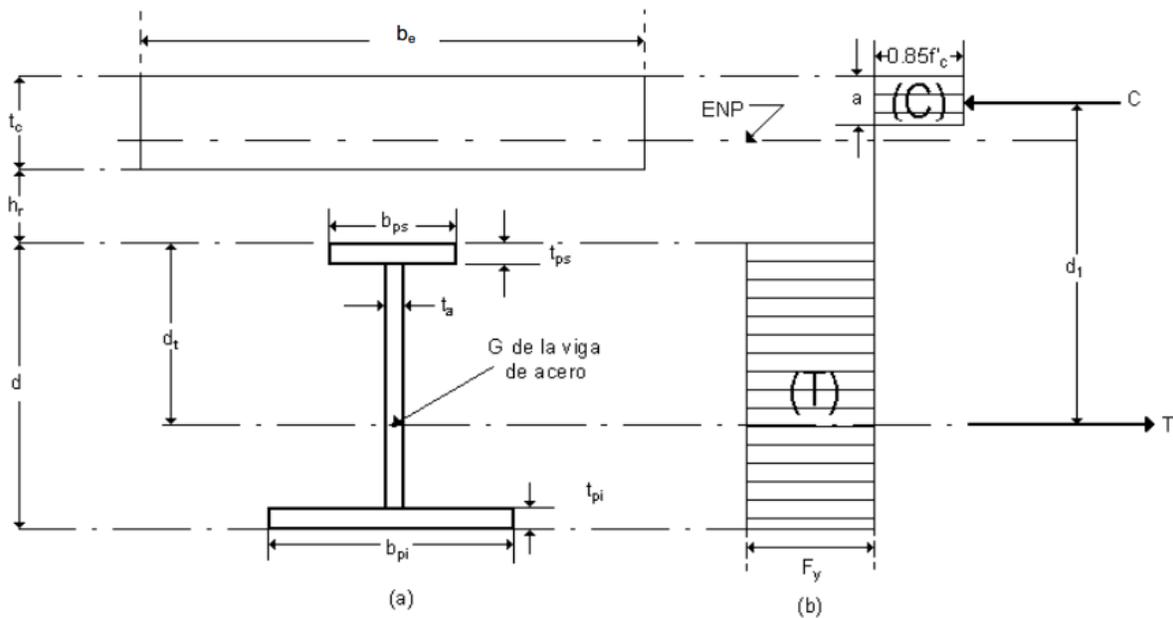


Detalle de la viga IR 457x59.8 [kg/m] y el sistema de piso

Tomando como ancho efectivo $b_e=2.35$ [m] la profundidad del bloque de esfuerzos es:

$$a = \frac{A_s f_y}{b_e f'_c} = \frac{76.10 [cm^2] * 3515 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]}{235 [cm] * \left(0.8 * 0.85 * 250 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \right)} = 6.70 [cm] < t_c = 8.00 [cm]$$

Lo anterior significa que la sección alcanza su resistencia máxima ya que la losa resiste la fuerza total de compresión y el eje neutro plástico atraviesa o pasa por su borde inferior como se muestra en la siguiente figura:



Esfuerzos y fuerzas interiores cuando la sección desarrolla su resistencia máxima en flexión positiva.

El momento resistente será entonces:

$$M_n = A_s f_y d_t = 76.1 [cm^2] * 3515 \left[\frac{kg}{cm^2} \right] * 27.40 [cm] = 73.29 [ton - m]$$

$$M_R = F_R M_n = 0.85 * 73.29 [ton - m] = \mathbf{62.30 [ton - m]}$$

$$\mathbf{M_R = 62.30 [ton - m] > M_u = 58.28 [ton - m] \rightarrow OK}$$

En el caso de las contratraves se consideraron los módulos de reacción verticales que se proporcionaron como dato en la memoria de cálculo, $k_v=0.275 [kg/cm^2]$, tomando en cuenta además que en sus extremos se encuentran simplemente apoyadas, los momentos últimos son los mostrados a continuación:

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Contratrabe de 60x35 cm, L=6.85 m, w = 4.63 [ton/m]

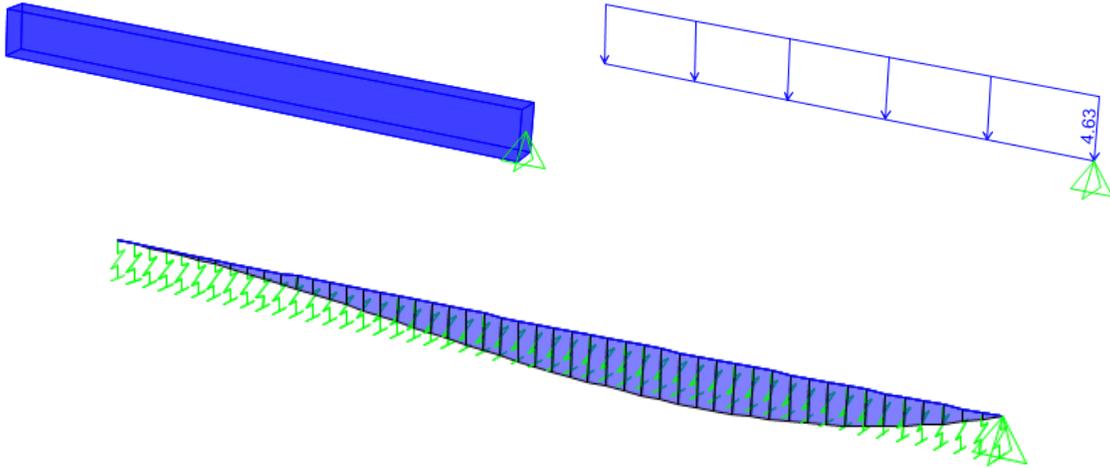


Diagrama de momentos flexionantes últimos, **$M_{u\text{máx}} = 12.06$ [ton-m]**

Momento último para la contratrabe más esforzada del edificio de llegadas y salidas nacionales.

Contratrabe de 60x35 cm, L=9.82 m, w = 4.22 [ton/m]

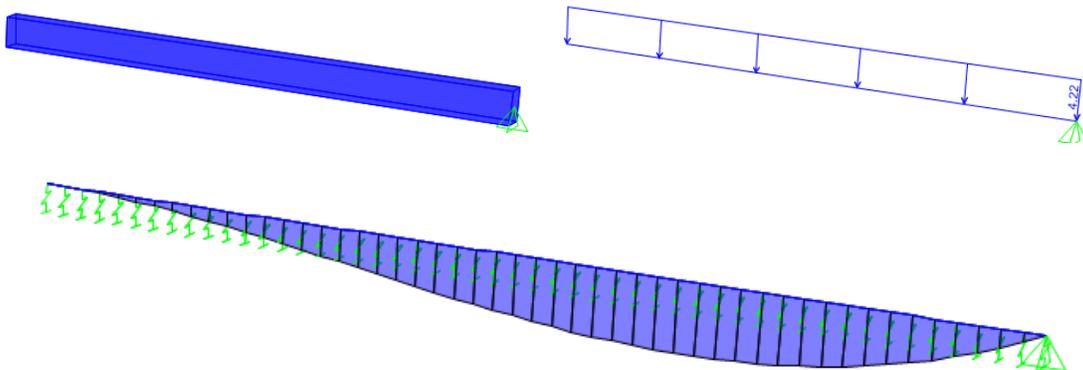


Diagrama de momentos flexionantes últimos, **$M_{u\text{máx}} = 22.47$ [ton-m]**

Momento último para la contratrabe más esforzada del edificio de llegadas y salidas internacionales.

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

El momento resistente según el armado que tienen las contrarabes se obtiene con la ecuación mostrada a continuación, como $A_s=A'_s$ el primer término será cero, quedando con valor únicamente el segundo, entonces:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

$$M_R = 0.9 * [15.21 * 4200 * (56.5 - 3.5)] = 3.0472 \times 10^6 [kg - m]$$

$$M_R = 30.47 [ton - m]$$

$$M_R = 30.47 [ton - m] > M_u = 22.47 [ton - m] \rightarrow OK$$

Las tablas 5.18 y 5.19 ilustran los resultados obtenidos para las vigas metálicas y las contrarabes de concreto armado, como se aprecia en dichos resultados, para el edificio de llegadas y salidas nacionales no fue necesario considerar el trabajo como sección compuesta ya que únicamente con el trabajo del perfil la sección proporciona una resistencia a flexión adecuada y soporta los momentos flexionantes últimos obtenidos, en el edificio de llegadas y salidas internacionales sí fue necesario considerar dicha forma de trabajo para obtener una resistencia adecuada.

5.4.1.2 Revisión por cortante

La primera viga de la cual se obtiene su resistencia a la fuerza cortante es aquella formado por el perfil metálico IR 305x52.2 [kg/m], se debe decir que el RCDF-2004 establece que la resistencia de diseño a cortante de las vigas compuestas será la del alma de la viga de acero, entonces:

$$\frac{h}{t} = \frac{31.80}{0.76} = 41.84$$

$$0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 0.98 * \sqrt{\frac{2 \times 10^6 * 5}{3515}} = 52.27$$

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

$$\frac{h}{t} = 41.84 < 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 52.27 \rightarrow V_N = 0.66 f_y A_a$$

$$V_N = 0.66 * 3515 * (31.80 * 0.76) = 56,067 \text{ [kg]}$$

$$V_R = F_R V_N = 0.9 * 56,067 = 50,460.30 \text{ [kg]}$$

$$\mathbf{V_R = 50.46 \text{ [ton]}}$$

$$\mathbf{V_R = 50.46 \text{ [ton]} > V_u = 10.88 \text{ [ton]} \rightarrow \mathbf{OK}}$$

Para el perfil IR 457x59.8 [kg/m] se tiene lo siguiente:

$$\frac{h}{t} = \frac{45.5}{0.8} = 56.88$$

$$0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 0.98 * \sqrt{\frac{2 \times 10^6 * 5}{3515}} = 52.27$$

$$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 1.12 * \sqrt{\frac{2 \times 10^6 * 5}{3515}} = 59.74$$

$$0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 52.27 < \frac{h}{t} = 56.88 < 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 59.74 \rightarrow V_N = \frac{0.65 \sqrt{E f_y k}}{\frac{h}{t}} A_a$$

$$V_N = \frac{0.65 \sqrt{2 \times 10^6 * 3515 * 5}}{56.88} (45.5 * 0.8) = 77,993 \text{ [kg]}$$

$$V_R = F_R V_N = 0.9 * 77993 = 70,193.70 \text{ [kg]}$$

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

$$V_R = 70.19 \text{ [ton]}$$

$$V_R = 70.19 \text{ [ton]} > V_u = 21.59 \text{ [ton]} \rightarrow \text{OK}$$

En el caso de las contratraves, su resistencia a cortante se obtiene según el refuerzo transversal (estribos) colocado, la figs 5.64 y 5.68 ilustran el tipo de armado que tienen estos elementos, la resistencia será aquella proporcionada por el concreto más la que brinda el refuerzo transversal, para la contratraves CTS-6 los estribos son del número tres y están colocados a cada 20 [cm], entonces:

$$\rho_{tensión} = \frac{A'_s}{bd} = \frac{15.21}{35 * 56.5} = 0.0077 \rightarrow V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho_{tensión}) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.8 * 35 * 56.5 * (0.2 + 20 * 0.0077) \sqrt{0.8 * 300} = 8,675.92 \text{ [kg]}$$

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s} = \frac{0.8 * (2 * 0.71) * 4200 * 56.5}{20} = 13,478.60 \text{ [kg]}$$

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} = 8675.92 + 13478.60 = 22,154.50 \text{ [kg]}$$

$$V_R = 22.15 \text{ [ton]} > V_u = 10.56 \text{ [ton]} \rightarrow \text{OK}$$

En el caso de la contratrabe CTS-4, la sección transversal es la misma (60 x 35 [cm]) y la diferencia se da en el armado transversal ya que aquí los estribos se colocan a cada 30 [cm], la resistencia que brinda el concreto será la misma pero cambiará la resistencia que brinda el refuerzo transversal.

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s} = \frac{0.8 * (2 * 0.71) * 4200 * 56.5}{30} = 8,975.60 \text{ [kg]}$$

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} = 8675.92 + 8975.60 = 17,661.70 [kg]$$

$$V_R = 17.66 [ton] > V_u = 13.72 [ton] \rightarrow OK$$

Las tablas 5.20 y 5.21 muestran un resumen de los resultados obtenidos para la revisión de los elementos más esforzados ante esfuerzos cortantes. La última columna presenta las relaciones entre resistencias y acciones últimas para conocer a qué porcentaje de su capacidad se encuentran trabajando los elementos estructurales de interés.

5.4.2 Revisión de columnas

Para la revisión de columnas del conjunto de edificios se seleccionaron aquellas que presentaran los mayores esfuerzos a partir de los resultados obtenidos con el análisis realizado en el programa de computadora ETABS, como era de esperarse, los resultados dominantes fueron aquellos donde se involucraban los esfuerzos producidos por las fuerzas que induce el sismo, conociendo los resultados se eligió la columna más esforzada de cada tipo, la ubicación de estas se presenta en las figs 5.69 a 5.71, en todos los edificios las columnas se encuentran en el entrespacio entre la planta baja (PB) y nivele mezzanine (MEZ).

5.4.2.1 Revisión por flexocompresión biaxial

Al tratarse de columnas en sección compuesta la mayoría de ellas, se optó por construir los diagramas de interacción de cada una con la ayuda del programa Section Builder, el cual permite modelar de una manera sencilla este tipo de elementos y así obtener sus diagramas de interacción (M-P), los diagramas obtenidos se presentan de las figs 5.72 a 5.74, en ellas se presenta el diagrama sin reducir y reducido, usando un factor de 0.6 establecido para estructuras con marcos dúctiles. En los siguientes cálculos se realiza la comprobación para los puntos en tensión y compresión pura de la columna “C-1” del edificio Terminal (fig. 5.72, 3 de 12).

$$P_{0T} = A_{S_{varillas}} * f_{y_{varillas}} + A_{S_{perfil}} f_{y_{perfil}}$$

$$P_{0T} = (56 * 11.40 * 4200) + (754.90 * 3515) = 5,334.75 [ton]$$

$$P_{0T} = 5334.75 \text{ [ton]}$$

$$P_{0C} = A_{S_{varillas}} * f_{y_{varillas}} + A_{S_{perfil}} * f_{y_{perfil}} + A_{concreto} * f_c''$$

$$P_{0C} = 5334.75 \times 10^3 + \left[\frac{\pi * 150^2}{4} - 1393.3 \right] * 285.42 = 9,980.87 \text{ [ton]}$$

$$P_{0T} = 9,980.87 \text{ [ton]}$$

La construcción de los diagramas fue de gran utilidad y sirvieron de apoyo para obtener las resistencias de las columnas ante flexocompresión biaxial. Los resultados de las columnas elegidas en cada edificio se presentan en las tablas 5.22 a 5.24.

Como se observa en los resultados obtenidos para las columnas en su revisión ante flexocompresión biaxial, estas se encuentran dentro de los límites establecidos por el RCDF-2004, es decir, sus resistencias son adecuadas para las acciones que deben soportar, esto se comprueba también al verificar que para las combinaciones mayores de carga axial y momento flexionante los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción reducido.

5.4.2.1 Revisión por fuerza cortante

De la misma manera que en la revisión por efectos de compresión biaxial, se obtuvieron las fuerzas cortantes máximas de las columnas, las cuales, también resultaron para las combinaciones que involucran al sismo, dichas fuerzas así como los resultados de las resistencias calculadas ante estos efectos se presentan en las tablas 5.26 a 5.28. Las resistencias se calcularon tomando en cuenta la participación de la sección transversal de la columna metálica (perfil ahogado) más el refuerzo transversal disponible del concreto reforzado. A continuación se realiza un cálculo ilustrativo para la columna C-1 del edificio de llegadas y salidas nacionales (fig 5.73, 1 de 20), el resto de las resistencias se obtuvieron de manera similar, las propiedades del perfil ahogado se muestran en la tabla 5.25.

Al tener una columna rectangular y debido armado que esta posee sus resistencia a la fuerza cortante en el sentido de la dirección mayor es distinta a aquella en la dirección menor, primeramente se calcula la resistencia para la primera dirección mencionada.

En el sentido de la dirección mayor (eje "x") la resistencia que proporciona el concreto es la siguiente:

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

$$\rho_{tensión} = \frac{A'_s}{A_{efectiva} - A_{perfil}}$$

$$\rho_{tensión} = \frac{(8 * 7.94)}{(150 * 72) - 334.2} = 0.006069 \rightarrow V_{CR} = F_R A_{efectiva} (0.2 + 20\rho_{tensión}) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR_1} = 0.7 * (150 * 72 - 334.2) * (0.2 + 20 * 0.006069) \sqrt{360} = 44,673.34 [kg]$$

$$V_{CR} = [1 - 0.0004 * (750 - 700)] * 44,673.34 = 43,779.90 [kg]$$

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s} = \frac{0.7 * (8 * 1.27) * 4200 * 72}{20} = 107,533.44 [kg]$$

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} = 43,779.90 + 107,533.44 = 151,313.32 [kg]$$

$$\mathbf{V_{CONx} = 151.31 [ton]}$$

La resistencia proporcionada por el perfil de acero será aquella dada por los patines, entonces:

$$\frac{h}{t} = \frac{39.80}{3.33} = 11.95$$

$$0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 0.98 * \sqrt{\frac{2 \times 10^6 * 5}{3515}} = 52.27$$

$$\frac{h}{t} = 11.95 < 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 52.27 \rightarrow V_N = 0.66 f_y A_a$$

$$V_N = 0.66 * 3515 * (39.80 * 3.33) = 614,931 [kg]$$

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

$$V_R = F_R V_N = 0.7 * 614,931 = 430,452 \text{ [kg]}$$

$$V_{PERx} = 430.45 \text{ [ton]}$$

$$V_{Rx} = V_{CONx} + V_{PERx} = 151.31 + 430.45 = 581.75 \text{ [ton]}$$

$$V_{Rx} = 581.75 \text{ [ton]} > V_{ux} = 10.3 \text{ [ton]} \rightarrow \text{OK}$$

Para el sentido de la dirección menor (eje “y”) la resistencia que proporciona el concreto es la siguiente:

$$\rho_{tensión} = \frac{A'_s}{A_{efectiva} - A_{perfil}}$$

$$\rho_{tensión} = \frac{(4 * 7.94)}{(147 * 75) - 334.2} = 0.00297 \rightarrow V_{CR} = F_R A_{efectiva} (0.2 + 20 \rho_{tensión}) \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR_1} = 0.7 * (147 * 75 - 334.2) * (0.2 + 20 * 0.00297) \sqrt{360} = 36,834.50 \text{ [kg]}$$

$$V_{CR} = [1 - 0.0004 * (1500 - 700)] * 36,834.50 = 25,047.50 \text{ [kg]}$$

$$V_{SR} = \frac{F_R A_v f_y d}{S} = \frac{0.7 * (4 * 1.27) * 4200 * 147}{20} = 109,773.2 \text{ [kg]}$$

$$V_R = V_{CR} + V_{SR} = 25,047.50 + 109,773.2 = 134,821.22 \text{ [kg]}$$

$$V_{CONy} = 134.82 \text{ [ton]}$$

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

La resistencia proporcionada por el perfil de acero en este caso será aquella dada por el alma, entonces:

$$\frac{h}{t} = \frac{38.70}{2.11} = 18.34$$

$$0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 0.98 * \sqrt{\frac{2 \times 10^6 * 5}{3515}} = 52.27$$

$$\frac{h}{t} = 18.34 < 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{f_y}} = 52.27 \rightarrow V_N = 0.66 f_y A_a$$

$$V_N = 0.66 * 3515 * (38.70 * 2.11) = 189436 \text{ [kg]}$$

$$V_R = F_R V_N = 0.7 * 189436 = 132605 \text{ [kg]}$$

$$\mathbf{V_{PERy} = 132.61 \text{ [ton]}}$$

$$V_{Rx} = V_{CONy} + V_{PERy} = 134.82 + 132.61 = 267.43 \text{ [ton]}$$

$$\mathbf{V_{Ry} = 267.43 \text{ [ton]} > V_{ux} = 88.15 \text{ [ton]} \rightarrow OK}$$

Las tablas en las que se muestra los resultados obtenidos para las resistencias de las columnas ante fuerzas cortantes (tablas 5.26 a 5.28) muestran además la relación que existe entre la fuerza última y la resistente, como en ellas se observa, todas están muy por debajo de la unidad, esto significa que la resistencia es mucho mayor a la necesaria.

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.1 Alturas, áreas, cargas muertas y cargas vivas de los sistemas de piso asignadas al modelo matemático del edificio Terminal para fines de los análisis realizados

Alturas, áreas, cargas muertas y cargas vivas de los sistemas de piso							
Nivel	Altura total [m]	Altura entrepiso [m]	Área [m²]	CM sistema de piso [ton/m²]	CV_{máxima} [ton/m²]	CV_{instantánea} [ton/m²]	CM + CV_{instantánea} sistema de piso [ton/m²]
CUB	33.25	6.63	0	0.35	0.10	0.07	0.42
AZOT	26.62	12.87	14,778	0.35	0.10	0.07	0.42
MEZ+11.25	13.75	3.75	5,717	0.476	0.35	0.25	0.726
N+7.5	10	3.75	20,732	0.476	0.35	0.25	0.726
MEZ+3.75	6.25	3.75	4,808	0.476	0.35	0.25	0.726
PB	2.5	2.5	22,653	0.476	0.35	0.25	0.726

Tabla 5.2 Alturas, áreas, cargas muertas y cargas vivas de los sistemas de piso asignadas al modelo matemático del edificio de llegadas y salidas nacionales para fines de los análisis realizados

Alturas, áreas, cargas muertas y cargas vivas de los sistemas de piso							
Nivel	Altura total [m]	Altura entrepiso [m]	Área [m²]	CM sistema de piso [ton/m²]	CV_{máxima} [ton/m²]	CV_{instantánea} [ton/m²]	CM + CV_{instantánea} sistema de piso [ton/m²]
AZOT	16.5	7.5	7,360	0.35	0.1	0.07	0.42
PA	9	3.75	6,300	0.476	0.35	0.25	0.726
MEZ	5.25	3.75	4,160	0.476	0.35	0.25	0.726
PB	1.5	1.5	10,328	0.476	0.35	0.25	0.726

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.3 Alturas, áreas, cargas muertas y cargas vivas de los sistemas de piso asignadas al modelo matemático del edificio de llegadas y salidas internacionales para fines de los análisis realizados

Alturas, áreas, cargas muertas y cargas vivas de los sistemas de piso							
Nivel	Altura total [m]	Altura entrepiso [m]	Área [m ²]	CM sistema de piso [ton/m ²]	CV _{máxima} [ton/m ²]	CV _{instantánea} [ton/m ²]	CM + CV _{instantánea} sistema de piso [ton/m ²]
AZOT	16.5	7.5	5,344	0.35	0.1	0.07	0.42
PA	9	3.75	5,456	0.476	0.35	0.25	0.726
MEZ	5.25	3.75	3,512	0.476	0.35	0.25	0.726
PB	1.5	1.5	7,578	0.476	0.35	0.25	0.726

Tabla 5.4 Pesos, masas y centros de masa de los niveles que componen el edificio Terminal. El peso del sistema de piso corresponde al de carga muerta más carga viva instantánea

Pesos, masas y centros de masa por nivel										
Nivel	Pesos [ton]					Masa Total [ton-s ² /m]	Áreas [m ²]	Peso total/Área [ton/m ²]	Centro de masas [m]	
	Sistema de piso	Contra-trabes	Vigas	Columnas	Total				X _{CM}	Y _{CM}
CUB	0.25	0	119	478	597.25	60.88	0	0	112.93	37.5
AZOT	6,207	0	3,566	4,395	14,168	1,444.24	14,778	0.959	116.67	50.49
MEZ+11.25	4,151	0	721	1,299	6,171	629.05	5,717	1.079	132.33	57.5
N+7.5	15,051	0	2,494	1,296	18,841	1,920.59	20,732	0.909	115.91	50.58
MEZ+3.75	3,491	0	359	1,318	5,168	526.81	4,808	1.075	115.31	50.81
PB	16,446	26,400	0	788	43,634	4,447.91	22,653	1.926	116.25	50.53
SUMAS	45,346	26,400	7,259	9,574	88,579.25					

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.5 Pesos, masas y centros de masa de los niveles que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales. El peso del sistema de piso corresponde al de carga muerta más carga viva instantánea

Pesos, masas y centros de masa por nivel										
Nivel	Pesos [ton]					Masa Total [ton-s ² /m]	Áreas [m ²]	Peso total/Área [ton/m ²]	Centro de masas [m]	
	Sistema de piso	Contra-trabes	Vigas	Columnas	Total				X _{CM}	Y _{CM}
AZOT	3,093	0	824	1,010	4,927	502.24	7,360	0.669	132.68	22.15
PA	4,575	0	624	535	5,734	584.51	6,300	0.91	138.54	22.67
MEZ	3,020	0	304	535	3,859	393.37	4,160	0.928	126.84	21.67
PB	7,498	7,422	0	268	15,188	1,548.22	10,328	1.471	133.65	22.46
Sumas	18,186	7,422	1,752	2,348	29,708					

Tabla 5.6 Pesos, masas y centros de masa de los niveles que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales. El peso del sistema de piso corresponde al de carga muerta más carga viva instantánea

Pesos, masas y centros de masa por nivel										
Nivel	Pesos [ton]					Masa Total [ton-s ² /m]	Áreas [m ²]	Peso total/Área [ton/m ²]	Centro de masas [m]	
	Sistema de piso	Contra-trabes	Vigas	Columnas	Total				X _{CM}	Y _{CM}
AZOT	2,244	0	629	729	3,602	367.18	5,344	0.674	81.53	23.14
PA	3,961	0	438	375	4,774	486.65	5,456	0.875	82.86	23.23
MEZ	2,550	0	237	374	3,161	322.22	3,512	0.9	78.16	22.3
PB	5,502	4,799	0	150	10,451	1,065.30	7,578	1.379	82.98	22.75
Sumas	14,257	4,799	1,304	1,628	21,988					

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.7 Periodos de vibración obtenidos del modelo de análisis tridimensional y medidos en campo por medio de pruebas de vibración ambiental para el edificio Terminal

Dirección	Modo	T_i [s]	
		Analítico	Medido
X (Longitudinal)	1	0.946	0.79
	2	0.302	--
	3	0.093	--
Y (Transversal)	1	0.784	0.62
	2	0.264	--
	3	0.074	--
θ (Torsión)	1	0.751	0.59
	2	0.251	--
	3	0.069	--

Tabla 5.8 Periodos de vibración obtenidos del modelo de análisis tridimensional y medidos en campo por medio de pruebas de vibración ambiental para el edificio de llegadas y salidas nacionales

Dirección	Modo	T_i [s]		
		Analíticos		Medidos
		Base flexible	Base fija	
Y (Transversal)	1	0.86	0.645	0.625
	2	0.443	0.242	--
	3	0.211	0.063	--
X (Longitudinal)	1	0.792	0.599	0.571
	2	0.389	0.235	--
	3	0.201	0.06	--
θ (Torsión)	1	0.621	0.541	0.565
	2	0.217	0.202	--
	3	0.061	0.049	--

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.9 Periodos de vibración obtenidos del modelo de análisis tridimensional y medidos en campo por medio de pruebas de vibración ambiental para el edificio de llegadas y salidas internacionales

Dirección	Modo	T _i [s]		
		Analíticos *		Medidos
		Base flexible	Base fija	
Y (Transversal)	1	0.925	0.643	0.55
	2	0.443	0.236	--
	3	0.203	0.057	--
X (Longitudinal)	1	0.904	0.799	0.59
	2	0.381	0.368	--
	3	0.209	0.208	--
θ (Torsión)	1	0.552	0.498	0.5
	2	0.138	0.138	--
	3	0.054	0.053	--

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.10 Combinaciones de carga establecidas en el RCDF-2004 y usadas en el modelo matemático para la obtención de los elementos mecánicos de la estructura

Combinaciones de carga	
<i>No. de Combinación</i>	<i>Acciones involucradas</i>
1	1.5 (CM + CV _M)
2	1.1 (CM + CV _R + SX + 0.33SY)
3	1.1 (CM + CV _R - SX + 0.33SY)
4	1.1 (CM + CV _R - SX - 0.33SY)
5	1.1 (CM + CV _R + SX - 0.33SY)
6	1.1 (CM + CV _R + 0.33SX + SY)
7	1.1 (CM + CV _R - 0.33SX + SY)
8	1.1 (CM + CV _R - 0.33SX - SY)
9	1.1 (CM + CV _R + 0.33SX - SY)

Tabla 5.11 Descargas en columnas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 1 de 4)

Descargas en columnas [ton]				
Nivel	Columna	I	II	III
AZOT1	C1			
AZOT2	C1	1.52	1.26	0.88
MEZ1	C1	-3.31	1.26	0.88
PA	C1	-12.73	1.18	0.83
MEZ2	C1	-42.17	-13.28	-9.5
PB	C1	-28.29	-7.87	-5.63
ND	C1	-105.09	-25.61	-18.25

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.11 Descargas en columnas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 2 de 4)

Descargas en columnas [ton]				
Nivel	Columna	I	II	III
AZOT1	C2			
AZOT2	C2			
MEZ1	C2	-106.66	-25.08	-17.61
PA	C2	-192.92	-51.67	-36.52
MEZ2	C2	-225.29	-66.41	-47.05
PB	C2	-111.55	-32.2	-22.83
ND	C2	-147.83	-40.21	-28.61
AZOT1	C3			
AZOT2	C3			
MEZ1	C3			
PA	C3	-96.51	-60.95	-43.54
MEZ2	C3	-100.82	-60.95	-43.54
PB	C3	-43.31	-23.37	-16.69
ND	C3	-150.67	-49.17	-35.07
AZOT1	C4			
AZOT2	C4	-106.15	-24.96	-17.52
MEZ1	C4	-113.8	-24.96	-17.52
PA	C4	-192.6	-51.59	-36.47
MEZ2	C4	-225.13	-66.45	-47.08
PB	C4	-112.71	-32.29	-22.89
ND	C4	-155.27	-42.83	-30.48
AZOT1	C5			
AZOT2	C5	0.45	1.03	0.73
MEZ1	C5	-4.37	1.03	0.73
PA	C5	-13.82	0.99	0.69
MEZ2	C5	-43.39	-13.55	-9.69
PB	C5	-31.55	-8.96	-6.4
ND	C5	-118.26	-30.52	-21.75

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.11 Descargas en columnas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 3 de 4)

Descargas en columnas [ton]				
Nivel	Columna	I	II	III
AZOT1	C6	-38.04	-4.79	-3.37
AZOT2	C6	-58.59	-4.79	-3.37
MEZ1	C6	-68.77	-4.79	-3.37
PA	C6	-148.12	-33.62	-23.95
MEZ2	C6	-176.23	-45.39	-32.36
PB	C6	-72.91	-17.6	-12.55
ND	C6	-357.26	-63.24	-45.1
AZOT1	C7	-134.44	-17.89	-12.52
AZOT2	C7	-144.62	-17.89	-12.52
MEZ1	C7	-306.23	-97.88	-69.66
PA	C7	-358.83	-123.09	-87.66
MEZ2	C7	-55.23	-17.49	-12.46
PB	C7	-61.53	-18.73	-13.35
ND	C7	-765.6	-212.74	-151.7
AZOT1	C8	-97.16	-15.2	-10.64
AZOT2	C8	-133.33	-19.2	-13.45
MEZ1	C8	-143.51	-19.2	-13.45
PA	C8	-371.2	-143.09	-101.93
MEZ2	C8	-421.44	-168.39	-120.01
PB	C8	-28.76	-11.44	-8.16
ND	C8	-968.78	-292.13	-208.39
AZOT1	C9	-93.54	-14.51	-10.16
AZOT2	C9	-132.33	-19.04	-13.33
MEZ1	C9	-142.51	-19.04	-13.33
PA	C9	-334.17	-124.5	-88.66
MEZ2	C9	-396.24	-158.64	-113.05
PB	C9	-34.79	-13.12	-9.35
ND	C9	-936.22	-278.09	-198.37

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.11 Descargas en columnas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 4 de 4)

Descargas en columnas [ton]				
Nivel	Columna	I	II	III
AZOT1	C10	-94.22	-14.71	-10.3
AZOT2	C10	-114.76	-14.71	-10.3
MEZ1	C10	-124.94	-14.71	-10.3
PA	C10	-295.26	-105.18	-74.92
MEZ2	C10	-350.37	-133.05	-94.83
PB	C10	-24.29	-8.3	-5.91
ND	C10	-891.19	-250.69	-178.86

Tabla 5.12 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 1 de 5)

Nivel AZOTEA	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
1	1.64	0.42	0.29
2	-1.61	-0.41	-0.29
3	2.17	0.57	0.4
4	-2.17	-0.57	-0.4
5	2.01	0.53	0.37
6	-2.01	-0.53	-0.37
7	-1.4	-0.36	-0.25
8	-1.39	-0.36	-0.25
9	1.38	0.35	0.25
10	-1.4	-0.36	-0.25
11	2	0.53	0.37
12	-2	-0.53	-0.37
13	2.17	0.57	0.4
14	-2.17	-0.57	-0.4

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.12 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 2 de 5)

Nivel AZOTEA	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
15	1.67	0.43	0.3
16	-1.64	-0.42	-0.29
17	1.54	0.4	0.28
18	-1.54	-0.4	-0.28
19	1.93	0.51	0.36
20	-1.93	-0.51	-0.36
21	1.93	0.51	0.36
22	-1.93	-0.51	-0.36
23	1.93	0.51	0.36
24	-1.93	-0.51	-0.36
25	1.93	0.51	0.36
26	-1.93	-0.51	-0.36
27	1.96	0.52	0.36
28	-1.96	-0.52	-0.36
29	1.96	0.52	0.36
30	-1.96	-0.52	-0.36
31	1.93	0.51	0.36
32	-1.93	-0.51	-0.36
33	1.93	0.51	0.36
34	-1.93	-0.51	-0.36
35	1.93	0.51	0.36
36	-1.93	-0.51	-0.36
37	1.93	0.51	0.36
38	-1.93	-0.51	-0.36
39	1.52	0.39	0.28
40	-1.52	-0.39	-0.28

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.12 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 3 de 5)

Nivel PA	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
1	-1.24	-0.84	-0.6
2	-1.24	-0.84	-0.6
3	-2.39	-1.68	-1.2
4	-2.39	-1.68	-1.2
5	-2.39	-1.68	-1.2
6	-2.39	-1.68	-1.2
7	-2.39	-1.68	-1.2
8	-2.39	-1.68	-1.2
9	-3.51	-2.45	-1.75
10	-3.37	-2.37	-1.69
11	-2.44	-1.72	-1.23
12	-2.44	-1.72	-1.23
13	-2.44	-1.72	-1.23
14	-2.44	-1.72	-1.23
15	-2.39	-1.68	-1.2
16	-2.39	-1.68	-1.2
17	-2.38	-1.68	-1.2
18	-2.38	-1.68	-1.2
19	-2.39	-1.69	-1.21
20	-2.39	-1.69	-1.21
21	-2.39	-1.69	-1.21
22	-2.39	-1.69	-1.21
23	-1.24	-0.84	-0.6
24	-1.24	-0.84	-0.6

Tabla 5.12 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 4 de 5)

Nivel MEZZANINE	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
1	-1.68	-1.11	-0.79
2	-1.68	-1.11	-0.79
3	-3.03	-2.12	-1.51
4	-3.03	-2.12	-1.51
5	-2.73	-1.91	-1.37
6	-2.73	-1.91	-1.37
7	-1.2	-0.81	-0.58
8	-1.2	-0.81	-0.58
9	-1.19	-0.8	-0.57
10	-1.19	-0.8	-0.57
11	-2.72	-1.9	-1.36
12	-2.72	-1.9	-1.36
13	-3.03	-2.12	-1.51
14	-3.03	-2.12	-1.51
15	-1.68	-1.11	-0.79
16	-1.68	-1.11	-0.79

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.12 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 5 de 5)

Nivel PB	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
1	3.72	1.55	1.11
2	-3.99	-1.75	-1.25
3	6	3.22	2.3
4	-6.5	-3.58	-2.56
5	-5.31	-3.12	-2.23
6	-6.88	-3.86	-2.76
7	6.95	3.84	2.74
8	-6.95	-3.84	-2.74
9	6.85	3.77	2.69
10	-6.85	-3.77	-2.69
11	-5.54	-3.28	-2.34
12	-7.04	-3.99	-2.85
13	6.94	3.83	2.74
14	-6.94	-3.83	-2.74
15	6.85	3.77	2.69
16	-6.85	-3.77	-2.69
17	-5.34	-3.14	-2.24
18	-6.91	-3.88	-2.77
19	5.99	3.21	2.29
20	-6.49	-3.58	-2.56
21	3.61	1.47	1.05
22	-3.86	-1.65	-1.18

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.13 Descargas en columnas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 1 de 3)

Descargas en columnas [ton]				
Nivel	Columna	I	II	III
AZOT1	C1			
AZOT2	C1	-15.15	-2.9	-2.03
MEZ1	C1	-20.05	-2.9	-2.03
PA	C1	-31.41	-2.96	-2.07
MEZ2	C1	-59.54	-16.05	-11.42
PB	C1	-29.36	-8.85	-6.31
ND	C1	-355.6	-106.6	-76.09
AZOT1	C2	-46.95	-12.01	-8.49
AZOT2	C2	-54.64	-12.01	-8.49
MEZ1	C2	-138.7	-33.62	-23.79
PA	C2	-171.18	-47.92	-34
MEZ2	C2	-67.35	-19.76	-14.07
PB	C2	-457.89	-140.77	-100.36
ND	C2			
AZOT1	C3			
AZOT2	C3			
MEZ1	C3			
PA	C3	-102.6	-65.96	-47.11
MEZ2	C3	-106.8	-65.96	-47.11
PB	C3	-11.55	-4.95	-3.54
ND	C3	-386.2	-124.2	-88.67
AZOT1	C4			
AZOT2	C4	-78.87	-16.66	-11.68
MEZ1	C4	-86.57	-16.66	-11.68
PA	C4	-119.43	-36.18	-25.65
MEZ2	C4	-144.24	-46.11	-32.74
PB	C4	-103.32	-33.16	-23.64
ND	C4	-498.92	-156.48	-111.62

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.13 Descargas en columnas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 2 de 3)

Descargas en columnas [ton]				
Nivel	Columna	I	II	III
AZOT1	C5			
AZOT2	C5	-25.85	-5.48	-3.84
MEZ1	C5	-30.71	-5.48	-3.84
PA	C5	-45.46	-7.78	-5.48
MEZ2	C5	-86.3	-29.33	-20.87
PB	C5	-22.62	-7.43	-5.3
ND	C5	-378.04	-111.13	-79.28
AZOT1	C6			
AZOT2	C6			
MEZ1	C6			
PA	C6	-28.71	-9.26	-6.59
MEZ2	C6	-60	-23.79	-16.97
PB	C6	-63.49	-21.68	-15.47
ND	C6	-74.41	-23.13	-16.5
AZOT1	C7	-93.22	-14.3	-10.01
AZOT2	C7	-144.05	-19.37	-13.56
MEZ1	C7	-151.75	-19.37	-13.56
PA	C7	-351.65	-129.91	-92.52
MEZ2	C7	-407.54	-159.19	-113.43
PB	C7	-131.54	-48.37	-34.48
ND	C7	-1076.85	-345.31	-246.38
AZOT1	C8	-102.23	-16.5	-11.55
AZOT2	C8	-154.27	-22.32	-15.63
MEZ1	C8	-161.96	-22.32	-15.63
PA	C8	-383.15	-144.57	-102.95
MEZ2	C8	-432.17	-169.5	-120.76
PB	C8	-149.06	-56.32	-40.13
ND	C8	-579.93	-196.46	-140.03

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.13 Descargas en columnas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 3 de 3)

Descargas en columnas [ton]				
Nivel	Columna	I	II	III
AZOT1	C9	-66.31	-10.52	-7.37
AZOT2	C9	-118.8	-16.55	-11.58
MEZ1	C9	-151.35	-26.89	-18.97
PA	C9	-277.24	-93.23	-66.36
MEZ2	C9	-326.44	-118.32	-84.28
PB	C9	-100.58	-34.6	-24.65
ND	C9	-723.36	-215.42	-153.64
AZOT1	C10	-22.06	-2.5	-1.75
AZOT2	C10	-76.49	-5.53	-3.88
MEZ1	C10	-129.84	-22.21	-15.79
PA	C10	-184.99	-35.55	-25.32
MEZ2	C10	-225.77	-51.41	-36.64
PB	C10	-32.03	-5.92	-4.22
ND	C10	-480.64	-94.94	-67.73

Tabla 5.14 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 1 de 7)

Nivel Azot2	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
1	-0.84	-0.08	-0.06
2	0.81	0.08	0.05
3	-1.37	-0.34	-0.24
4	1.48	0.37	0.26
5	-1.96	-0.5	-0.35
6	2.06	0.53	0.37
7	-1.5	-0.37	-0.26
8	1.5	0.37	0.26

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.14 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 2 de 7)

Nivel Azot2	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
9	-2.13	-0.55	-0.39
10	1.9	0.49	0.34
11	-1.8	-0.45	-0.32
12	1.97	0.5	0.35
13	-1.44	-0.35	-0.25
14	1.29	0.31	0.22
15	-2.04	-0.52	-0.36
16	1.98	0.5	0.35
17	-1.65	-0.41	-0.29
18	1.79	0.45	0.31
19	-2.01	-0.51	-0.36
20	1.44	0.35	0.24
21	-3.26	-0.87	-0.61
22	3.06	0.81	0.56
23	-3.93	-1.06	-0.74
24	3.63	0.97	0.68
25	-4.39	-1.18	-0.83
26	5.03	1.37	0.96
27	-5	-1.35	-0.95
28	4.71	1.27	0.89
29	-3.68	-0.97	-0.68
30	4.45	1.19	0.83
31	-2.32	-0.59	-0.42
32	2.76	0.71	0.5
33	-3.9	-1.03	-0.72
34	5.15	1.39	0.97
35	4.3	1.17	0.82
36	-4.94	-1.33	-0.93
37	-3.6	-0.94	-0.66
38	3.41	0.89	0.62
39	-3.36	-0.87	-0.61

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.14 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 3 de 7)

Nivel Azot2	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
40	3.28	0.85	0.59
41	-2.4	-0.59	-0.42
42	2.41	0.6	0.42
43	-3.66	-0.96	-0.67
44	3.47	0.9	0.63
45	-2.78	-0.7	-0.49
46	3.16	0.81	0.57
47	-1.12	-0.12	-0.08
48	-0.45	-0.1	-0.07

Tabla 5.14 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 4 de 7)

Nivel PA	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
1	-1.59	-0.78	-0.56
2	1.39	0.63	0.45
3	-4.5	-2.89	-2.06
4	4.05	2.56	1.83
5	-3.37	-2.04	-1.46
6	2.87	1.68	1.2
7	-4.73	-3.03	-2.17
8	4.45	2.82	2.02
9	-3.16	-1.86	-1.33
10	3.54	2.14	1.53
11	-10.96	-7.37	-5.26
12	6.22	4.09	2.92
13	-4.81	-3.04	-2.17

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.14 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 5 de 7)

Nivel PA	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
14	5.69	3.69	2.64
15	-3.16	-1.85	-1.32
16	3.09	1.8	1.28
17	-4.87	-3.16	-2.26
18	4.63	2.89	2.07
19	-3.29	-1.89	-1.35
20	3.55	2.09	1.49
21	-4.82	-3.01	-2.15
22	5.34	3.39	2.42
23	-5.81	-3.72	-2.66
24	5.9	3.79	2.71
25	-4.15	-2.49	-1.78
26	4.59	2.81	2.01
27	-5.87	-3.74	-2.67
28	6.96	4.54	3.25
29	-2.12	-1.01	-0.72
30	2.1	0.99	0.71

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.14 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 6 de 7)

Nivel MEZ2	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
1	-0.87	-0.27	-0.2
2	0.87	0.27	0.2
3	-2.74	-1.64	-1.17
4	2.26	1.29	0.92
5	-3.07	-1.87	-1.33
6	3.12	1.9	1.36
7	-3.69	-2.31	-1.65
8	3.09	1.87	1.33
9	-2.73	-1.59	-1.13
10	2.96	1.76	1.26
11	-3.71	-2.04	-1.46
12	0.82	0.45	0.32
13	-2.27	-1.34	-0.96
14	2.08	1.2	0.86
15	-8.13	-5.62	-4.01
16	7.97	5.5	3.93
17	-9.17	-6.38	-4.56
18	8.79	6.1	4.36
19	-1.69	-0.62	-0.44
20	0.28	0.26	0.18

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.14 Descargas en los extremos de las vigas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales para los tres casos de carga empleados, carga muerta (I), carga viva máxima (II) y carga viva reducida o para sismo (III). (Tabla 7 de 7)

Nivel PB	I	II	III
Punto de descarga	P [ton]	P [ton]	P [ton]
1	-2.48	-0.54	-0.39
2	2.48	0.54	0.39
3	10.45	2.27	0.99
4	4.08	1.49	1.07
5	-8.71	-3.5	-2.5
6	7.24	2.76	1.97
7	-11.88	-5.01	-3.58
8	8.9	3.51	2.51
9	-10.01	-4.04	-2.89
10	9.99	4.03	2.88
11	-9.37	-3.65	-2.61
12	9.74	3.83	2.74
13	-11.09	-4.52	-3.23
14	11.68	4.82	3.44
15	-9.3	-3.52	-2.51
16	9.25	3.49	2.49
17	-13.17	-5.42	-3.87
18	14.34	6.01	4.29
19	-10.66	-4.1	-2.93
20	11.33	4.44	3.17
21	-13.5	-5.58	-3.98
22	12.66	5.15	3.68
23	11.87	4.84	3.45
24	-15.52	8.37	0.13
25	-5.4	-1.7	-1.21
26	0.37	0.23	0.16

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.15 Momentos últimos calculados en vigas y contratrabes más esforzadas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales

Nivel	Perfil	p.p. [ton/m]	CM [ton/m ²]	CV [ton/m ²]	L [m]	b [m]	A [m ²]	w [ton/m]	M _u [ton-m]
AZOT2	IR305X52.2	0.052	0.100	0.350	5.350	2.500	13.380	1.177	6.320
PA	IR305X52.2	0.052	0.476	0.350	6.850	2.500	17.130	2.117	18.630
MEZ2	IR305X52.2	0.052	0.476	0.350	6.850	2.200	15.070	1.869	16.450
PB	60x35 (contratrabe)	0.504	0.476	0.350	6.850	5.000	34.250	4.634	40.770

Tabla 5.16 Momentos últimos calculados en vigas y contratrabes más esforzadas del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales

Nivel	Perfil	p.p. [ton/m]	CM [ton/m ²]	CV [ton/m ²]	L [m]	b [m]	A [m ²]	w [ton/m]	M _u [ton-m]
AZOT2	IR-457X59.8	0.060	0.100	0.350	10.280	2.570	26.420	1.216	24.100
PA	IR-457X59.8	0.060	0.476	0.350	9.770	2.840	27.750	2.406	43.050
MEZ2	IR-457X59.8	0.060	0.476	0.350	10.950	2.990	32.740	2.530	56.870
PB	60x35 (contratrabe)	0.504	0.476	0.350	9.820	4.500	44.190	4.221	76.320

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.17 Propiedades mecánicas de los perfiles que componen el puente de los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales

Propiedades de la sección					
Perfil:	305 x 52.2		Eje X-X		
d=	31.80	[cm]	I=	11,863.00	[cm ⁴]
t _w =	0.76	[cm]	S=	747.00	[cm ³]
b _f =	16.70	[cm]	r=	13.30	[cm]
t _f =	1.32	[cm]	Z=	839.00	[cm ³]
Peso=	52.20	[kg/m]	Eje Y-Y		
Área=	66.50	[cm ²]	I=	1,020.00	[cm ⁴]
b _f /2t _f =	6.33		S=	122.00	[cm ³]
d/t _w =	41.84		r=	3.90	[cm]
J=	30.80	[cm ⁴]	Z=	188.00	[cm ³]
h ₀ =	30.48				
C _w =	236,043.03	[cm ⁶]			

Propiedades de la sección					
Perfil:	457 x 59.8		Eje X-X		
d=	45.50	[cm]	I=	25,473.00	[cm ⁴]
t _w =	0.80	[cm]	S=	1,121.00	[cm ³]
b _f =	15.30	[cm]	r=	18.30	[cm]
t _f =	1.33	[cm]	Z=	1,285.00	[cm ³]
Peso=	59.80	[kg/m]	Eje Y-Y		
Área=	76.10	[cm ²]	I=	795.00	[cm ⁴]
b _f /2t _f =	5.75		S=	104.00	[cm ³]
d/t _w =	56.88		r=	3.20	[cm]
J=	33.70	[cm ⁴]	Z=	163.00	[cm ³]
h ₀ =	44.17				
C _w =	236,043.03	[cm ⁶]			

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.18 Momentos resistentes y momentos últimos en traveses y contratraveses del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales. Los momentos resistentes no consideran trabajo en sección compuesta

<i>Edificio de llegadas y salidas nacionales</i>	<i>Vigas en el puente (metálicas y contratraveses)</i>		M_R [ton-m]	<i>Programa</i>	<i>Manual</i>	Mu/M_R
	Tipo	Sección transversal		$Mu_{máx}$ [ton-m]	$Mu_{máx}$ [ton-m]	
AZOT2	TS-1	IR-305X52.2	26.54	5.92	6.32	0.24
PA	TS-2	IR-305X52.2	26.54	18.13	18.63	0.70
MEZ2	TS-1	IR-305X52.2	26.54	15.96	16.45	0.62
PB	CTS-6 (contratrabe)	60x35 ($A_s=15.21 \text{ cm}^2$ $A's=15.21 \text{ cm}^2$)	30.47	12.06	-	0.40

Tabla 5.19 Momentos resistentes y momentos últimos en traveses y contratraveses del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales. * Indica momentos resistentes sin considerar el trabajo en sección compuesta, [] indica los momentos resistentes obtenidos considerando sección compuesta

<i>Edificio de llegadas y salidas internacionales</i>	<i>Vigas en el puente (metálicas y contratraveses)</i>		M_R [ton-m]	<i>Programa</i>	<i>Manual</i>	Mu/M_R
	Tipo	Sección transversal		$Mu_{máx}$ [ton-m]	$Mu_{máx}$ [ton-m]	
AZOT2	TS-3	IR-457X59.8	40.65* [62.30]	27.83	24.1	0.68 [0.45]
PA	TS-2	IR-457X59.8	40.65* [62.30]	38.93	43.05	0.96 [0.62]
MEZ2	CTS-3	IR-457X59.8	40.65* [62.30]	58.28	56.87	1.43 [0.94]
PB	CTS-4 (contratrabe)	60x35 ($A_s=15.21 \text{ cm}^2$, $A's=15.21 \text{ cm}^2$)	30.47	22.47	-	0.74

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.20 Fuerzas cortantes resistentes y fuerzas cortantes últimas en vigas y contratraves del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas nacionales

<i>Edificio de llegadas y salidas nacionales</i>	<i>Vigas en el puente (metálicas y contratraves)</i>		V_R [ton]	<i>Programa</i>	<i>Manual</i>	V_u/V_R
	Tipo	Sección transversal		$V_{u_{máx}}$ [ton]	$V_{u_{máx}}$ [ton]	
AZOT2	TS-1	IR-305X52.2	50.46	4.12	4.73	0.09
PA	TS-2	IR-305X52.2	50.46	8.95	10.88	0.22
MEZ2	TS-1	IR-305X52.2	50.46	8.13	9.60	0.19
PB	CTS-6 (contratrabe)	60x35 ($A_s=15.21 \text{ cm}^2$ $A'_s=15.21 \text{ cm}^2$ E # 3 @ 20 cm)	22.15	10.56	-	0.47

Tabla 5.21 Fuerzas cortantes resistentes y fuerzas cortantes últimas en traves y contratraves del puente entre el edificio Terminal y el de llegadas y salidas internacionales

<i>Edificio de llegadas y salidas internacionales</i>	<i>Vigas en el puente (metálicas y contratraves)</i>		V_R [ton]	<i>Programa</i>	<i>Manual</i>	V_u/V_R
	Tipo	Sección transversal		$V_{u_{máx}}$ [ton]	$V_{u_{máx}}$ [ton]	
AZOT2	TS-3	IR-457X59.8	70.19	10.13	9.34	0.14
PA	TS-2	IR-457X59.8	70.19	13.67	17.63	0.25
MEZ2	TS-3	IR-457X59.8	70.19	21.59	20.78	0.31
PB	CTS-4 (contratrabe)	60x35 ($A_s=15.21 \text{ cm}^2$, $A'_s=15.21 \text{ cm}^2$ E # 3 @ 30 cm)	17.66	13.72	-	0.78

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.22 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio Terminal a compresión biaxial. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004 con un FR=0.6

Edificio Terminal								
Columna	Características	P_u^* [ton]	M_{ux}^* [ton-m]	M_{uy}^* [ton-m]	P_y^{**} [ton]	M_{px}^{**} [ton-m]	M_{py}^{**} [ton-m]	Ecuación 1
C-1	Circular, $\Phi=150$ [cm] Concreto: $f'_c=450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y=4200$ [kg/cm ²] 56 #12 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X592.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	1,035.71	130.87	389.99	5,334.75	2,120.00	2,250.00	0.637
C-2	Circular, $\Phi=150$ [cm] Concreto: $f'_c=450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y=4200$ [kg/cm ²] 48 #12 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X592.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	373.43	304.37	377.33	4,951.71	1,900.00	2,050.00	0.585
C-3	Circular, $\Phi=150$ [cm] Concreto: $f'_c=450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y=4200$ [kg/cm ²] 38 #12 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X592.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	527.57	265.78	317.25	4,472.91	1,740.00	1,900.00	0.623
C-4	Circular, $\Phi=120$ [cm] Concreto: $f'_c=450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y=4200$ [kg/cm ²] 38 #12 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X382.9 [kg/m] Acero estructural: A-572	509.20	84.52	177.04	4,012.86	1,275.00	1,370.00	0.472

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{ux}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \rightarrow \text{Ecuación 1}$$

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.23 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio de llegadas y salidas nacionales a compresión biaxial. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004 con un FR=0.6. (Tabla 1 de 2)

Edificio de llegadas y salidas nacionales								
Columna	Características	P_u^* [ton]	M_{ux}^* [ton-m]	M_{uy}^* [ton-m]	P_y^{**} [ton]	M_{px}^{**} [ton-m]	M_{py}^{**} [ton-m]	Ecuación 1
C-1	Rectangular, 75x150 [cm] Concreto: $f'c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 20#10 y 6E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X262.3 [kg/m] Acero estructural: A-572	283.33	484.36	41.76	1,174.87	1,080.00	560.00	1.099
C-1A	Rectangular, 75x150 [cm] Concreto: $f'c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 24#10 y 6E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X287.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	291.67	438.28	49.32	1,288.44	1,160.00	600.00	0.991
C-2	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 12 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	203.00	31.85	113.13	833.22	285.00	280.00	1.094
C-2A	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 20 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	202.79	27.25	94.18	1,100.01	360.00	340.00	0.778

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.23 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio de llegadas y salidas nacionales a compresión biaxial. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004 con un $FR=0.6$. (Tabla 2 de 2)

Edificio de llegadas y salidas nacionales								
Columna	Entrepiso	P_u^* [ton]	M_{ux}^* [ton-m]	M_{uy}^* [ton-m]	P_y^{**} [ton]	M_{px}^{**} [ton-m]	M_{py}^{**} [ton-m]	Ecuación 1
C-3	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 16 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	144.69	39.61	104.48	966.62	315.00	305.00	0.874
C-4	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 24 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X196.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	216.69	50.45	121.78	1,680.16	460.00	420.00	0.748
CM-1	Cajón metálico 30.5 x 30.5 [cm] Placas espesor= 2.5 [cm] Acero estructural: A-572	202.44	16.59	22.20	998.52	97.00	97.00	0.871

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{ux}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \rightarrow \text{Ecuación 1}$$

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.24 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio de llegadas y salidas internacionales a compresión biaxial. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004 con un FR=0.6. (Tabla 1 de 2)

Edificio de llegadas y salidas internacionales								
Columna	Características	P_u^* [ton]	M_{ux}^* [ton-m]	M_{uy}^* [ton-m]	P_y^{**} [ton]	M_{px}^{**} [ton-m]	M_{py}^{**} [ton-m]	Ecuación 1
C-1	Rectangular, 75x150 [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 20#10 y 6E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X262.3 [kg/m] Acero estructural: A-572	351.40	319.71	66.05	1,174.87	1,060.00	560.00	1.058
C-1A	Rectangular, 75x150 [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 24#10 y 6E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X287.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	218.17	435.00	62.99	1,288.44	1,040.00	590.00	0.982
C-2	Circular, $\Phi = 90$ cm) Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 12 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	231.23	15.92	101.69	833.22	283.00	295.00	0.997
C-2A	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 20 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	155.77	20.92	112.06	1,100.01	340.00	350.00	0.745

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.24 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio de llegadas y salidas internacionales a compresión biaxial. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004 con un $FR=0.6$. (Tabla 2 de 2)

Edificio de llegadas y salidas internacionales								
Columna	Características	P_u^* [ton]	M_{ux}^* [ton-m]	M_{uy}^* [ton-m]	P_y^{**} [ton]	M_{px}^{**} [ton-m]	M_{py}^{**} [ton-m]	Ecuación 1
C-3	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 16 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	131.56	12.84	116.32	966.62	300.00	315.00	0.776
C-4	Circular, $\Phi = 120$ [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 28 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X196.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	222.09	52.64	261.13	1,813.55	760.00	770.00	0.749
CM-1	Cajón metálico 30.5 x 30.5 [cm] Placas espesor= 2.5 [cm] Acero estructural: A-572	157.05	9.80	6.75	998.52	102.00	102.00	0.478

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{ux}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \rightarrow \text{Ecuación 1}$$

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.25 Propiedades del perfil ahogado en la columna C-1 (fig. 5.73, 1 de 20) del edificio de llegadas y salidas nacionales

Propiedades de la sección				
Perfil:	356 x 262.3		Eje X-X	
d=	38.70	[cm]	I=	89,073.00 [cm ⁴]
t _w =	2.11	[cm]	S=	4,605.00 [cm ³]
b _f =	39.80	[cm]	r=	16.30 [cm]
t _f =	3.33	[cm]	Z=	5,244.00 [cm ³]
Peso=	262.30	[kg/m]	Eje Y-Y	
Área=	334.20	[cm ²]	I=	34,880.00 [cm ⁴]
b/2t _f =	5.98		S=	1,753.00 [cm ³]
d/t _w =	18.34		r=	10.20 [cm]
J=	1,103.00	[cm ⁴]	Z=	2,671.00 [cm ³]
h ₀ =	35.37			
C _w =	10,875,702.59	[cm ⁶]		

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.26 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio Terminal ante efectos de fuerzas cortantes. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004

Terminal							
Columna	Características	V_{ux}^* [ton]	V_{uy}^* [ton]	V_{Rx}^{**} [ton]	V_{Ry}^{**} [ton]	V_{Ux}/V_{Rx}	V_{Uy}/V_{Ry}
C-1	Circular, $\Phi=150$ [cm] Concreto: $f'_c=450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y=4200$ [kg/cm ²] 56 #12 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X592.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	76.46	21.79	1,076.20	427.42	0.071	0.051
C-2	Circular, $\Phi=150$ [cm] Concreto: $f'_c=450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y=4200$ [kg/cm ²] 48 #12 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X592.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	64.09	72.15	1,076.20	427.42	0.060	0.169
C-3	Circular, $\Phi=150$ [cm] Concreto: $f'_c=450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y=4200$ [kg/cm ²] 38 #12 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X592.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	65.64	69.20	1,076.20	427.42	0.061	0.162
C-4	Circular, $\Phi=120$ [cm] Concreto: $f'_c=450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y=4200$ [kg/cm ²] 38 #12 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X382.9 [kg/m] Acero estructural: A-572	26.73	55.24	702.48	270.85	0.038	0.204

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.27 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio de llegadas y salidas nacionales ante efectos de fuerzas cortantes. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004. (Tabla 1 de 2)

Edificio de llegadas y salidas nacionales							
Columna	Características	V_{ux}* [ton]	V_{uy}* [ton]	V_{Rx}** [ton]	V_{Ry}** [ton]	V_{Ux}/V_{Rx}	V_{Uy}/V_{Ry}
C-1	Rectangular, 75x150 [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 20#10 y 6E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X262.3 [kg/m] Acero estructural: A-572	10.30	88.15	581.76	267.43	0.018	0.330
C-1A	Rectangular, 75x150 [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 24#10 y 6E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X287.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	13.27	82.52	625.61	279.06	0.021	0.296
C-2	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 12 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	52.56	10.20	201.20	98.17	0.261	0.104
C-2A	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 20 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	34.29	10.21	201.20	98.17	0.170	0.104

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.27 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio de llegadas y salidas nacionales ante efectos de fuerzas cortantes. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004. (Tabla 2 de 2)

Edificio de llegadas y salidas nacionales							
Columna	Características	V_{ux}^* [ton]	V_{uy}^* [ton]	V_{Rx}^{**} [ton]	V_{Ry}^{**} [ton]	V_{Ux}/V_{Rx}	V_{Uy}/V_{Ry}
C-3	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'c = 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm ²] 16 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	42.01	14.05	201.20	98.17	0.209	0.143
C-4	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'c = 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm ²] 24 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X196.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	61.77	20.35	366.59	147.41	0.168	0.138
CM-1	Cajón metálico 30.5 x 30.5 [cm] Placas espesor= 2.5 [cm] Acero estructural: A-572	8.22	5.67	152.50	152.50	0.054	0.037

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.28 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio de llegadas y salidas internacionales ante efectos de fuerzas cortantes. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004. (Tabla 1 de 2)

Edificio de llegadas y salidas internacionales							
Columna	Características	V_{ux}^* [ton]	V_{uy}^* [ton]	V_{Rx}^{**} [ton]	V_{Ry}^{**} [ton]	V_{Ux}/V_{Rx}	V_{Uy}/V_{Ry}
C-1	Rectangular, 75x150 [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 20#10 y 6E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X262.3 [kg/m] Acero estructural: A-572	20.70	97.66	581.76	267.43	0.036	0.365
C-1A	Rectangular, 75x150 [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 24#10 y 6E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X287.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	26.71	91.84	625.61	279.06	0.043	0.329
C-2	Circular, $\Phi = 90$ cm) Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 12 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	26.29	2.47	201.20	98.17	0.131	0.025
C-2A	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 20 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	46.69	6.80	201.20	98.17	0.232	0.069

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

Tabla 5.28 Revisión de resistencias de las columnas más esforzadas del edificio de llegadas y salidas internacionales ante efectos de fuerzas cortantes. Los perfiles de acero empleados tienen un esfuerzo de fluencia $f_y=3515$ [kg/cm²]. *Resultados del análisis estructural para las combinaciones que incluyen las fuerzas inducidas por sismo. **Resistencias calculadas según lo establecido en el RCDF-2004. (Tabla 2 de 2)

Edificio de llegadas y salidas internacionales							
Columna	Características	V_{ux}^* [ton]	V_{uy}^* [ton]	V_{Rx}^{**} [ton]	V_{Ry}^{**} [ton]	V_{Ux}/V_{Rx}	V_{Uy}/V_{Ry}
C-3	Circular, $\Phi = 90$ [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 16 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 305X96.7 [kg/m] Acero estructural: A-572	48.57	2.17	201.20	98.17	0.241	0.022
C-4	Circular, $\Phi = 120$ [cm] Concreto: $f'_c= 450$ [kg/cm ²] Acero refuerzo: $f_y= 4200$ [kg/cm ²] 28 #10 y E#4@20 [cm] Perfil ahogado IR 356X196.5 [kg/m] Acero estructural: A-572	85.32	13.37	385.94	166.76	0.221	0.080
CM-1	Cajón metálico 30.5 x 30.5 [cm] Placas espesor= 2.5 [cm] Acero estructural: A-572	0.42	4.95	152.50	152.50	0.003	0.032

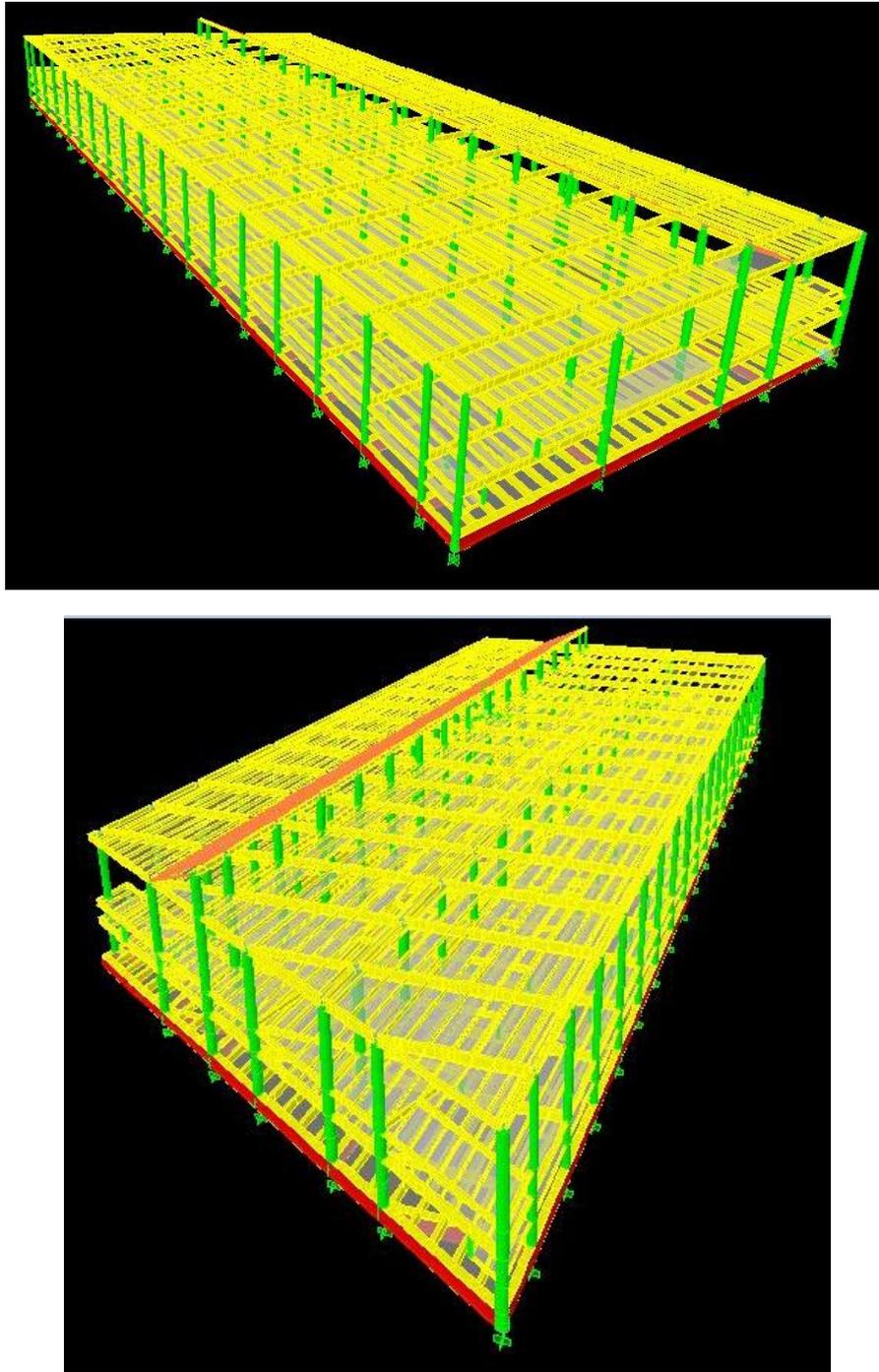
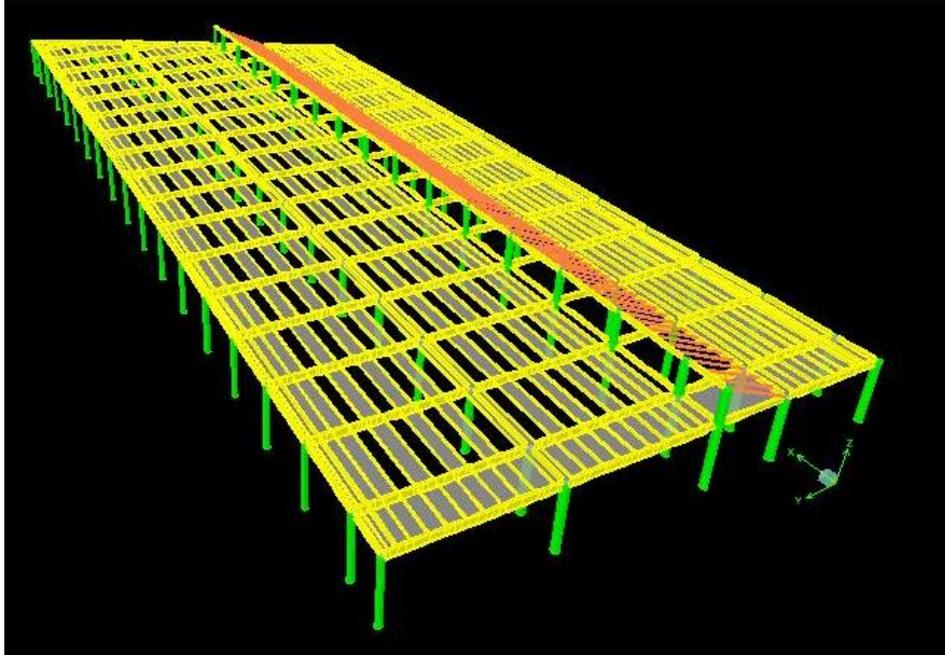
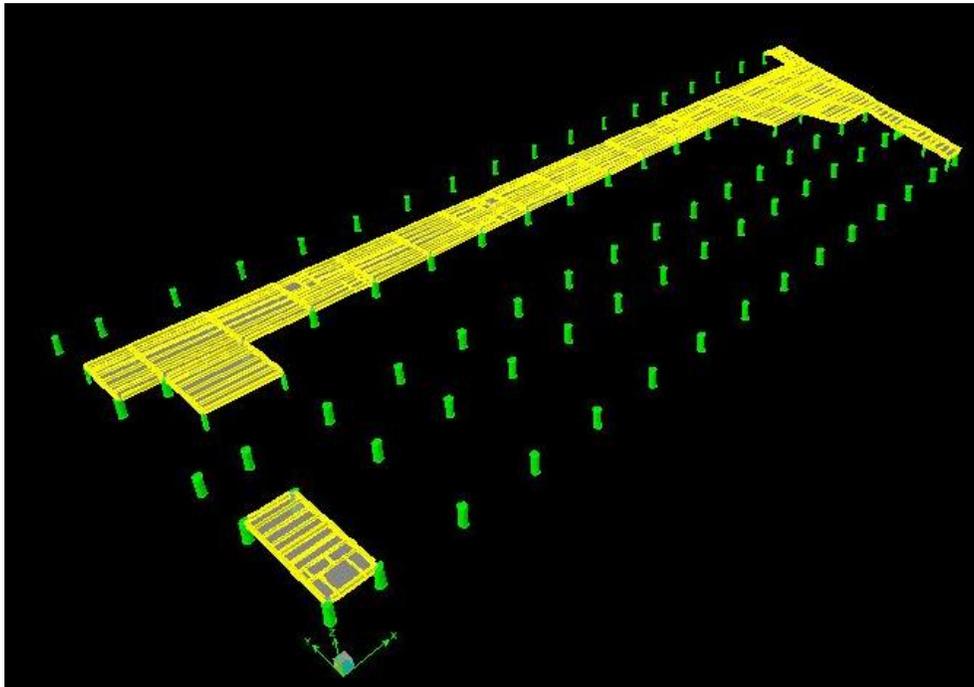


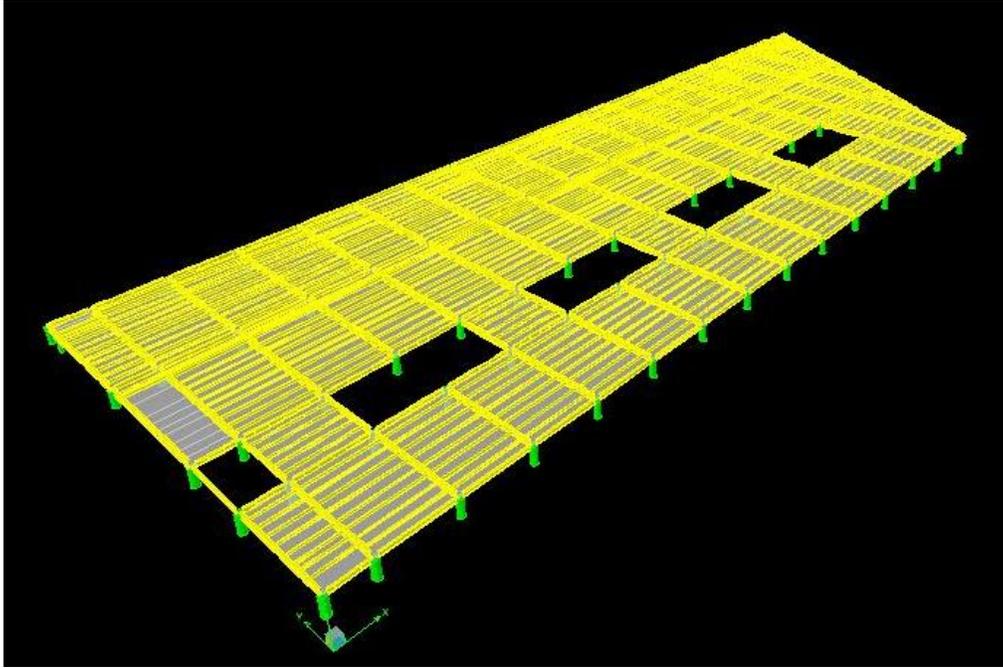
Figura 5.1 Vistas tridimensionales del modelo elaborado en el programa de computadora ETABS para analizar el edificio Terminal ante cargas accidentales (sismo) y cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva)



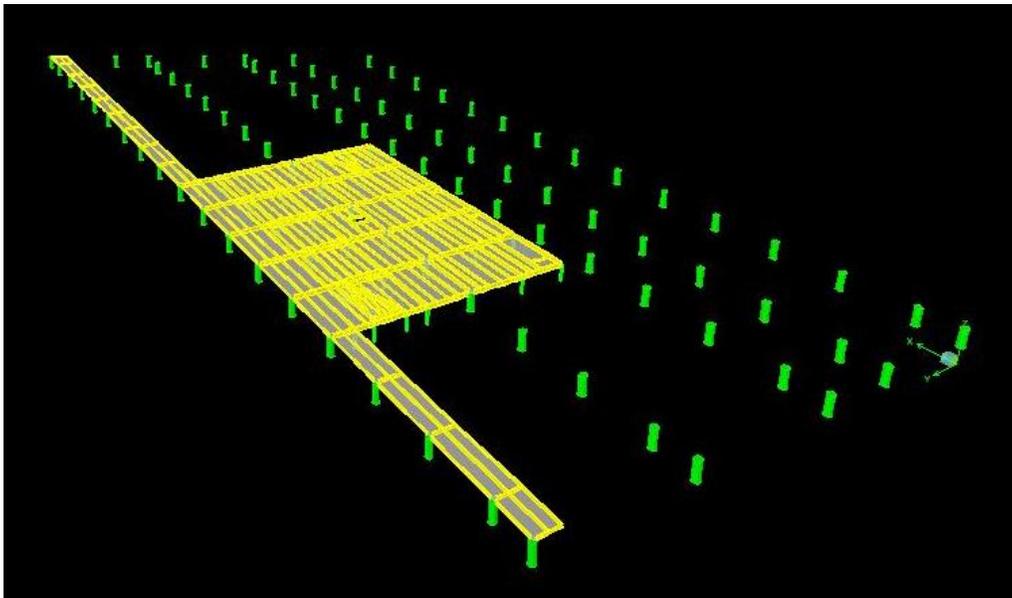
Azotea (+24.12 [m]) y Cubierta (+30.75 [m])



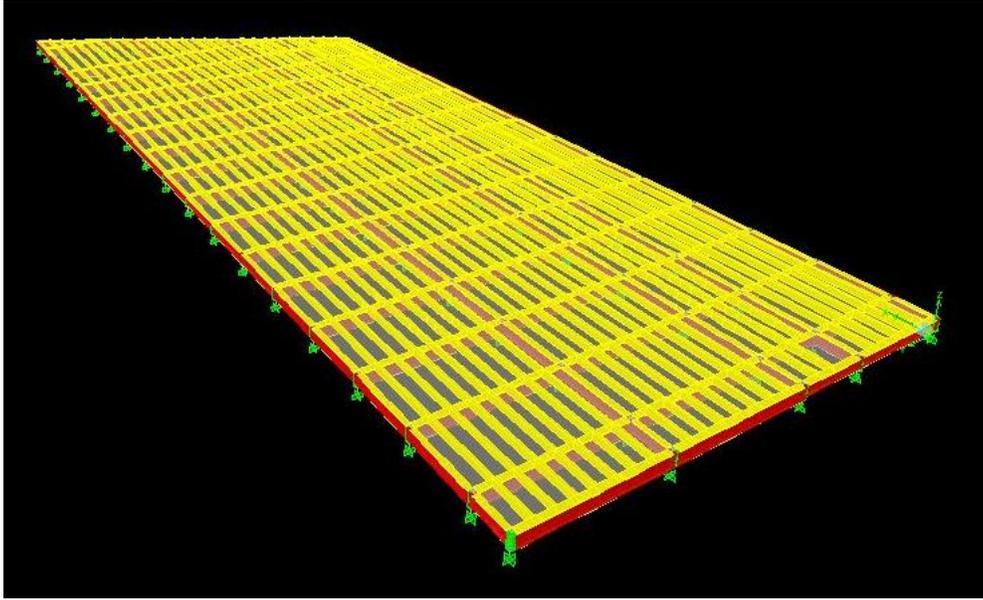
MEZZ+11.25 [m]



N+7.5 [m]



MEZZ+3.75 [m]



PB (+0.00 [m]) y Cimentación (-2.50 [m])

Figura 5.2 Vistas tridimensionales del modelo elaborado en el programa de computadora ETABS de los niveles que componen el edificio Terminal

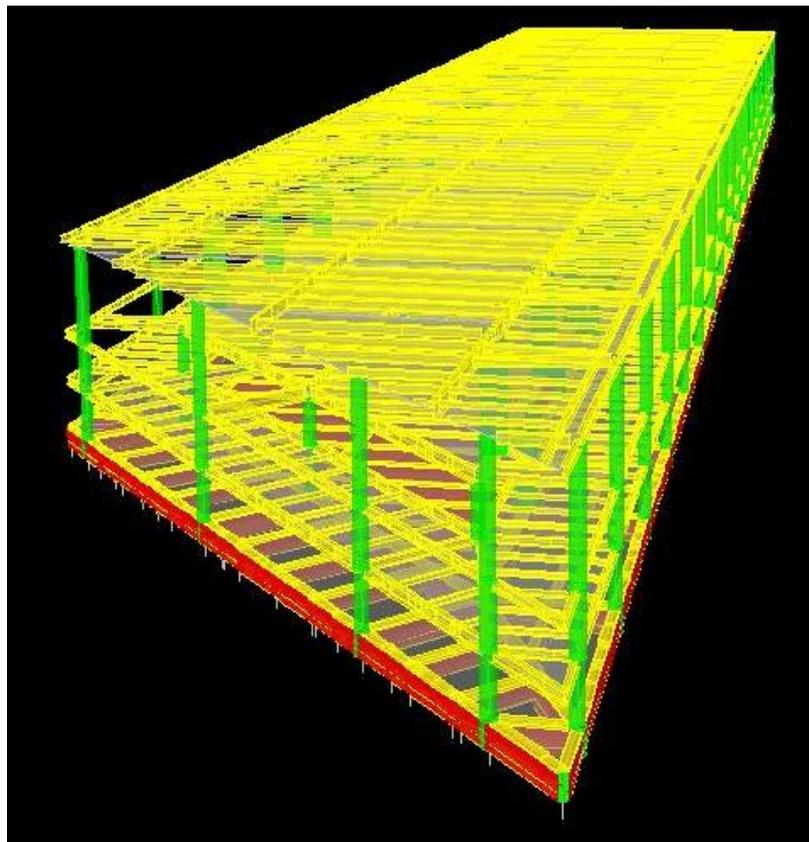
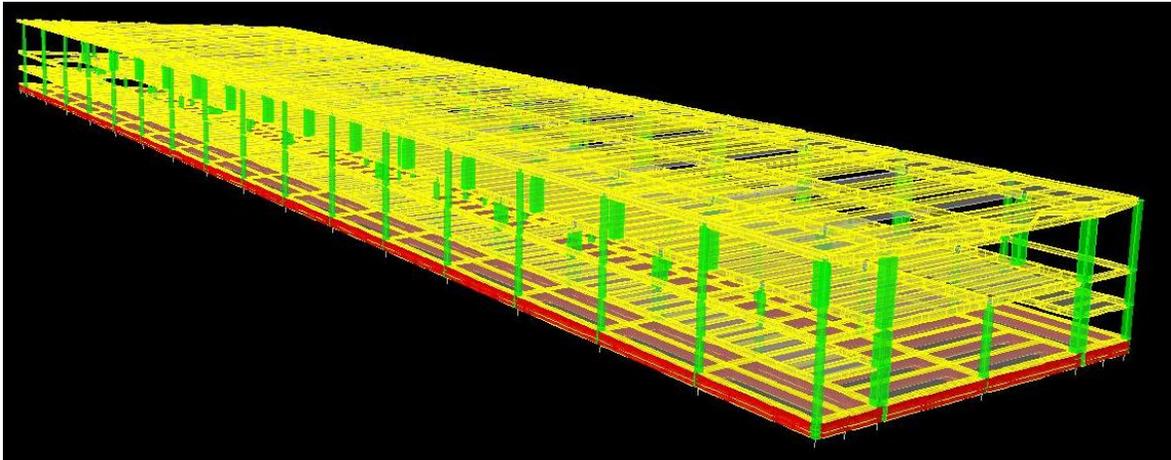
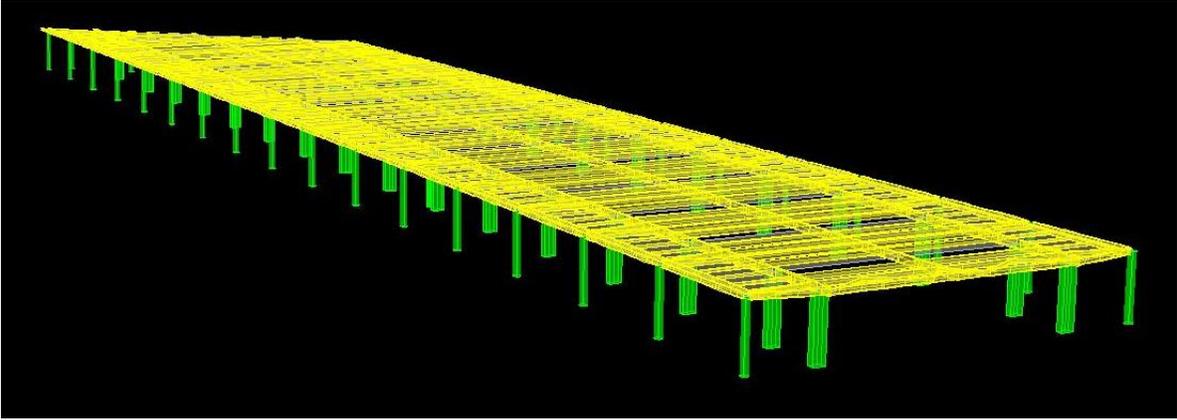
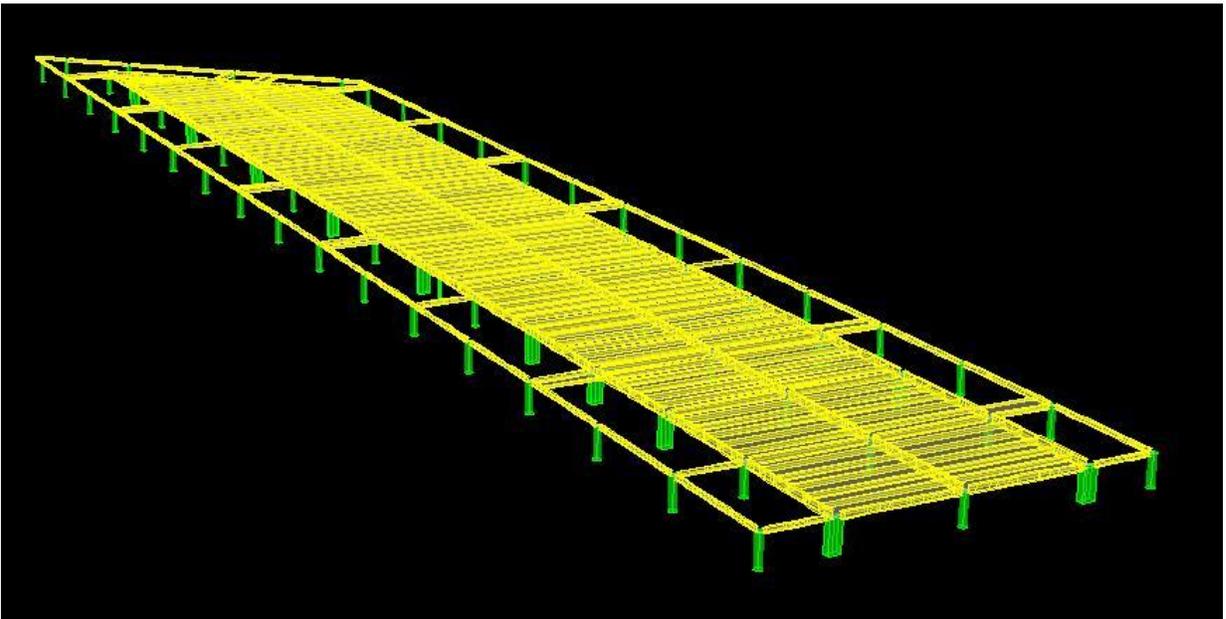


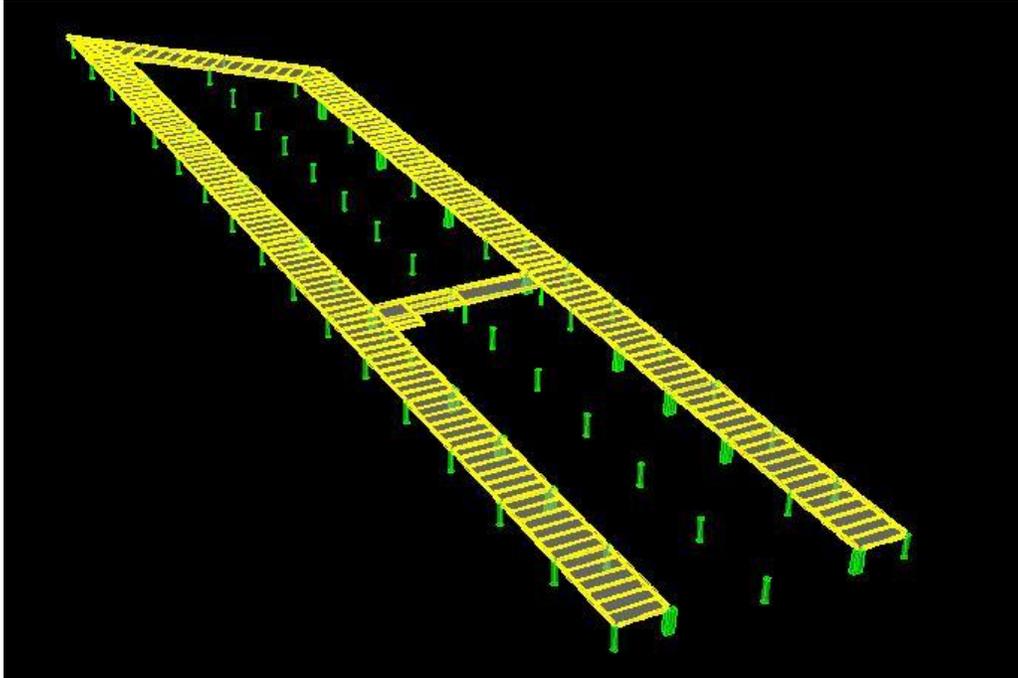
Figura 5.3 Vistas tridimensionales del modelo elaborado en el programa de computadora ETABS para analizar el edificio de llegadas y salidas nacionales ante cargas accidentales (sismo) y cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva)



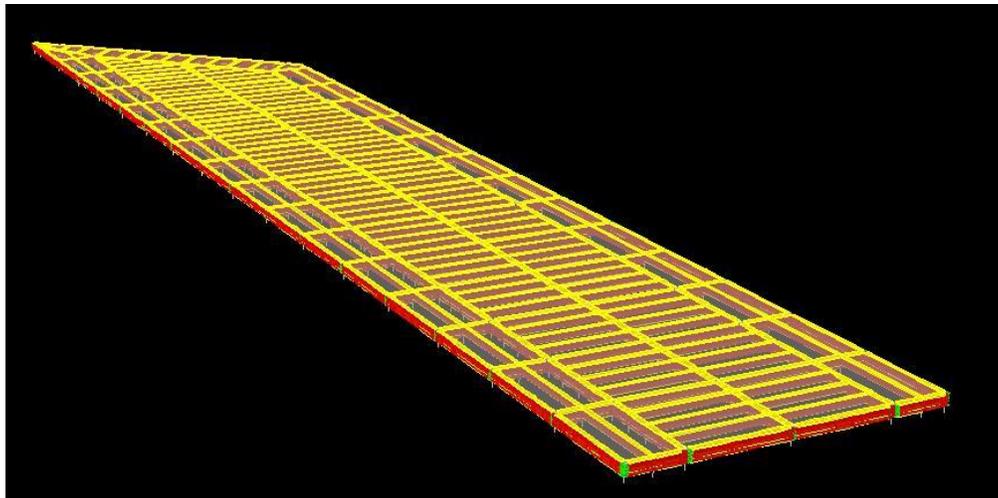
Azotea (N+15.00 [m])



Planta Alta (N+7.50 [m])



Mezzanine (N+3.75 [m])



PB (N+0.00 m) y contratrabes de Cimentación (N -1.50 [m])

Figura 5.4 Vistas tridimensionales del modelo elaborado en el programa de computadora ETABS para analizar el edificio de llegadas y salidas internacionales ante cargas accidentales (sismo) y cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva)

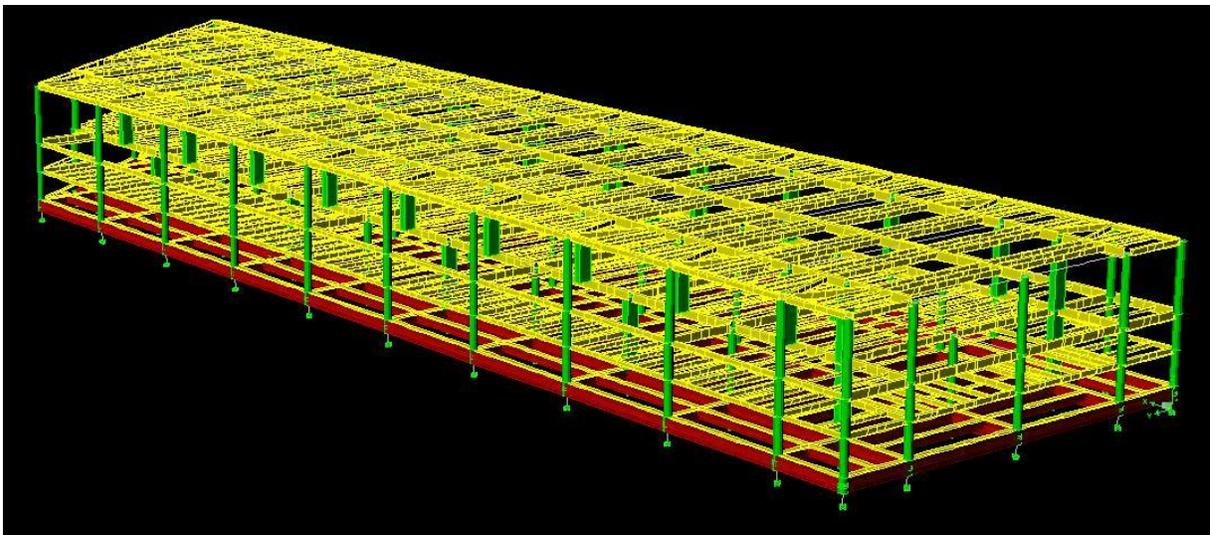
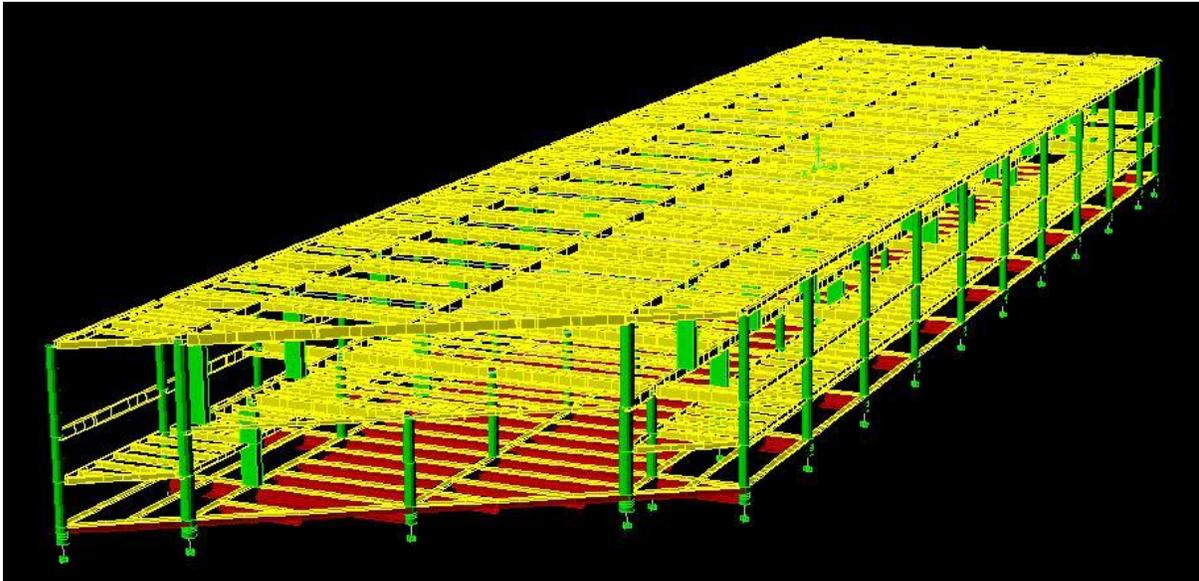
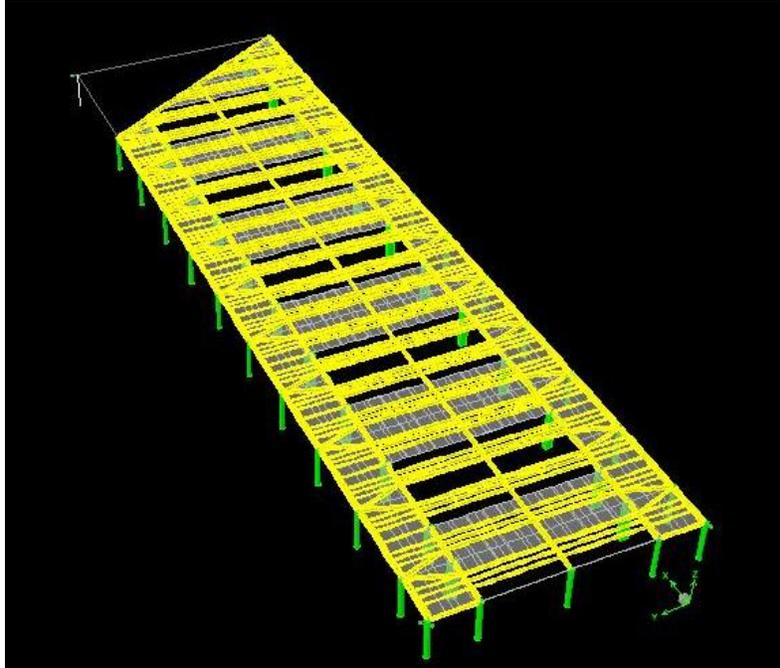
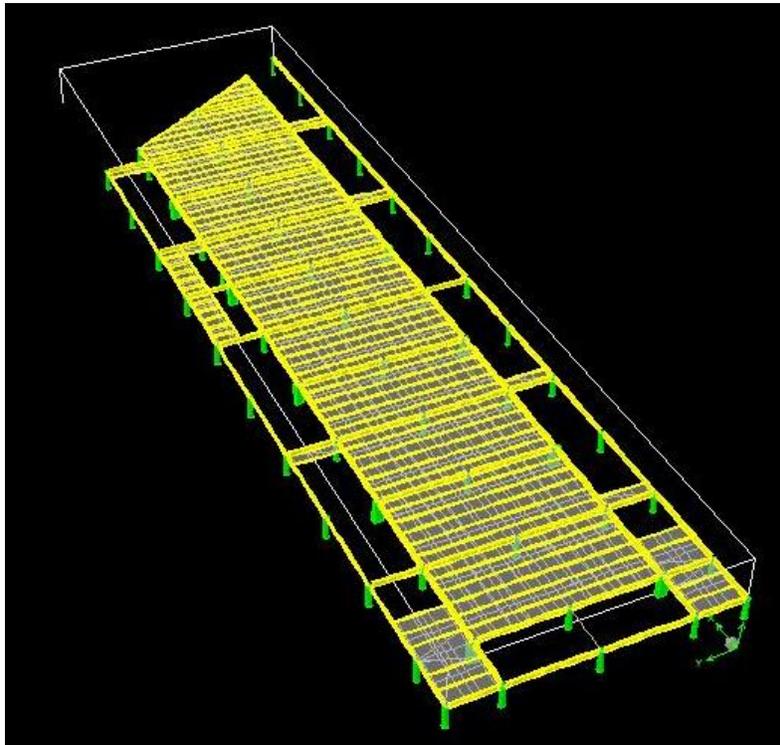


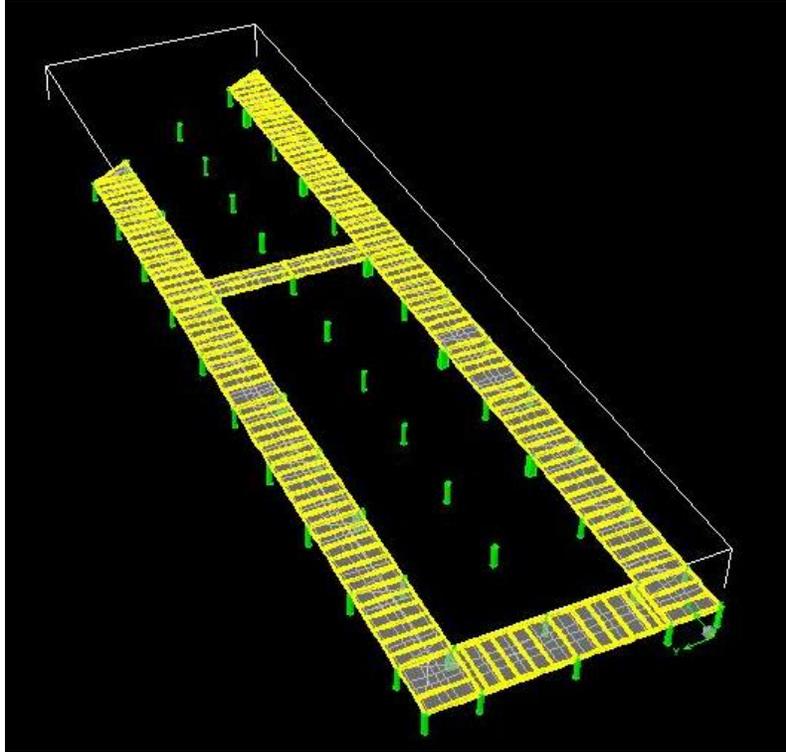
Figura 5.5 Vistas tridimensionales del modelo elaborado en el programa de computadora ETABS para analizar el edificio de llegadas y salidas nacionales ante cargas accidentales (sismo) y cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva)



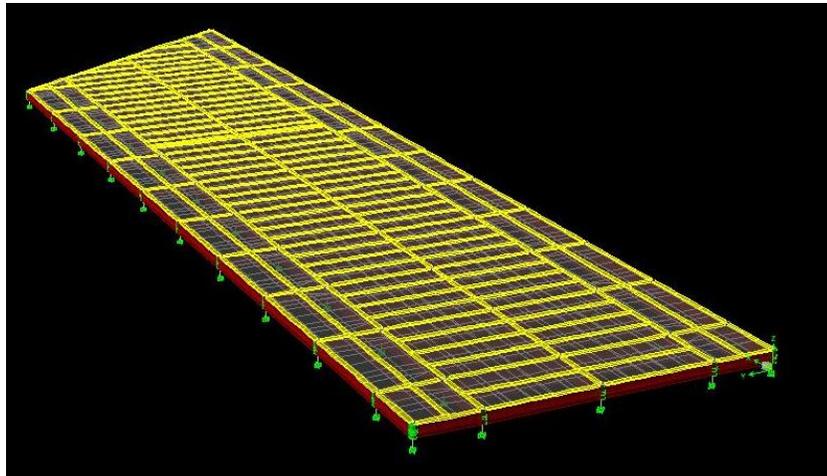
Azotea (N+15.00 m)



Planta Alta (N+7.50 m)

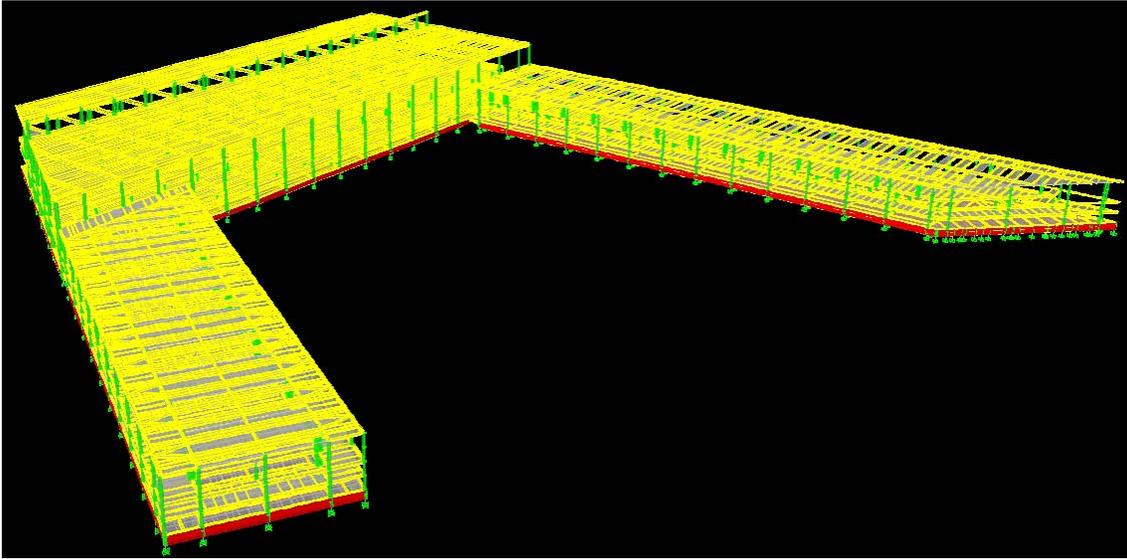
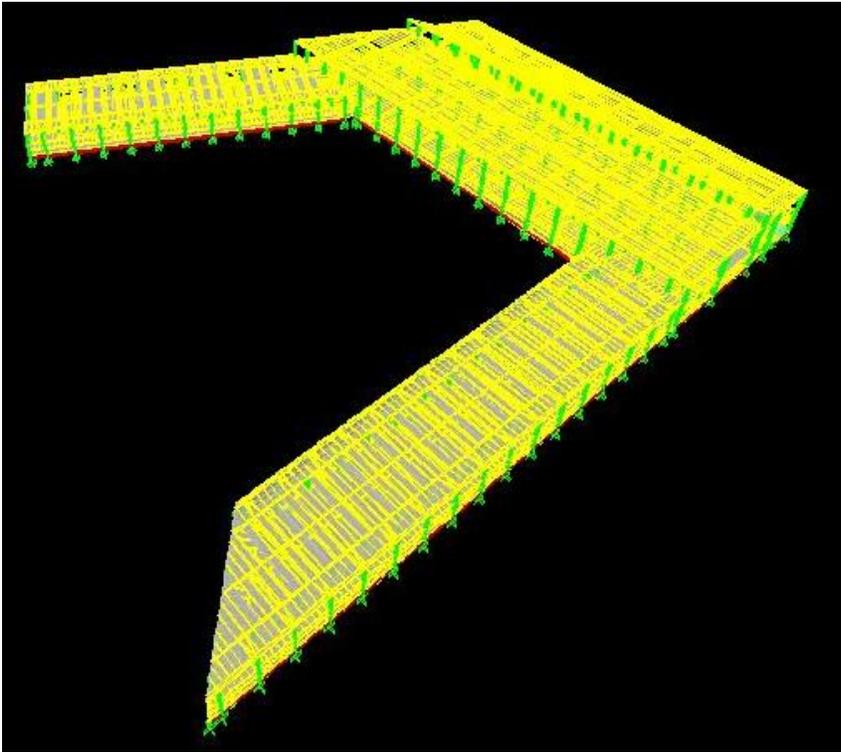


Mezzanine (N+3.75 m)



PB (N+0.00 m) y contratraves de Cimentación (N-1.50 m)

Figura 5.6 Vistas tridimensionales del modelo elaborado en el programa de computadora ETABS para analizar el edificio de llegadas y salidas internacionales ante cargas accidentales (sismo) y cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva)



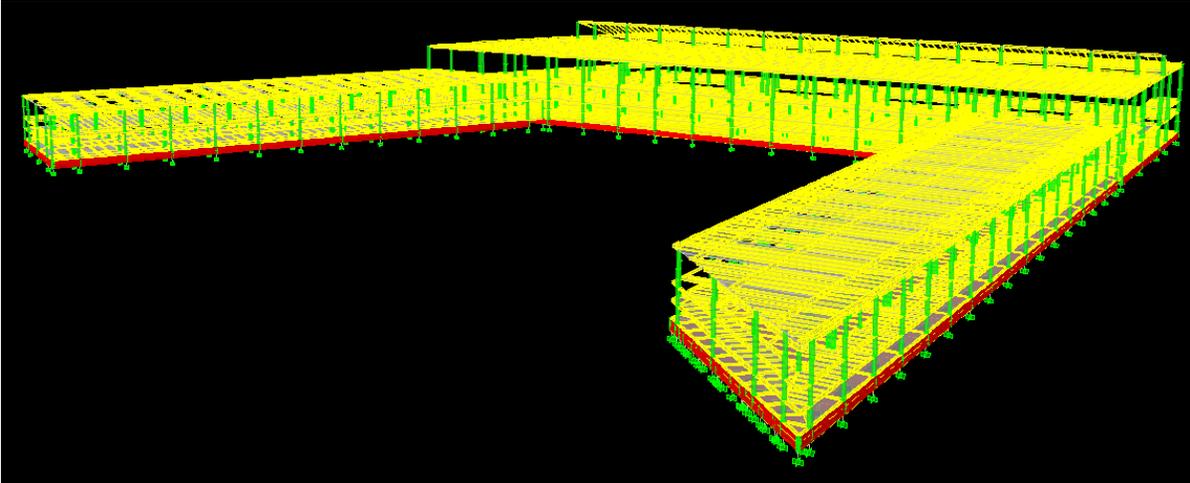


Figura 5.7 Vistas tridimensionales del modelo ensamblado en el programa de computadora ETABS de los tres edificios presentados anteriormente para analizarlos en conjunto ante cargas accidentales (sismo) y cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva)

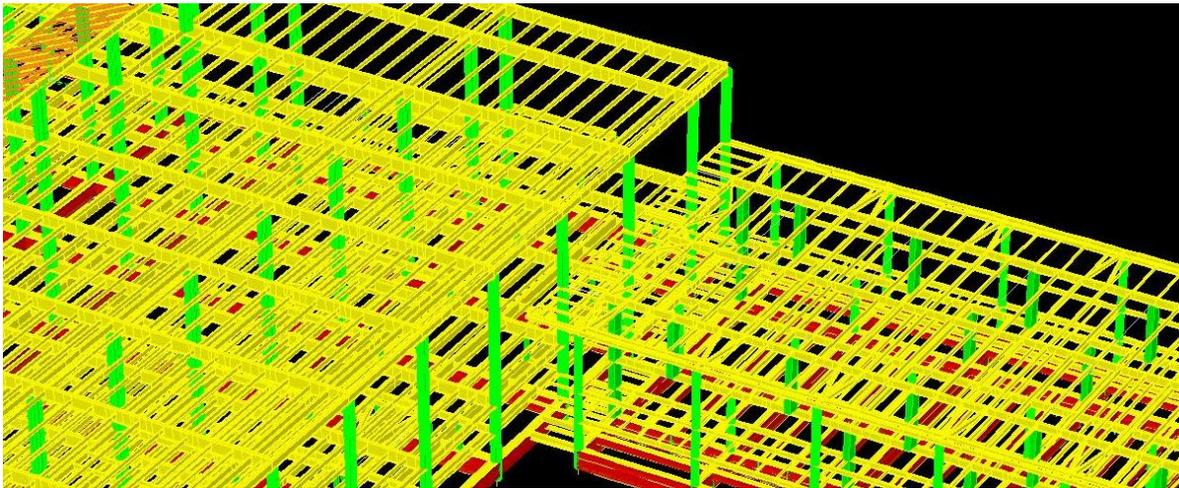
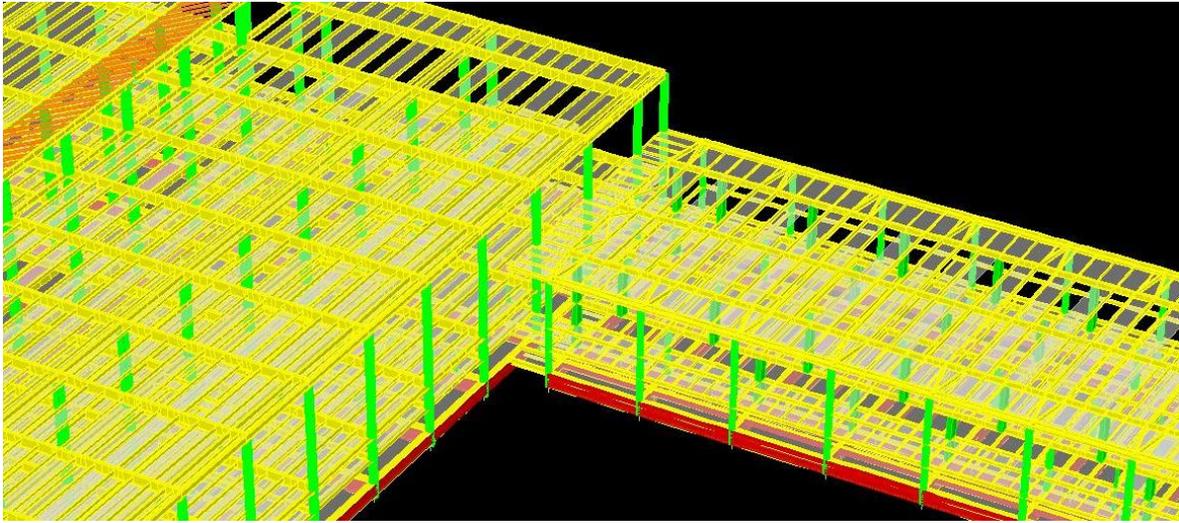


Figura 5.8 Vistas tridimensionales del puente para el modelo ensamblado en el programa de computadora ETABS del edificio de llegadas y salidas nacionales

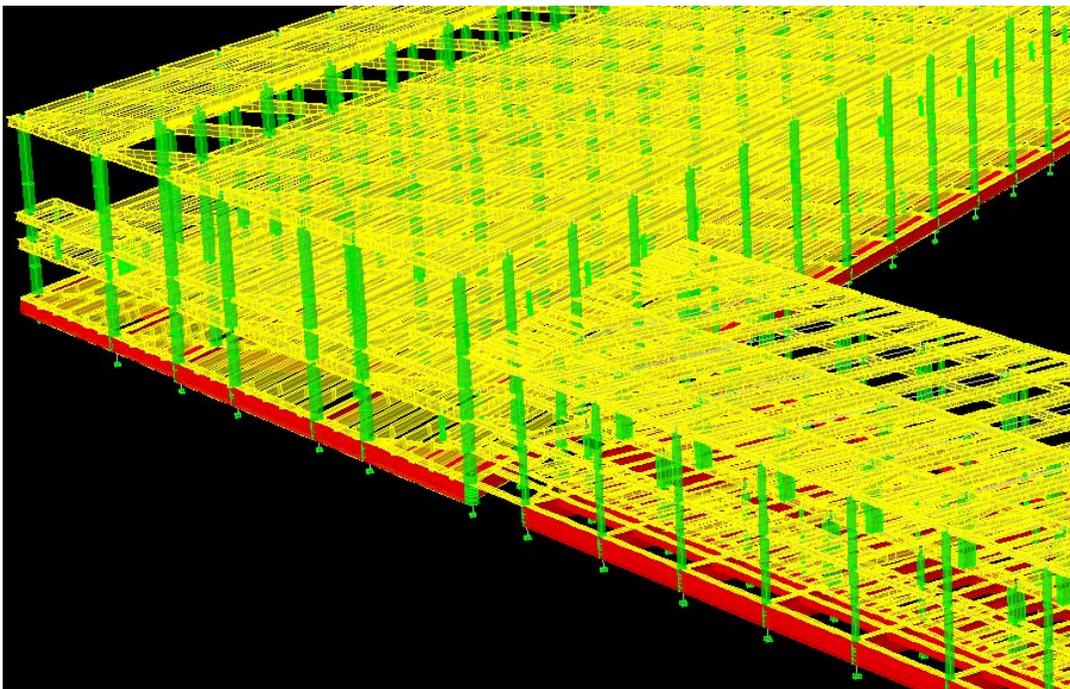
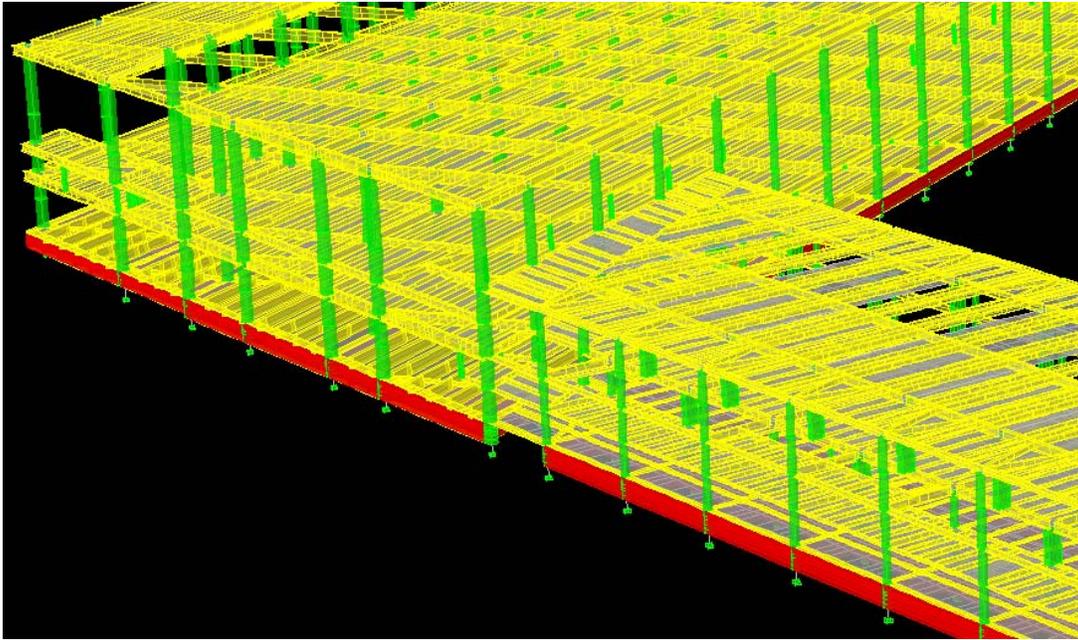


Figura 5.9 Vistas tridimensionales del puente para el modelo ensamblado en el programa de computadora ETABS del edificio de llegadas y salidas internacionales

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

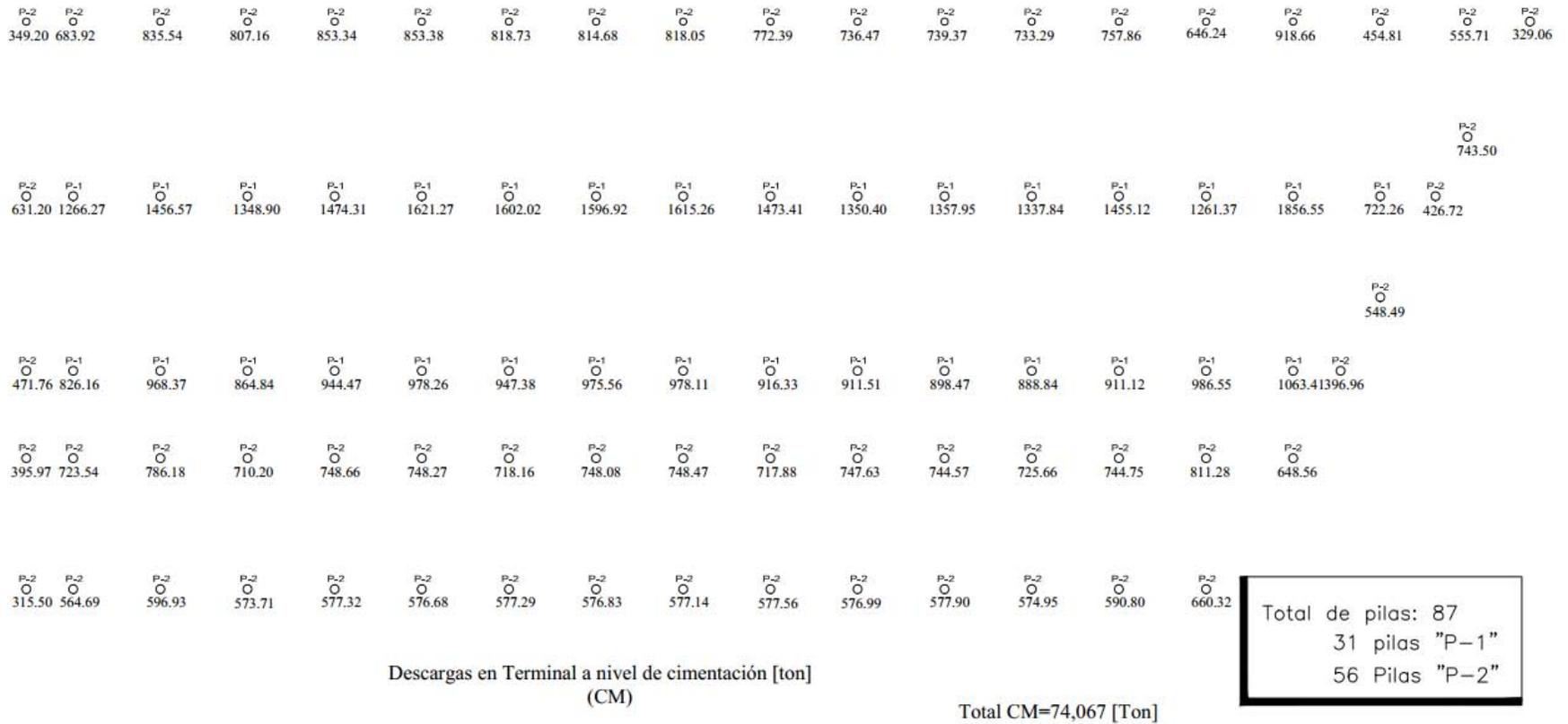


Figura 5.10 Descargas y tipos de pilas a nivel de cimentación para carga muerta del edificio Terminal

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

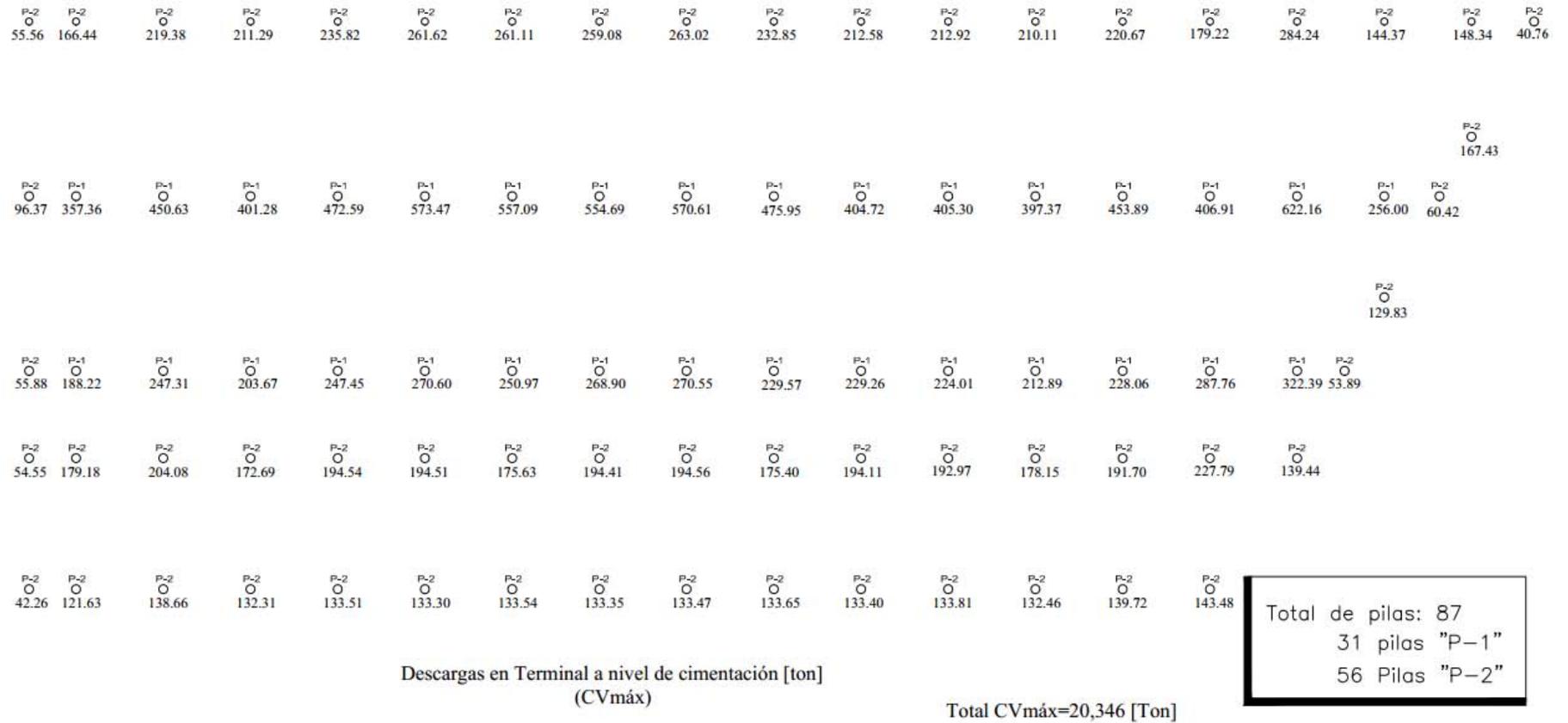


Figura 5.11 Descargas y tipos de pilas a nivel de cimentación para carga viva máxima del edificio Terminal

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

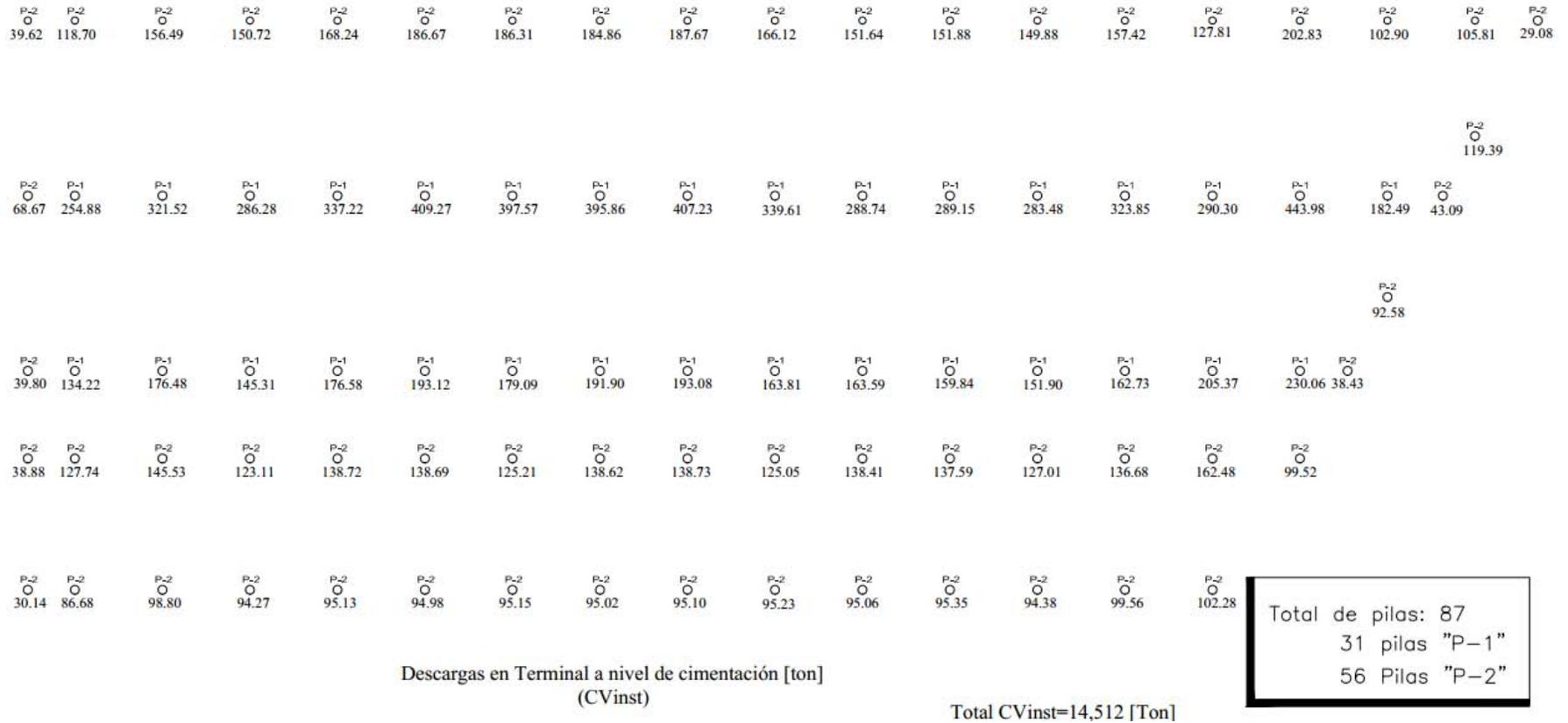


Figura 5.12 Descargas y tipos de pilas a nivel de cimentación para carga viva instantánea del edificio Terminal

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

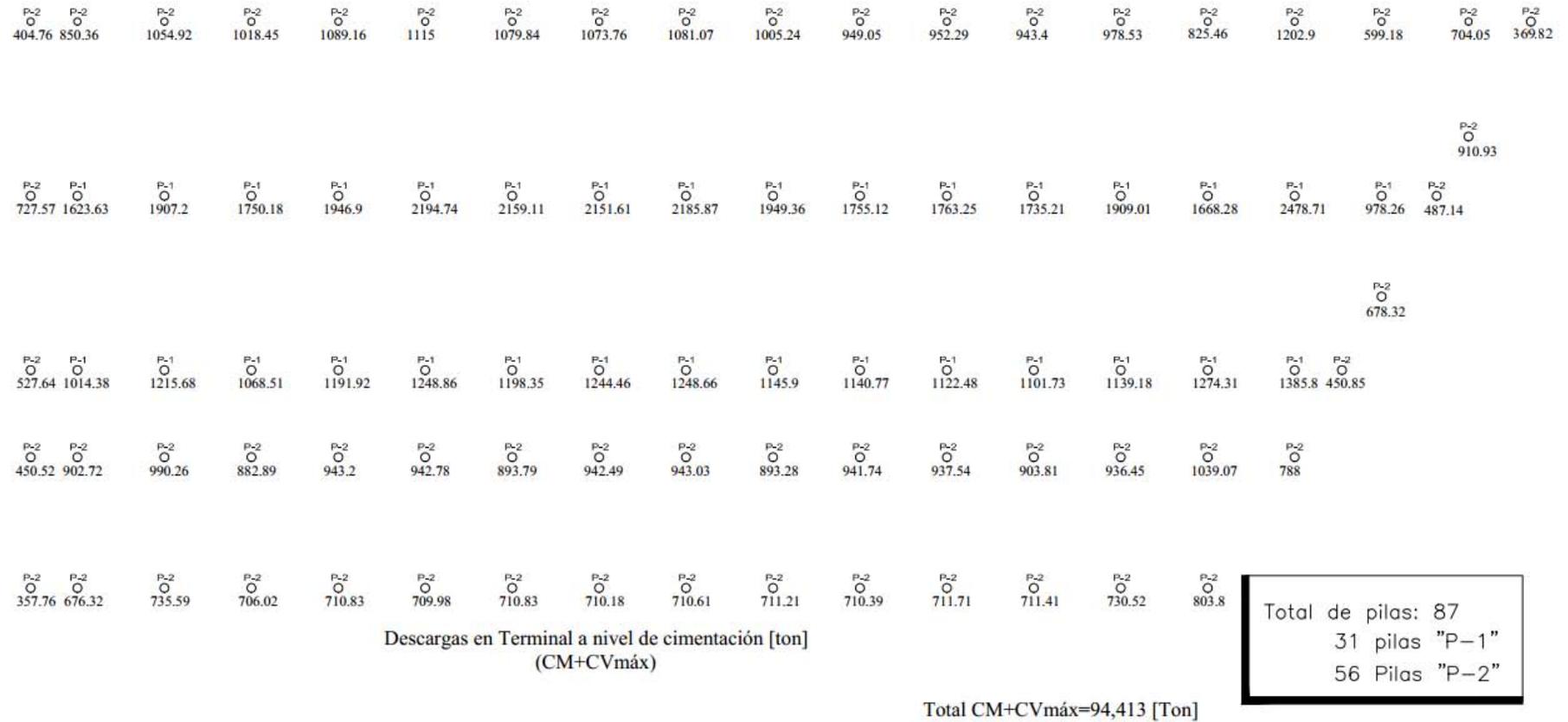


Figura 5.13 Descargas y tipos de pilas a nivel de cimentación para carga muerta más carga viva máxima del edificio Terminal

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

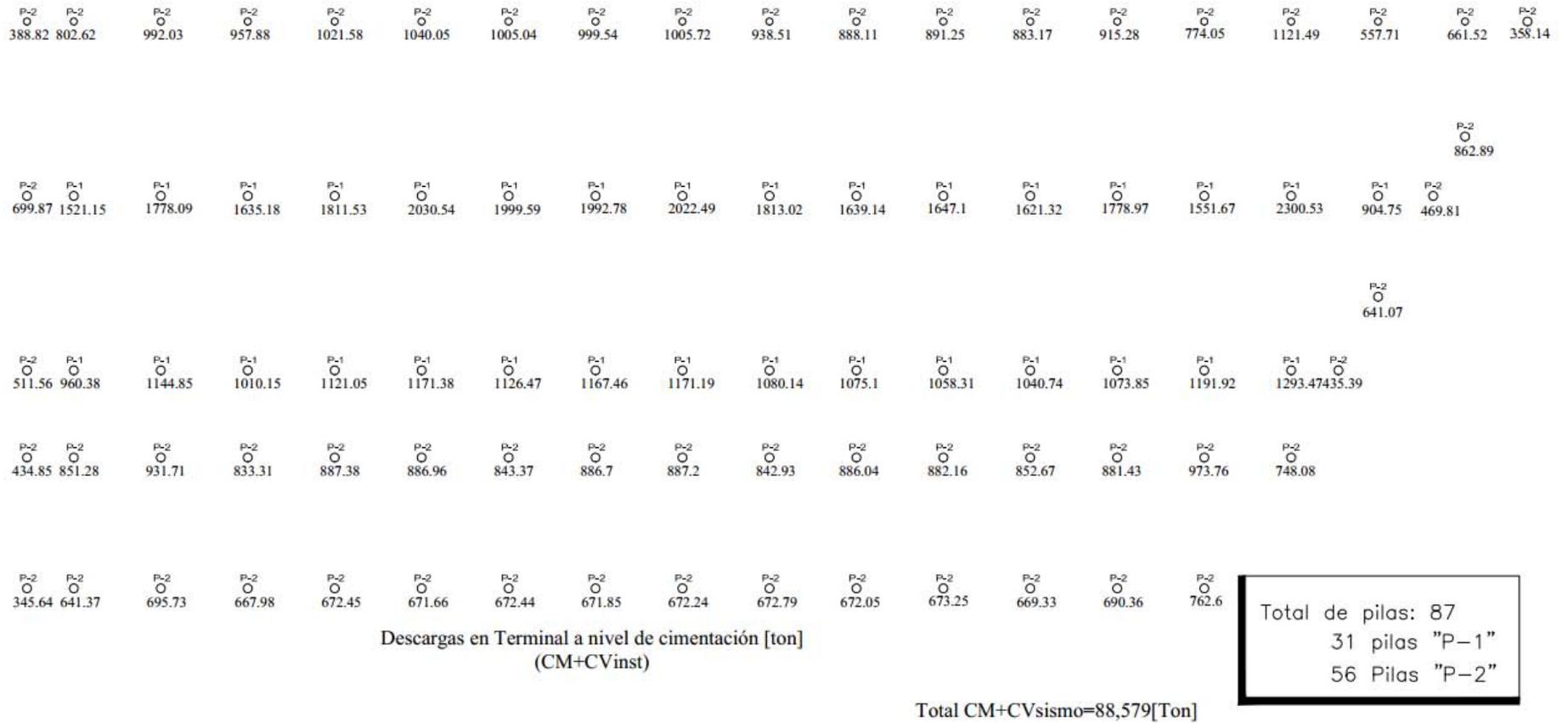


Figura 5.14 Descargas y tipos de pilas a nivel de cimentación para carga muerta más carga viva instantánea del edificio Terminal

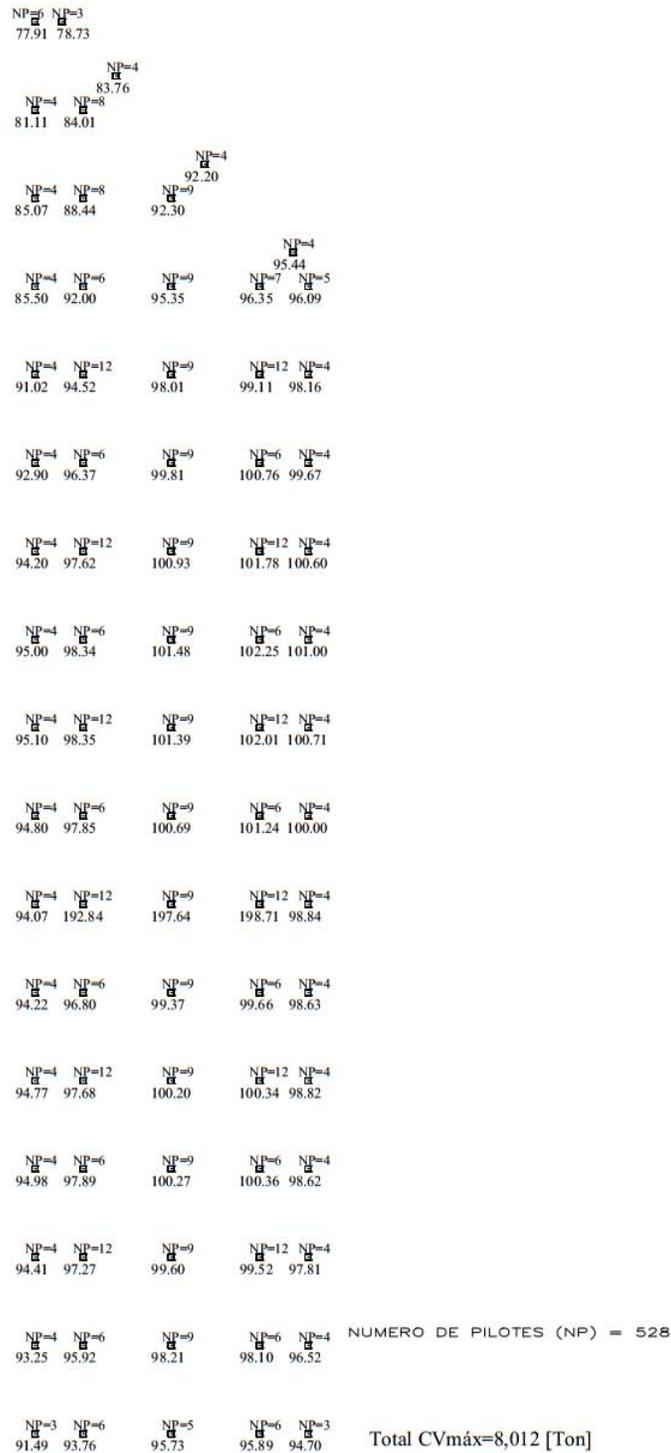
CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Descargas en edificio de llegadas y salidas nacionales a nivel de cimentación [ton] (CM)

Figura 5.15 Descargas y número de pilotes en cada punto a nivel de cimentación para carga muerta del edificio de llegadas y salidas nacionales

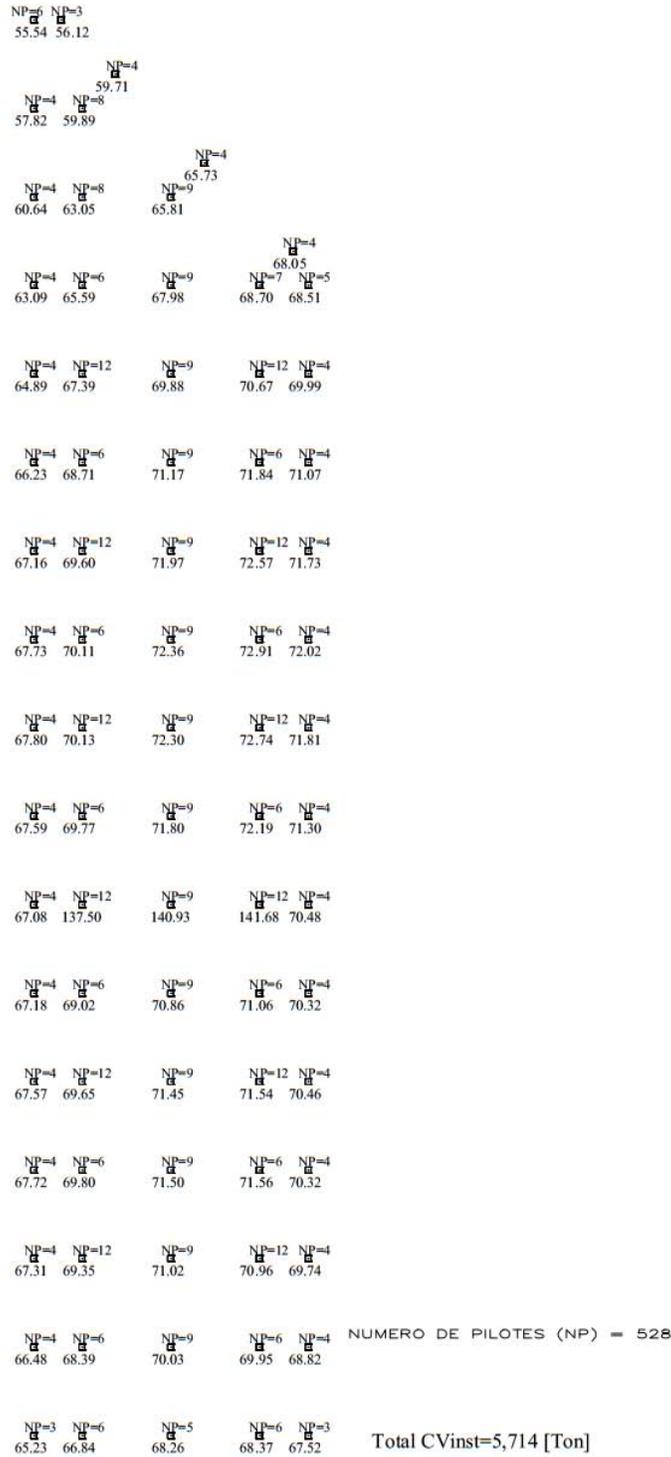
CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Descargas en edificio de llegadas y salidas nacionales a nivel de cimentación [ton] (CVmáx)

Figura 5.16 Descargas y número de pilotes en cada punto a nivel de cimentación para carga viva máxima del edificio de llegadas y salidas nacionales

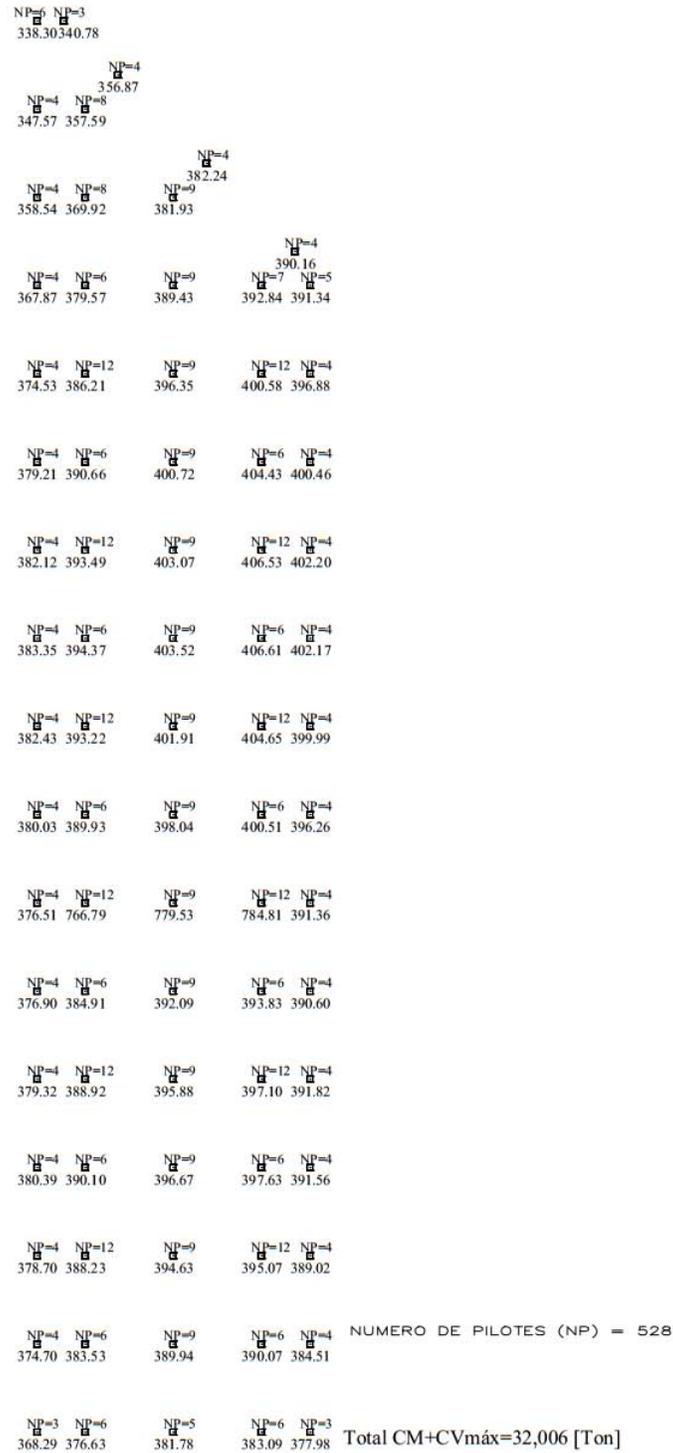
CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Descargas en edificio de llegadas y salidas nacionales a nivel de cimentación [ton] (CVinst)

Figura 5.17 Descargas y número de pilotes en cada punto a nivel de cimentación para carga viva instantánea del edificio de llegadas y salidas nacionales

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Descargas en edificio de llegadas y salidas nacionales a nivel de cimentación [ton] (CM+CVmáx)

Figura 5.18 Descargas y número de pilotes en cada punto a nivel de cimentación para carga muerta más carga viva máxima del edificio de llegadas y salidas nacionales

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Descargas en edificio de llegadas y salidas nacionales a nivel de cimentación [ton] (CM+CVinst)

Figura 5.19 Descargas y número de pilotes en cada punto a nivel de cimentación para carga muerta más carga viva instantánea del edificio de llegadas y salidas nacionales

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

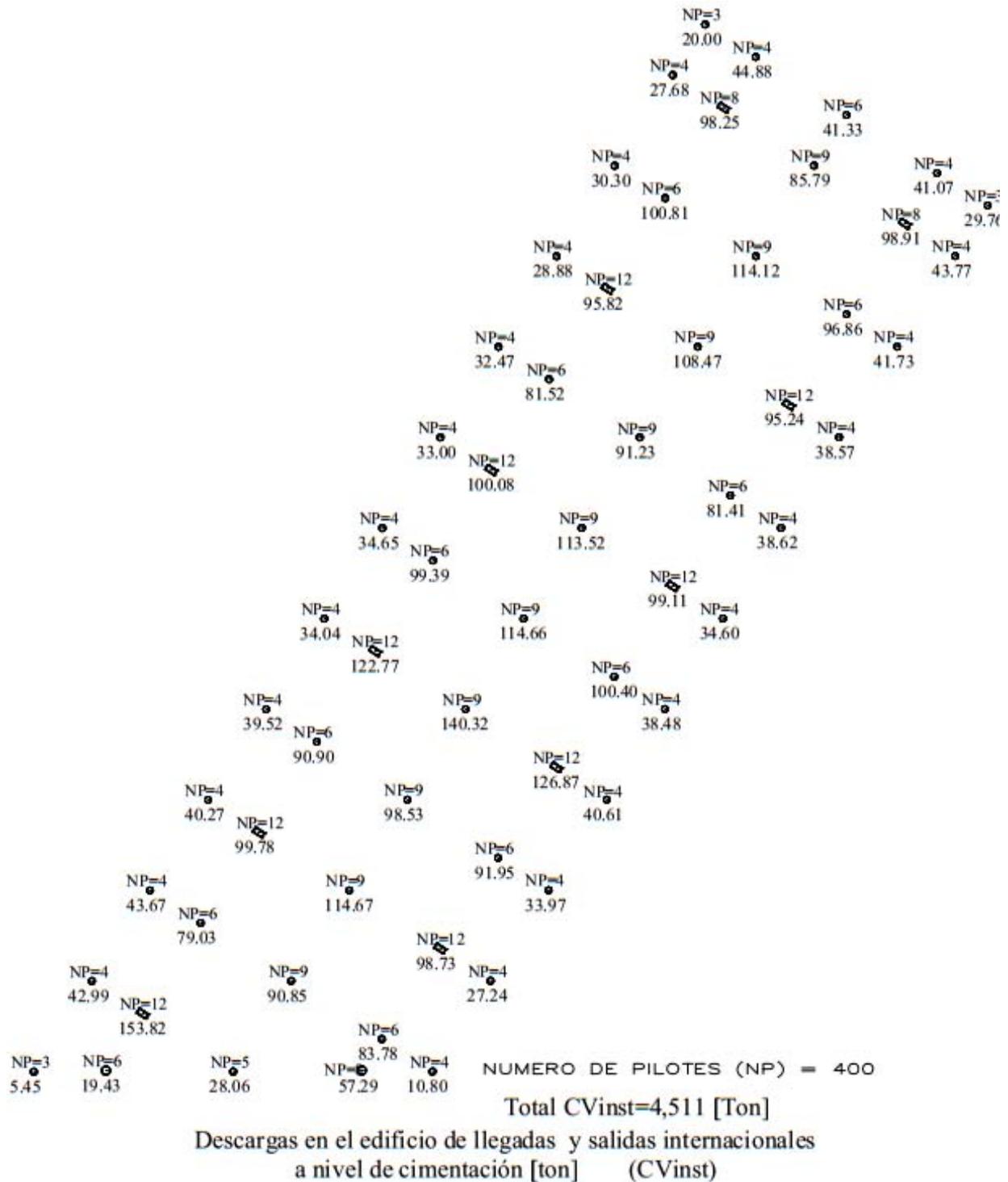


Figura 5.22 Descargas y número de pilotes en cada punto a nivel de cimentación para carga viva instantánea del edificio de llegadas y salidas internacionales

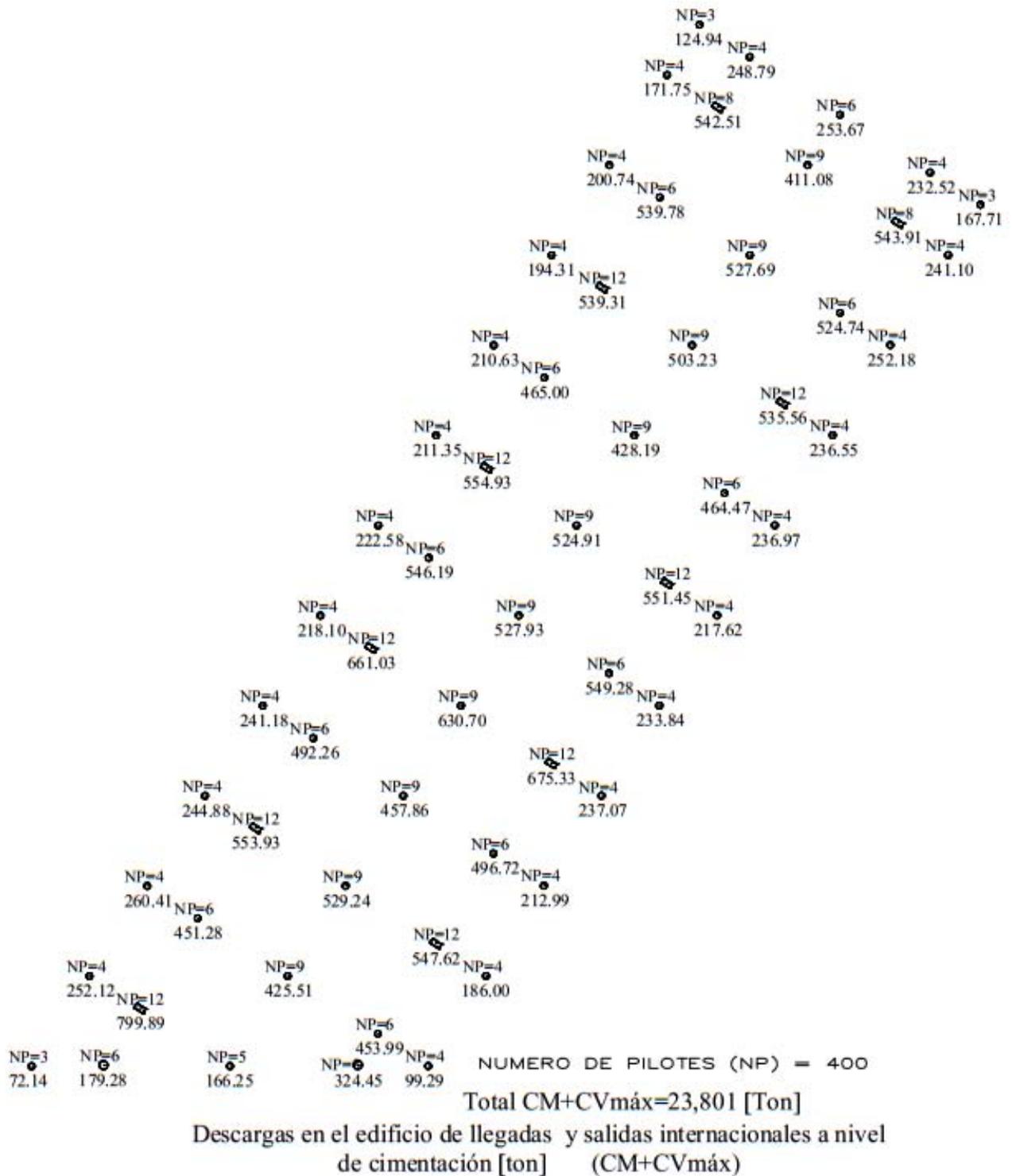


Figura 5.23 Descargas y número de pilotes en cada punto a nivel de cimentación para carga muerta más carga viva máxima del edificio de llegadas y salidas internacionales

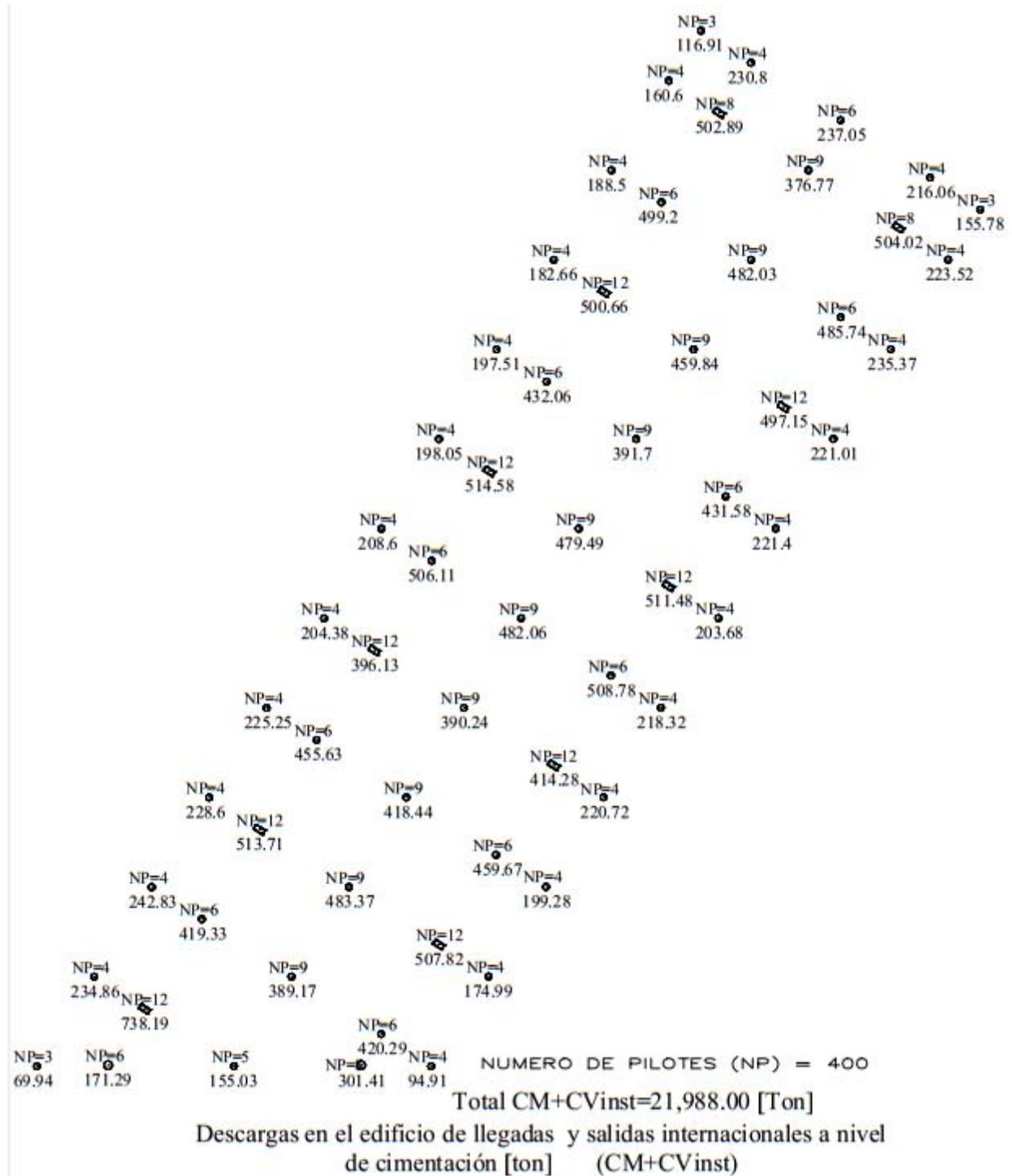


Figura 5.24 Descargas y número de pilotes en cada punto a nivel de cimentación para carga muerta más carga viva instantánea del edificio de llegadas y salidas internacionales

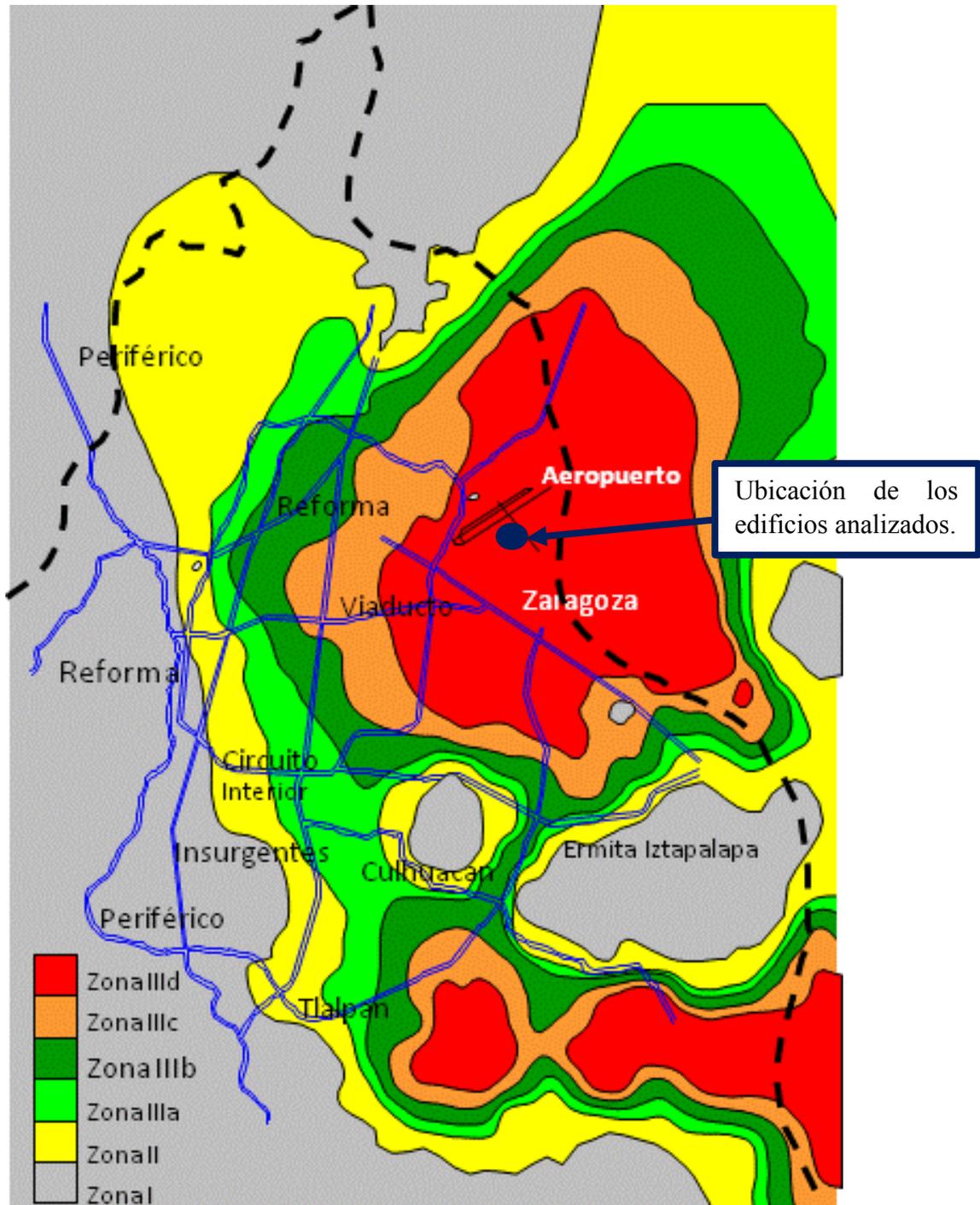


Figura 5.25 Zonificación sísmica del Distrito Federal según las NTC-Sismo del RCDF-2004 y ubicación del edificio Terminal y de llegadas y salidas nacionales e internacionales (Zona IIIId)

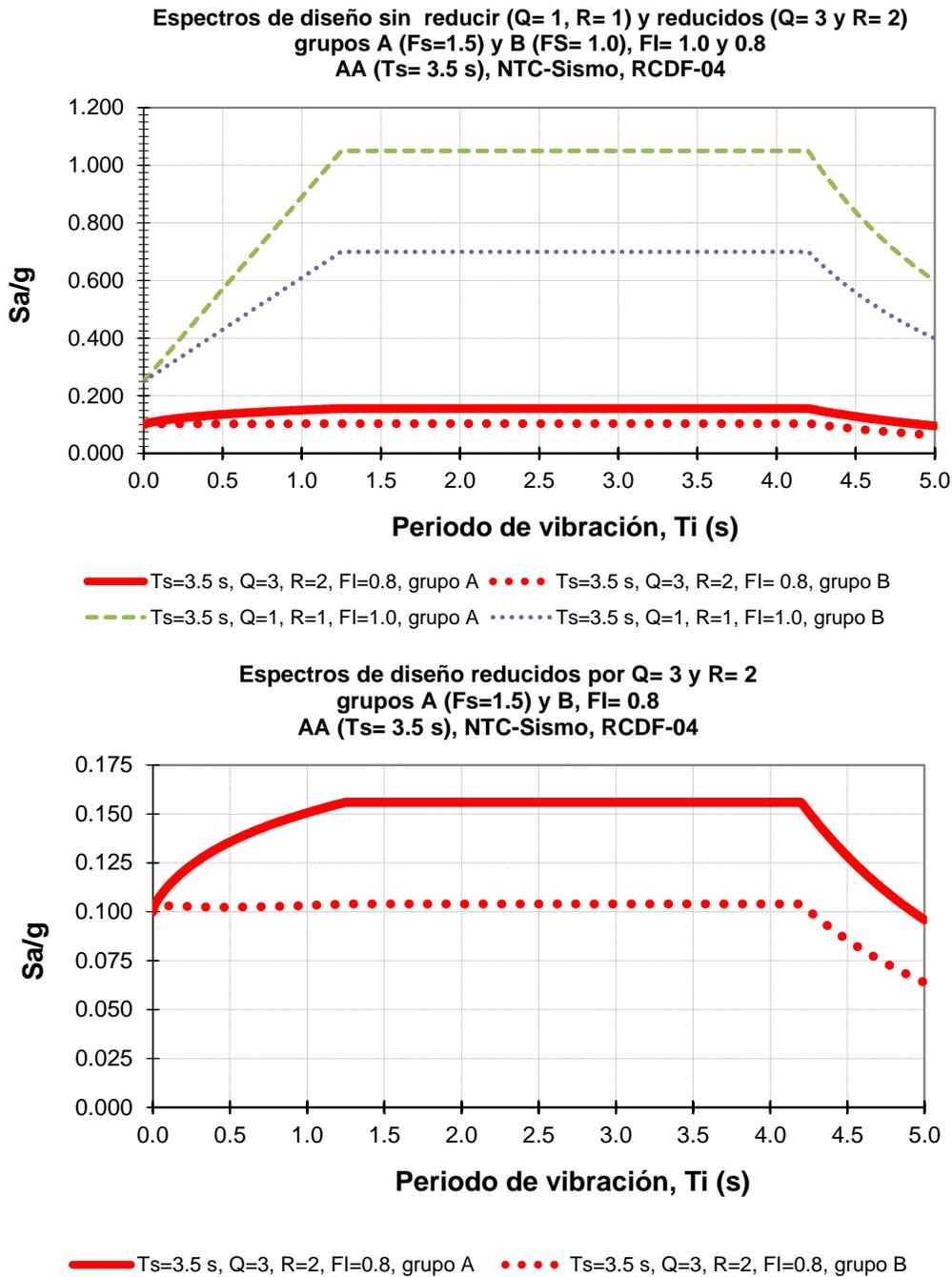


Figura 5.26 Espectros de diseño elásticos e inelásticos, para la revisión de los edificios se utilizó el espectro reducido con $Q=3$, $R=2$ $FI=0.8$ correspondiente a una estructura del grupo “A”

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

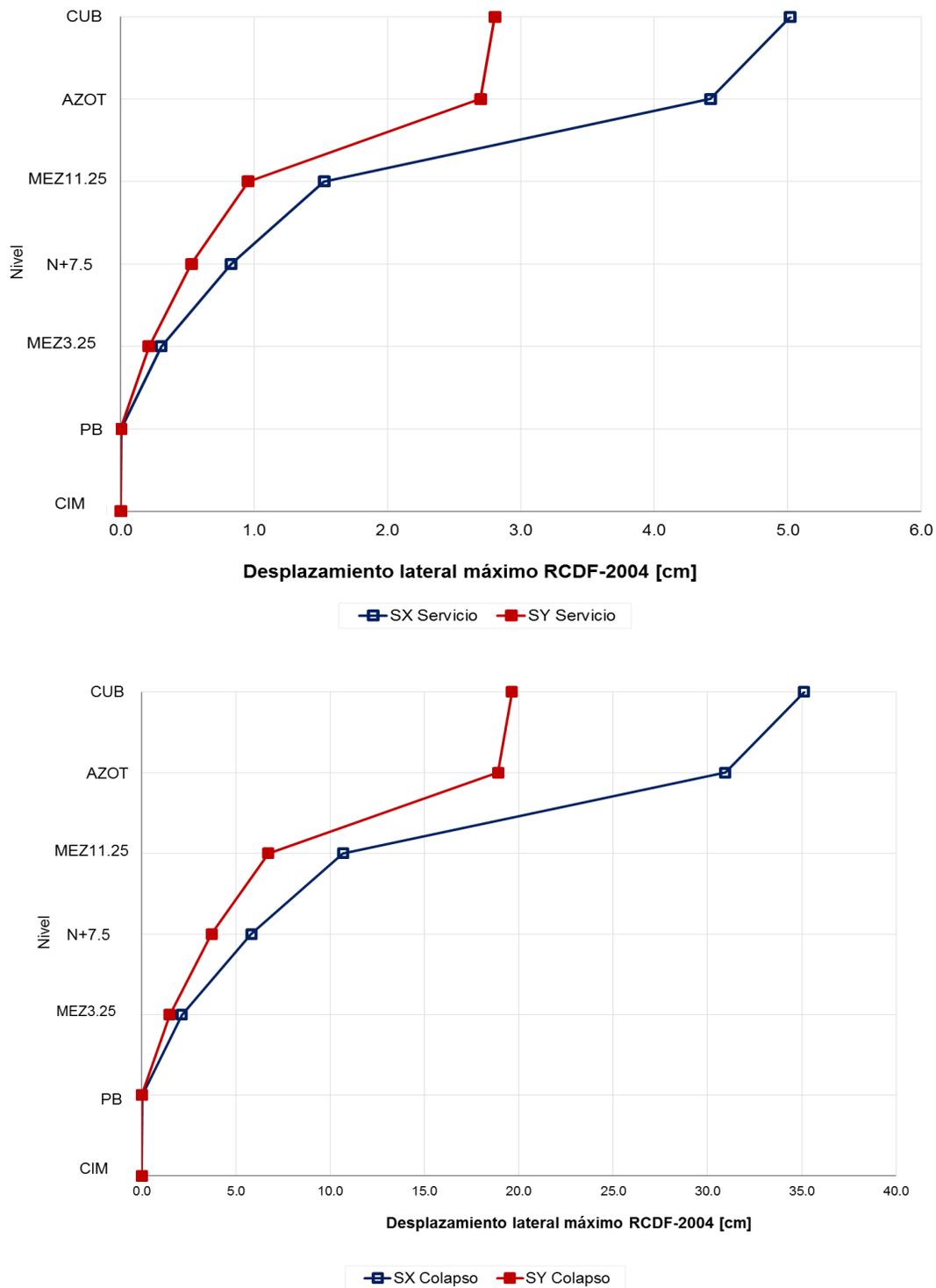


Figura 5.27 Desplazamientos laterales máximos del edificio Terminal en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

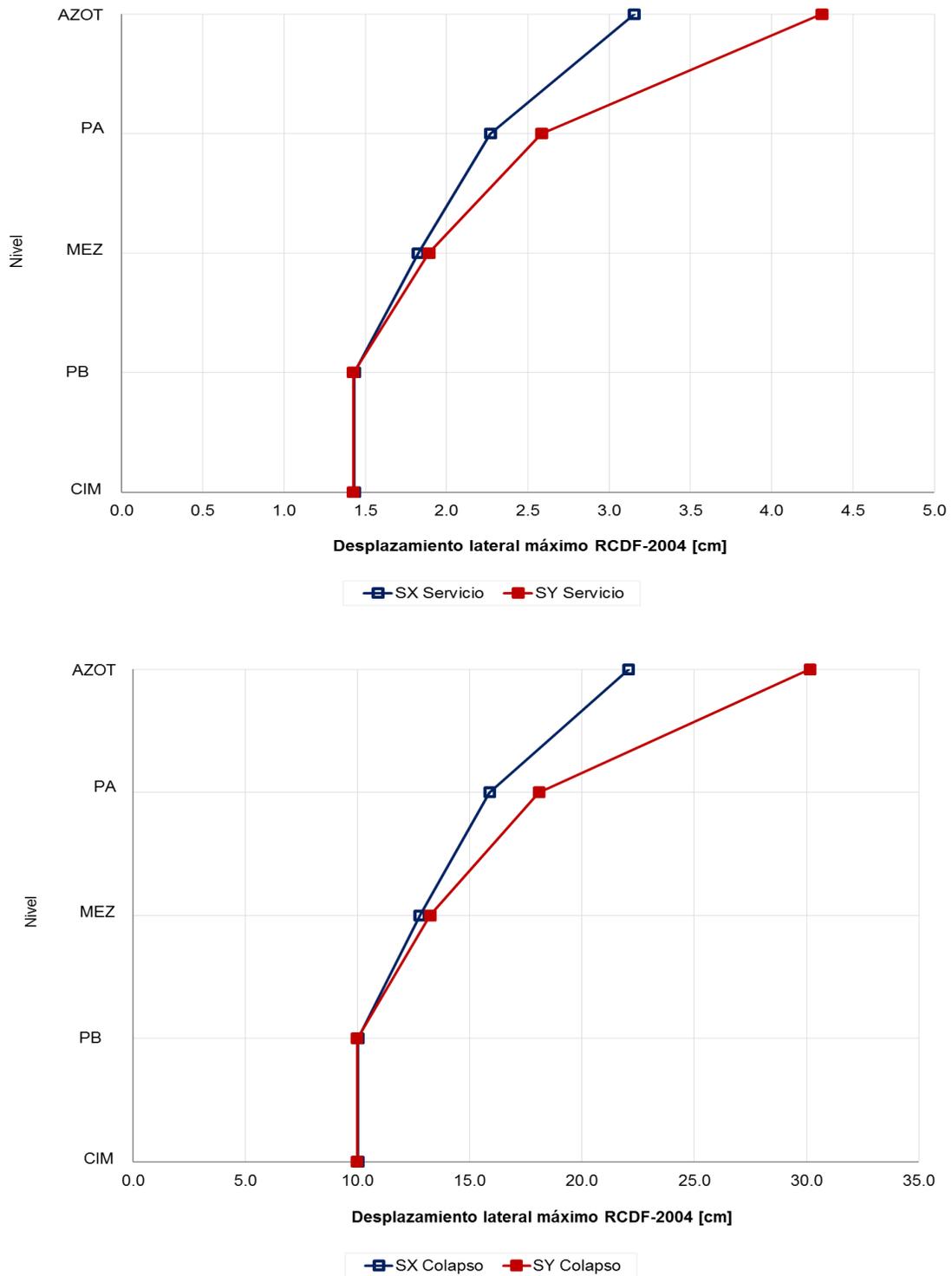


Figura 5.28 Desplazamientos laterales máximos del edificio de llegadas y salidas nacionales en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

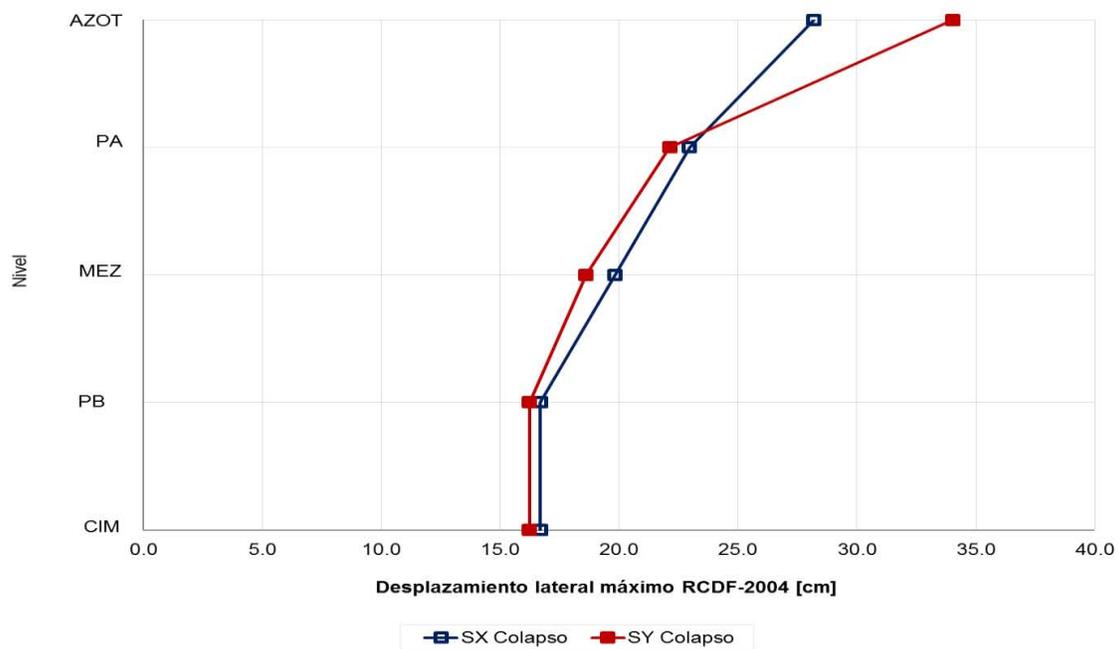
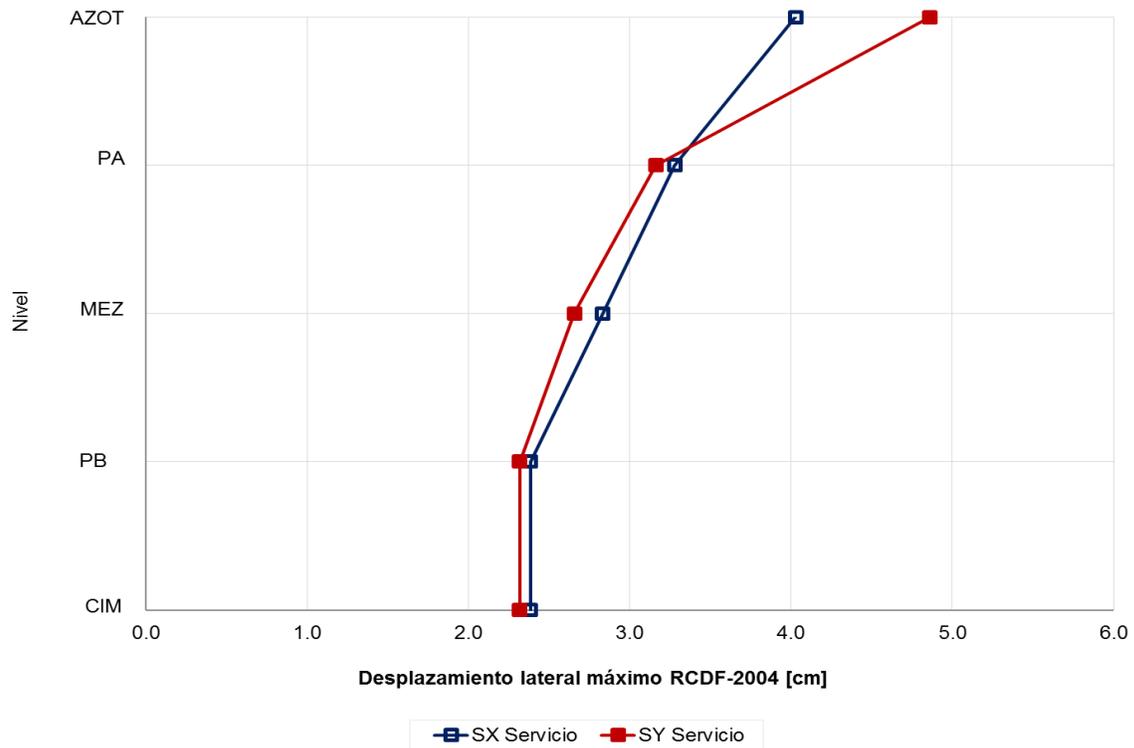


Figura 5.29 Desplazamientos laterales máximos del edificio de llegadas y salidas internacionales en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

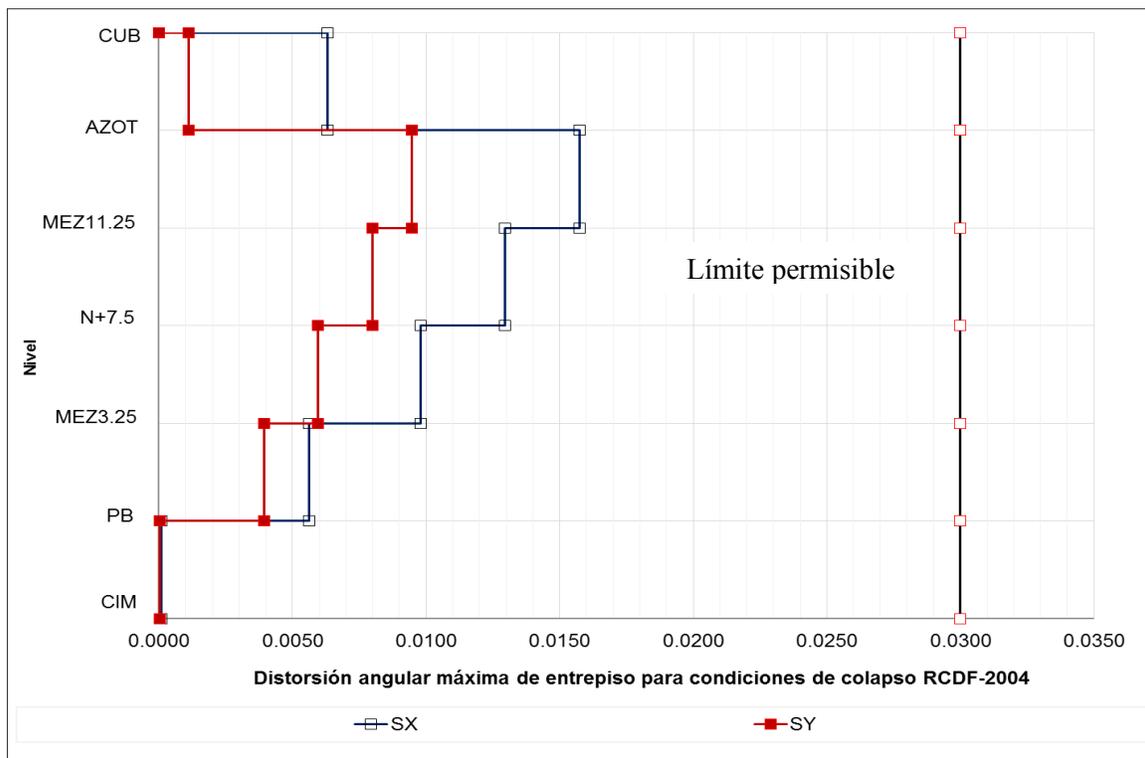
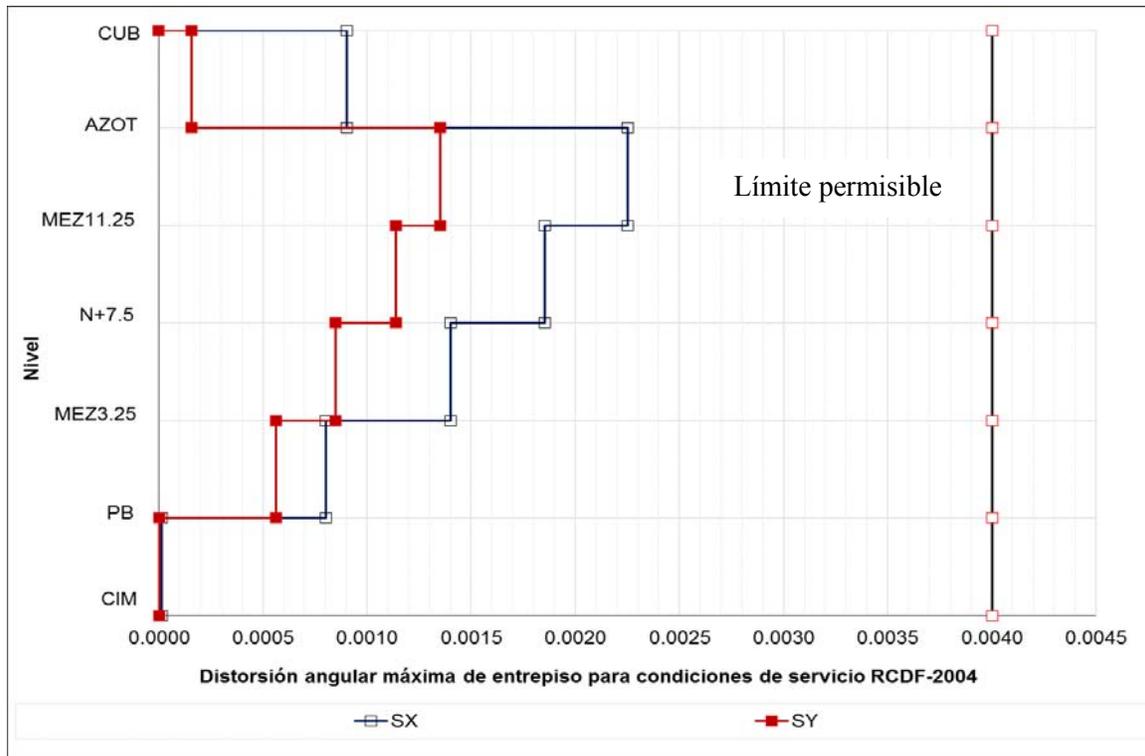


Figura 5.30 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del edificio Terminal en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones

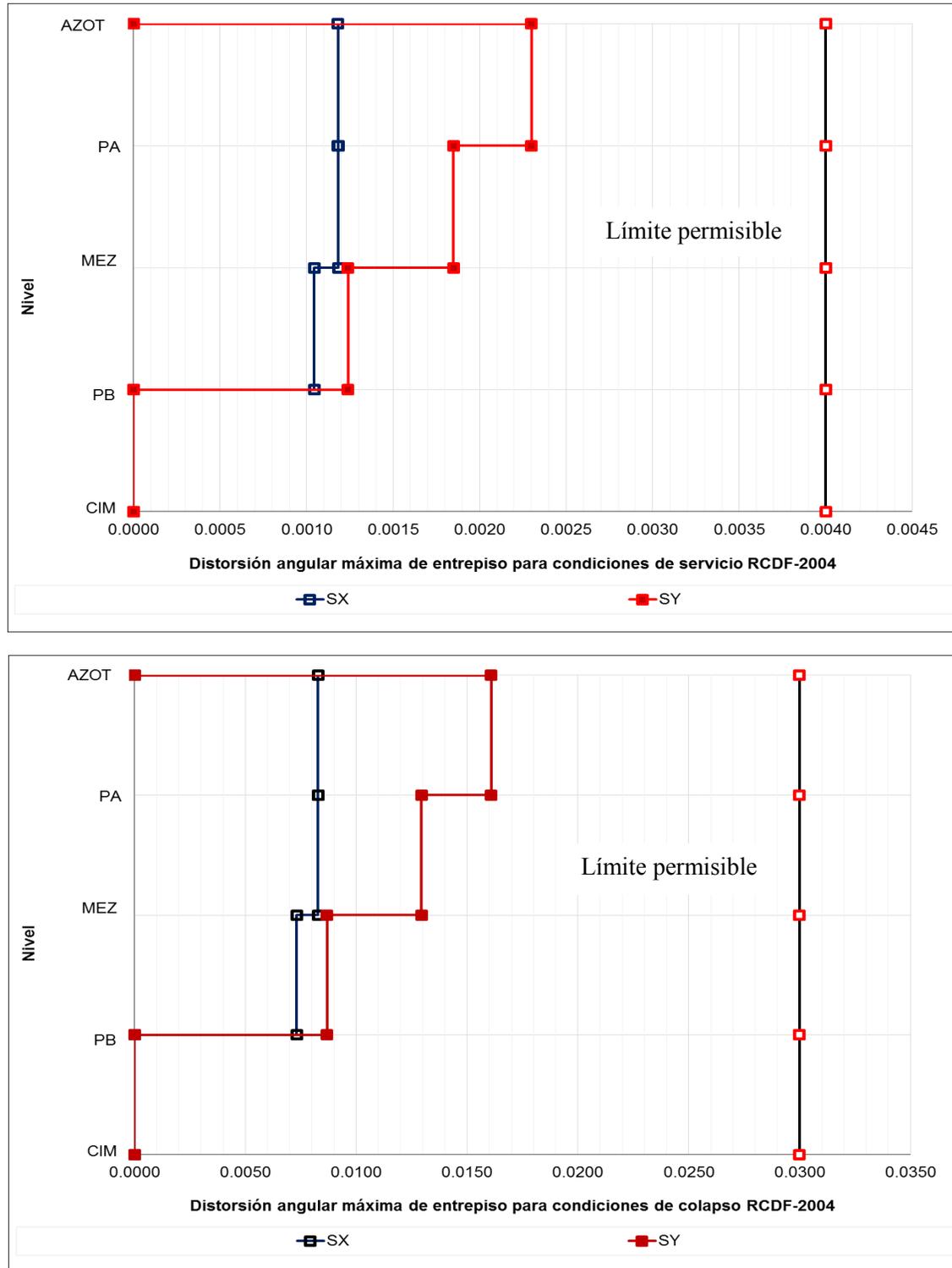


Figura 5.31 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del edificio de llegadas y salidas nacionales en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

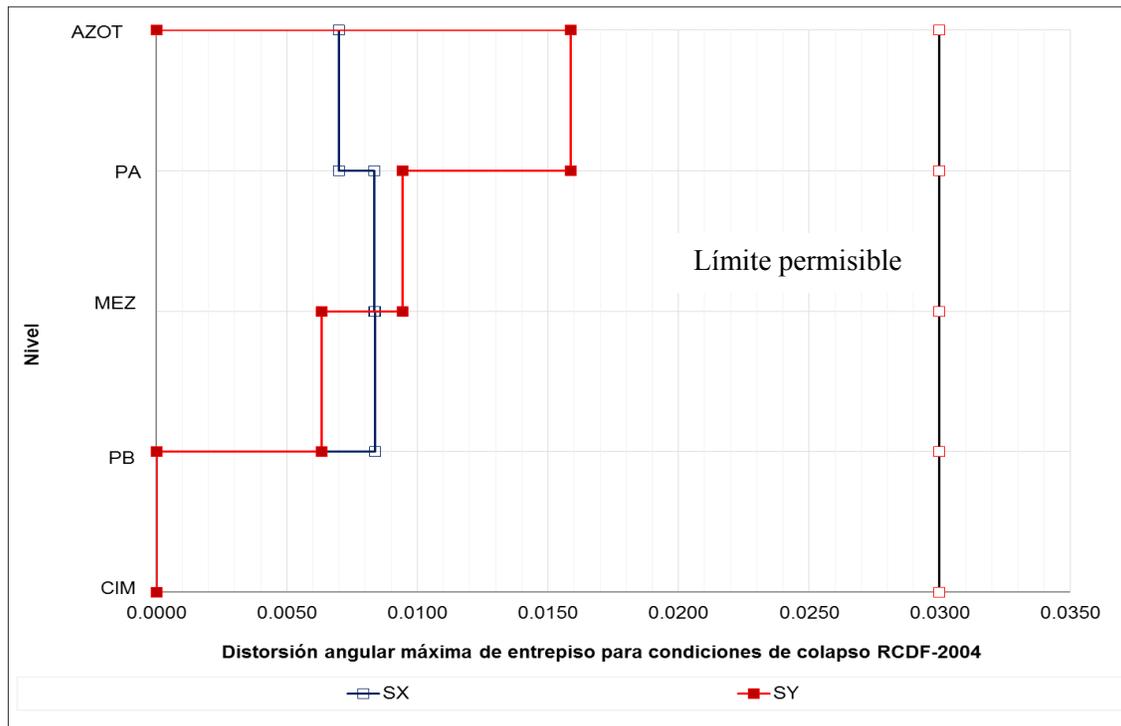
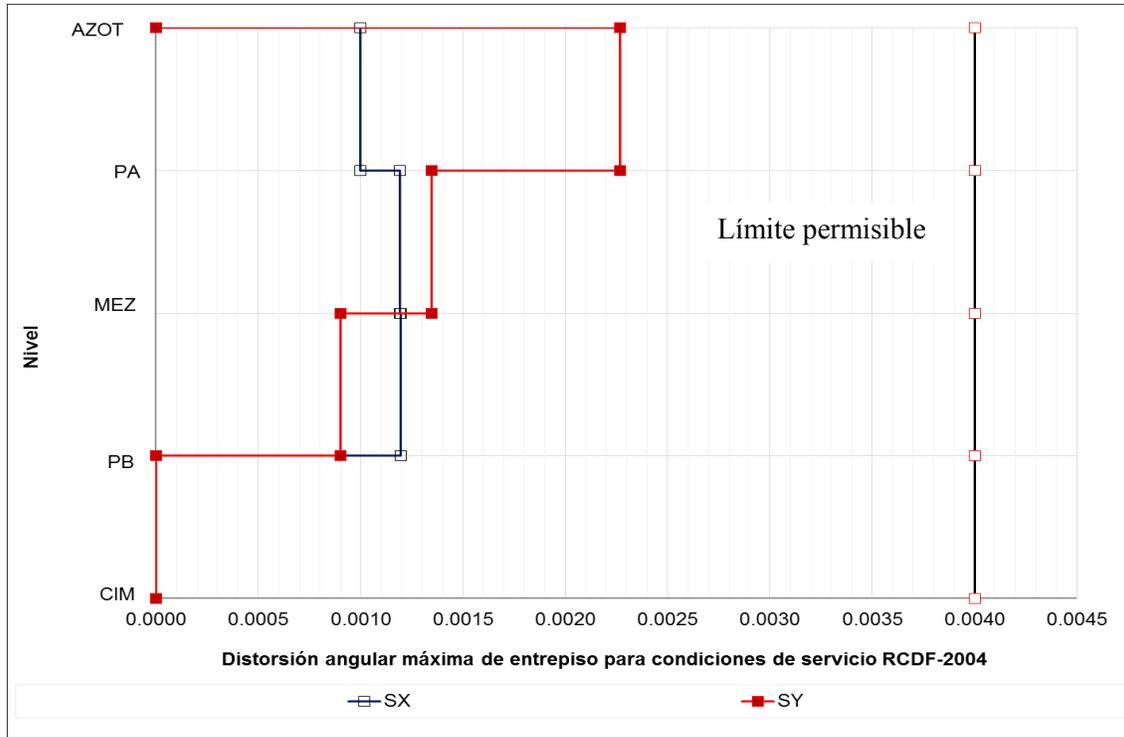


Figura 5.32 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del edificio de llegadas y salidas internacionales en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones

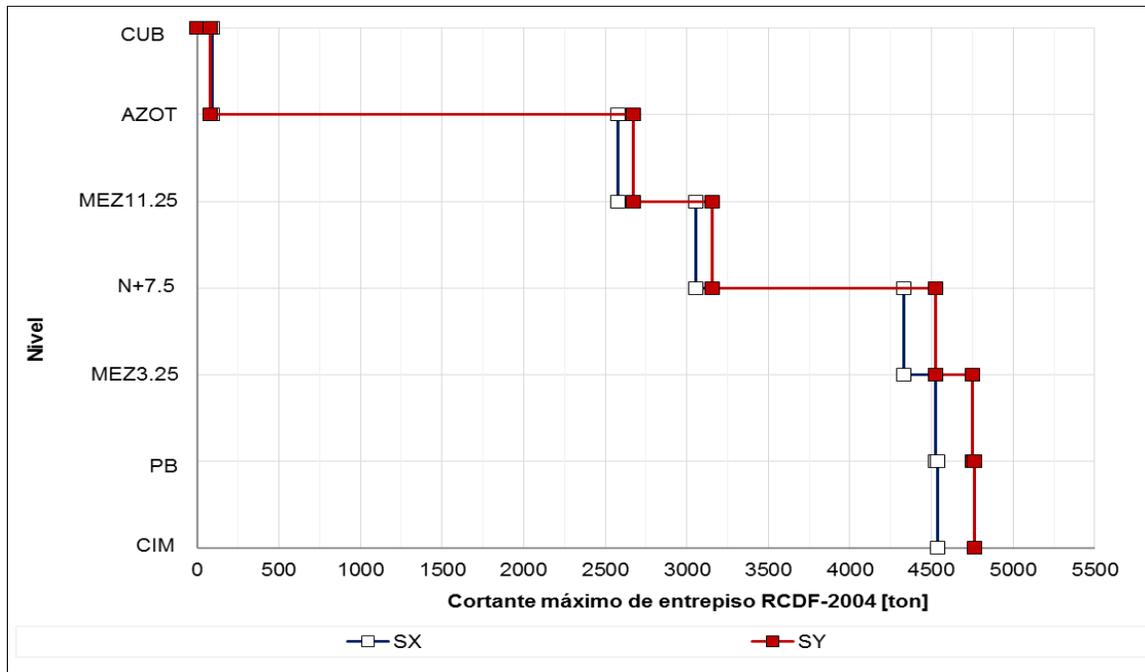


Figura 5.33 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso del edificio Terminal para el sismo en ambas direcciones

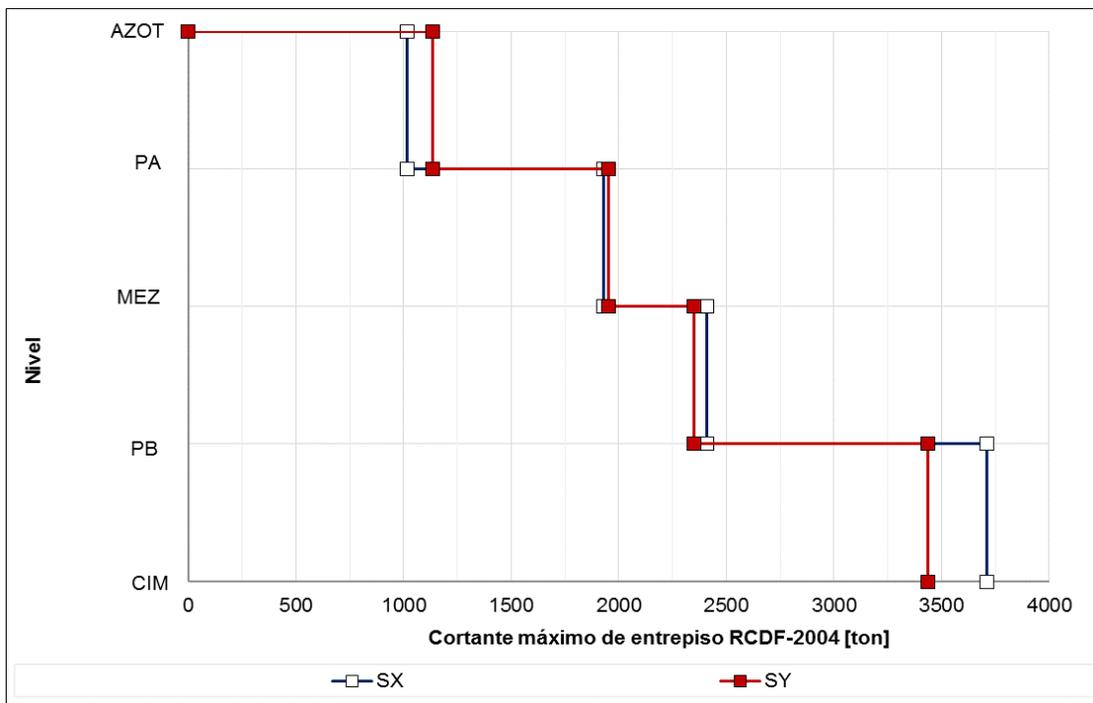


Figura 5.34 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso del edificio de llegadas y salidas nacionales para el sismo en ambas direcciones

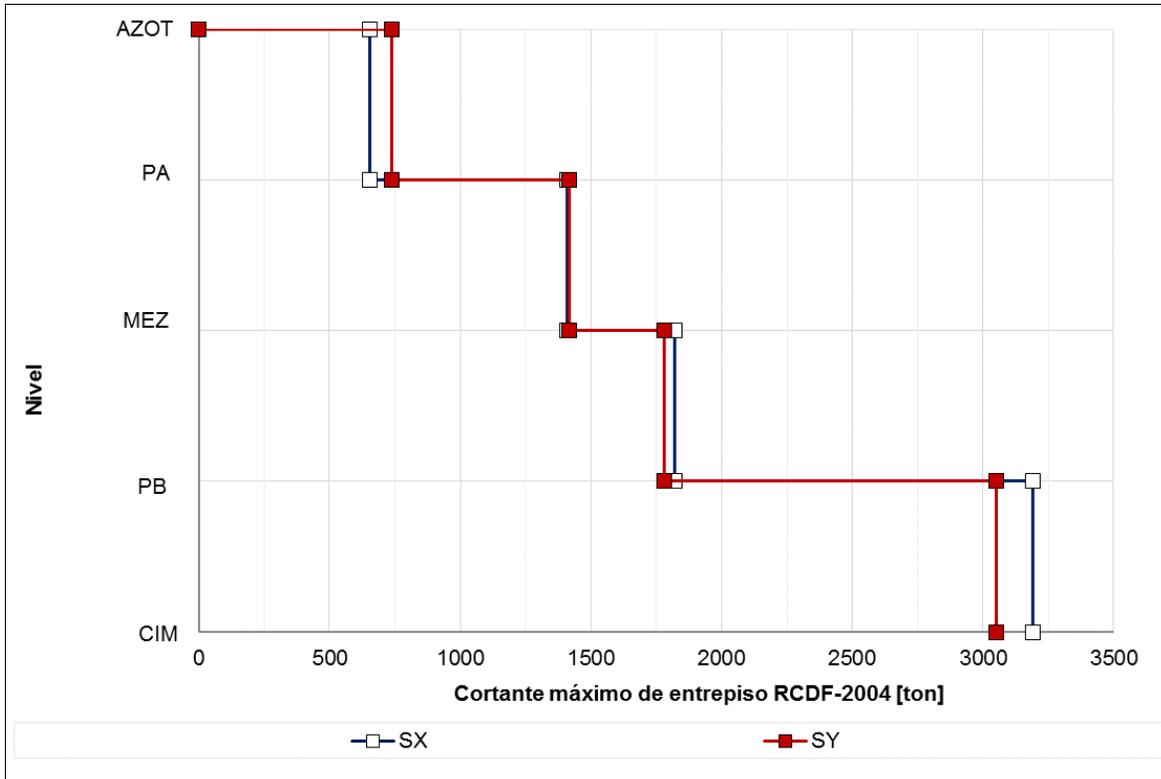


Figura 5.35 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso del edificio de llegadas y salidas internacionales para el sismo en ambas direcciones

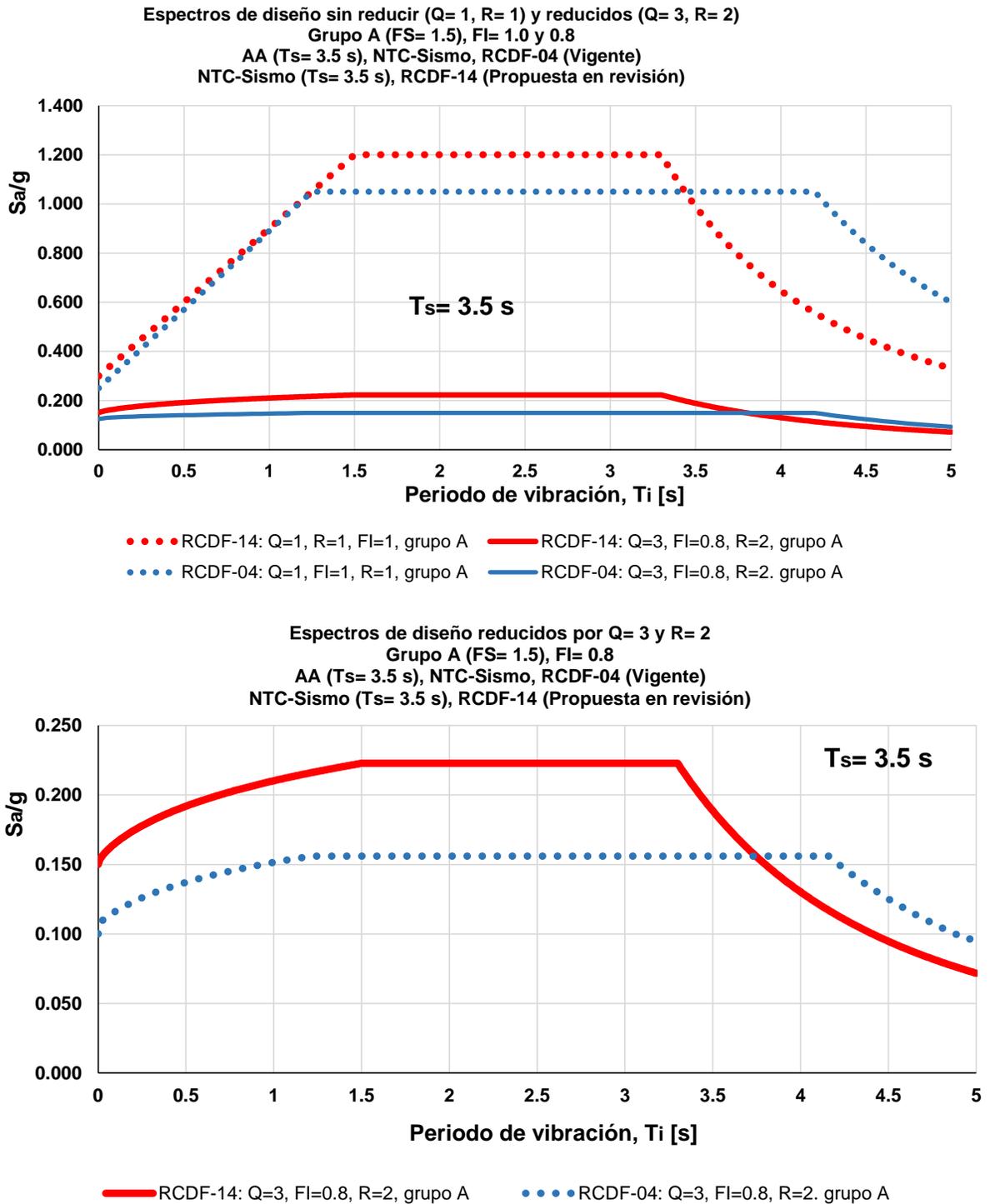


Figura 5.36 Espectros de diseño elásticos y reducidos, contruidos a partir de las NTC-Sismo del RCDF-2004 y las NTC-Sismo del RCDF-2014, este último se encuentra en etapa de revisión

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

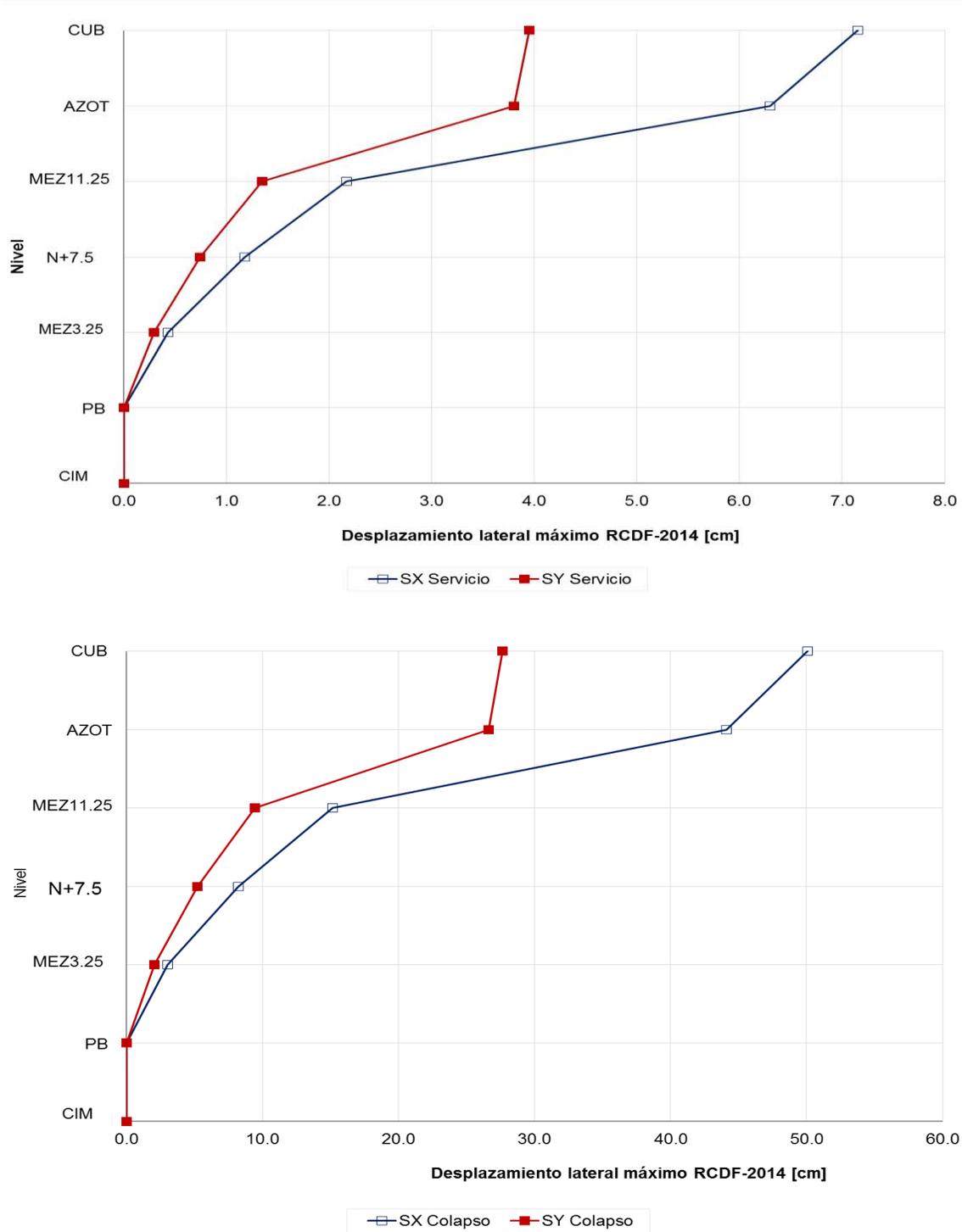


Figura 5.37 Desplazamientos laterales máximos del edificio Terminal en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones según la propuesta en etapa de revisión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2014

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

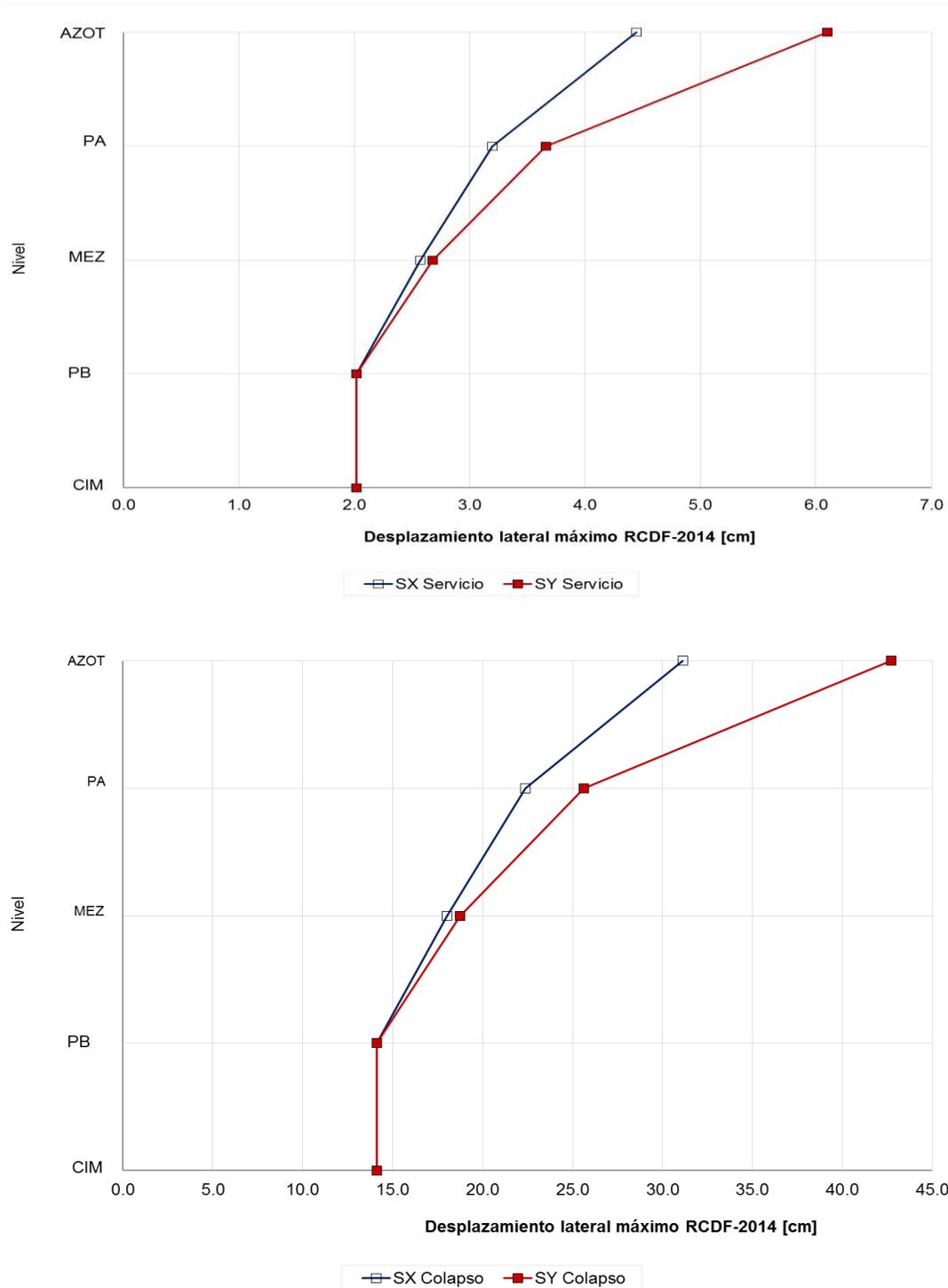


Figura 5.38 Desplazamientos laterales máximos del edificio de llegadas y salidas nacionales en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones según la propuesta en etapa de revisión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2014

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

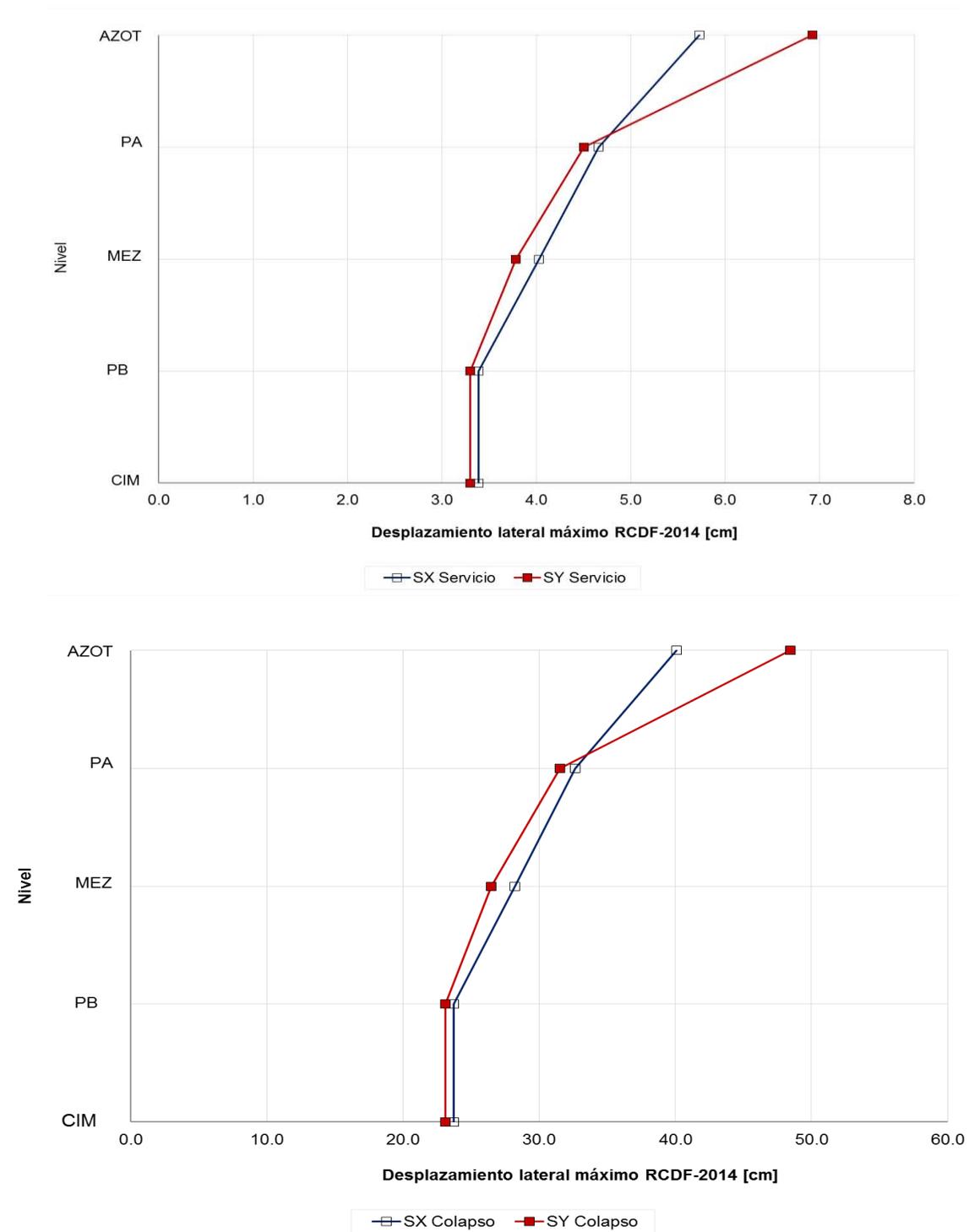


Figura 5.39 Desplazamientos laterales máximos del edificio de llegadas y salidas internacionales en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones según la propuesta en etapa de revisión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2014

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

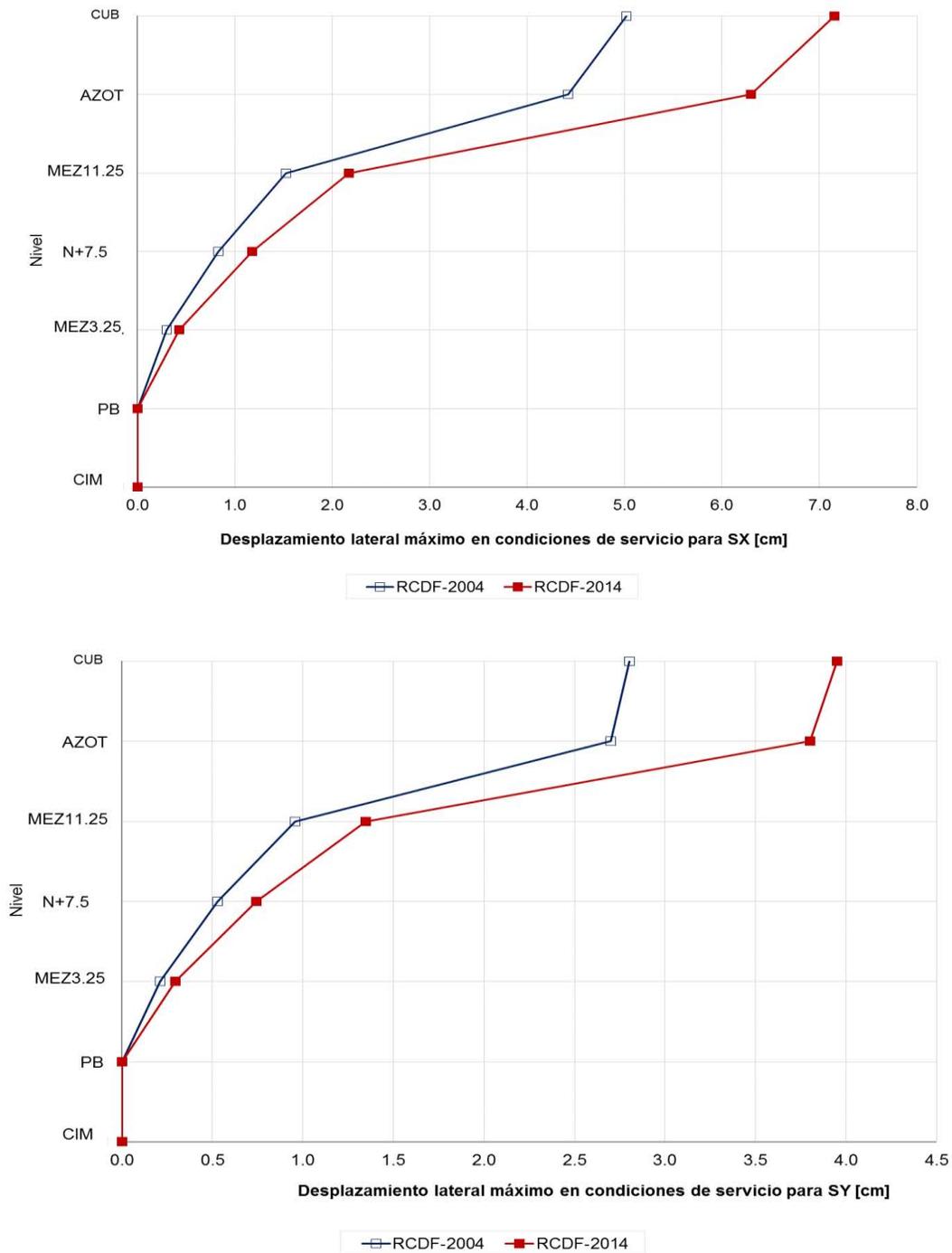


Figura 5.40 Comparación entre los desplazamientos máximos laterales en condiciones de servicio para el sismo en ambas direcciones del edificio Terminal obtenidos con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellos obtenidos con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

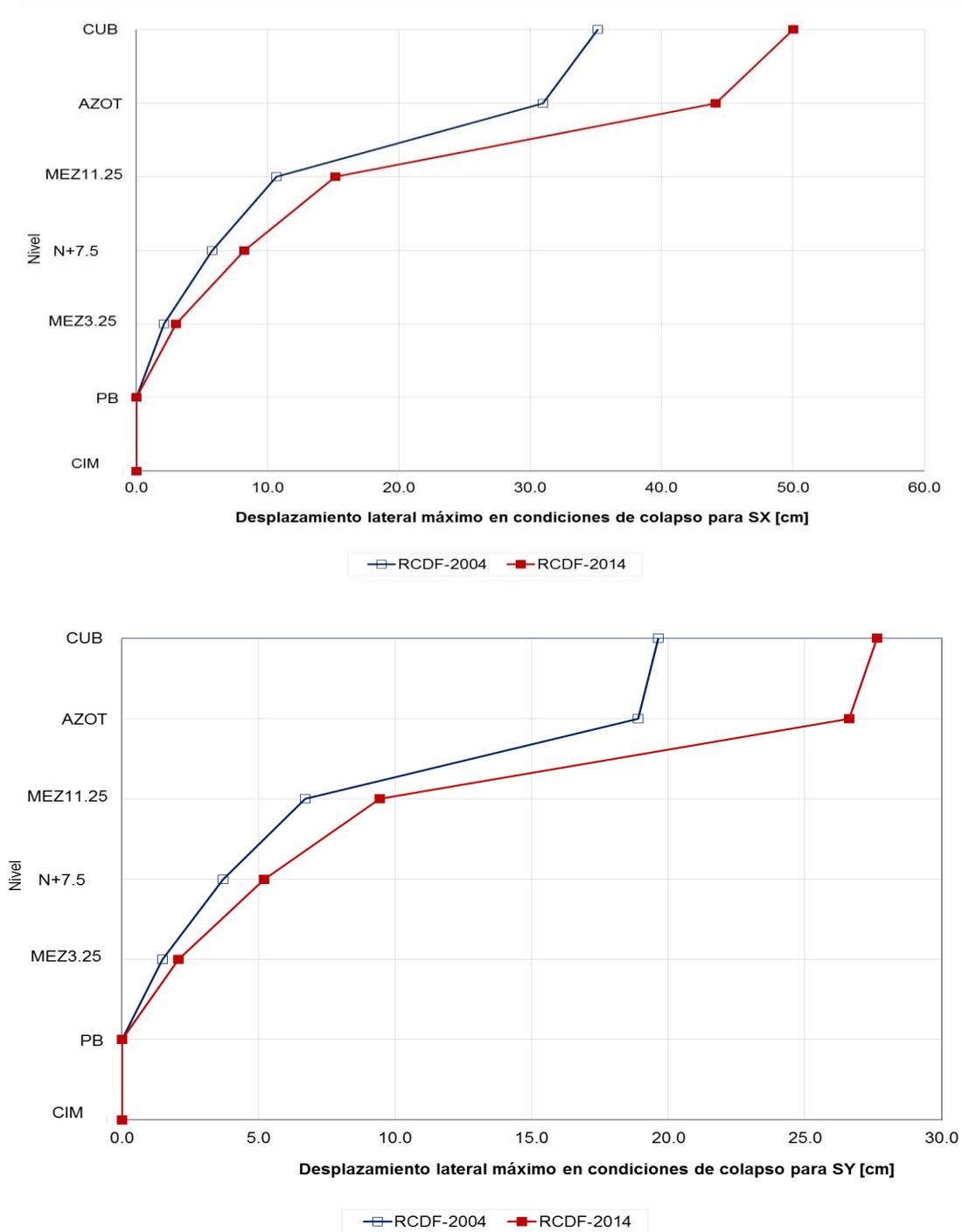


Figura 5.41 Comparación entre los desplazamientos máximos laterales en condiciones de colapso para el sismo en ambas direcciones del edificio Terminal obtenidos con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellos obtenidos con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

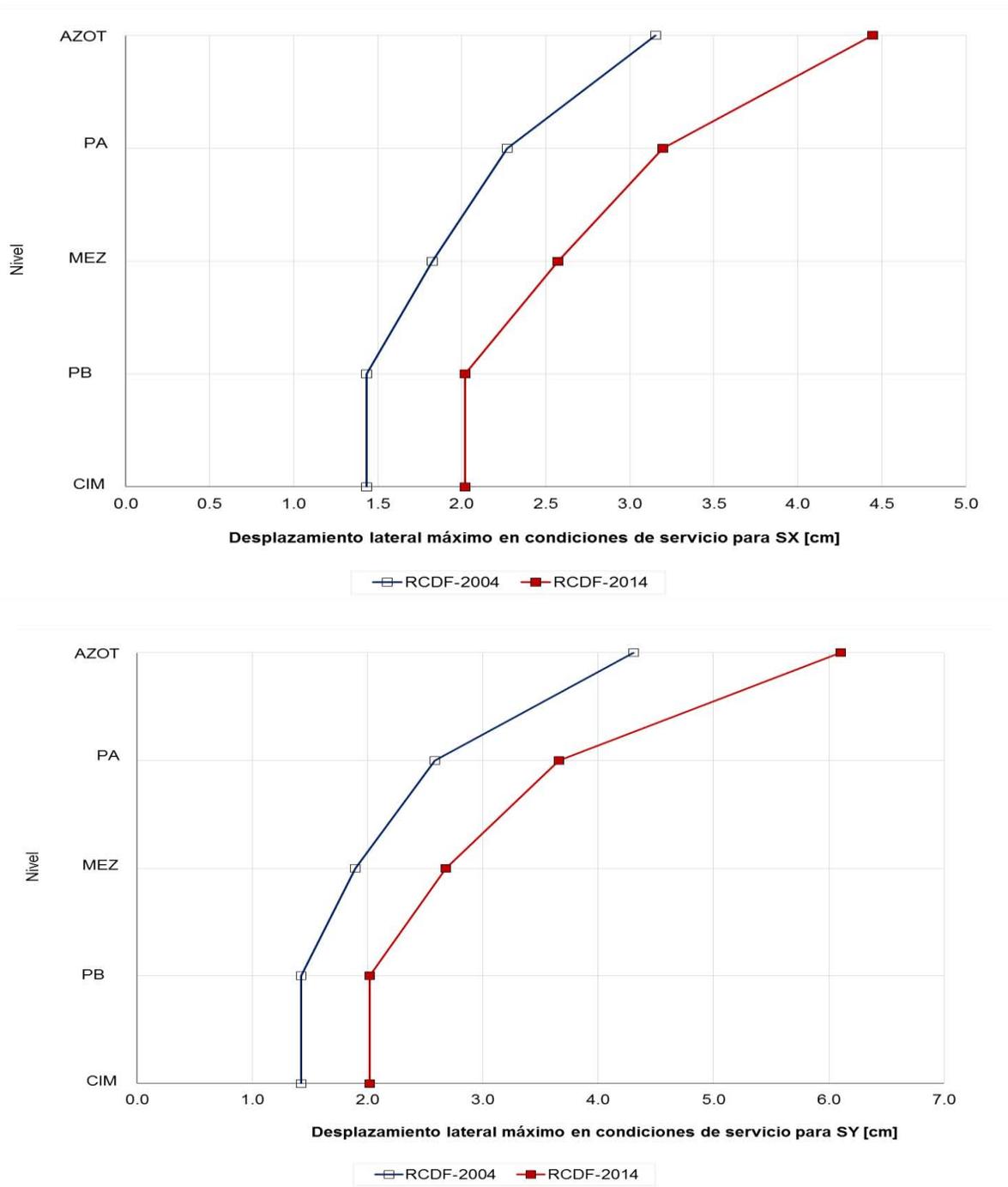


Figura 5.42 Comparación entre los desplazamientos máximos laterales en condiciones de servicio para el sismo en ambas direcciones del edificio de llegadas y salidas nacionales obtenidos con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellos obtenidos con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

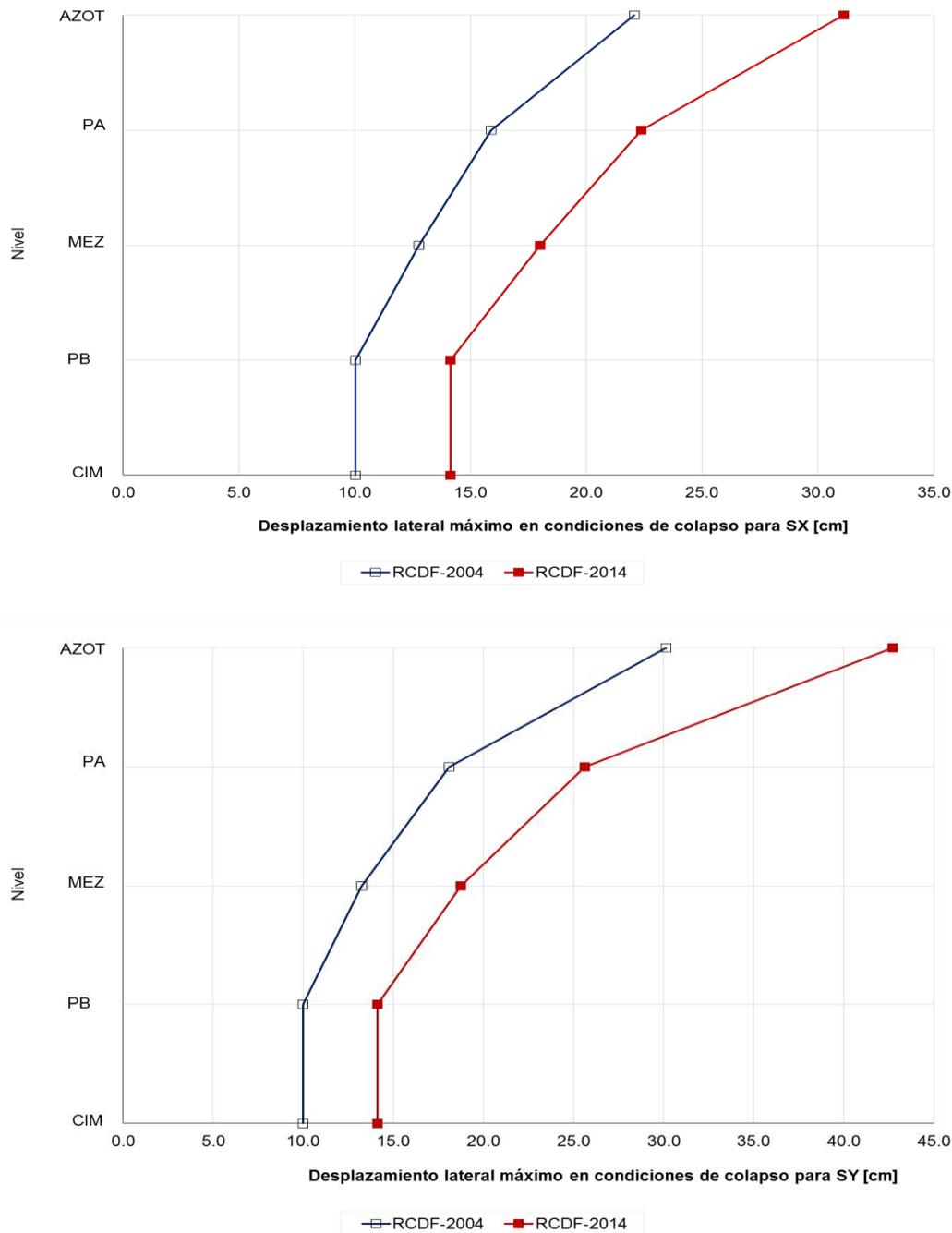


Figura 5.43 Comparación entre los desplazamientos máximos laterales en condiciones de colapso para el sismo en ambas direcciones del edificio de llegadas y salidas nacionales obtenidos con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellos obtenidos con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

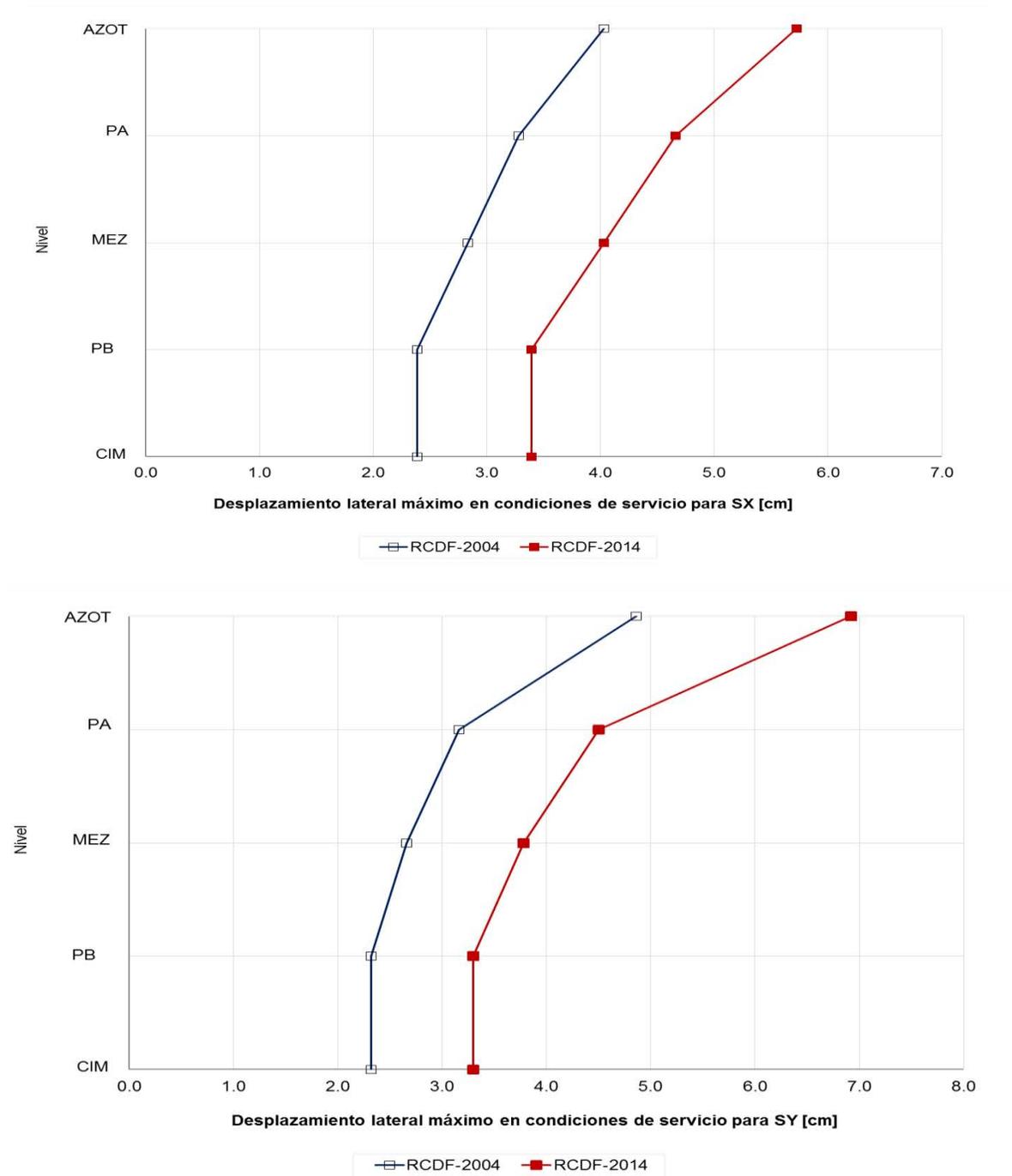


Figura 5.44 Comparación entre los desplazamientos máximos laterales en condiciones de servicio para el sismo en ambas direcciones del edificio de llegadas y salidas internacionales obtenidos con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellos obtenidos con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

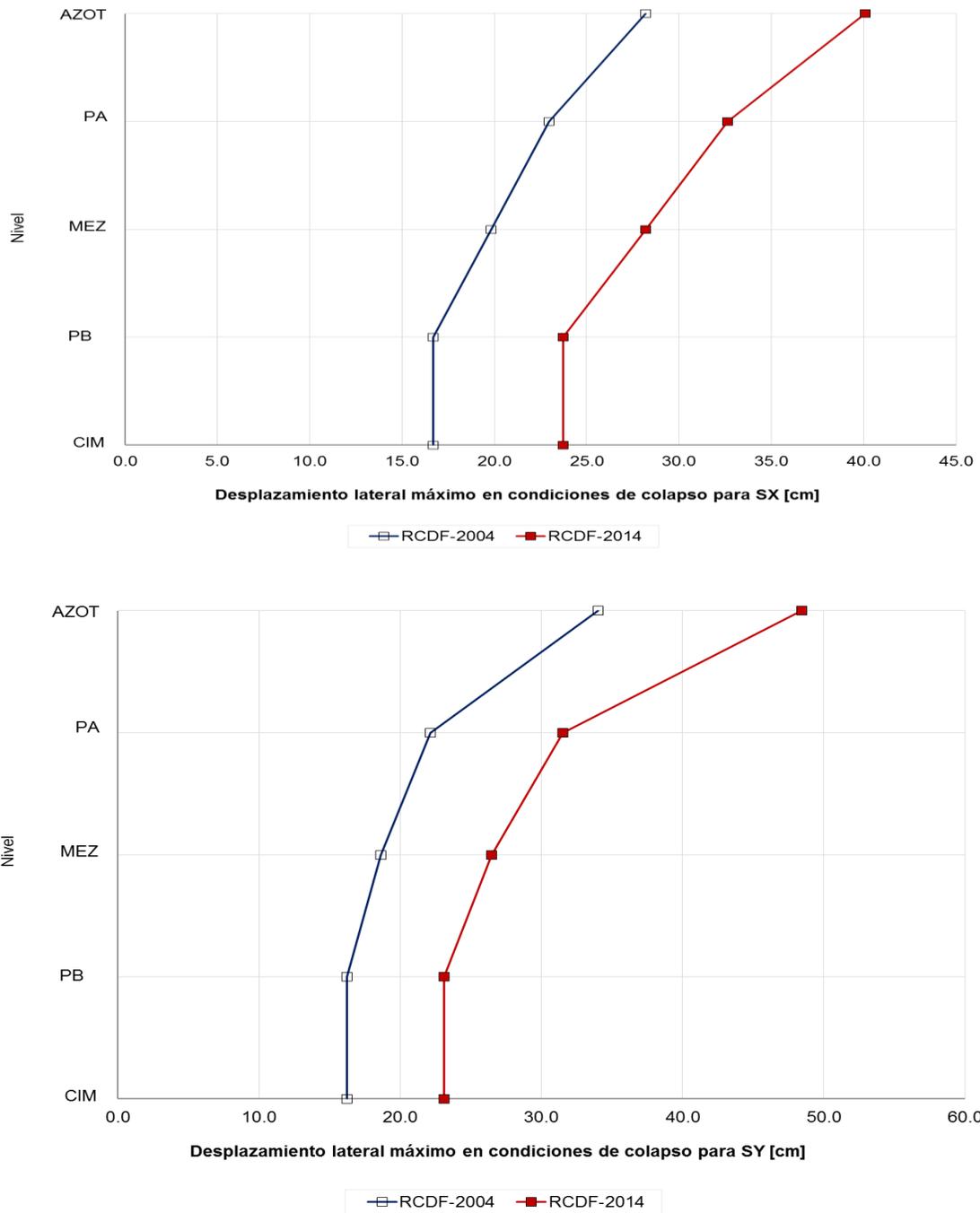


Figura 5.45 Comparación entre los desplazamientos máximos laterales en condiciones de colapso para el sismo en ambas direcciones del edificio de llegadas y salidas internacionales obtenidos con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellos obtenidos con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

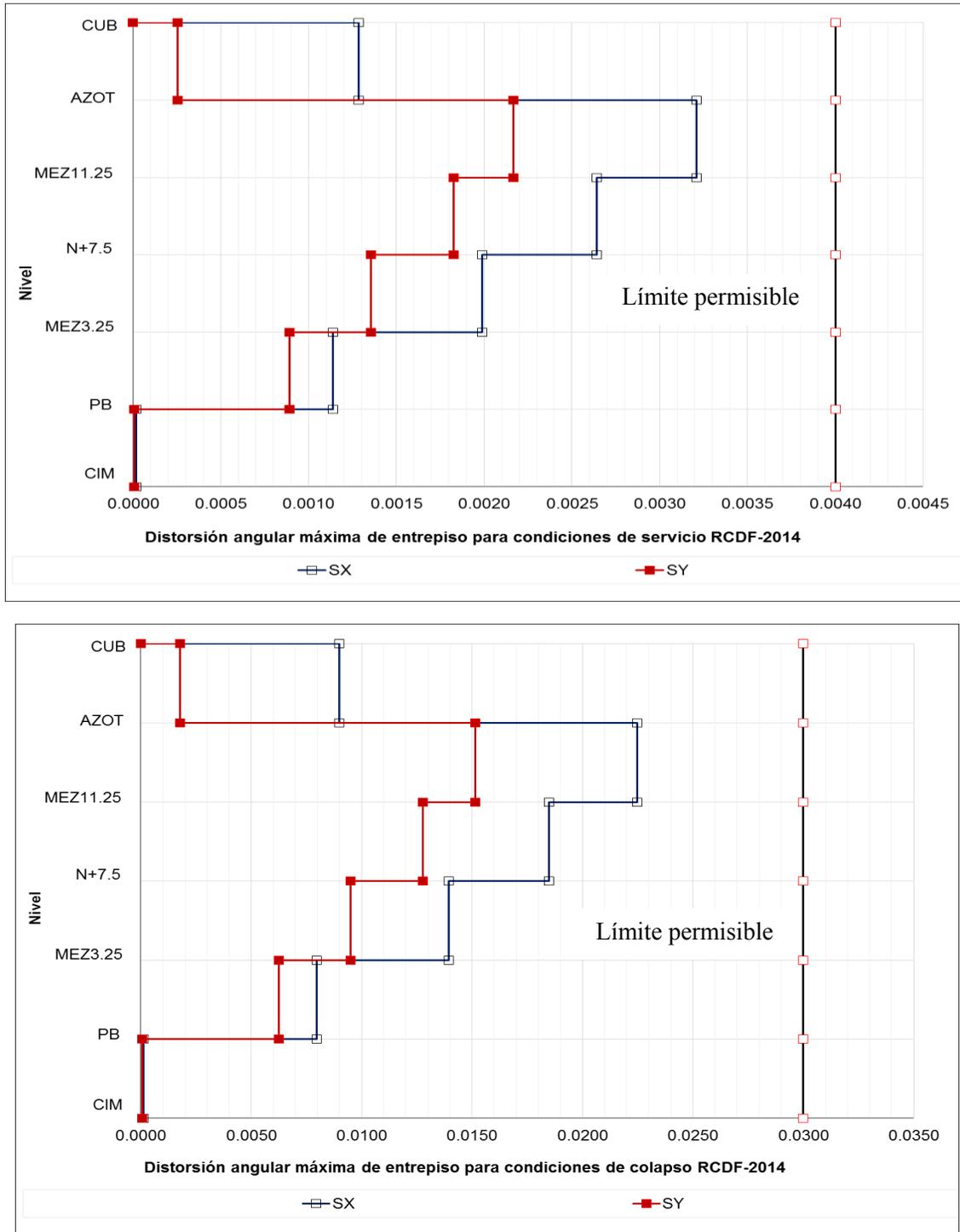


Figura 5.46 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del edificio Terminal en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones según la propuesta en etapa de revisión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2014

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

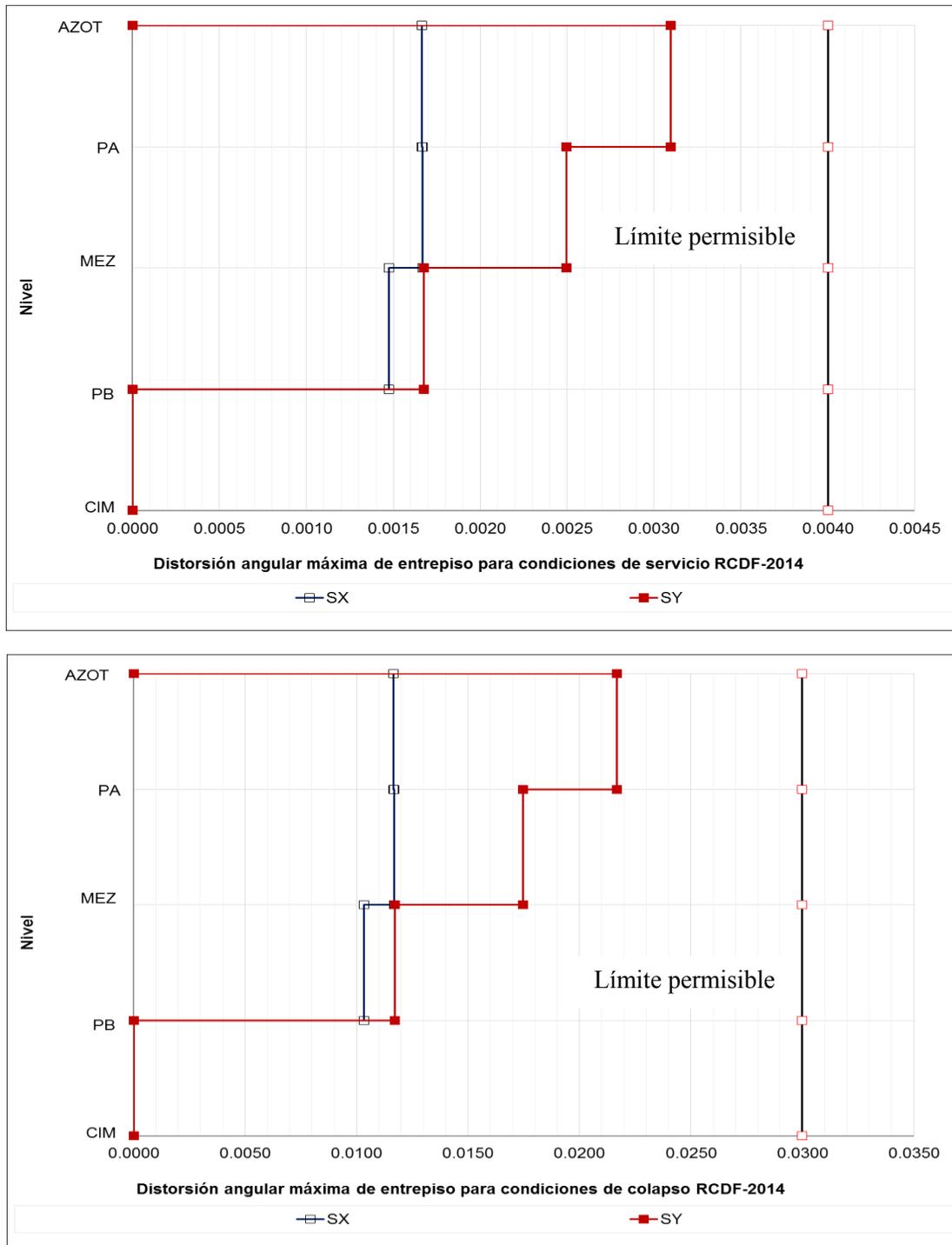


Figura 5.47 Distorsiones angulares máximas de entrepiso del edificio de llegadas y salidas nacionales en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones según la propuesta en etapa de revisión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2014

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

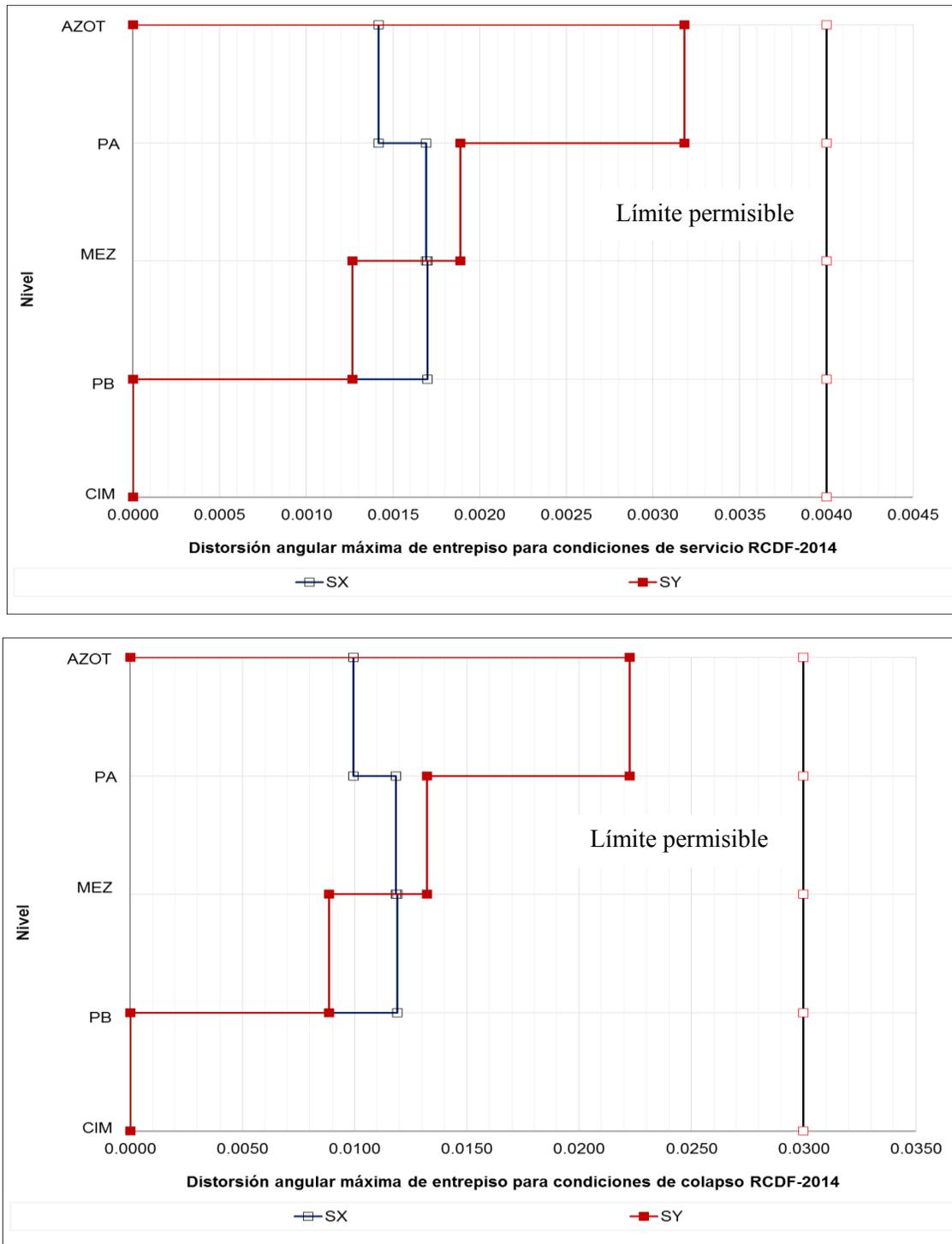


Figura 5.48 Distorsiones angulares máximas de entresuelo del edificio de llegadas y salidas internacionales en condiciones de servicio y colapso para el sismo en ambas direcciones según la propuesta en etapa de revisión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2014

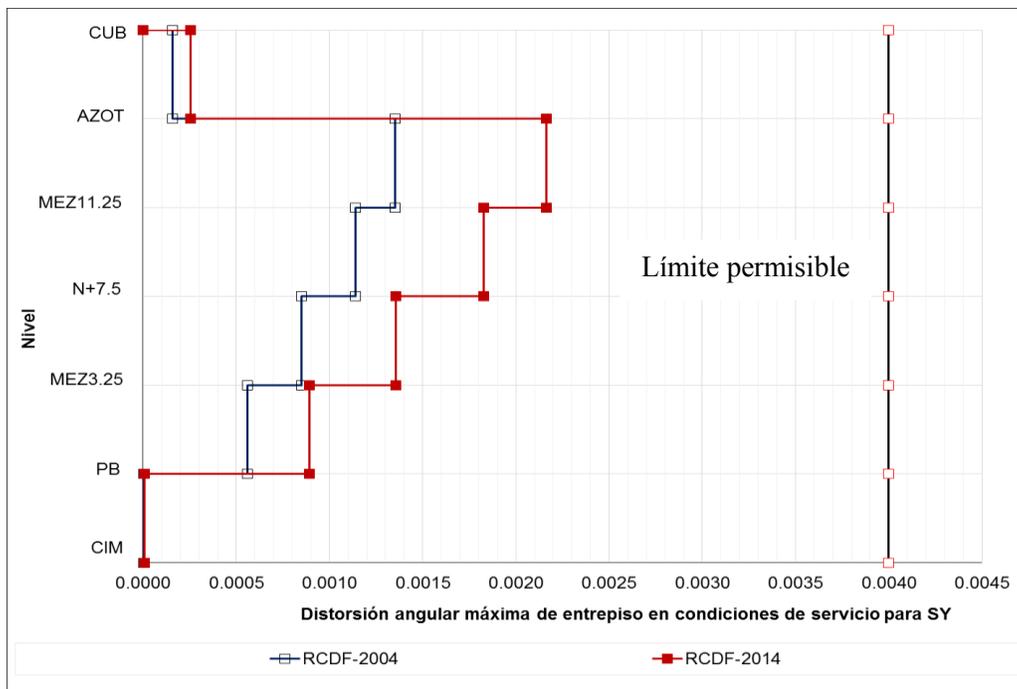
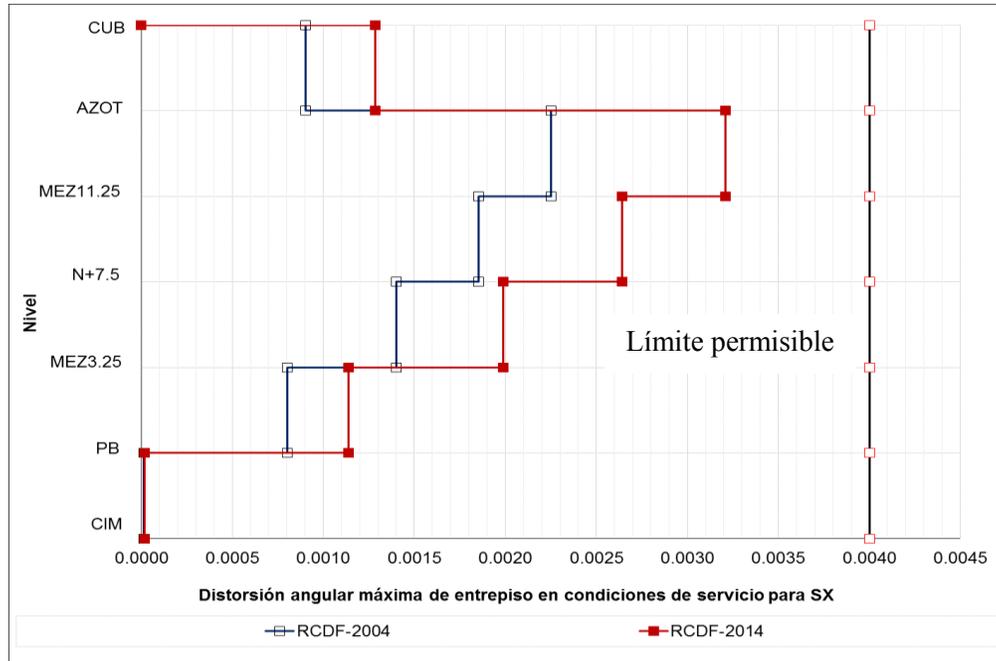


Figura 5.49 Comparación entre las distorsiones angulares máximas de entresiso en condiciones de servicio para el sismo en ambas direcciones del edificio Terminal obtenidas con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellas obtenidas con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

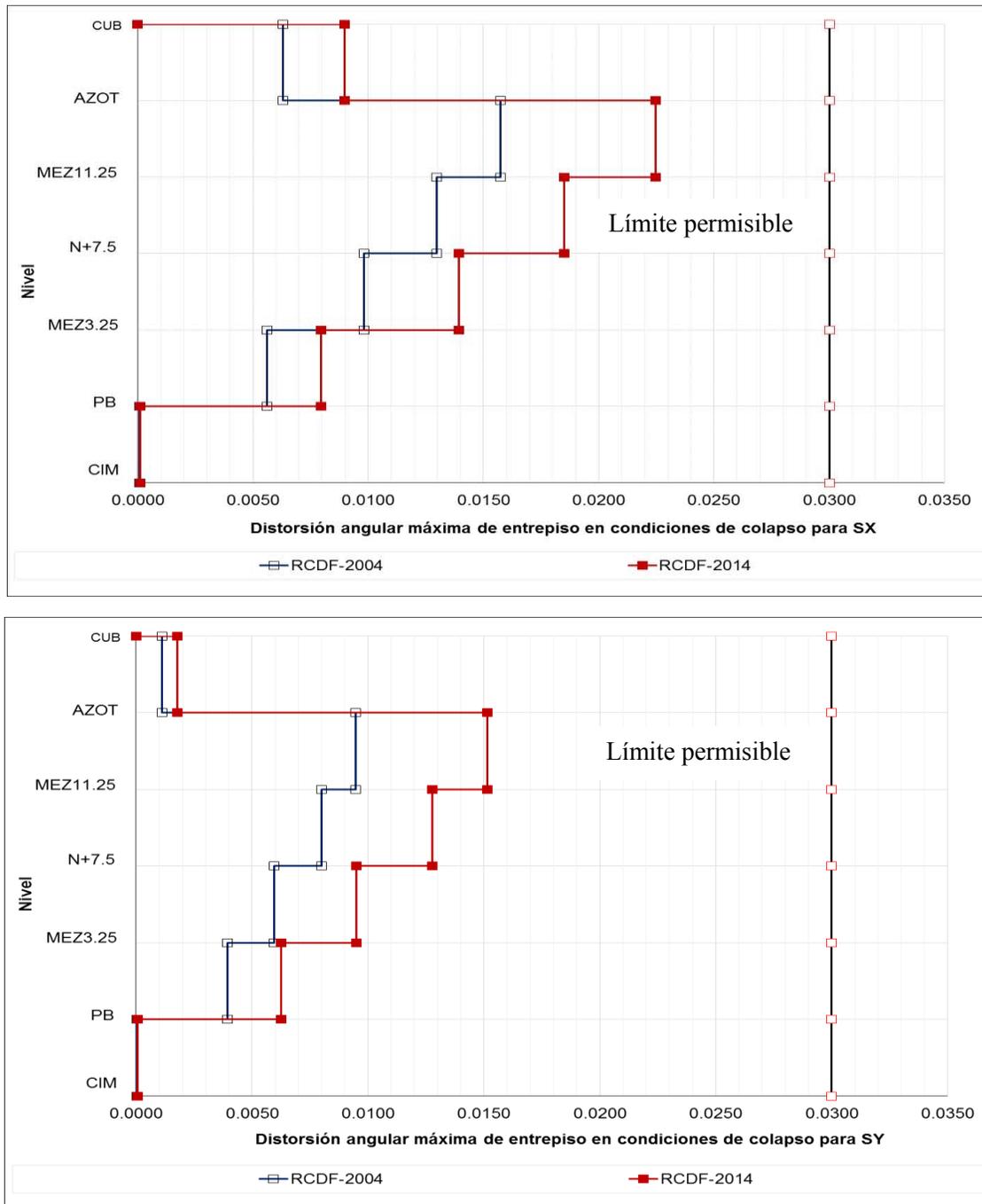


Figura 5.50 Comparación entre las distorsiones angulares máximas de entepiso en condiciones de colapso para el sismo en ambas direcciones del edificio Terminal obtenidas con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellas obtenidas con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

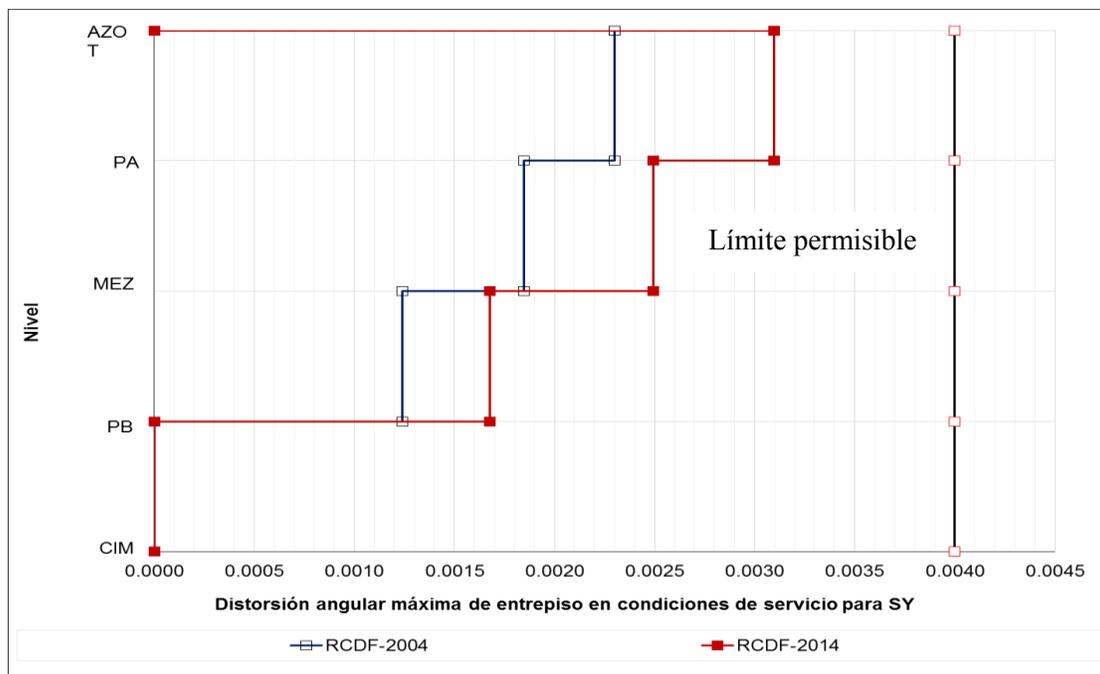
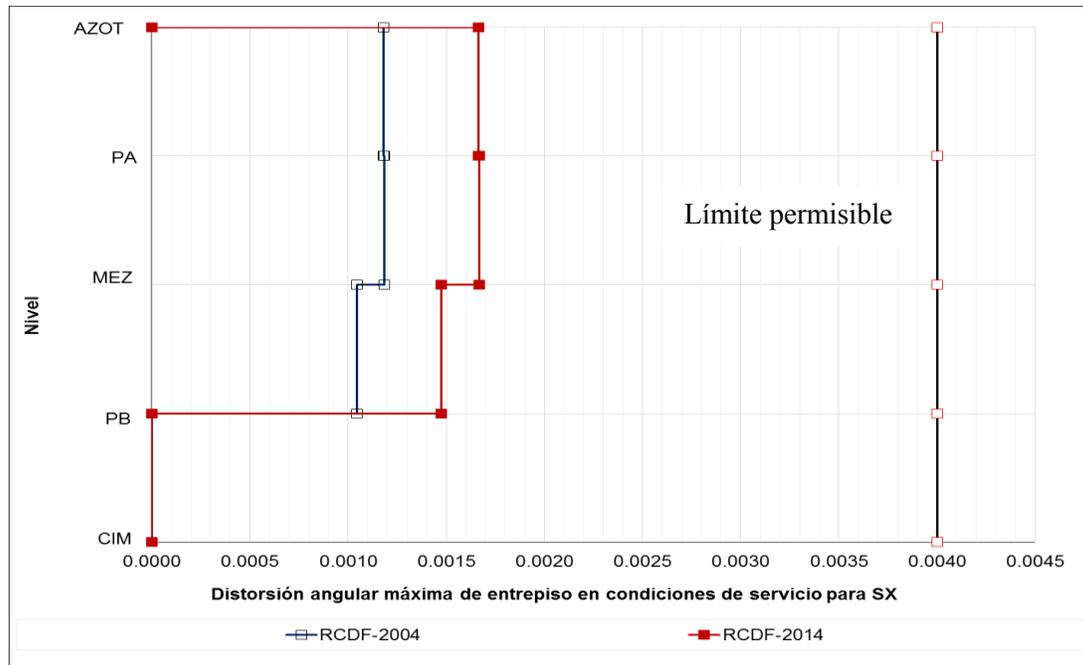


Figura 5.51 Comparación entre las distorsiones angulares máximas de entrepiso en condiciones de servicio para el sismo en ambas direcciones del edificio de llegadas y salidas nacionales obtenidas con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellas obtenidas con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

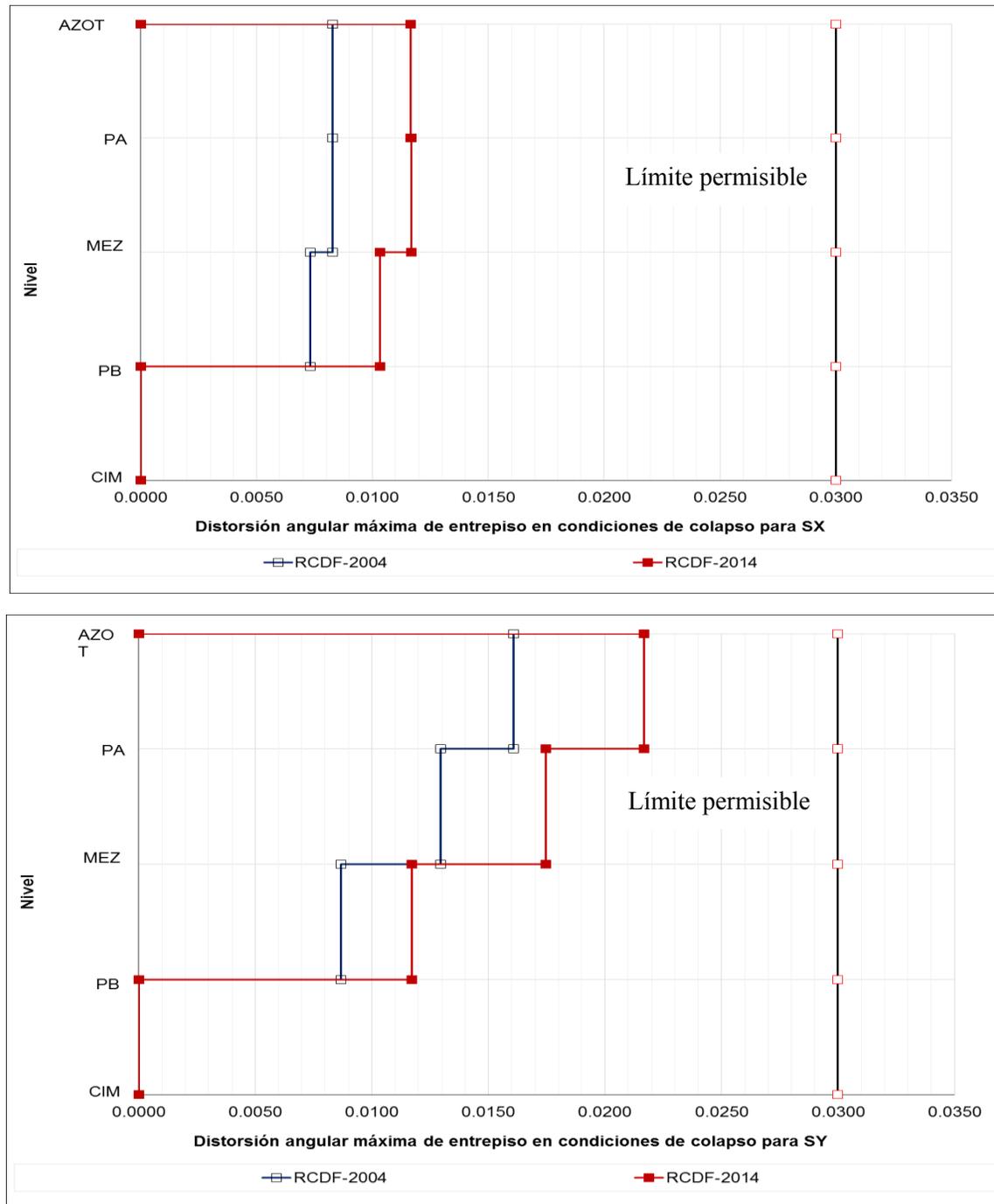


Figura 5.52 Comparación entre las distorsiones angulares máximas de entrepiso en condiciones de colapso para el sismo en ambas direcciones del edificio de llegadas y salidas nacionales obtenidas con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellas obtenidas con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

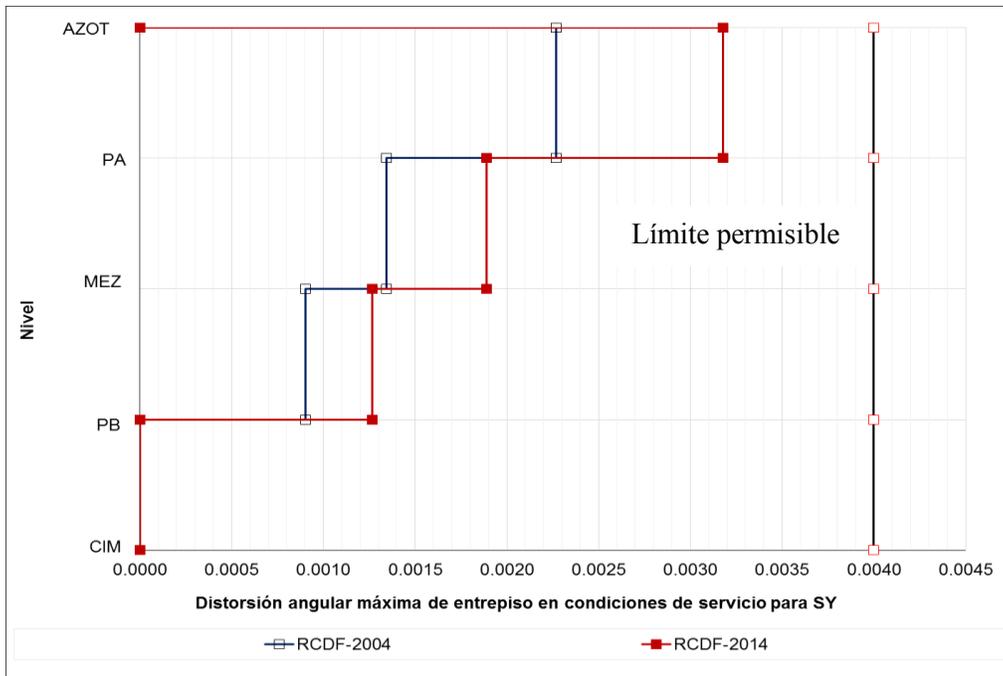
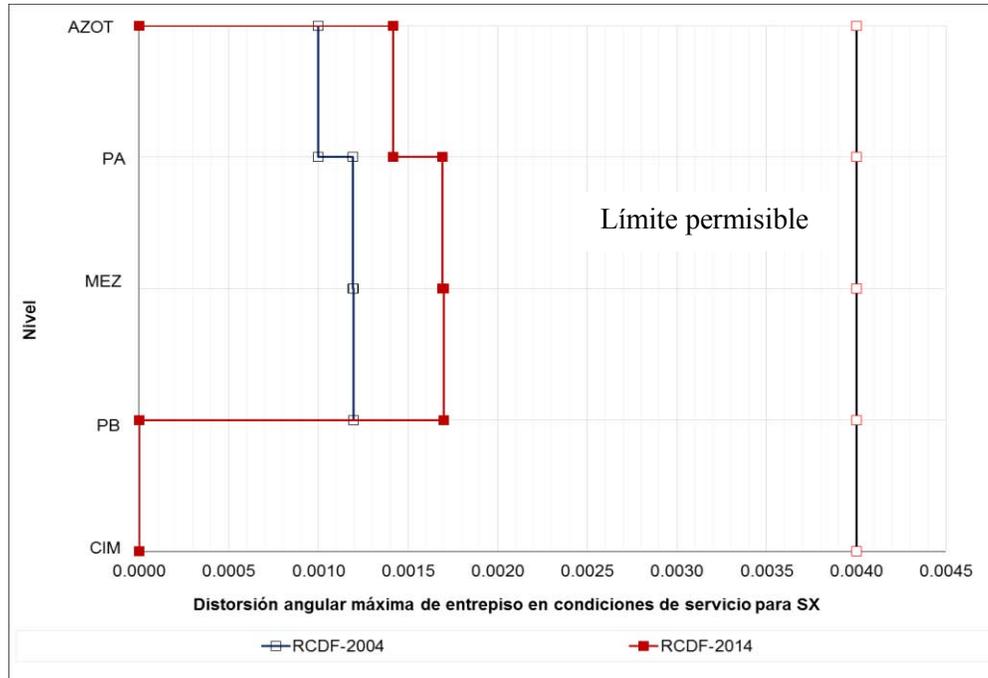


Figura 5.53 Comparación entre las distorsiones angulares máximas de entrepiso en condiciones de servicio para el sismo en ambas direcciones del edificio de llegadas y salidas internacionales obtenidas con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellas obtenidas con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

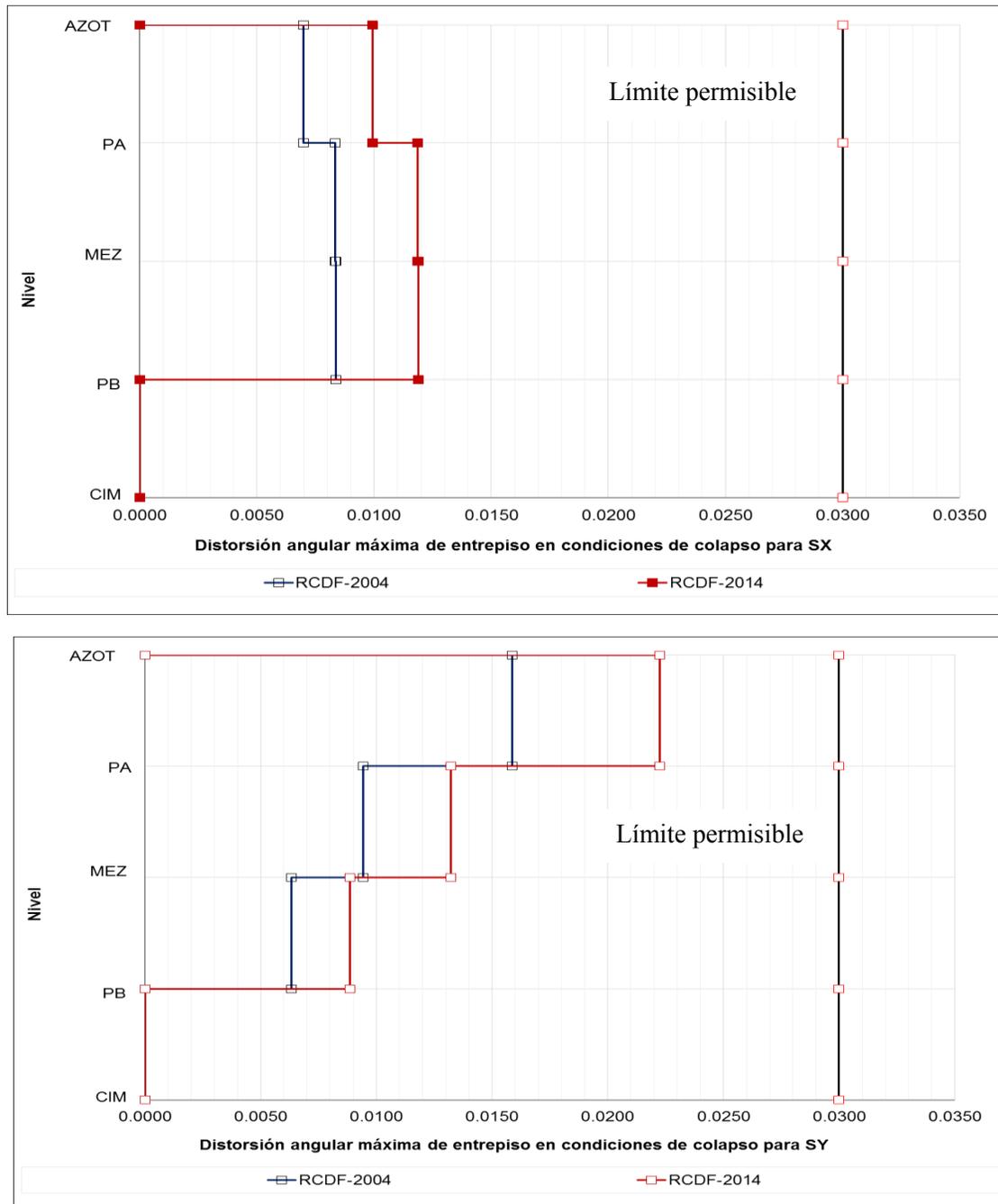


Figura 5.54 Comparación entre las distorsiones angulares máximas de entresuelo en condiciones de colapso para el sismo en ambas direcciones del edificio de llegadas y salidas internacionales obtenidas con las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento actual (NTC-Sismo RCDF-2004) y aquellas obtenidas con la propuesta en etapa de revisión del nuevo reglamento (NTC-Sismo RCDF-2014)

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

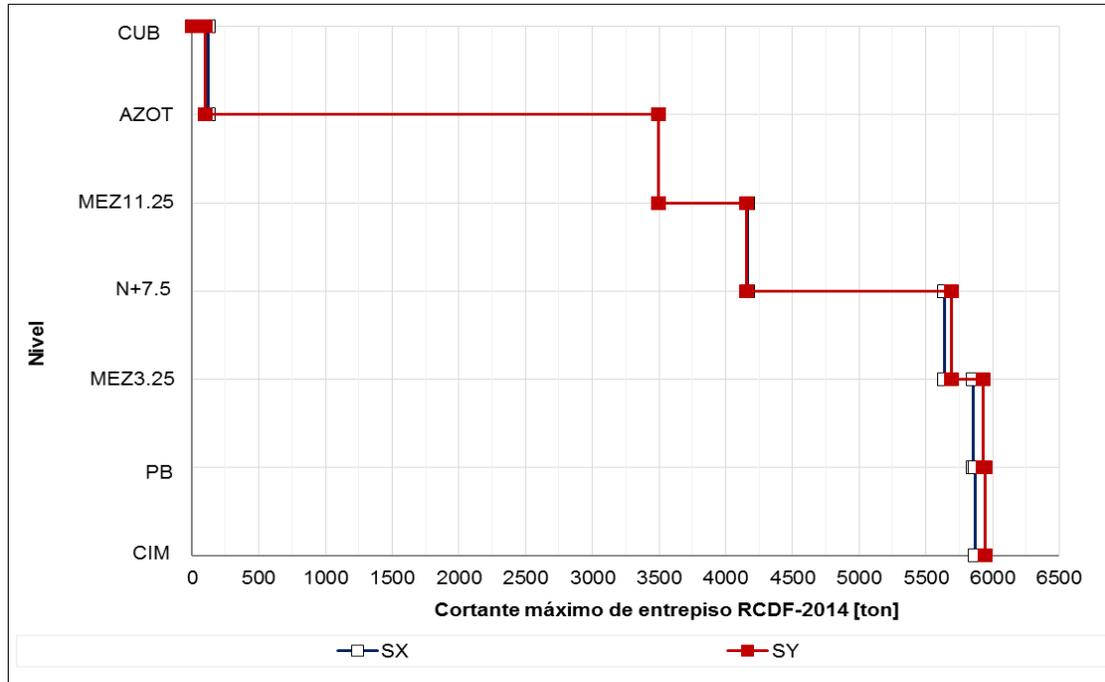


Figura 5.55 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso del edificio Terminal para el sismo en ambas direcciones obtenidas con la propuesta de las nuevas NTC-Sismo del RCDF-2014

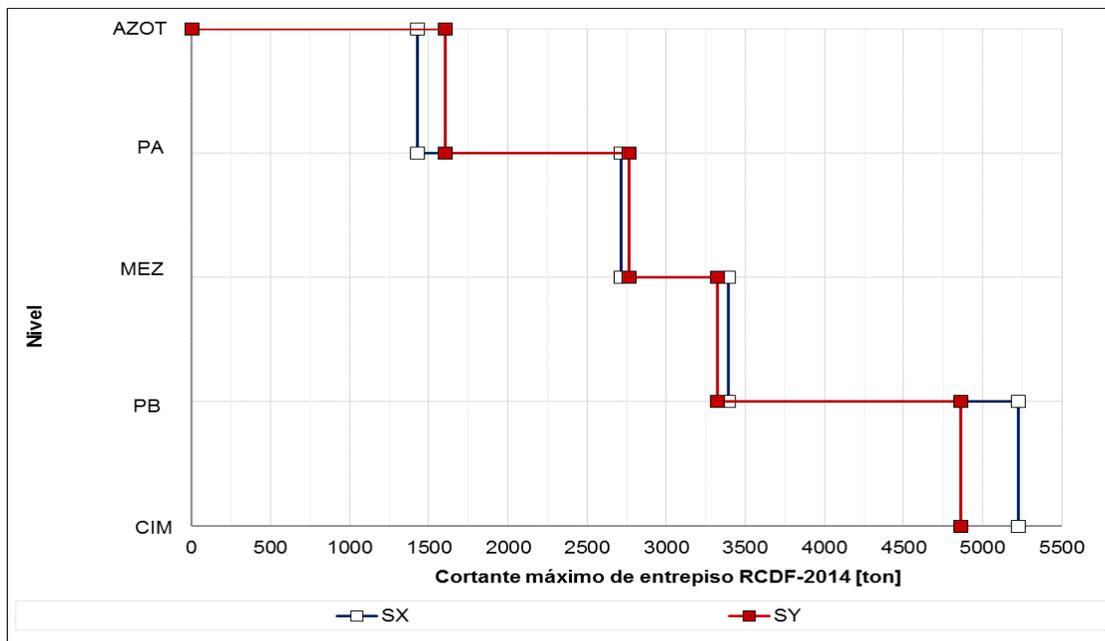


Figura 5.56 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso del edificio de llegadas y salidas nacionales para el sismo en ambas direcciones obtenidas con la propuesta de las nuevas NTC-Sismo del RCDF-2014

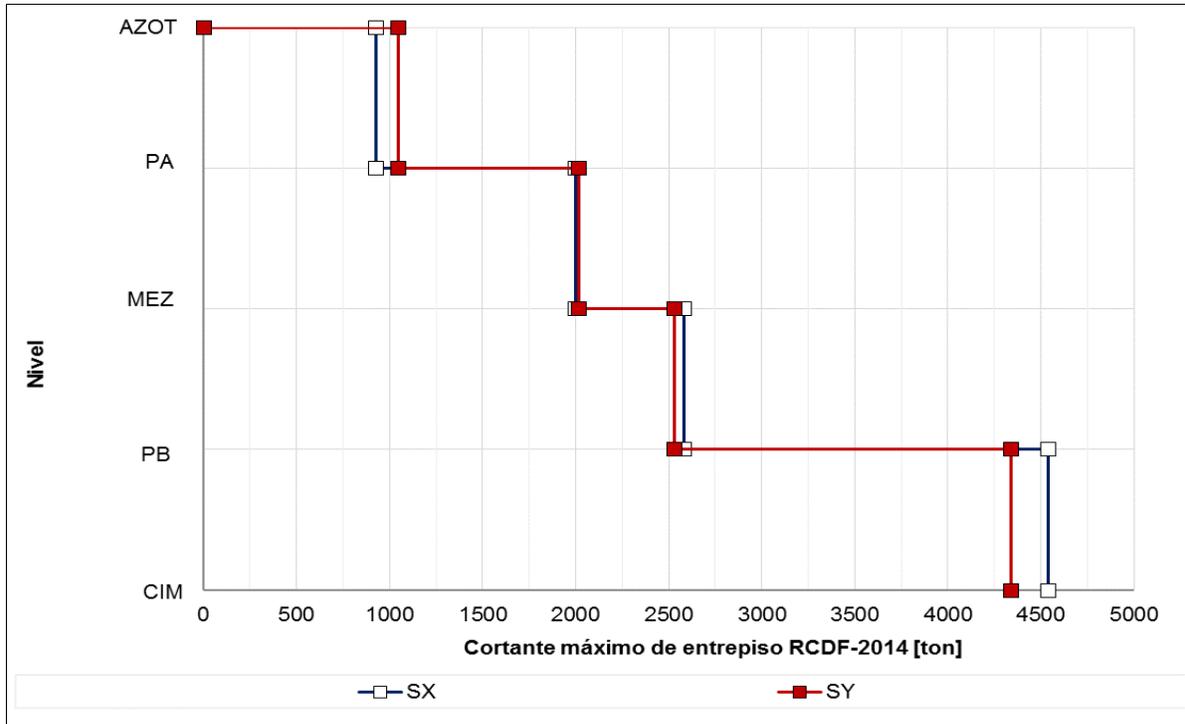


Figura 5.57 Fuerzas cortantes máximas de entresuelo del edificio de llegadas y salidas internacionales para el sismo en ambas direcciones obtenidas con la propuesta de las nuevas NTC-Sismo del RCDF-2014

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

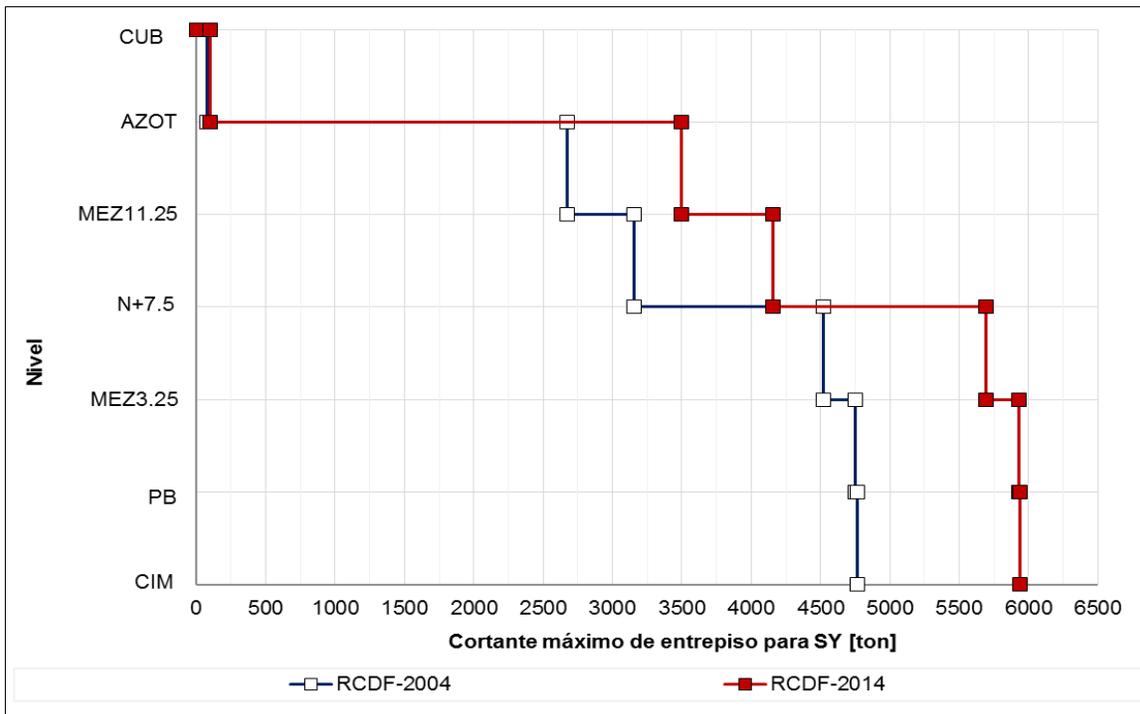
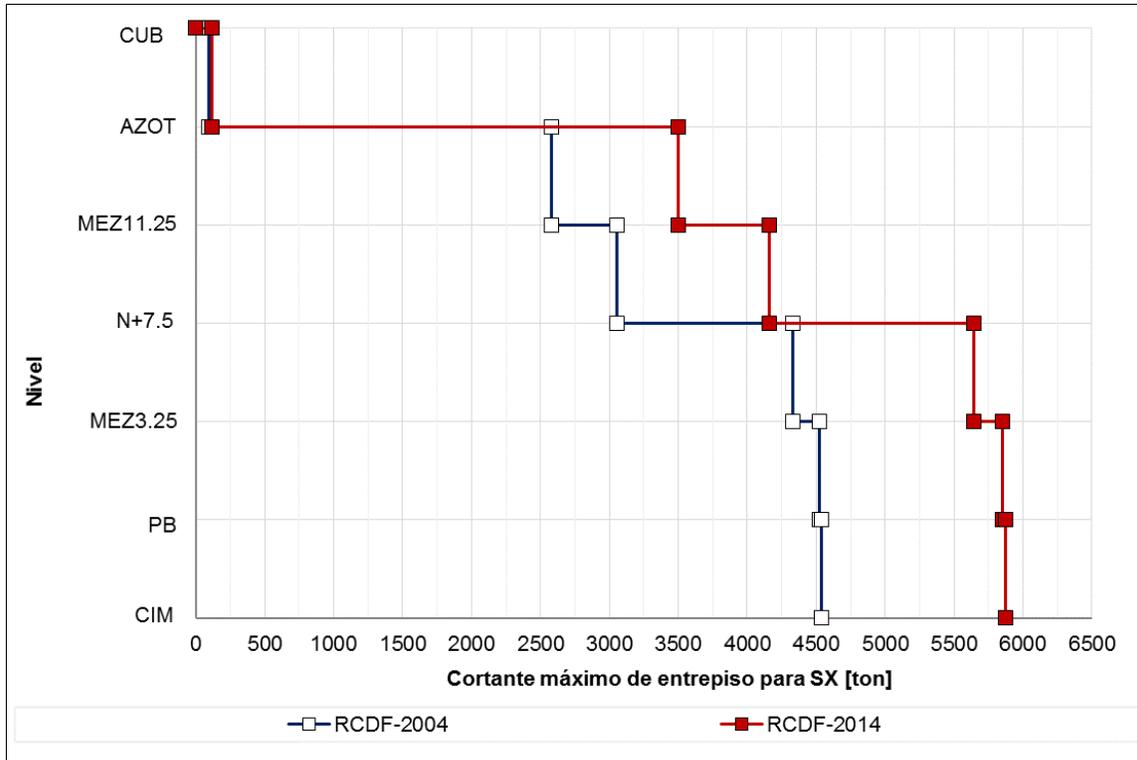


Figura 5.58 Comparación de las fuerzas cortantes máximas de entrepiso del edificio Terminal para el sismo en ambas direcciones obtenidas con el reglamento vigente (NTC-Sismo RCDF-2004) y el que se encuentra en etapa de revisión (NTC-Sismo RCDF-2014)

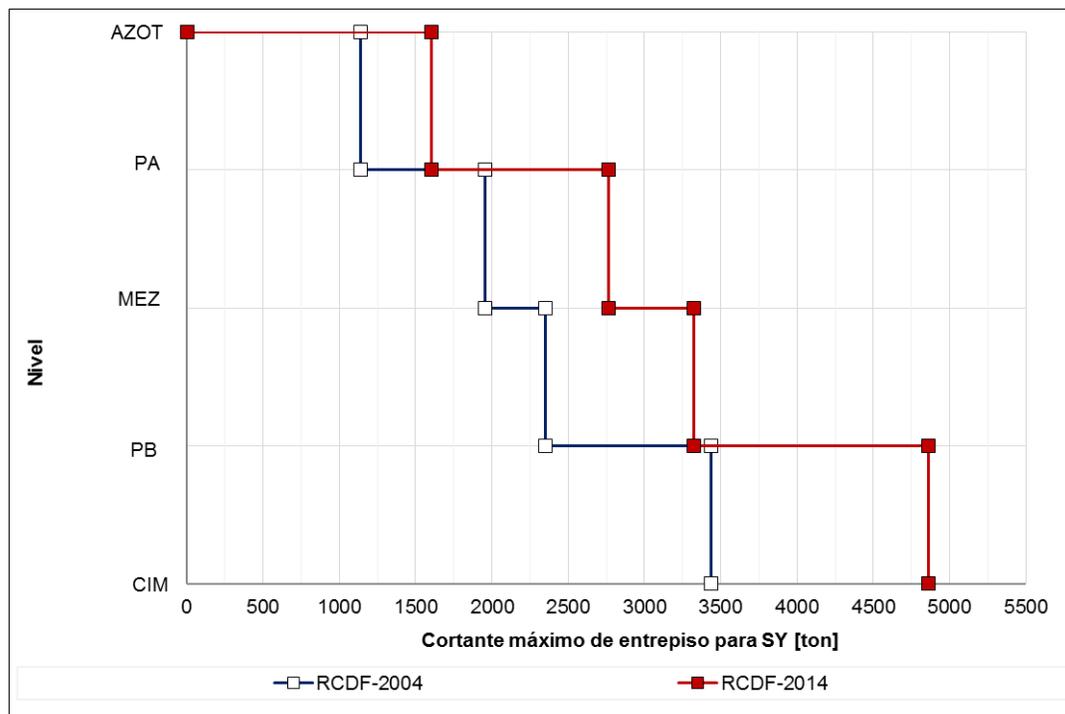
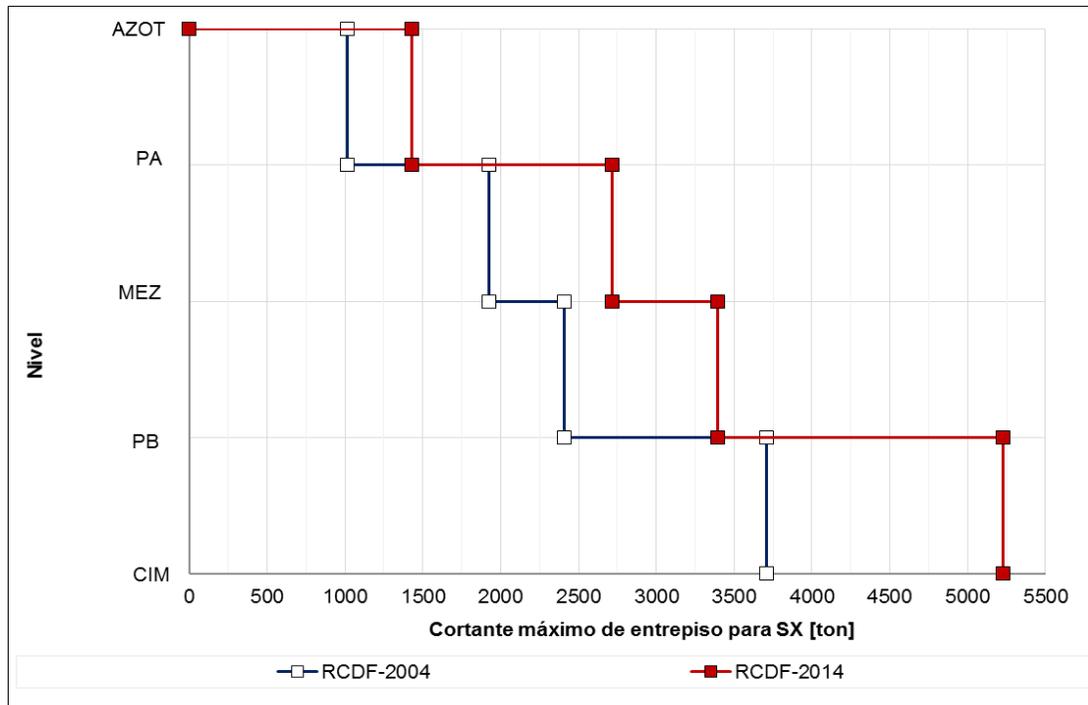


Figura 5.59 Comparación de las fuerzas cortantes máximas de entrepiso del edificio de llegadas y salidas nacionales para el sismo en ambas direcciones obtenidas con el reglamento vigente (NTC-Sismo RCDF-2004) y el que se encuentra en etapa de revisión (NTC-Sismo RCDF-2014)

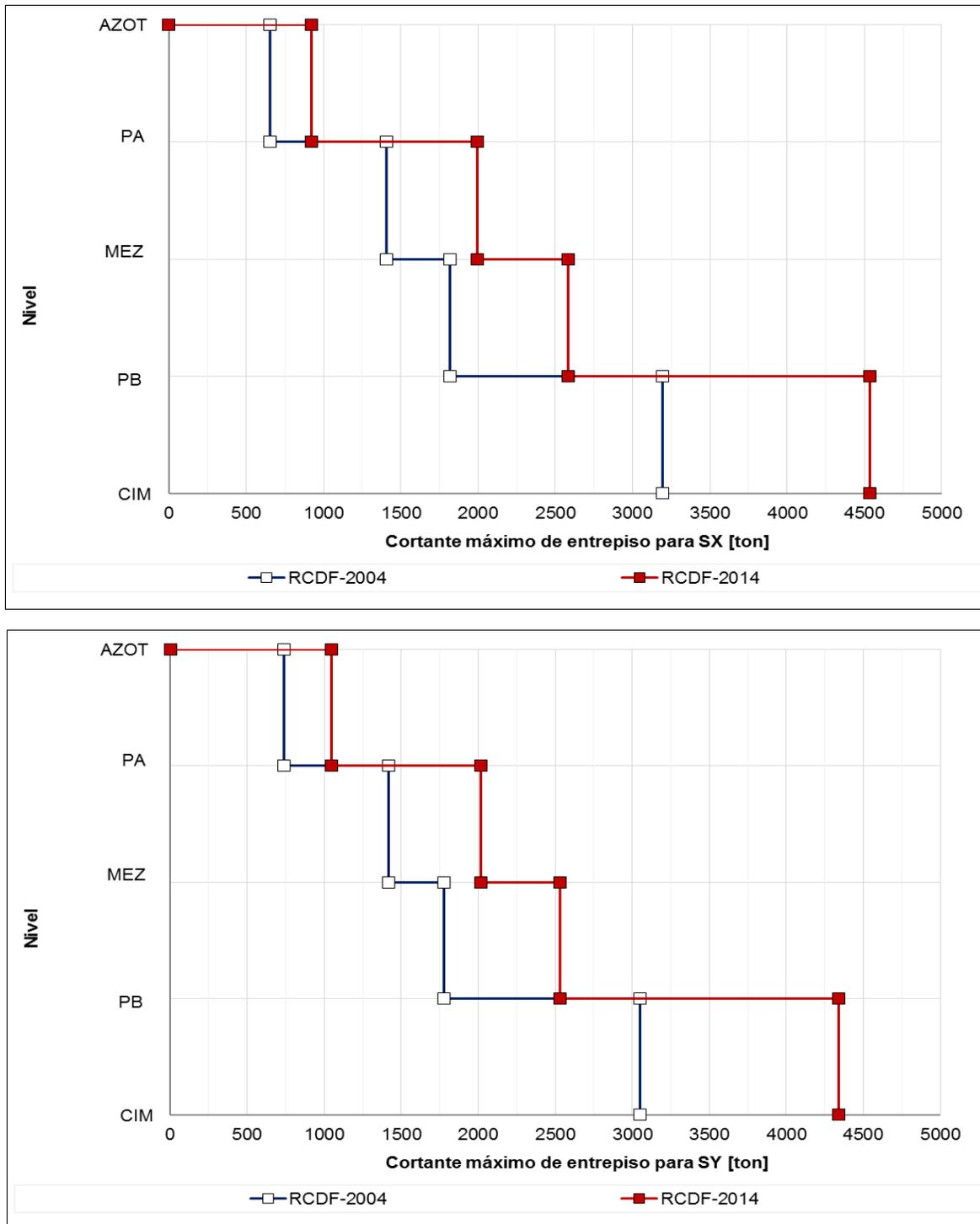
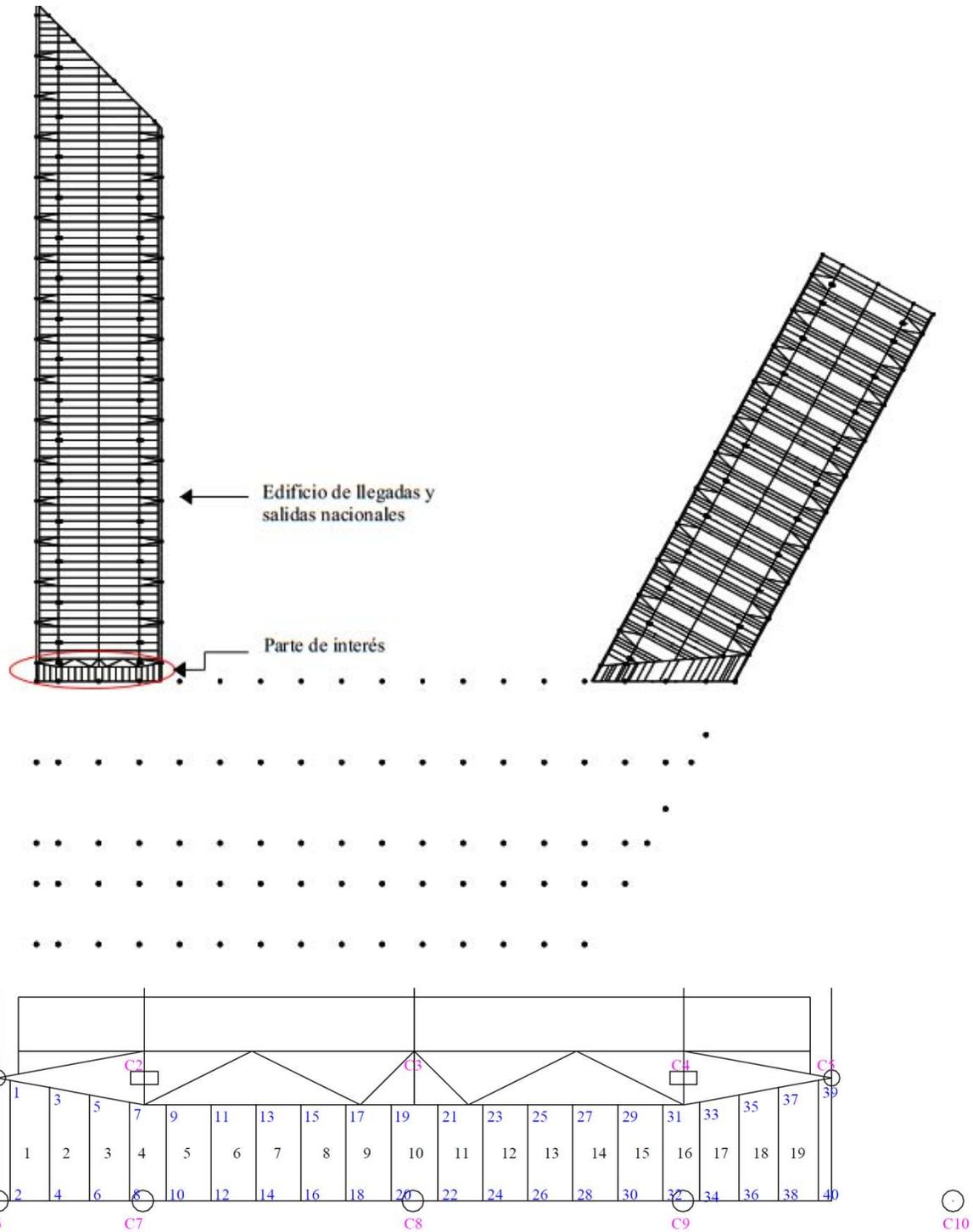


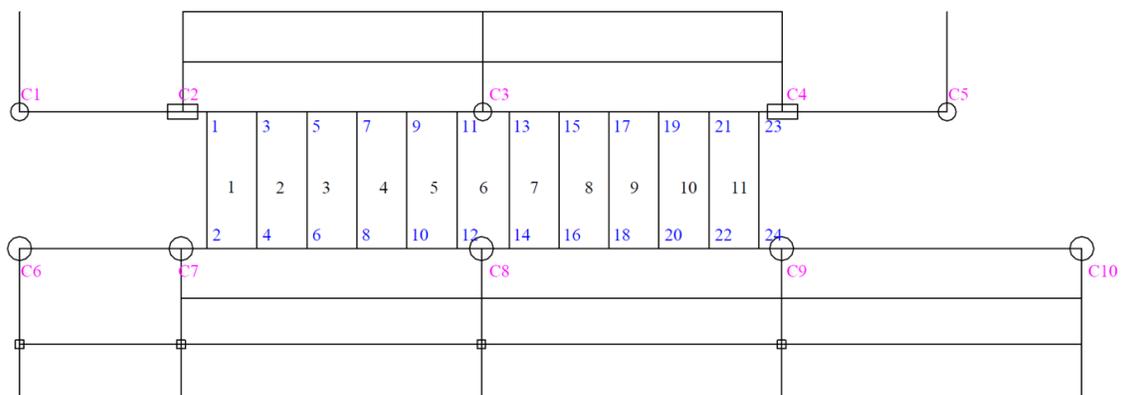
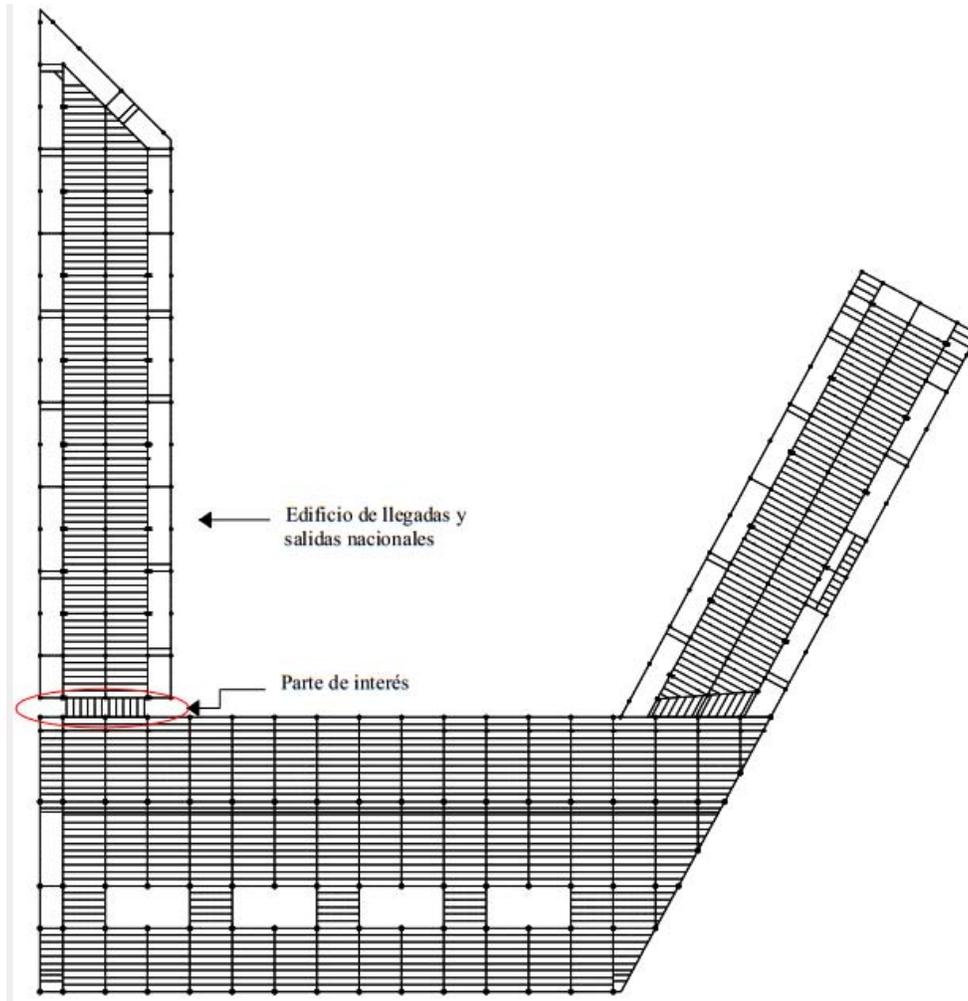
Figura 5.60 Comparación de las fuerzas cortantes máximas de entrepiso del edificio de llegadas y salidas internacionales para el sismo en ambas direcciones obtenidas con el reglamento vigente (NTC-Sismo RCDF-2004) y el que se encuentra en etapa de revisión (NTC-Sismo RCDF-2014)

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



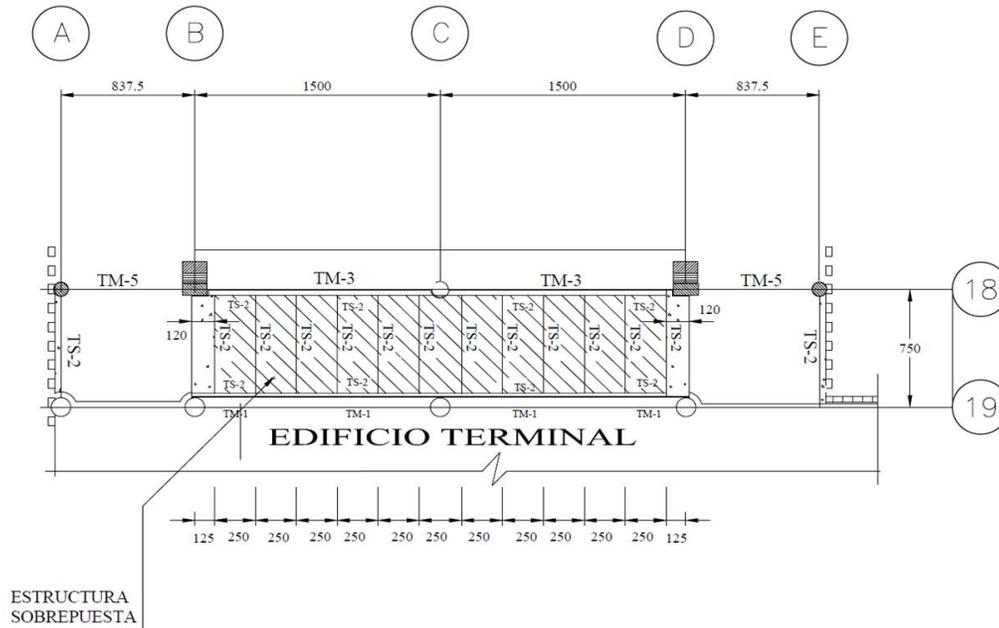
Vigas del puente en el edificio de llegadas y salidas nacionales a nivel azotea, los puntos y columnas marcados, 1 a 40 y C1 a C10, se toman como referencia para las descargas por carga vertical mostradas en las tablas 5.11 y 5.12, el detalle del puente se muestra a continuación y los perfiles TS-1 mostrados son perfiles metálicos IR-305x52.2 [kg/m]

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Vigas del puente en el edificio de llegadas y salidas nacionales a nivel de planta alta, los puntos y columnas marcados, 1 a 24 y C1 a C10, se toman como referencia para las descargas por carga vertical mostradas en las tablas 5.11 y 5.12, el detalle del puente se muestra a continuación y los perfiles TS-2 mostrados son perfiles metálicos IR-305x52.2 [kg/m]

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Tipos de secciones transversales en el puente del nivel de planta alta

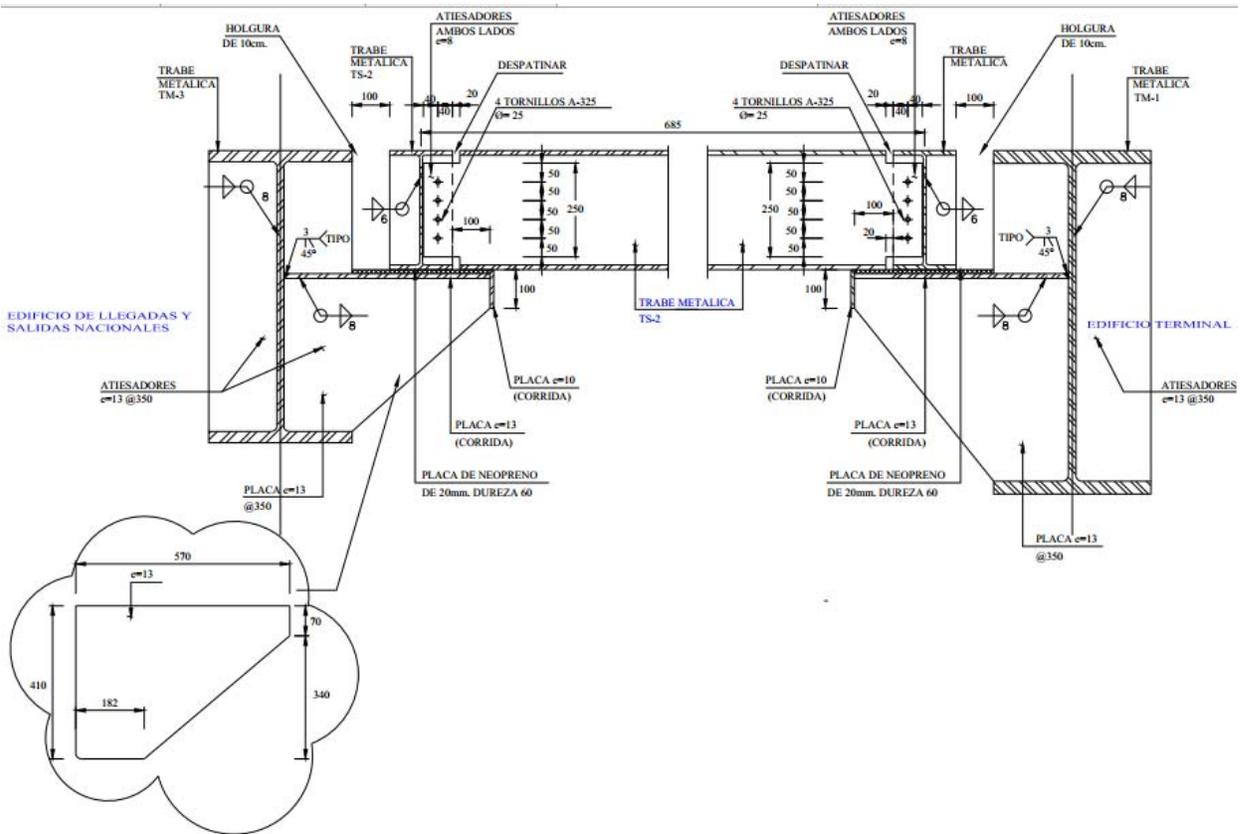
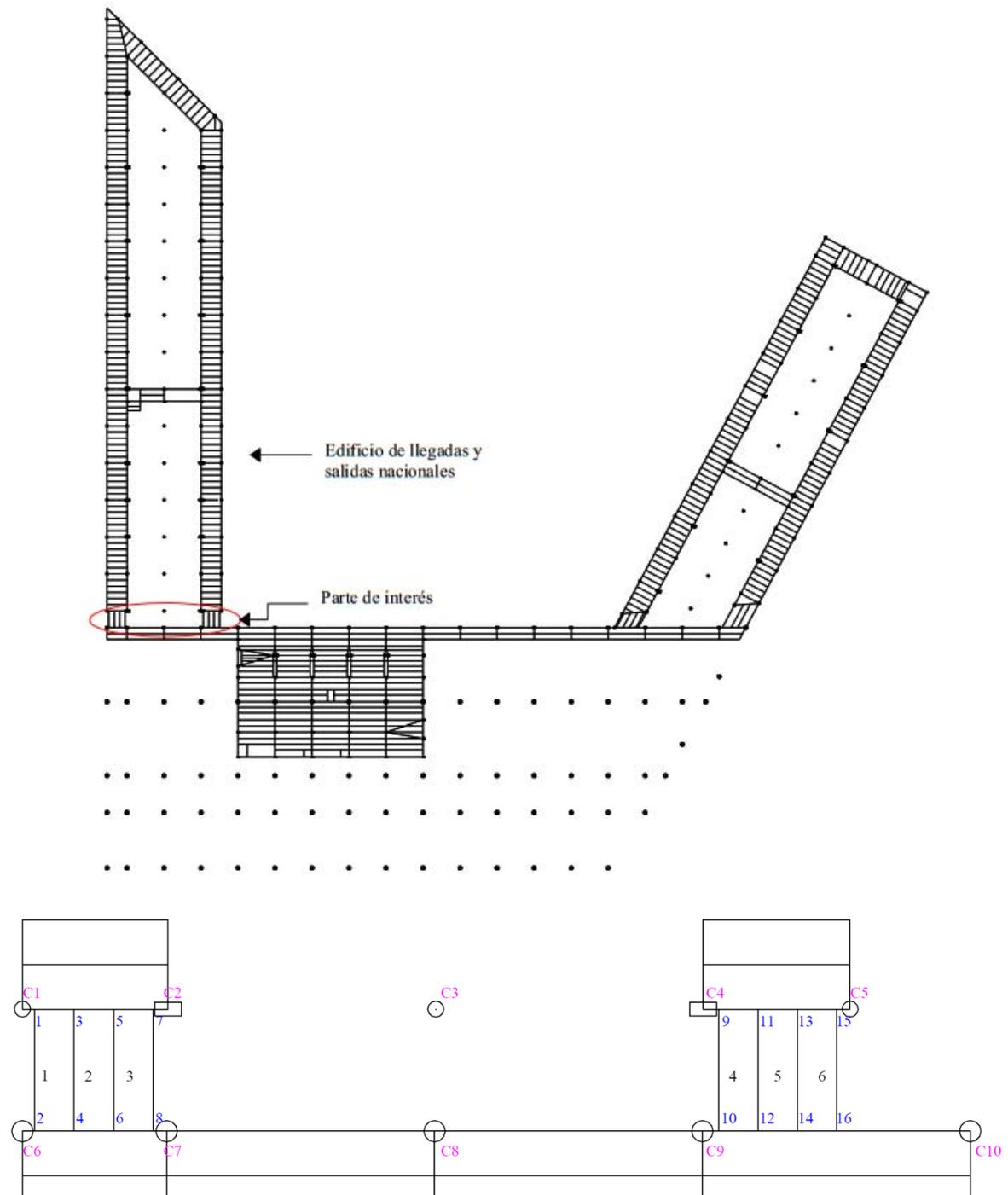


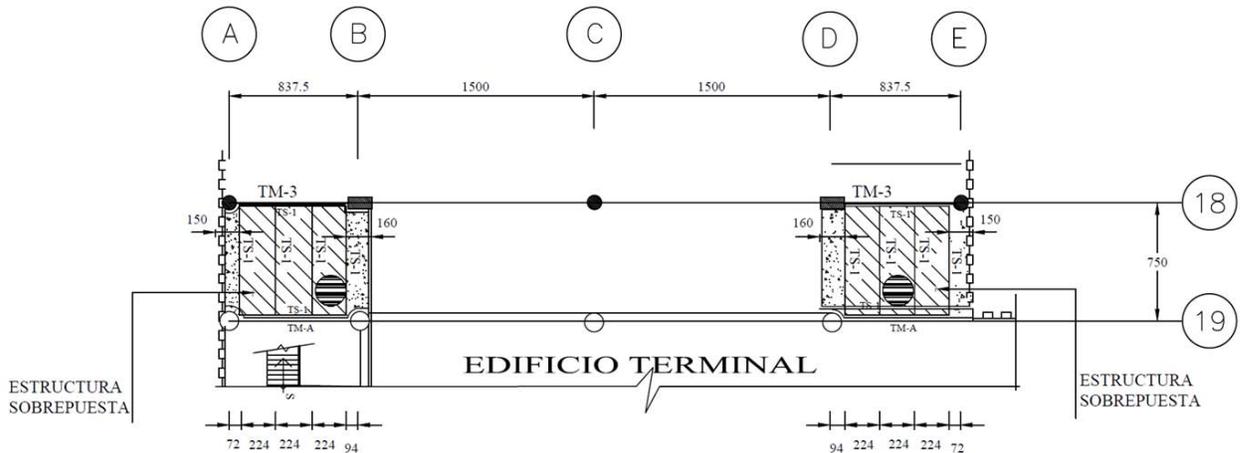
Figura 5.62 Planta general y detalle de los apoyos (ménsulas) del puente entre el edificio de llegadas y salidas nacionales y Terminal a nivel de planta alta (PA)

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Vigas del puente en el edificio de llegadas y salidas nacionales a nivel mezzanine, los puntos y columnas marcados, 1 a 16 y C1 a C10, se toman como referencia para las descargas por carga vertical mostradas en las tablas 5.11 y 5.12, el detalle del puente se muestra a continuación y los perfiles TS-1 mostrados son perfiles metálicos IR-305x52.2 [kg/m]

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Tipos de secciones transversales en el puente del nivel mezzanine

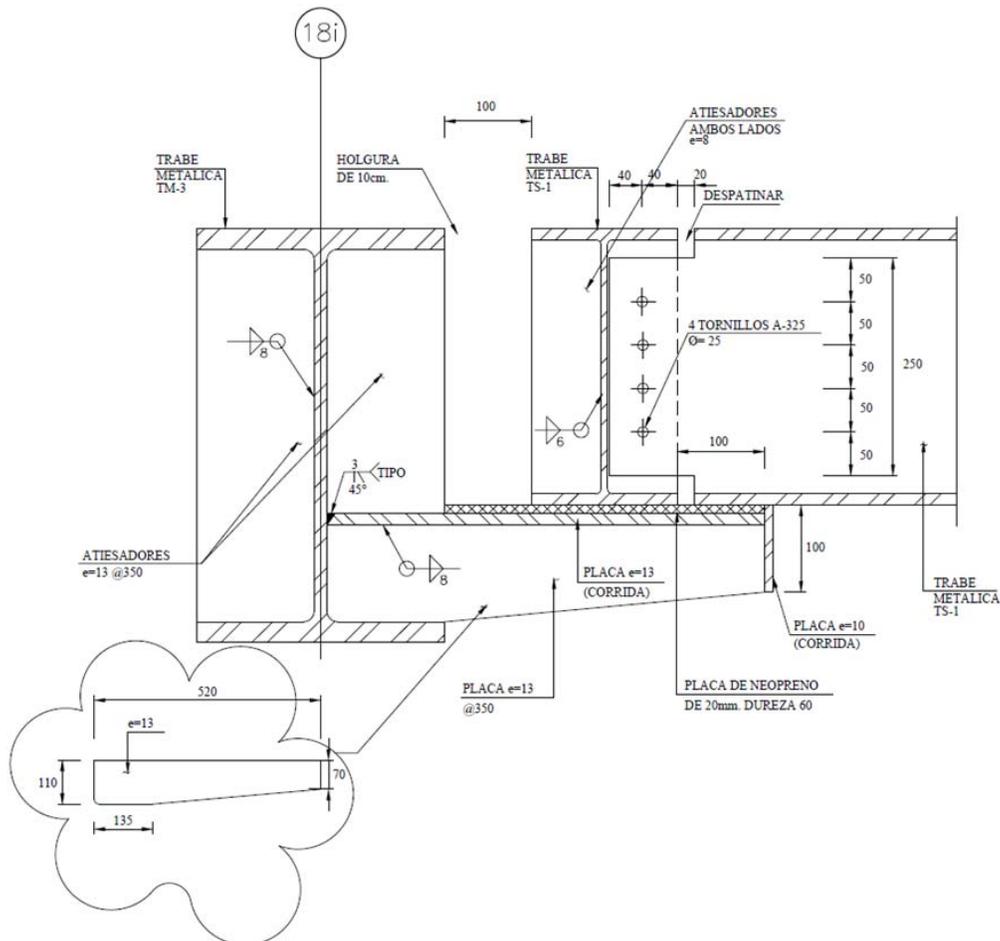
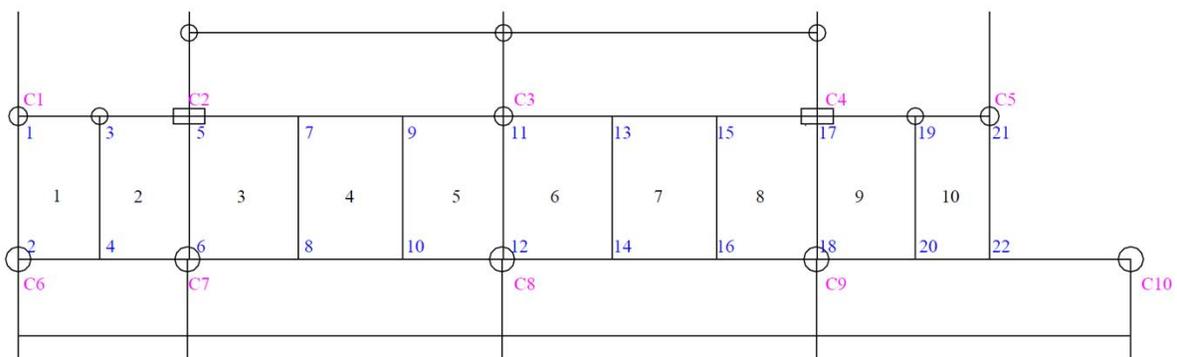
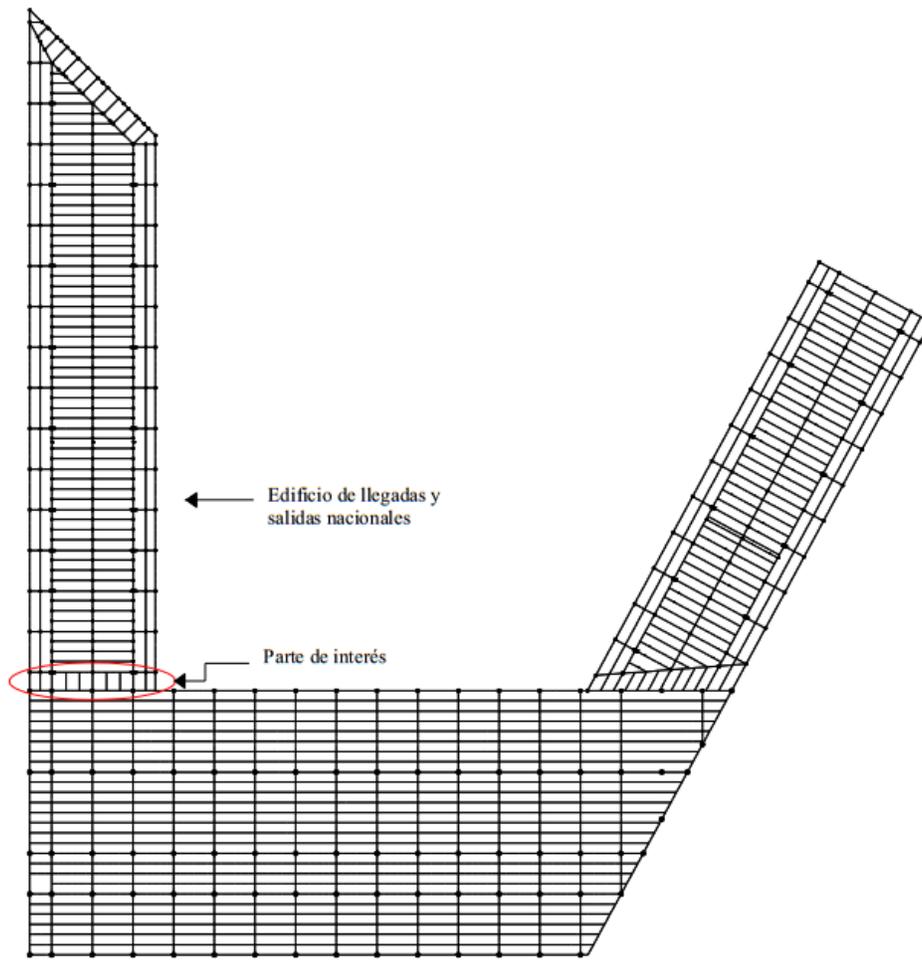
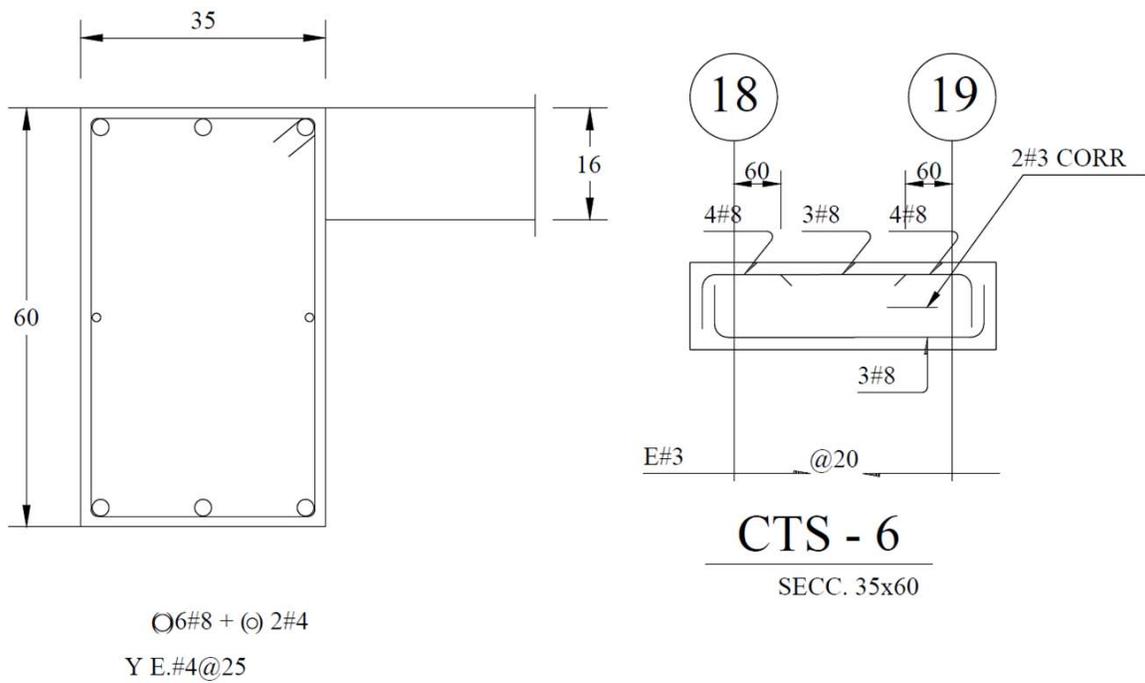
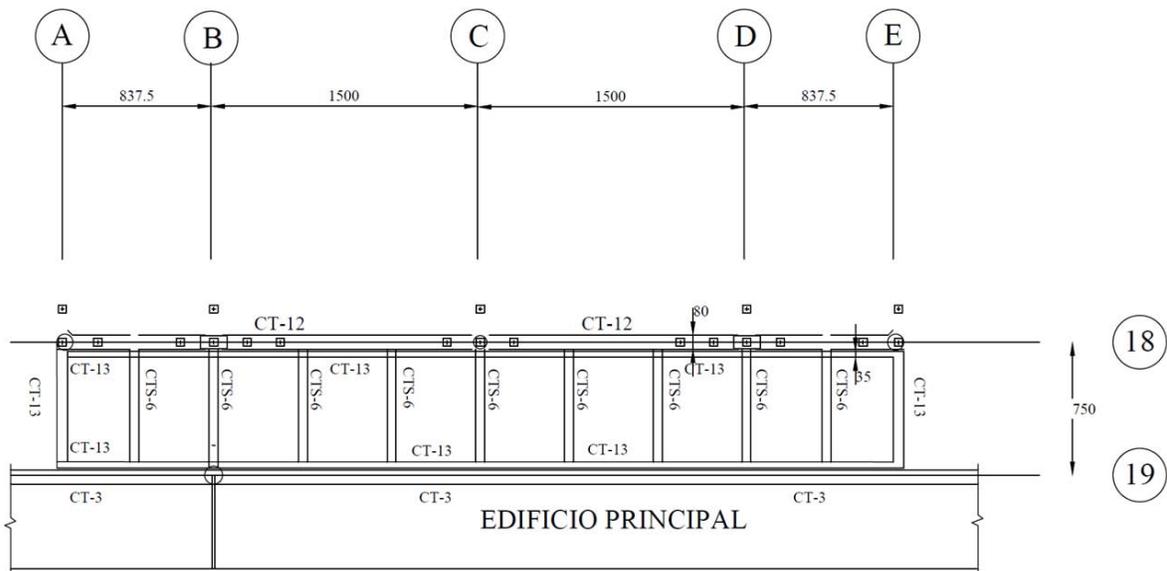


Figura 5.63 Planta general y detalle del apoyo (ménsula) del puente entre el edificio de llegadas y salidas nacionales y Terminal en el nivel mezzanine (MEZ), este extremo pertenece al edificio de llegadas y salidas nacionales



Contratraves del puente en el edificio de llegadas y salidas nacionales a nivel de planta baja, los puntos y columnas marcados, 1 a 22 y C1 a C10, se toman como referencia para las descargas por carga vertical mostradas en las tablas 5.11 y 5.12, el detalle del puente se muestra a continuación, las contratraves CT-13 y CT-6 tienen dimensiones de 60x35 [cm] con distintos armados de refuerzo

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Tipos y armados de contratrabes en el puente entre el edificio de llegadas y salidas nacionales y Terminal a nivel de planta baja, el recubrimiento es de 3.5 [cm]

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

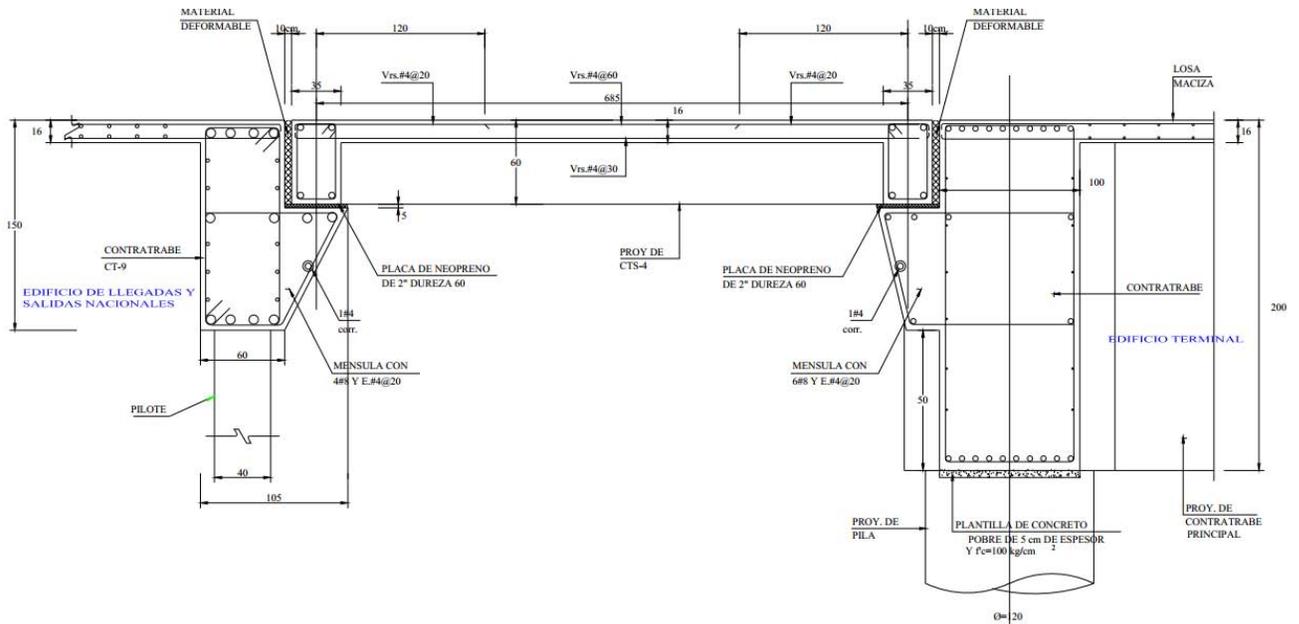
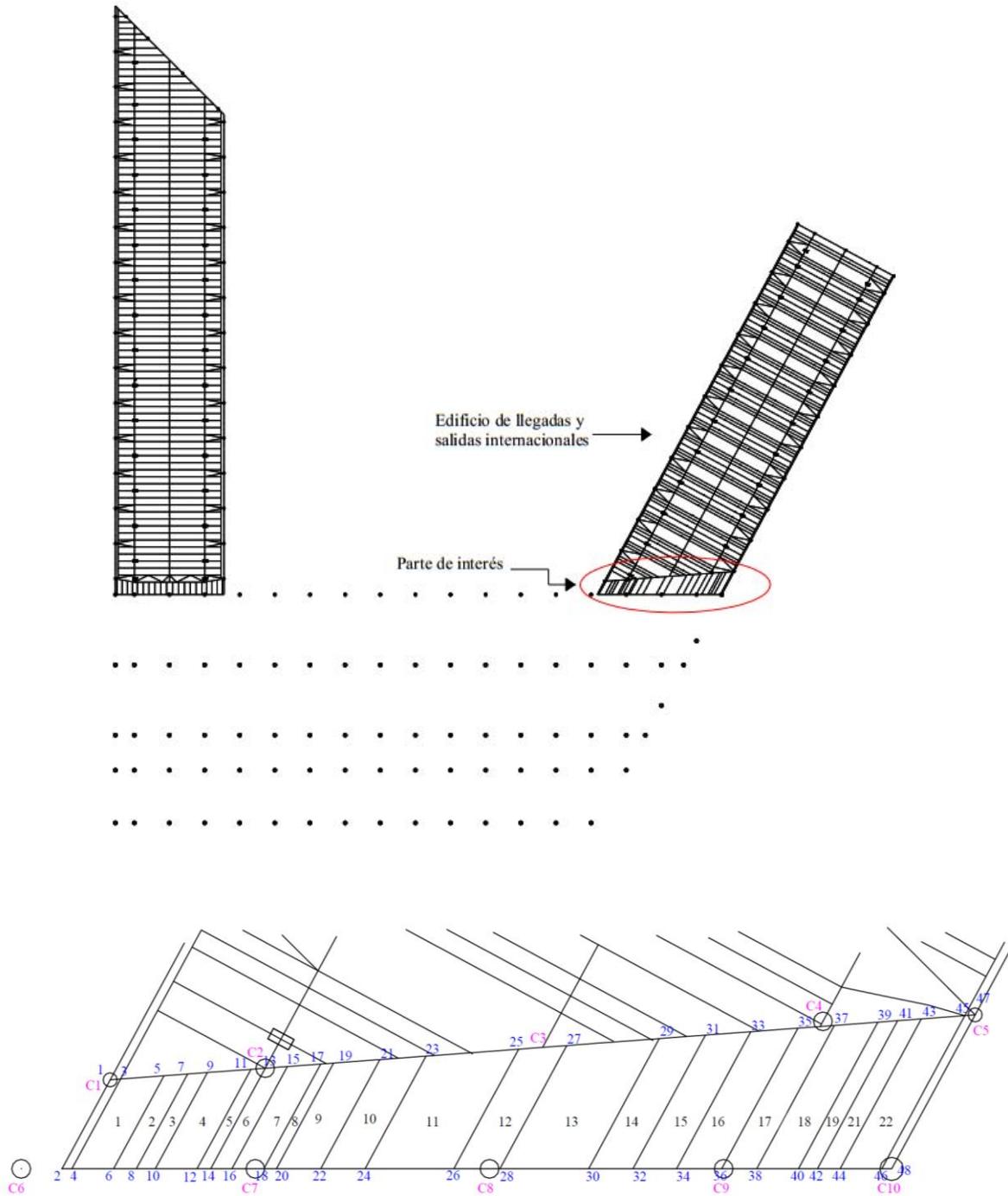
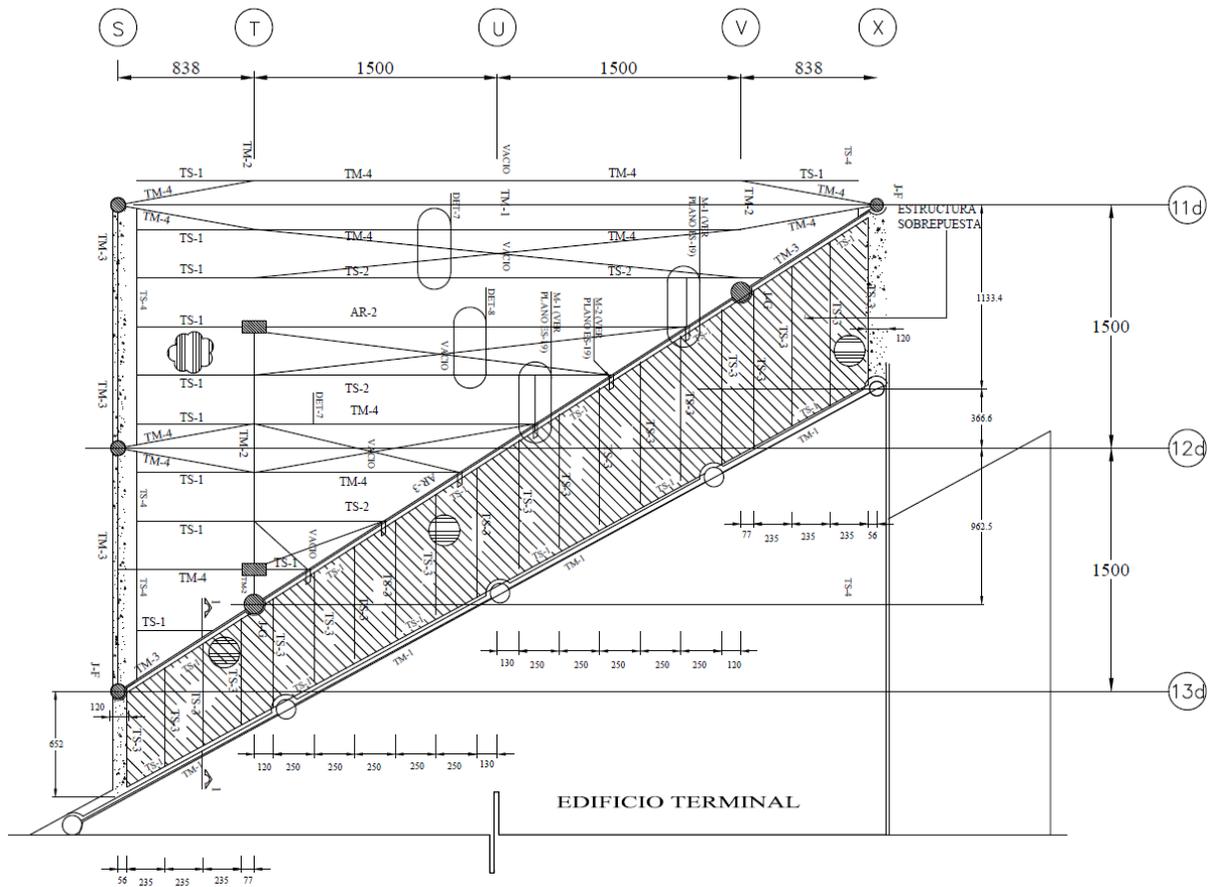


Figura 5.64 Planta general y detalle de los apoyos (ménsulas) del puente entre el edificio de llegadas y salidas nacionales y Terminal a nivel de planta baja (PB)



Vigas del puente en el edificio de llegadas y salidas internacionales a nivel de azotea, los puntos y columnas marcados, 1 a 48 y C1 a C10, se toman como referencia para las descargas por carga vertical mostradas en las tablas 5.13 y 5.14, el detalle del puente se muestra a continuación, los perfiles TS-3 y TS-1 mostrados son perfiles metálicos IR-457x59.8 y IR-305x52.2 [kg/m] respectivamente

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Tipos de secciones transversales en el puente a nivel azotea

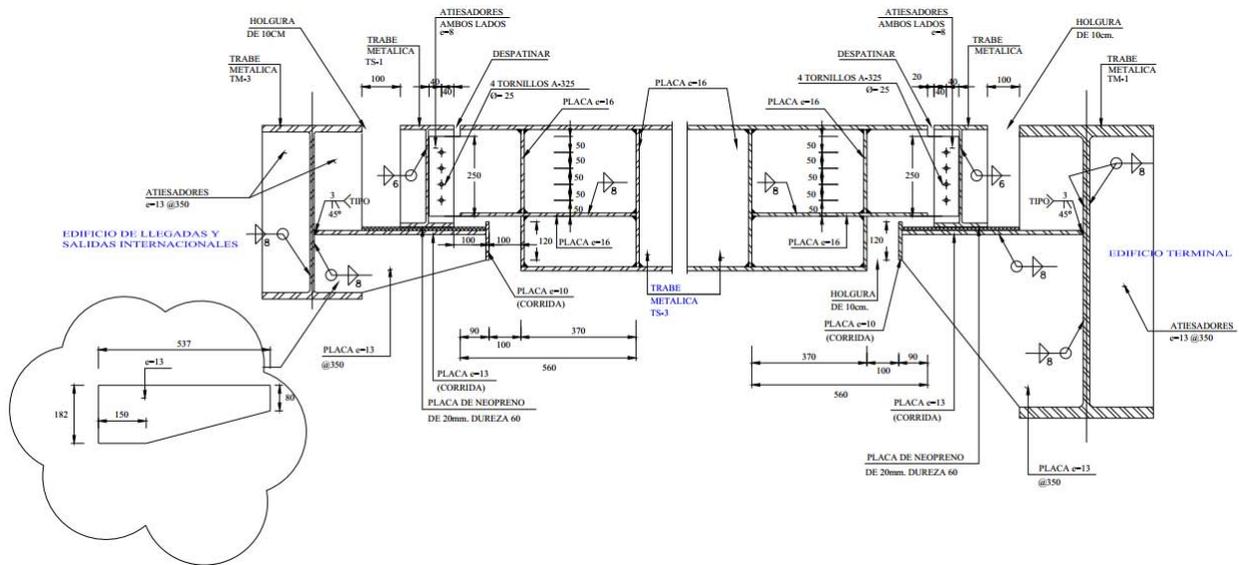
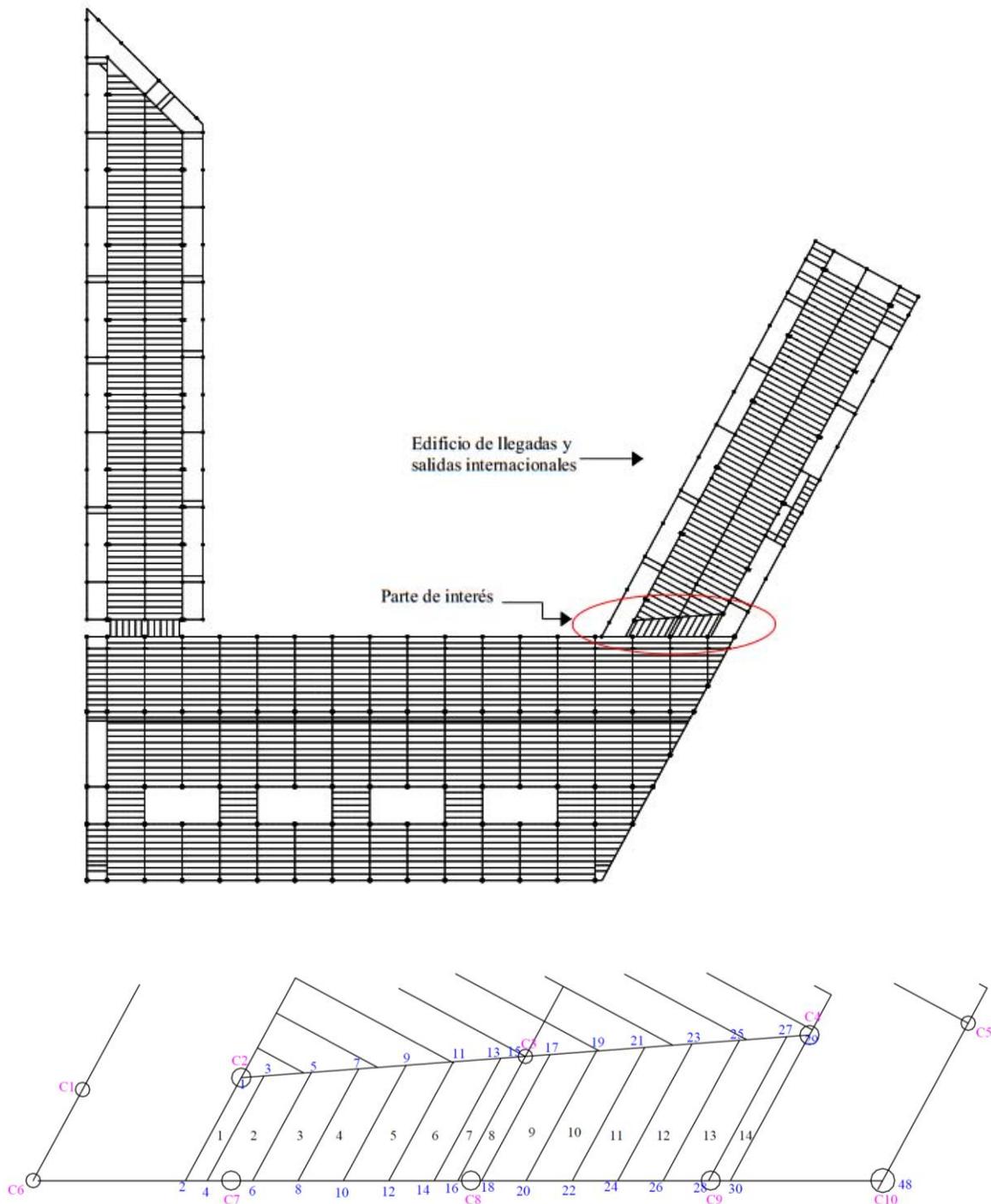
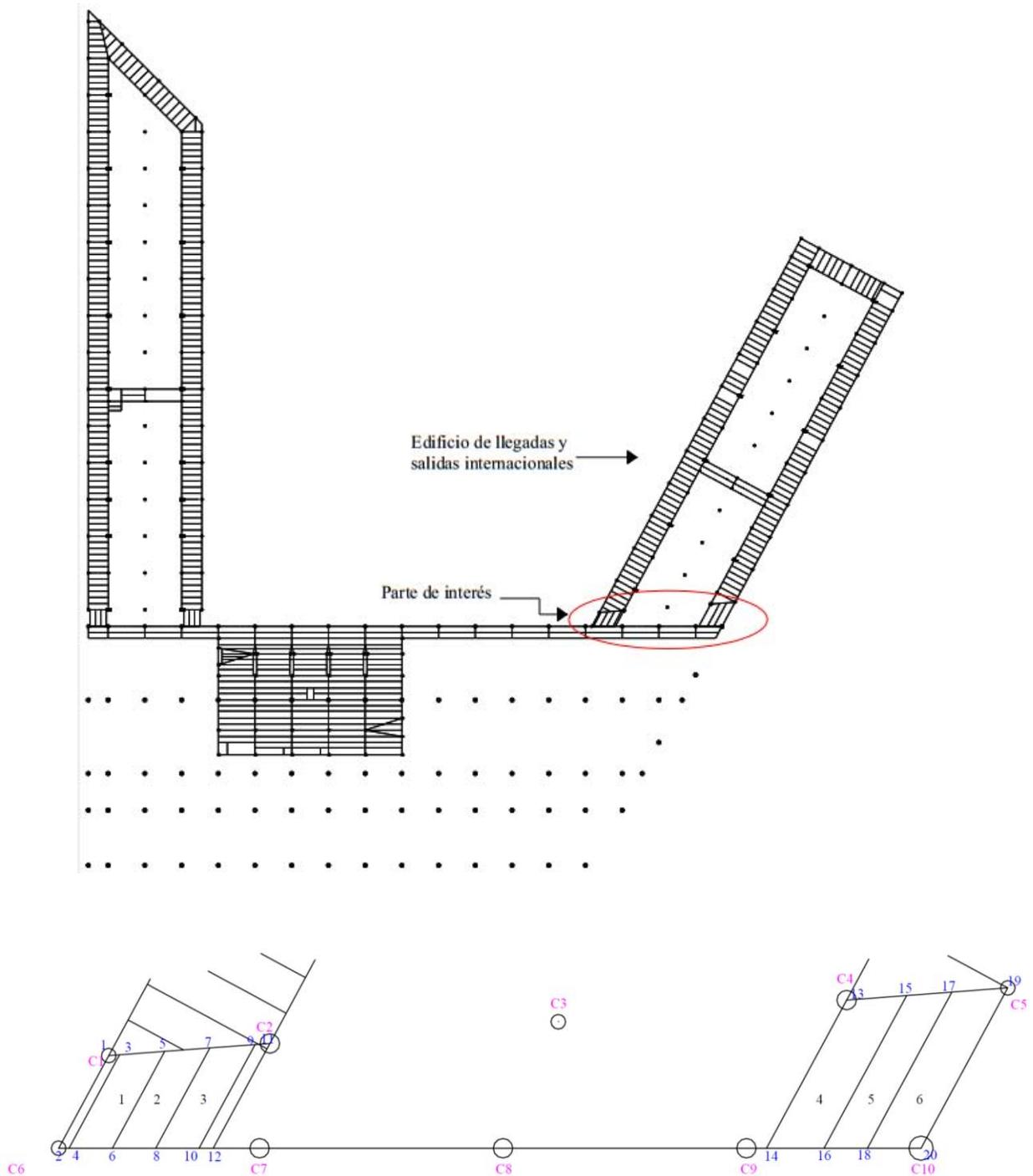


Figura 5.65 Planta general y detalle de los apoyos (ménsulas) del puente entre el edificio de llegadas y salidas internacionales y Terminal a nivel de azotea (AZOT)



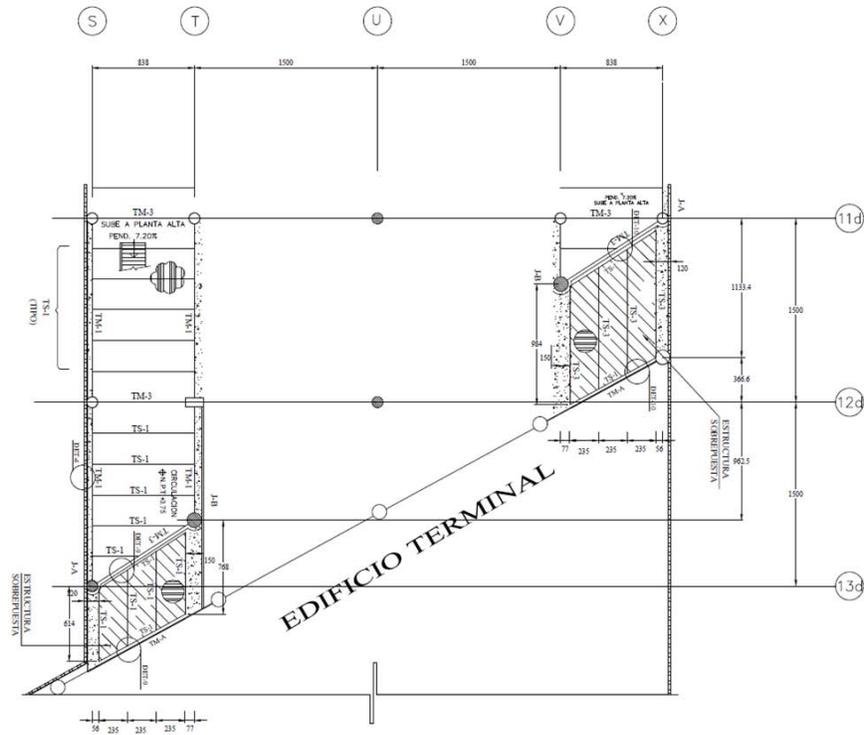
Vigas del puente en el edificio de llegadas y salidas internacionales a nivel de planta alta (PA), los puntos y columnas marcados, 1 a 30 y C1 a C10, se toman como referencia para las descargas por carga vertical mostradas en las tablas 5.13 y 5.14, el detalle del puente se muestra a continuación, los perfiles TS-5 y TS-2 mostrados son perfiles metálicos IR-457x59.8 y IR-305x52.2 [kg/m] respectivamente

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES

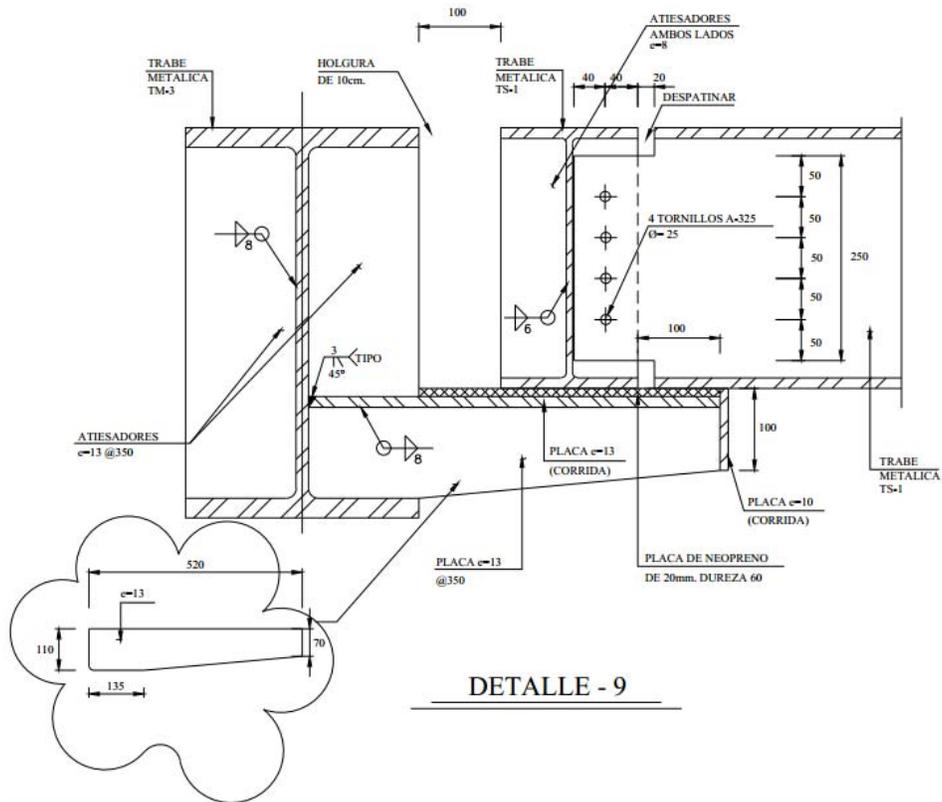


Vigas del puente en el edificio de llegadas y salidas internacionales a nivel mezzanine (MEZ), los puntos y columnas marcados, 1 a 20 y C1 a C10, se toman como referencia para las descargas por carga vertical mostradas en las tablas 5.13 y 5.14, el detalle del puente se muestra a continuación, los perfiles TS-1 y TS-3 mostrados son perfiles metálicos IR-305x52.2 [kg/m] respectivamente

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Tipos de secciones transversales en el puente del nivel mezzanine



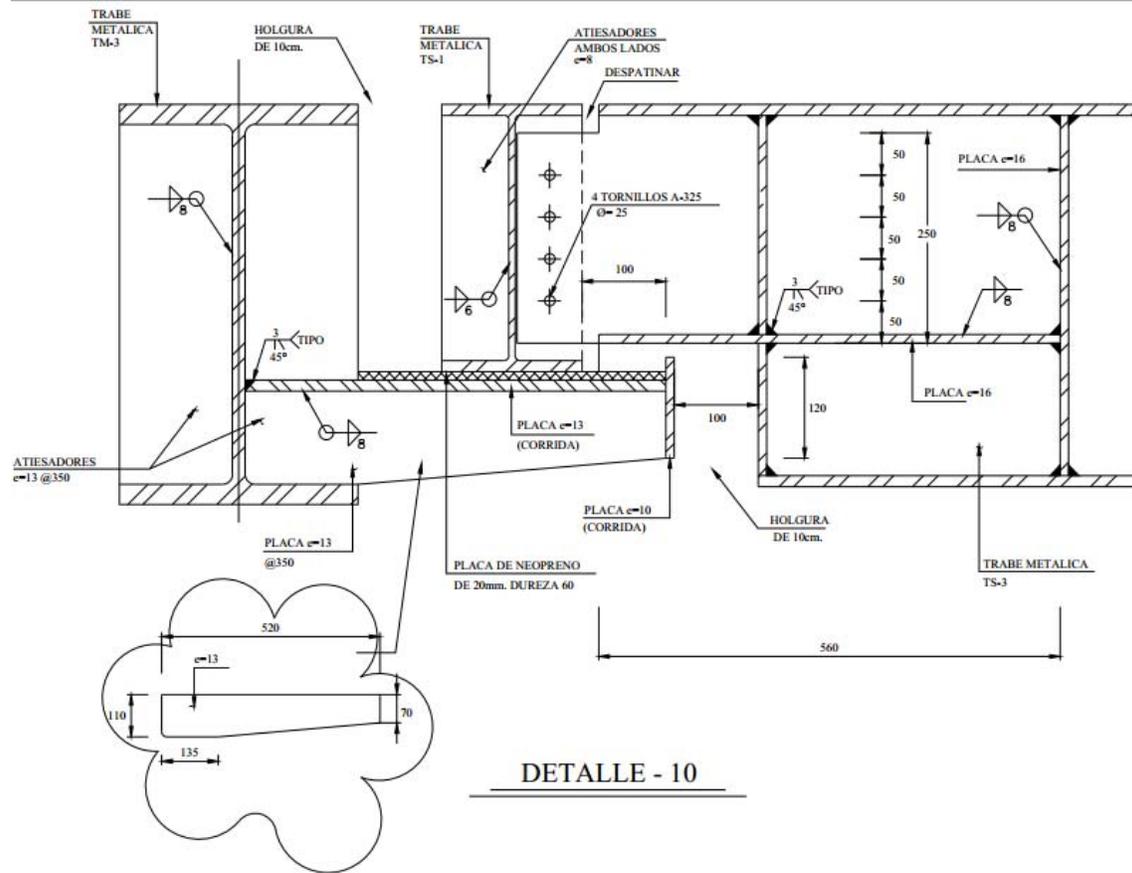
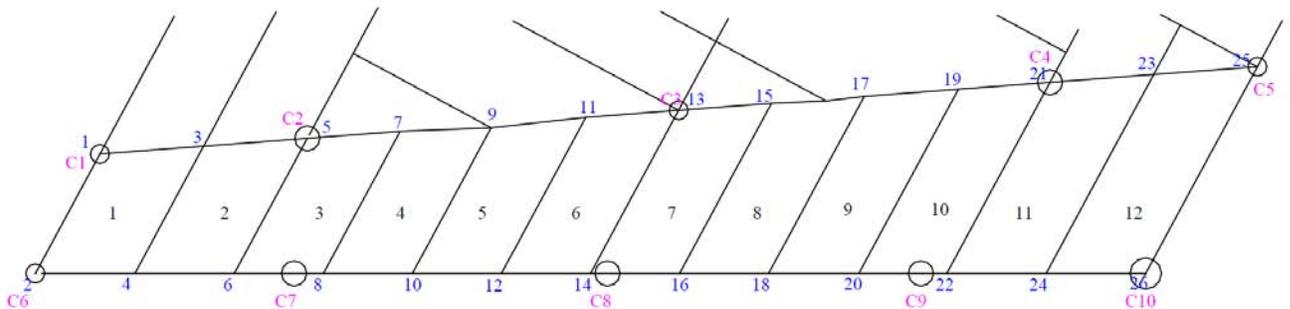
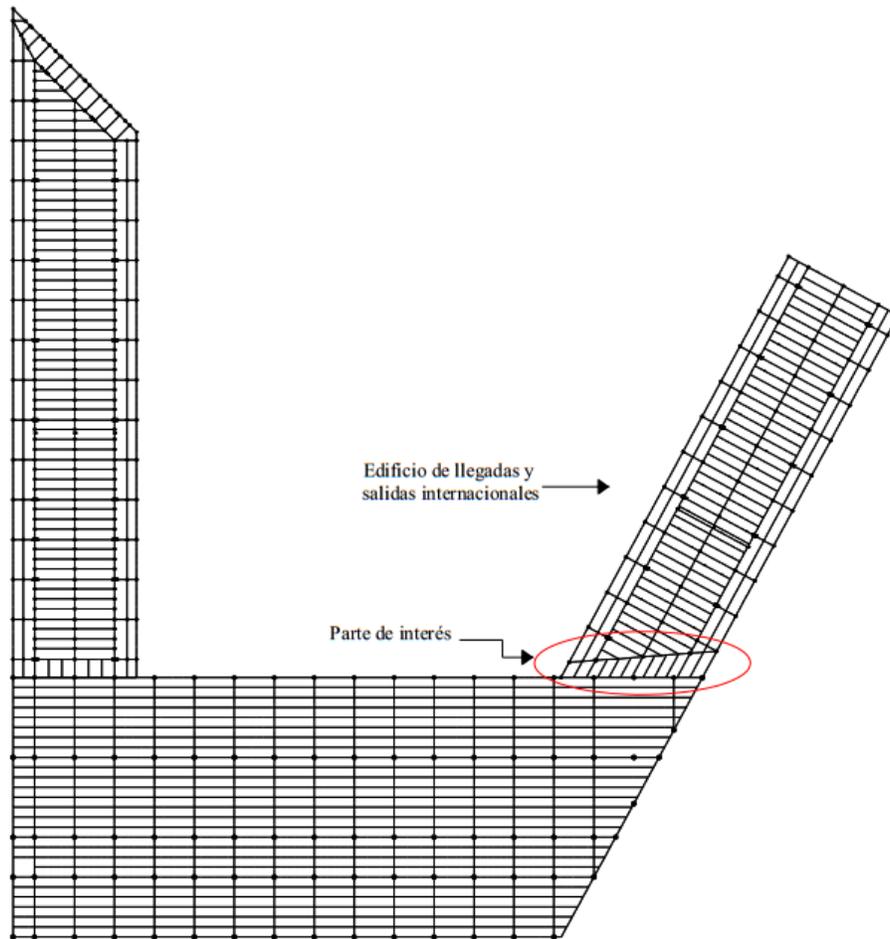
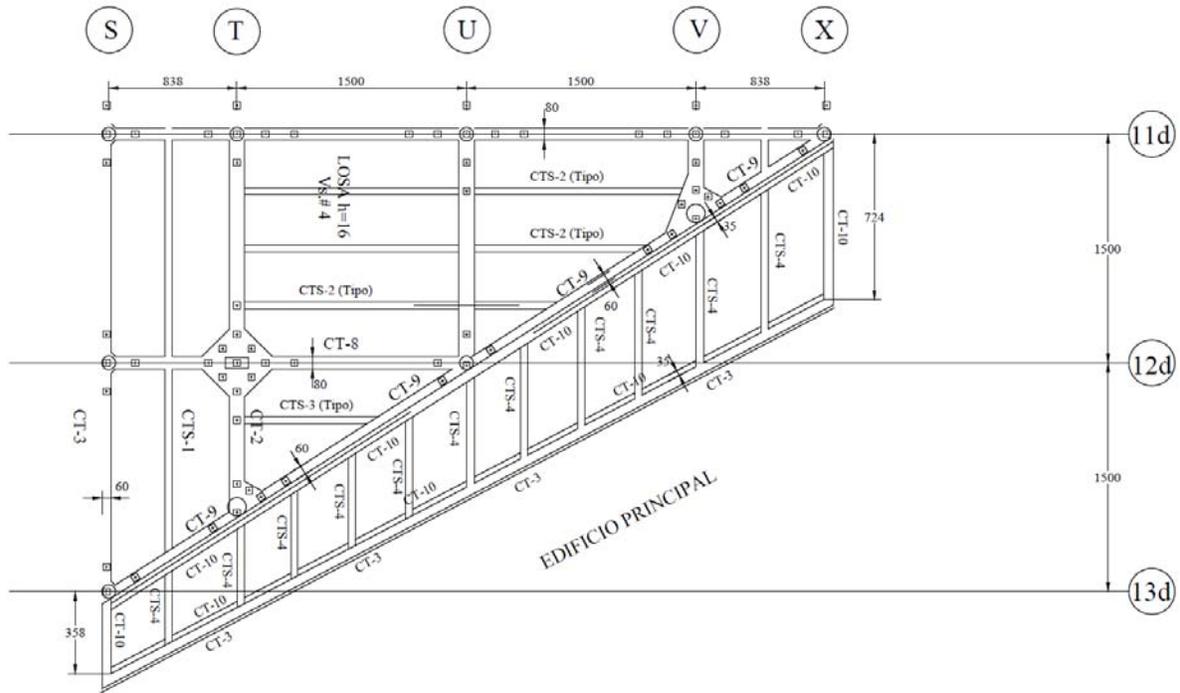


Figura 5.67 Planta general y detalles de los apoyos (ménsulas) del puente entre el edificio de llegadas y salidas internacionales y Terminal a nivel mezzanine (MEZ)

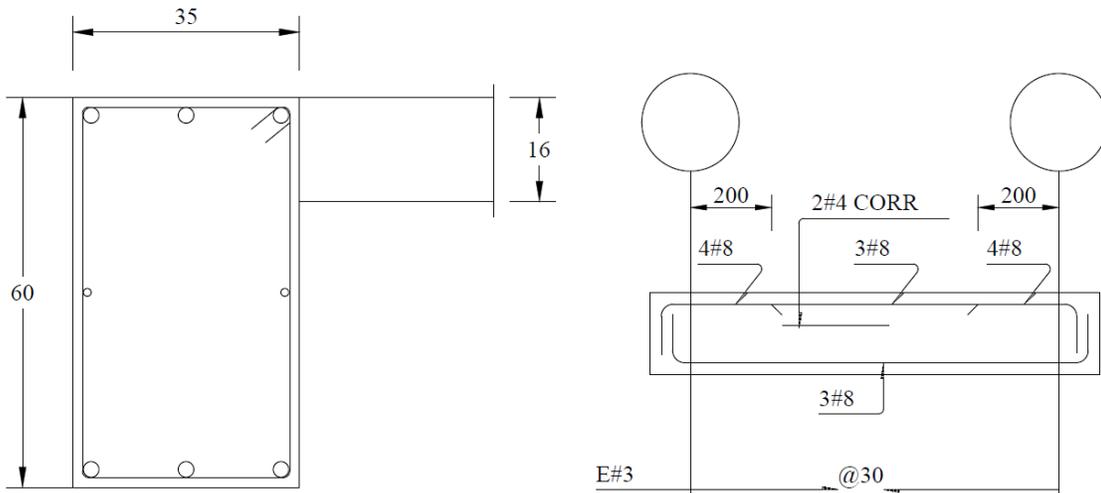


Contratraves del puente en el edificio de llegadas y salidas internacionales a nivel de planta baja (PB), los puntos y columnas marcados, 1 a 26 y C1 a C10, se toman como referencia para las descargas por carga vertical mostradas en las tablas 5.13 y 5.14, el detalle del puente se muestra a continuación, las contratraves CT-10 y CTS-4 tienen dimensiones de 60x35 [cm] con distintos armados de refuerzo

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES



Tipos de secciones transversales en el puente en el nivel de planta baja



○6#8 + (○) 2#4

Y E.#4@25

CT - 10

CTS - 4

SECC. 35x60

Tipos y armados de contratraves en el puente entre el edificio de llegadas y salidas internacionales y Terminal a nivel de planta baja (PB), el recubrimiento es de 3.5 [cm]

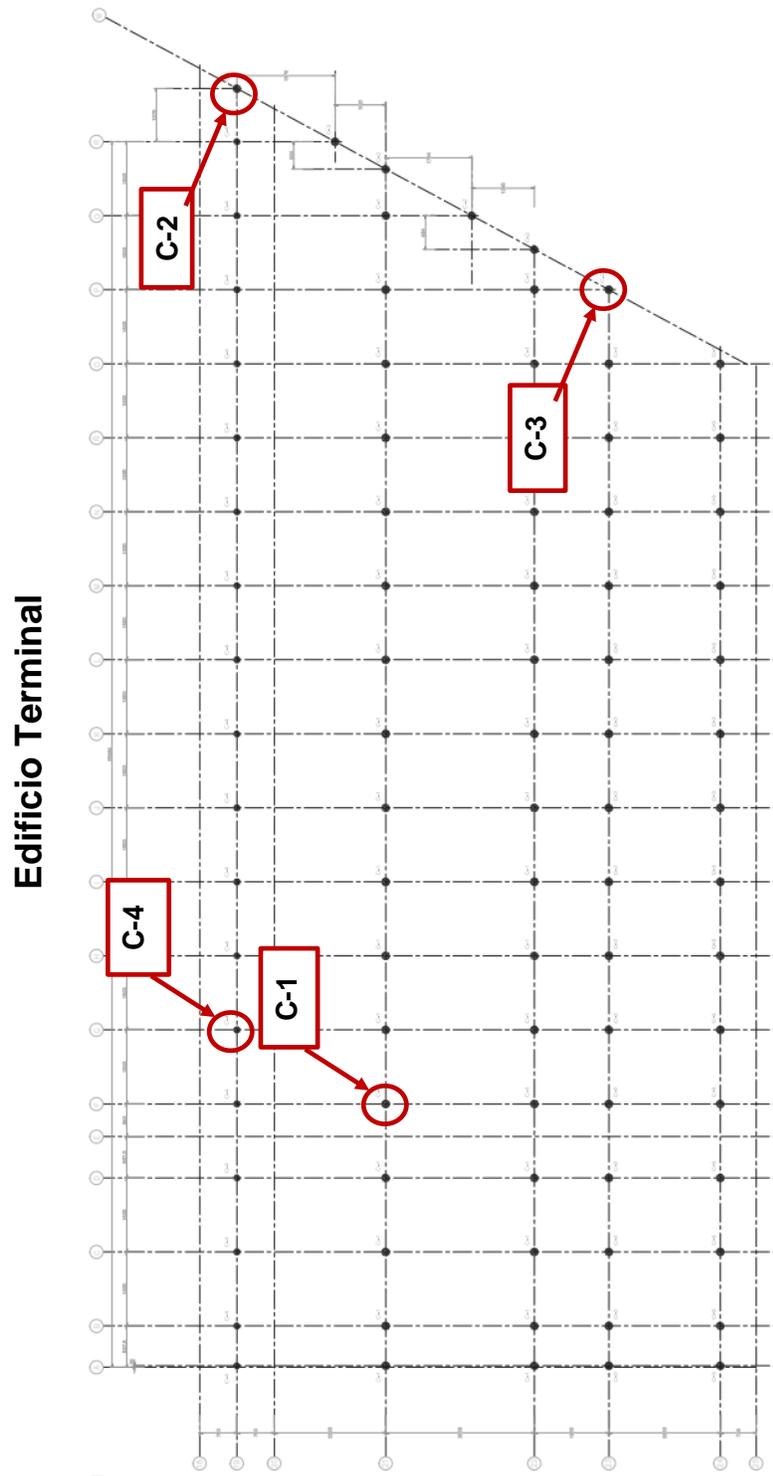


Figura 5.69 Ubicación de las columnas más esforzadas en el entrepiso de planta baja y mezzanine del edificio Terminal, la revisión se realizó para flexocompresión biaxial y fuerza cortante

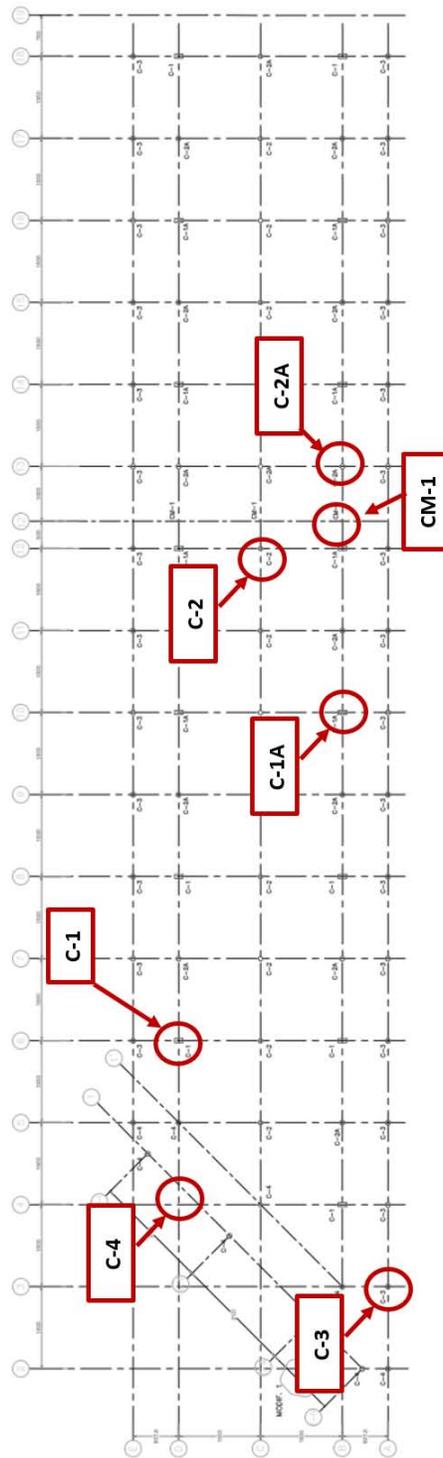


Figura 5.70 Ubicación de las columnas más esforzadas en el entrepiso de planta baja y mezzanine del edificio de llegadas y salidas nacionales, la revisión se realizó para flexocompresión biaxial y fuerza cortante

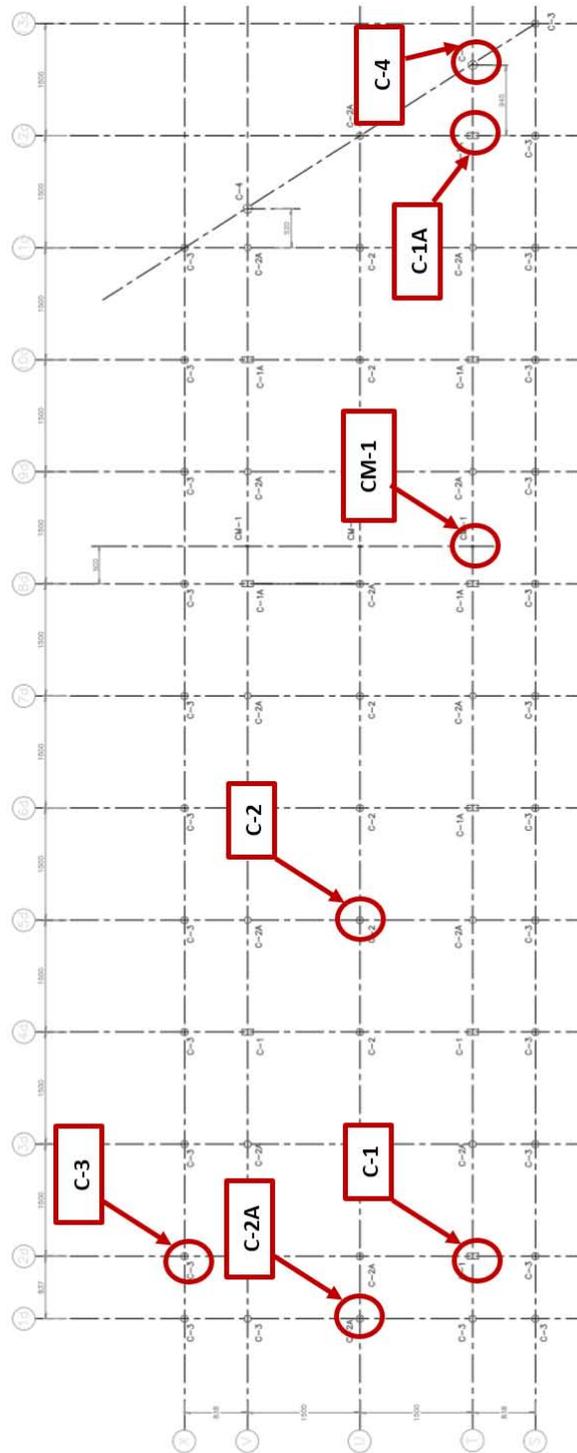


Figura 5.71 Ubicación de las columnas más esforzadas en el entrepiso de planta baja y mezzanine del edificio de llegadas y salidas internacionales, la revisión se realizó para flexocompresión biaxial y fuerza cortante

Columna C-1

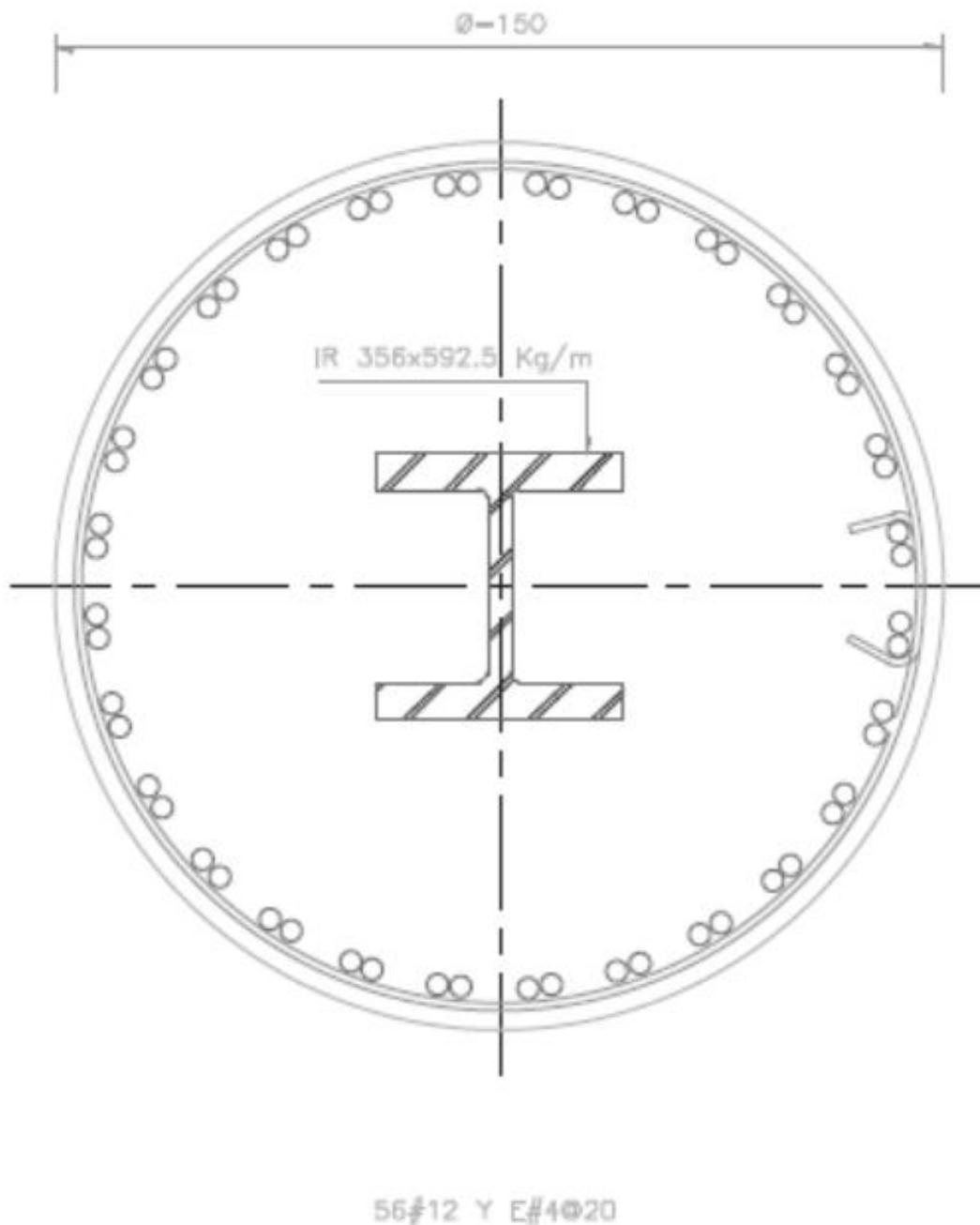
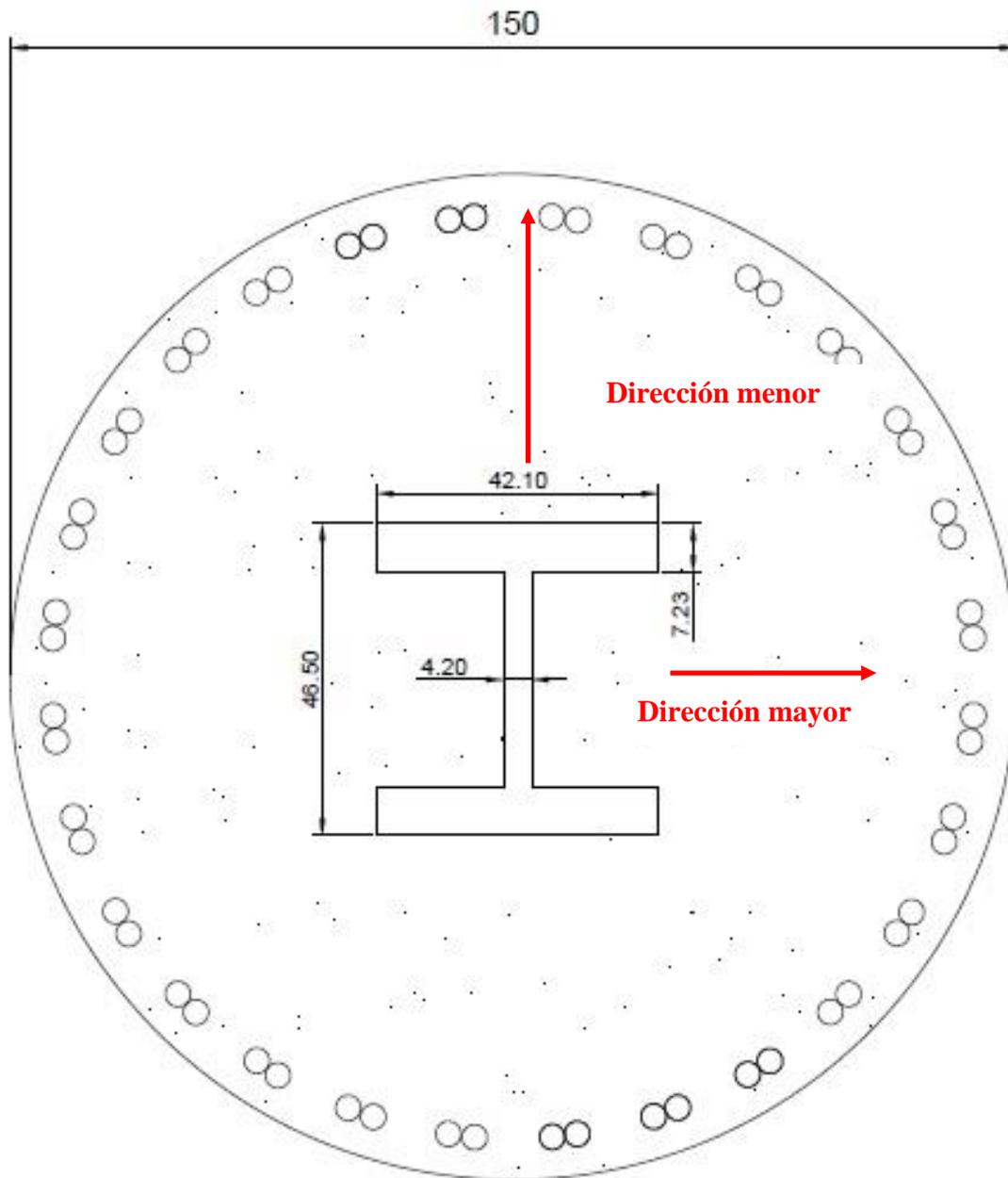


Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 1 de 12)



C-1

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (56 varillas #12)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 592.5 [kg/m])

Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 2 de 12)

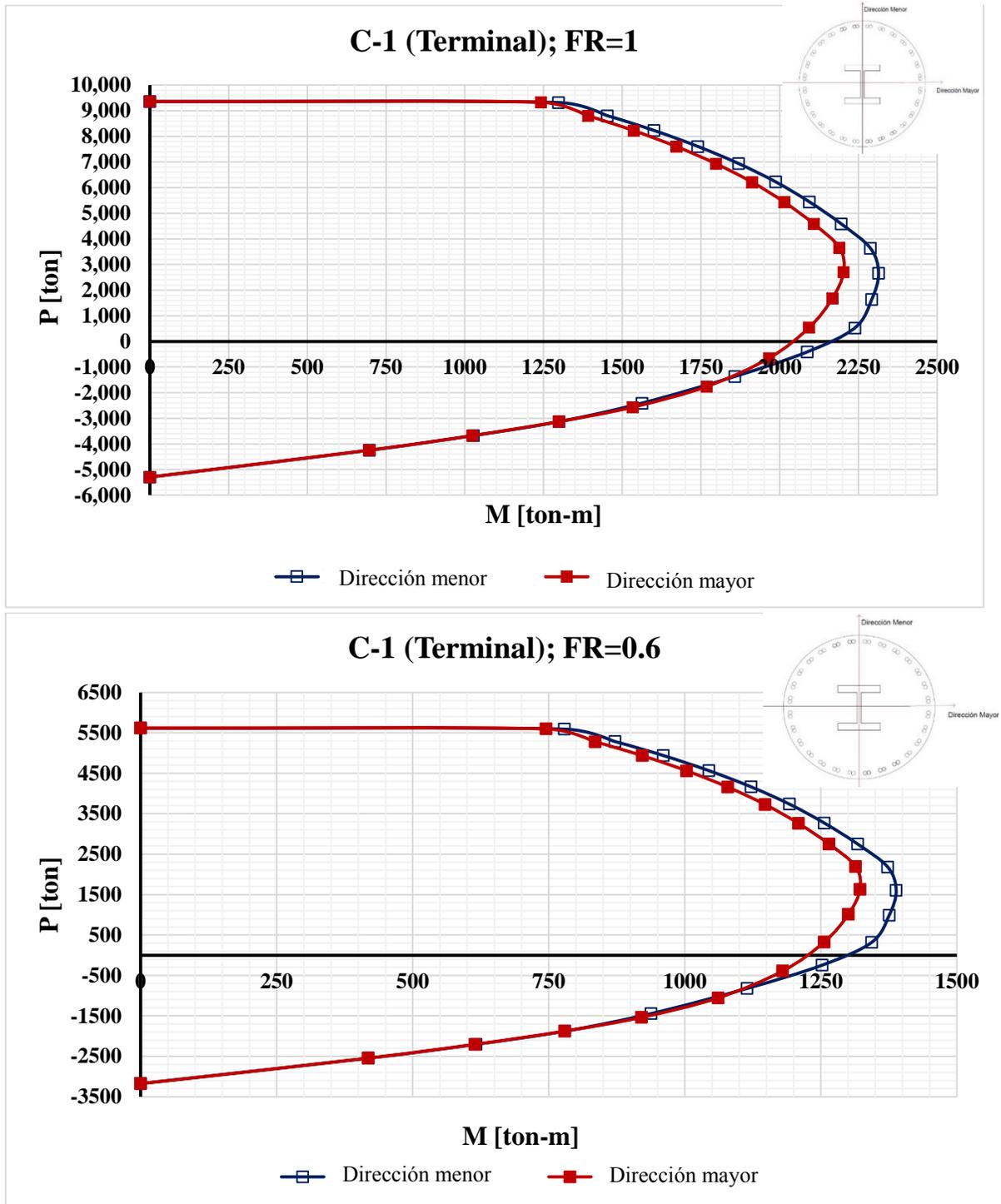


Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 3 de 12)

Columna C-2

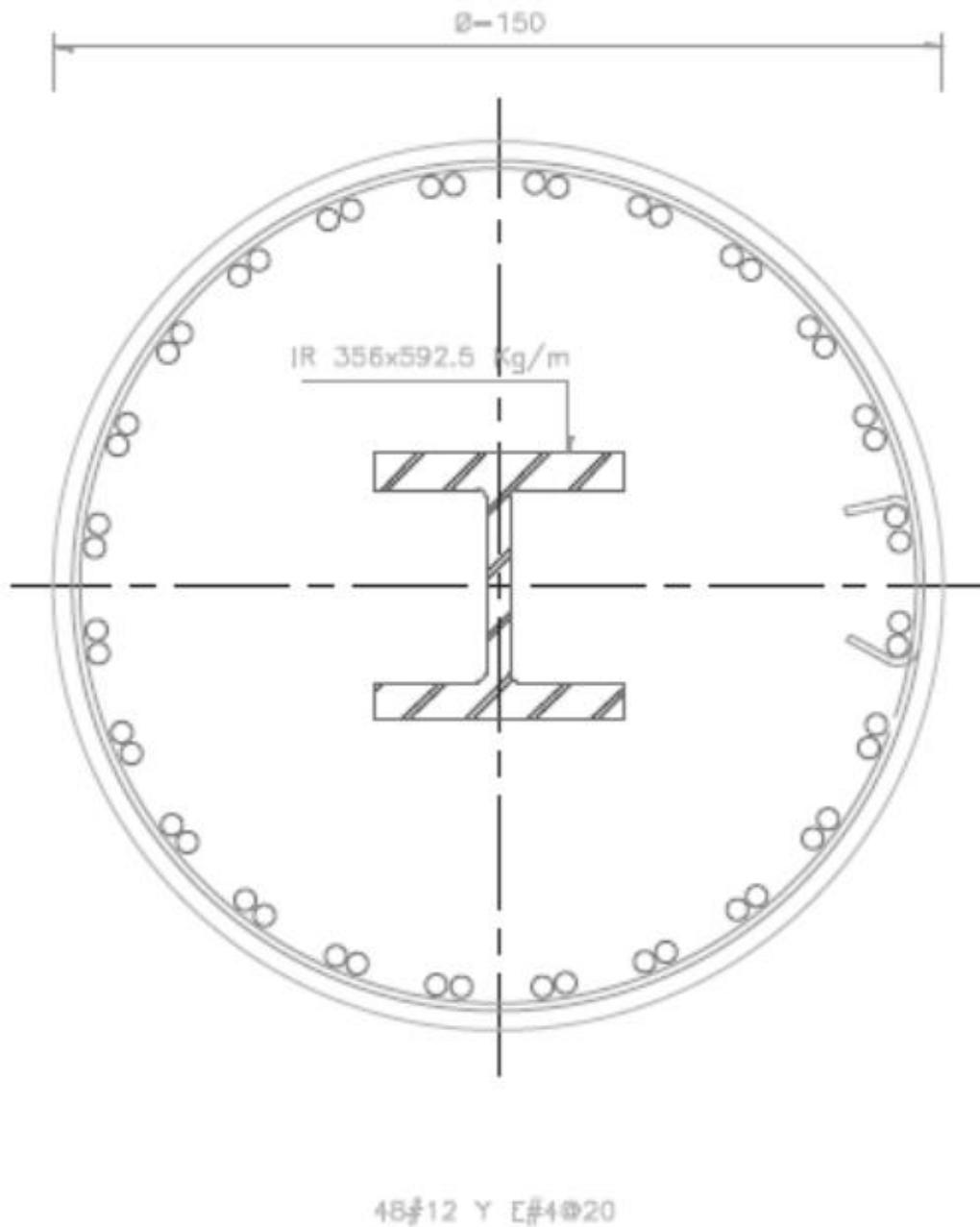
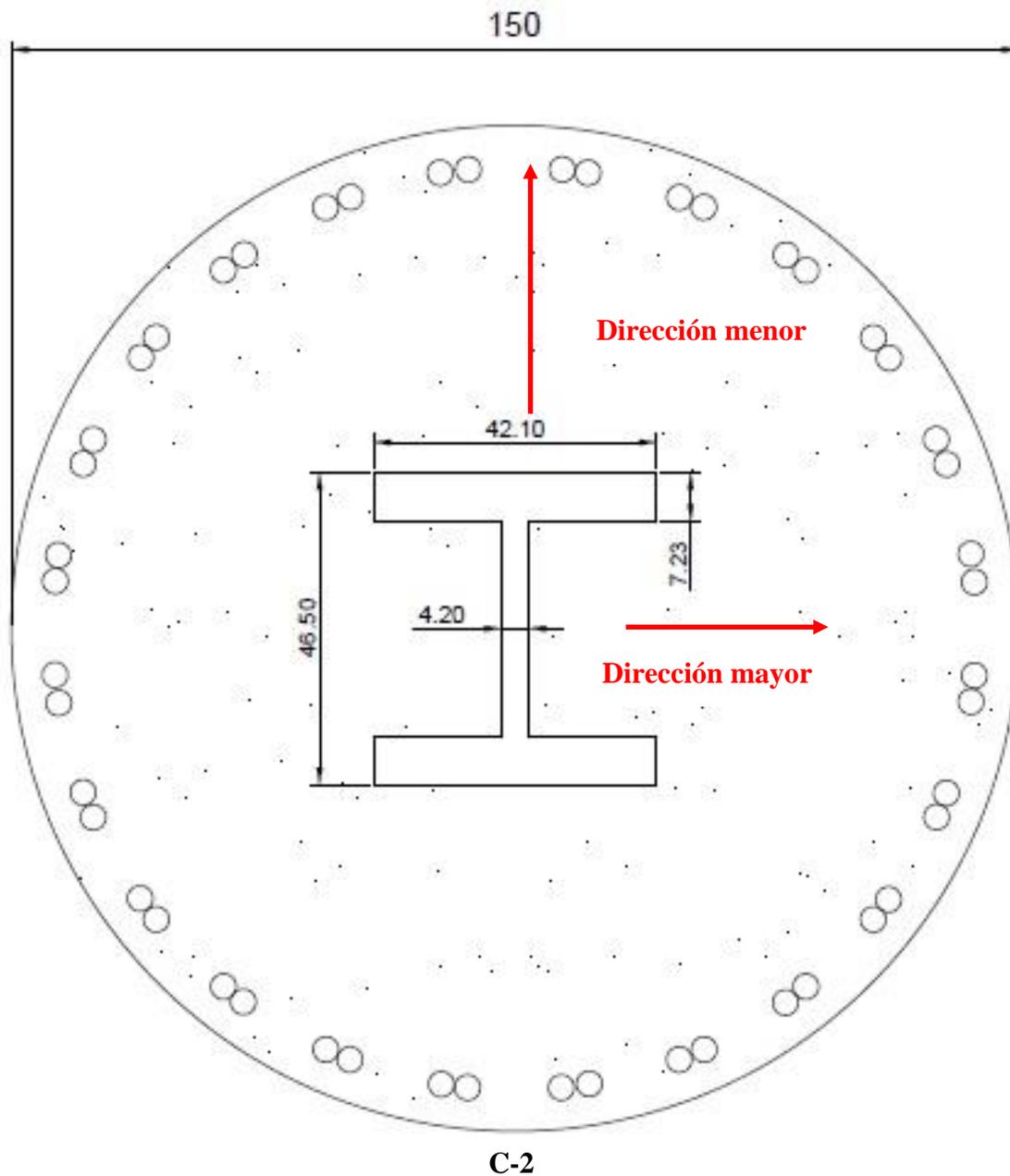


Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 4 de 12)



Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (48 varillas #12)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 592.5 [kg/m])

Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 5 de 12)

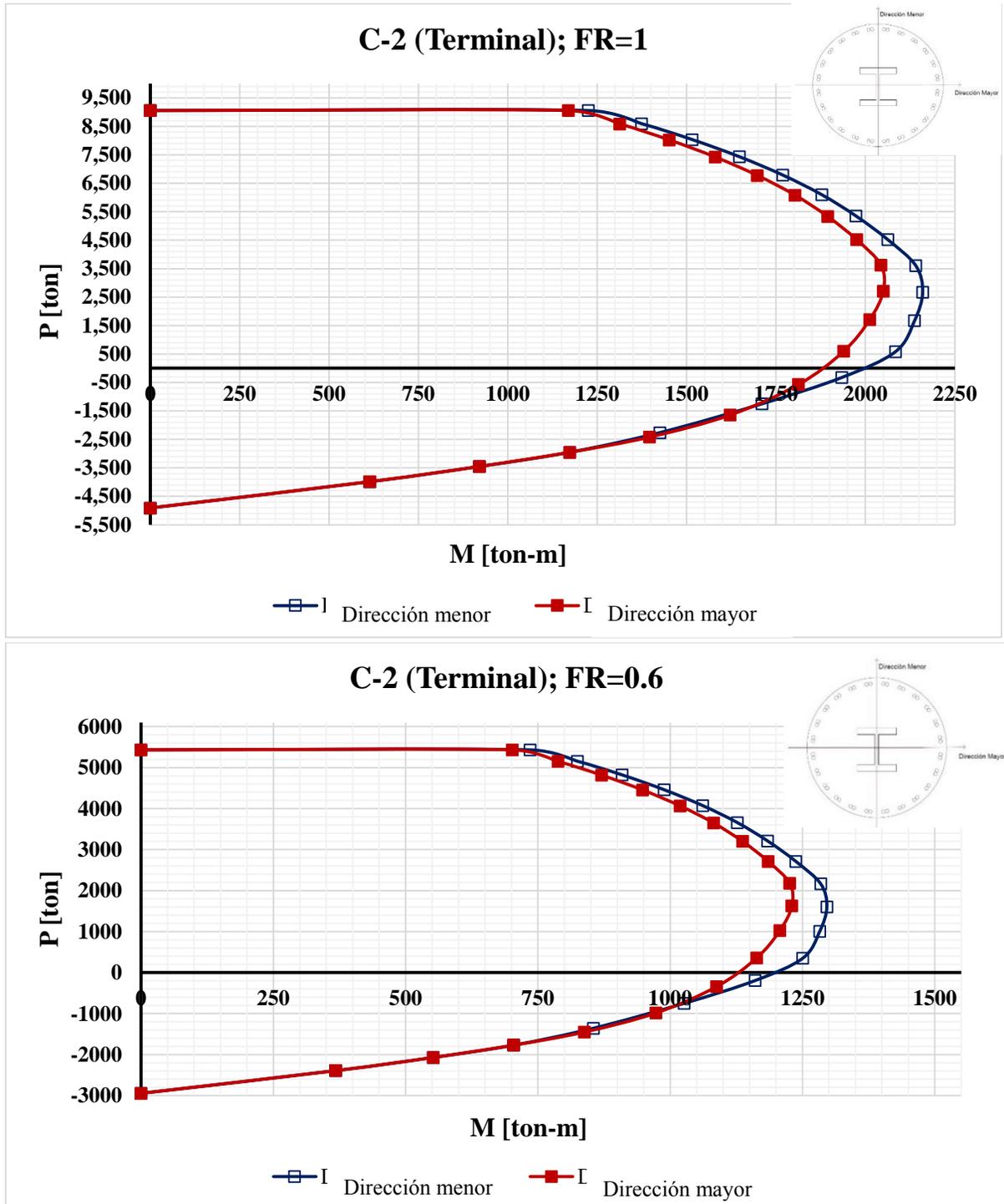


Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 6 de 12)

Columna C-3

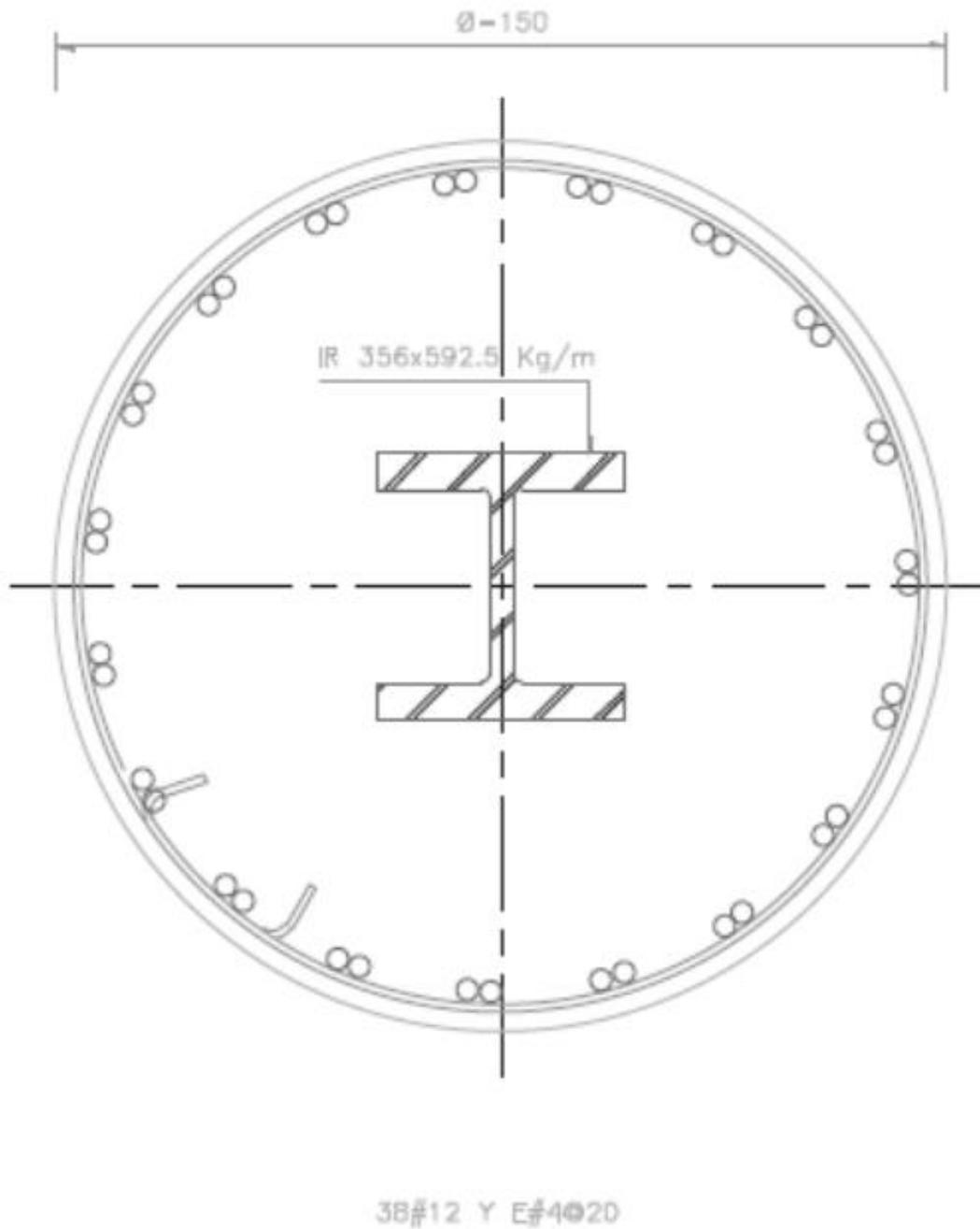
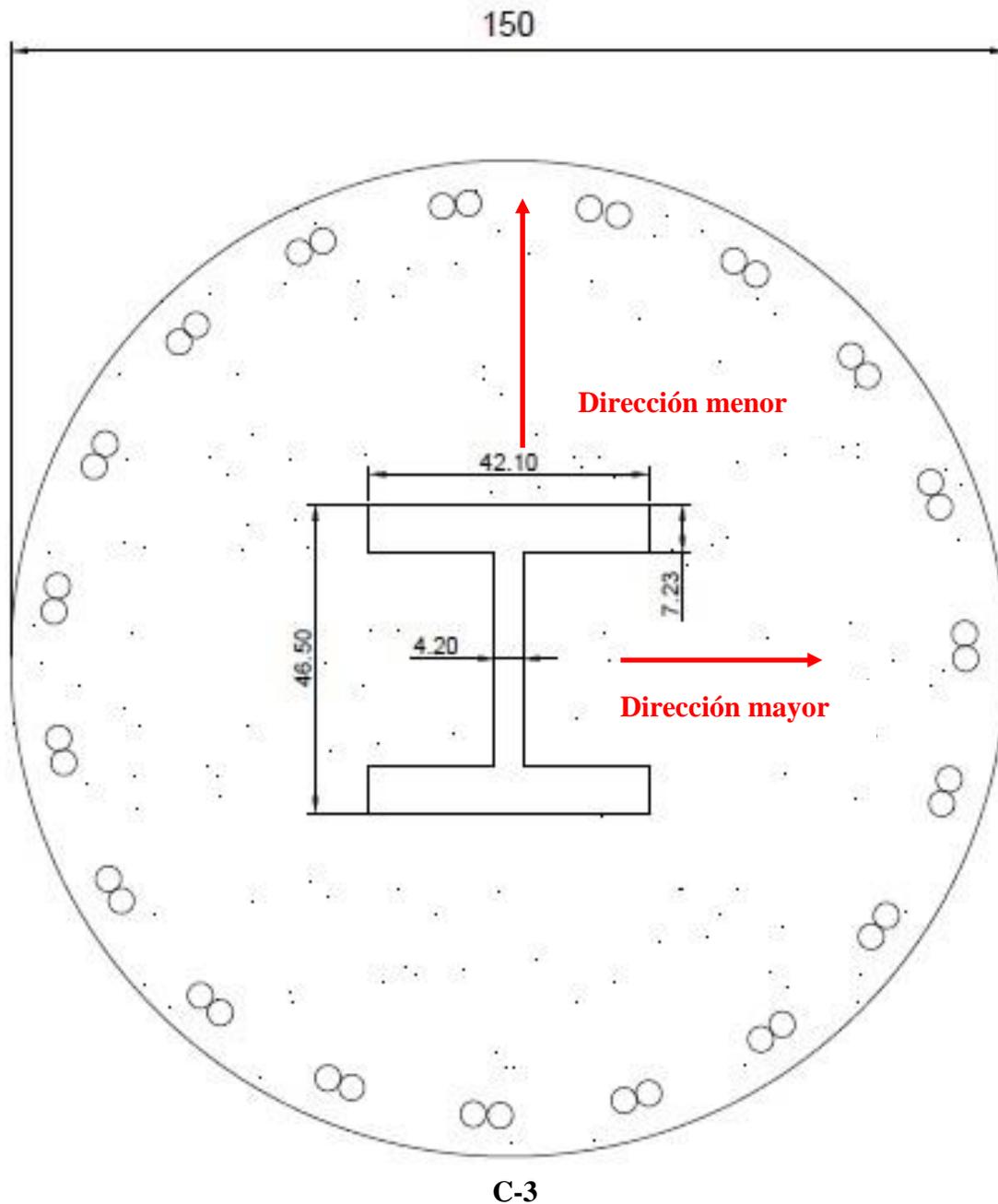


Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 7 de 12)



Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (38 varillas #12)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 592.5 [kg/m])

Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 8 de 12)

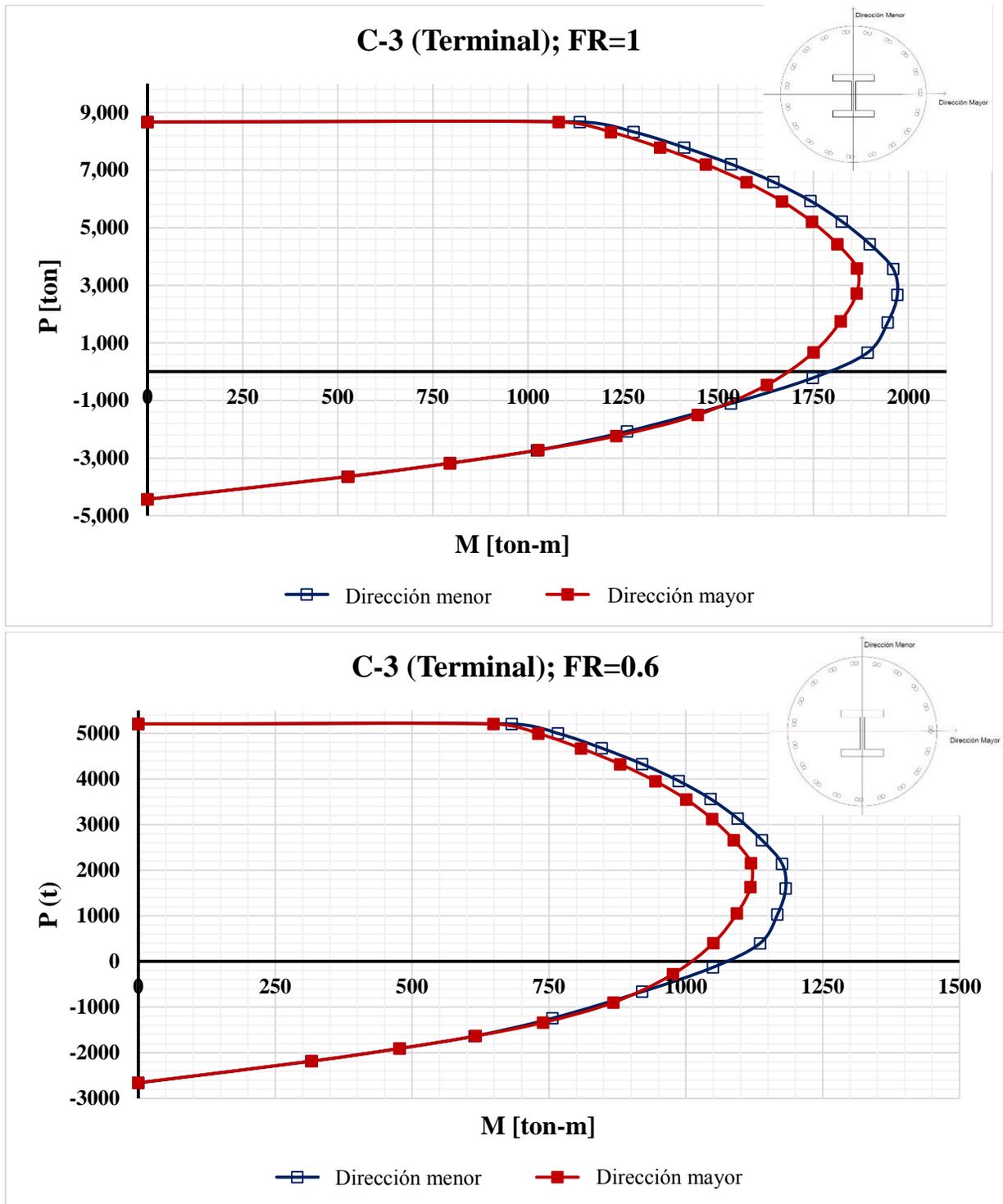


Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 9 de 12)

Columna C-4

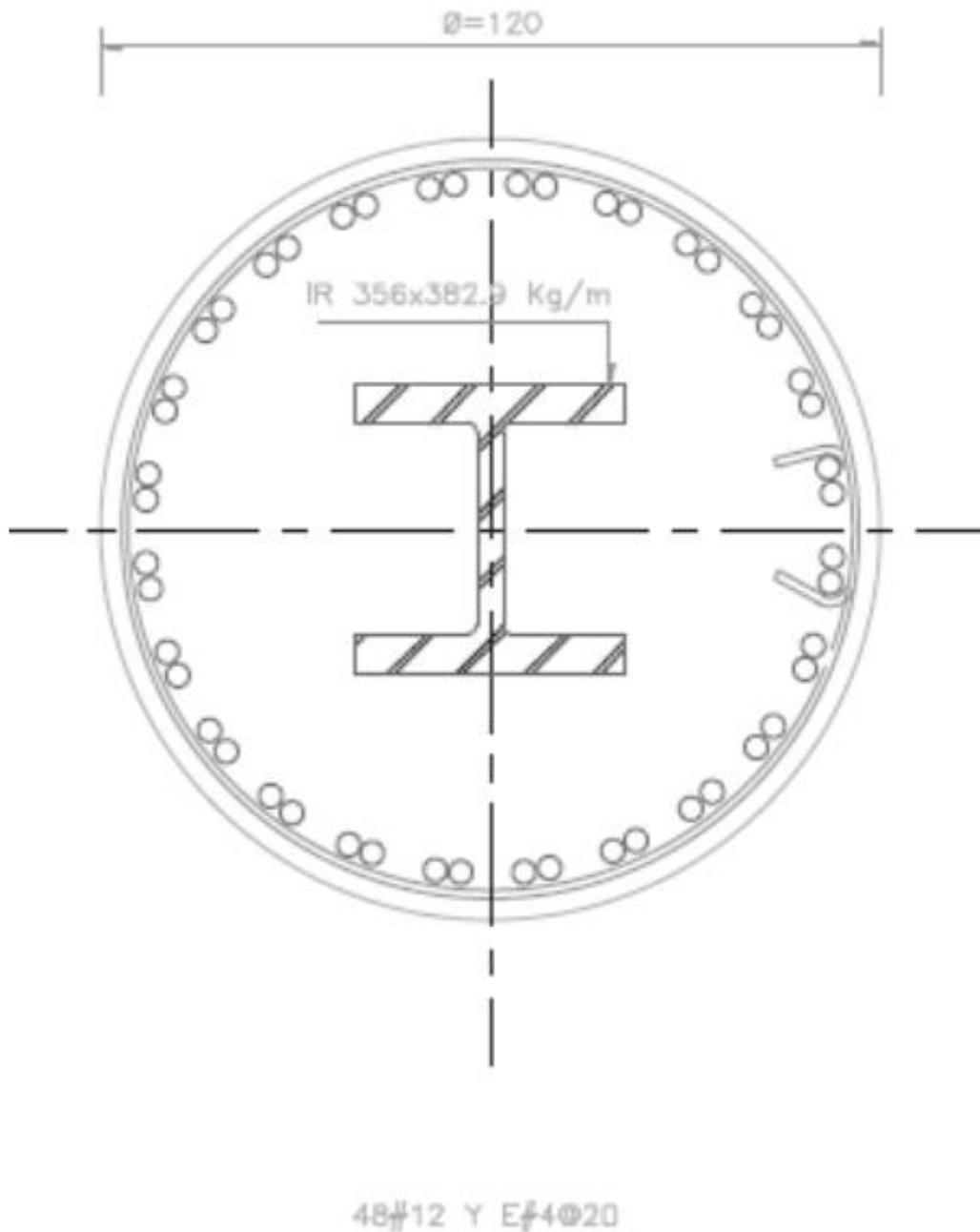
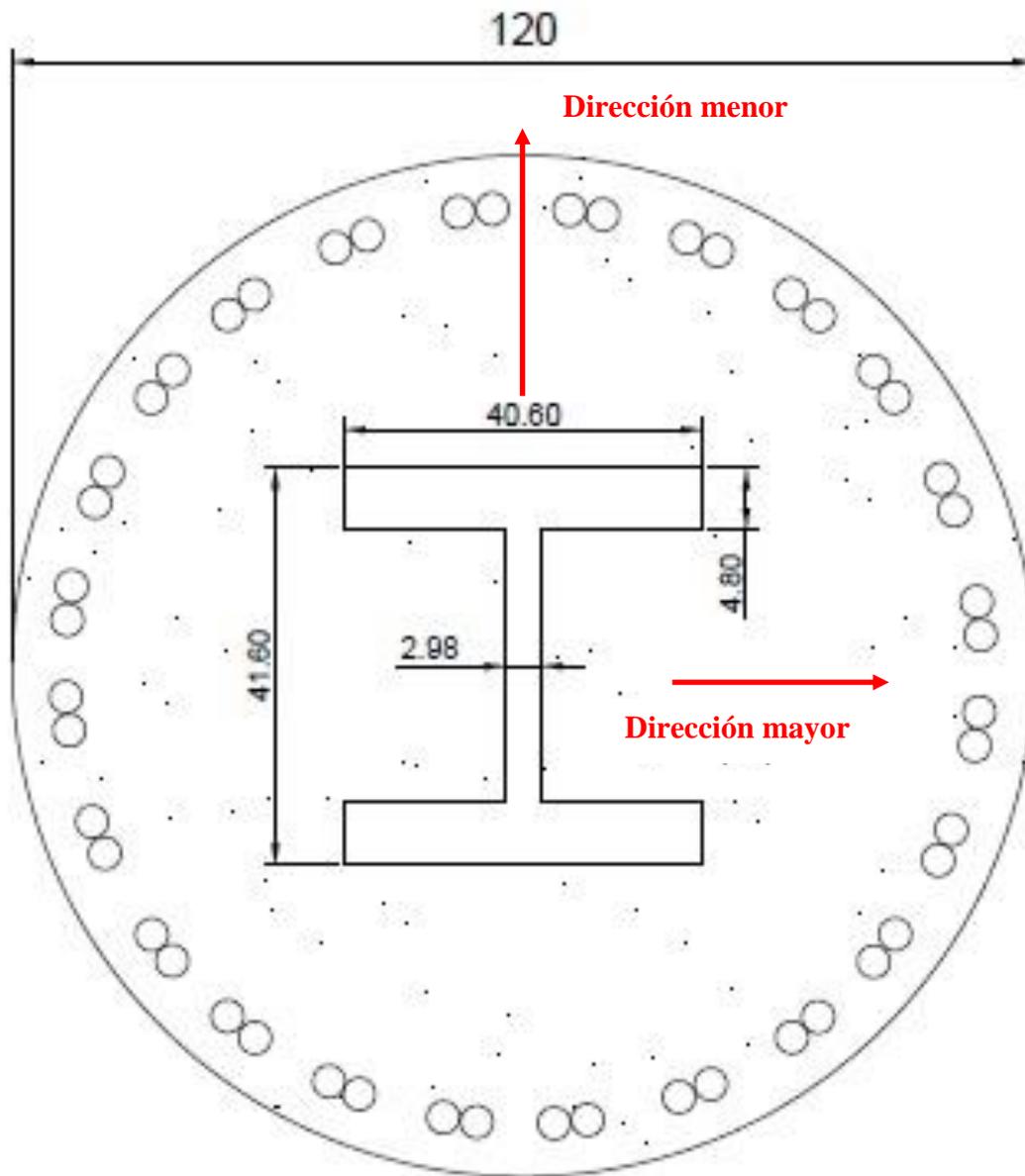


Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 10 de 12)



C-4

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (48 varillas #12)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 382.9 [kg/m])

Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 11 de 12)

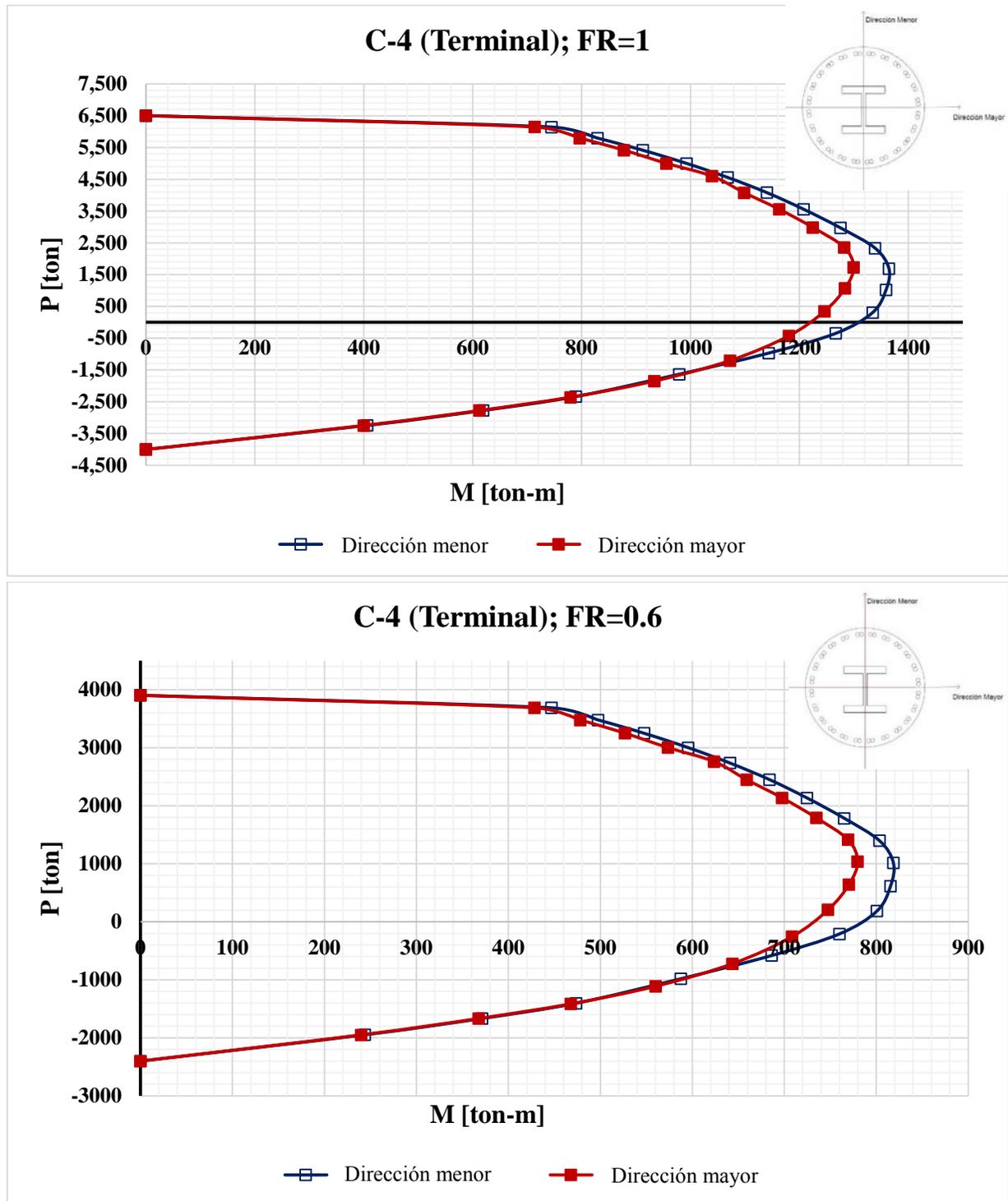


Figura 5.72 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio Terminal, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 12 de 12)

Columna C-1

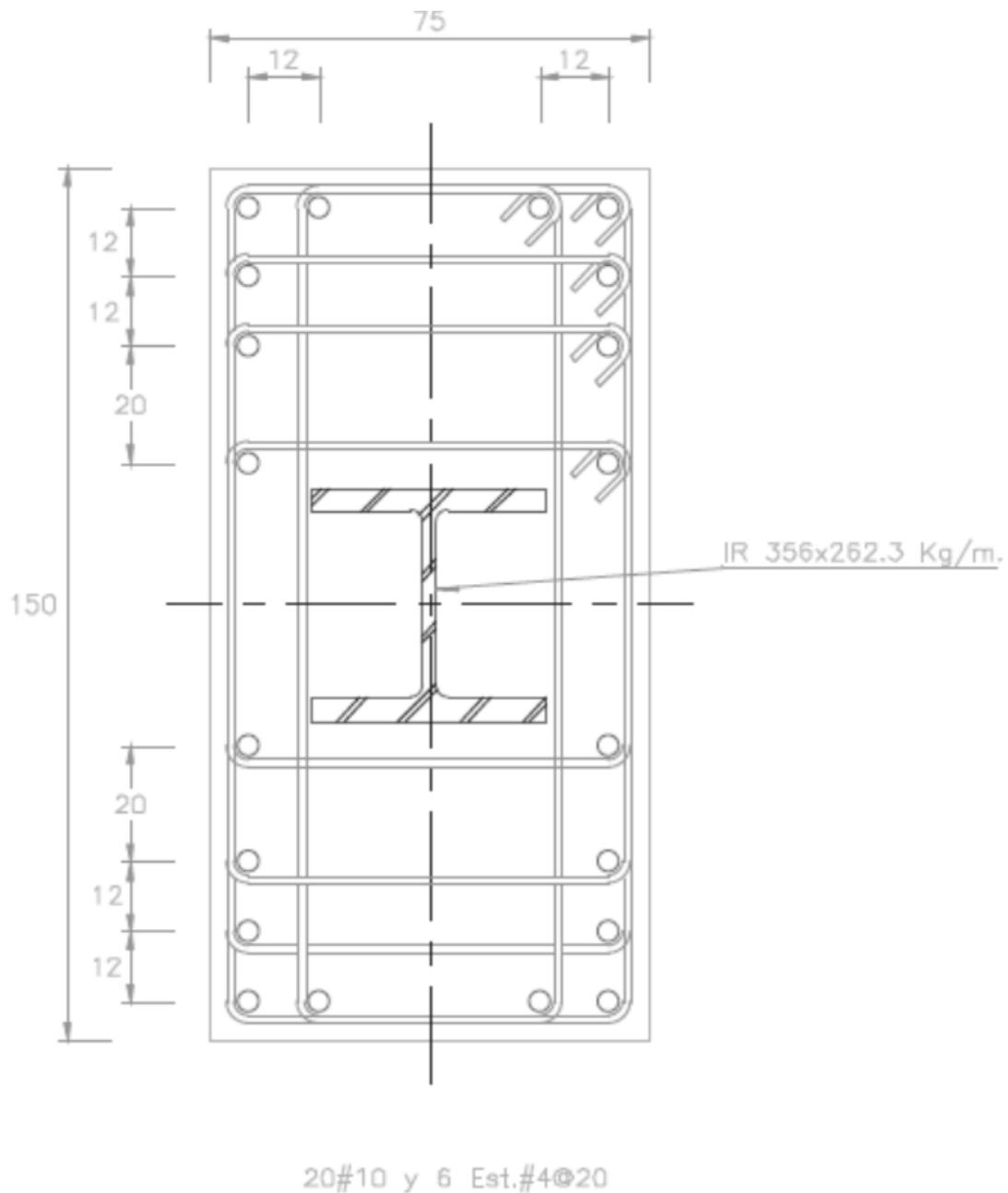
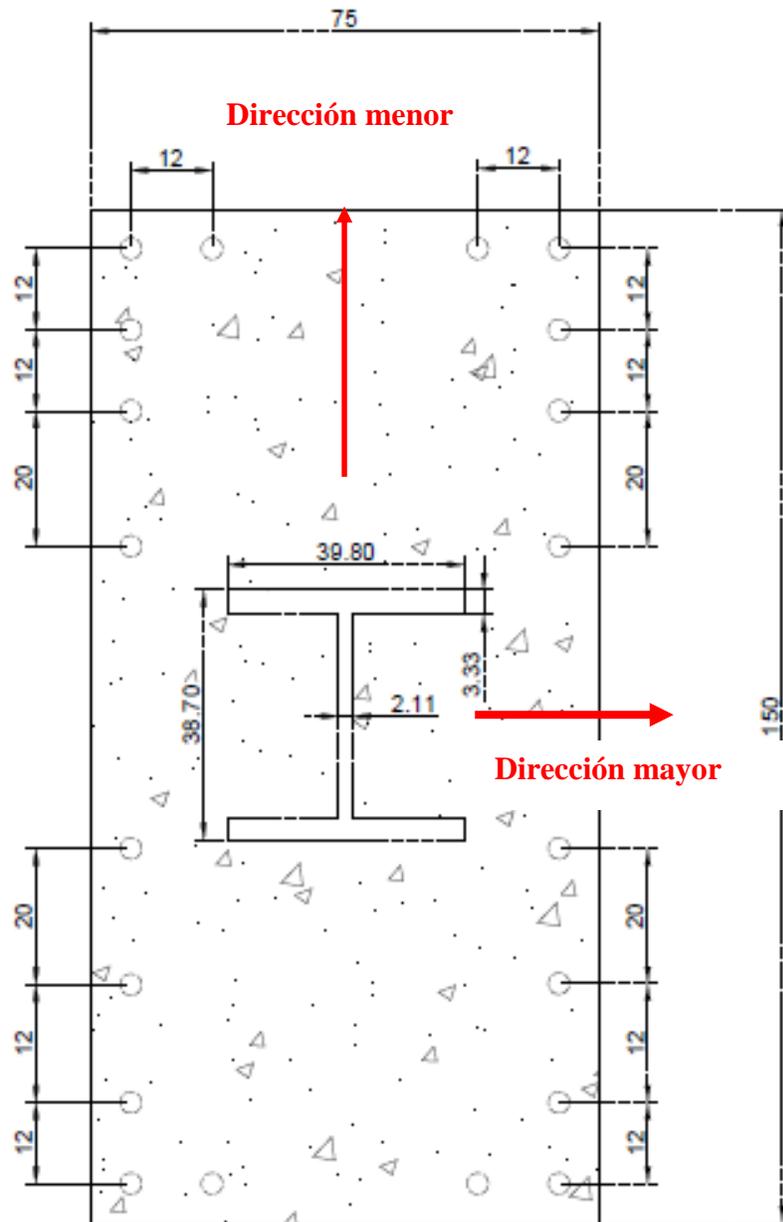


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 1 de 20)



C-1

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (20 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 262.3 [kg/m])

Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 2 de 20)

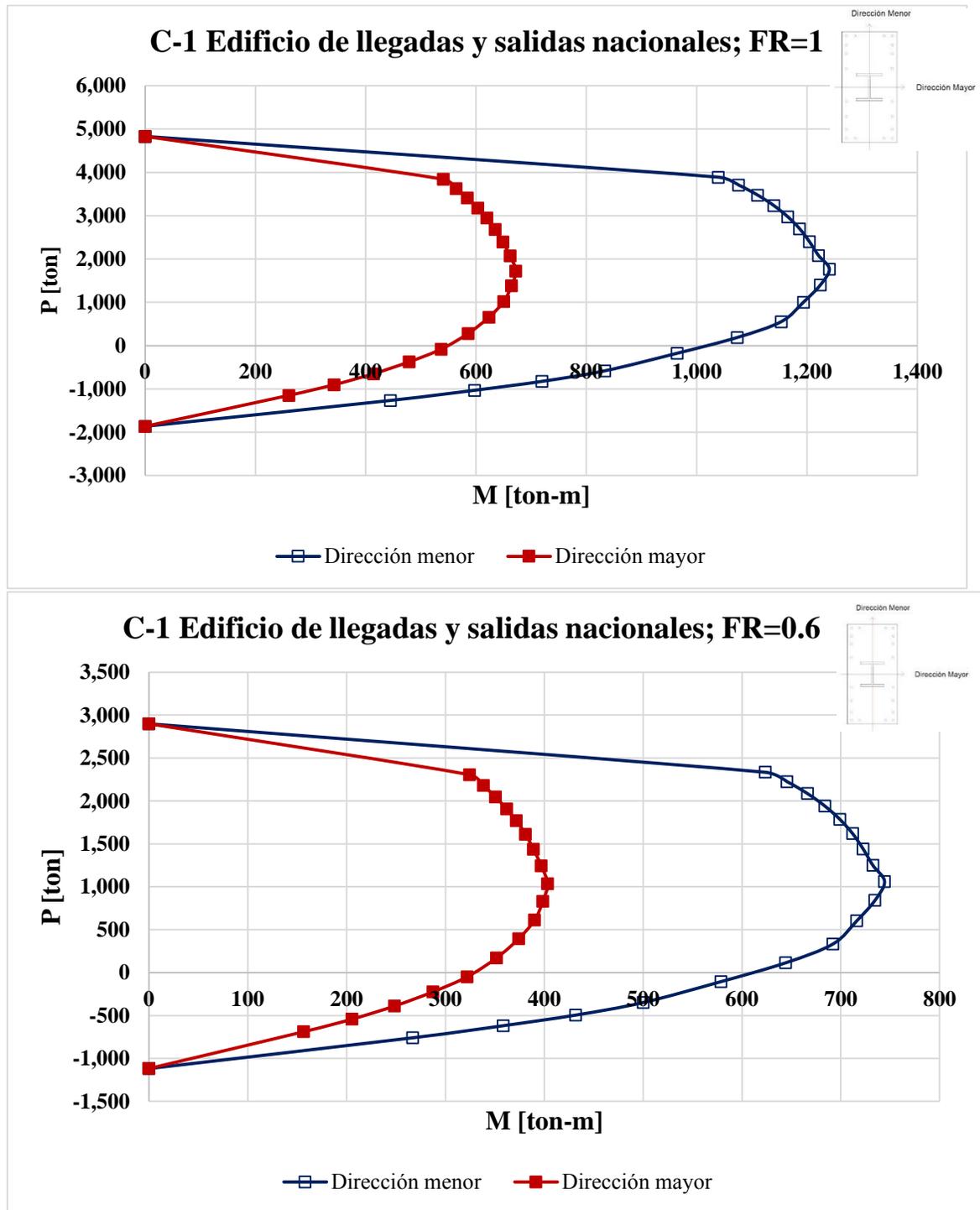


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 3 de 20)

Columna C-1A

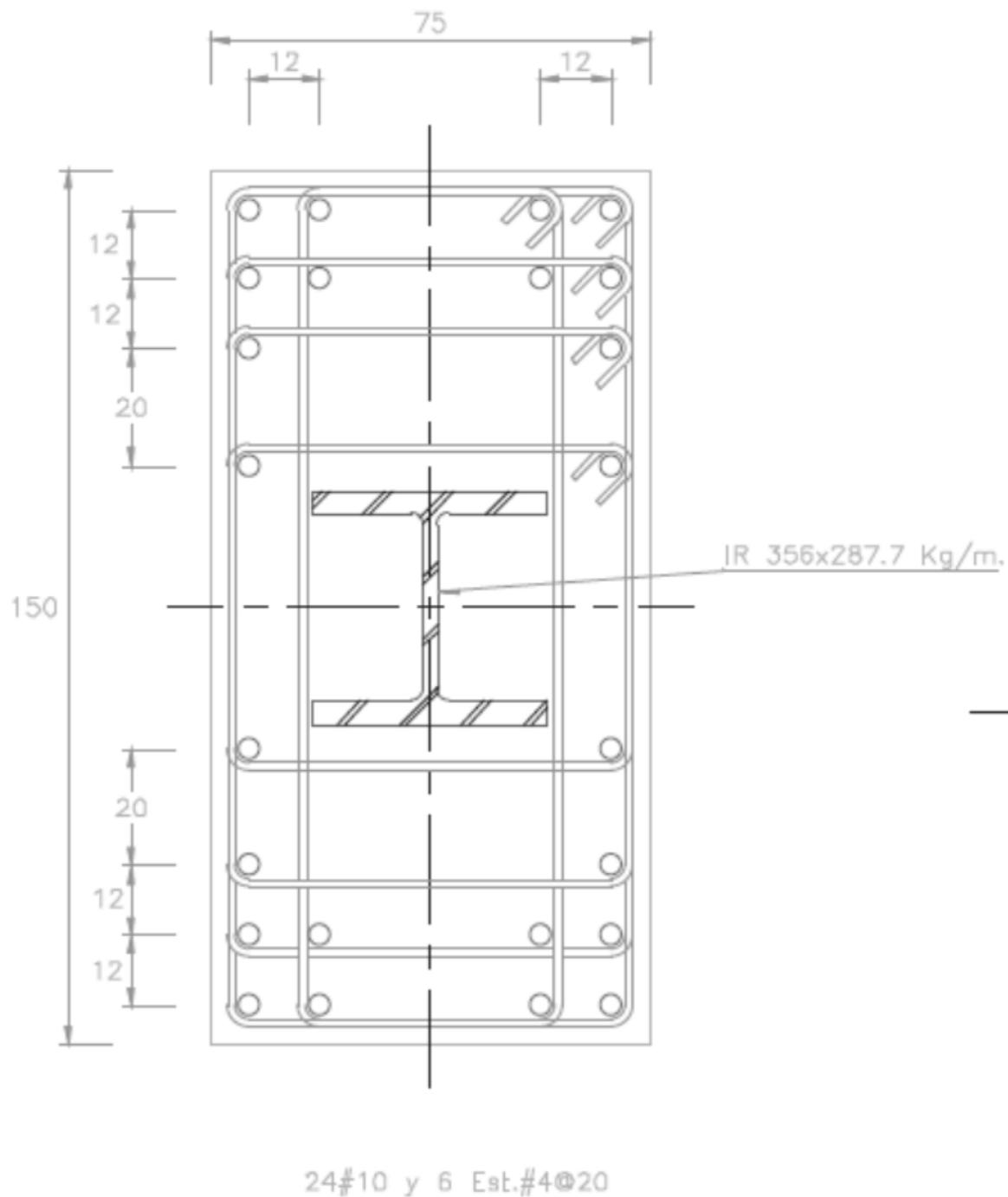
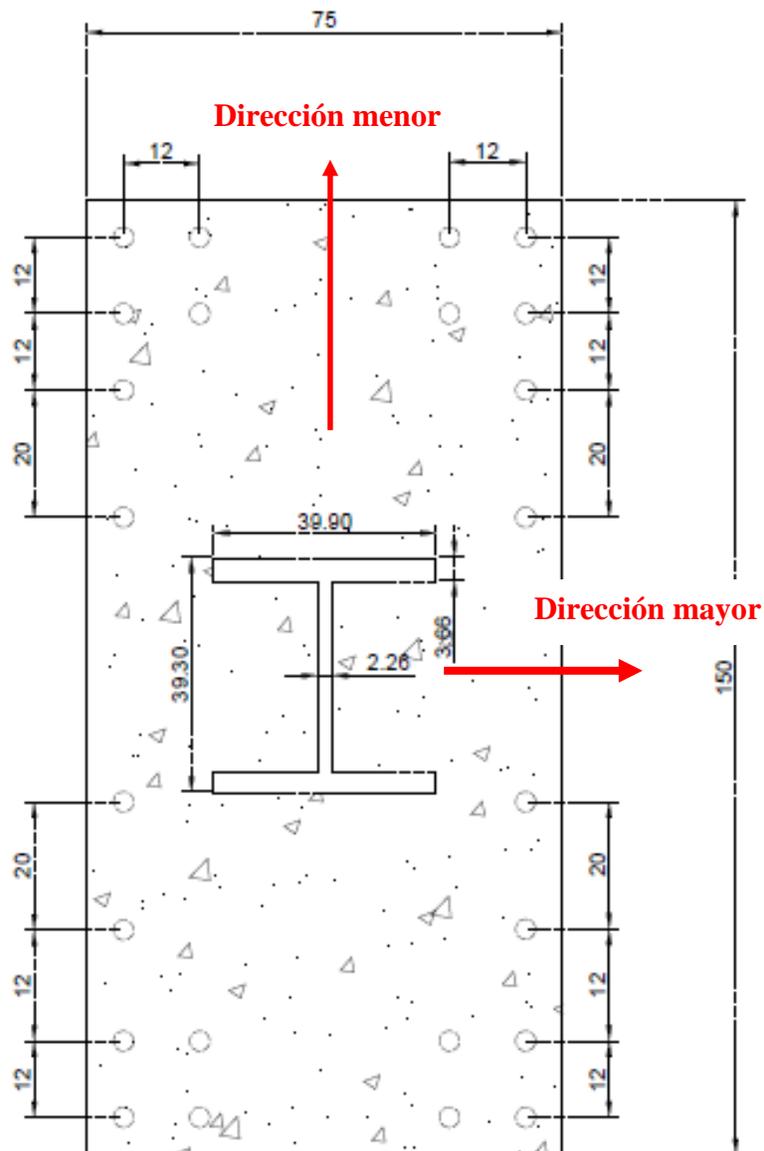


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 4 de 20)



C-1A

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (24 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 287.7 [kg/m])

Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 5 de 20)

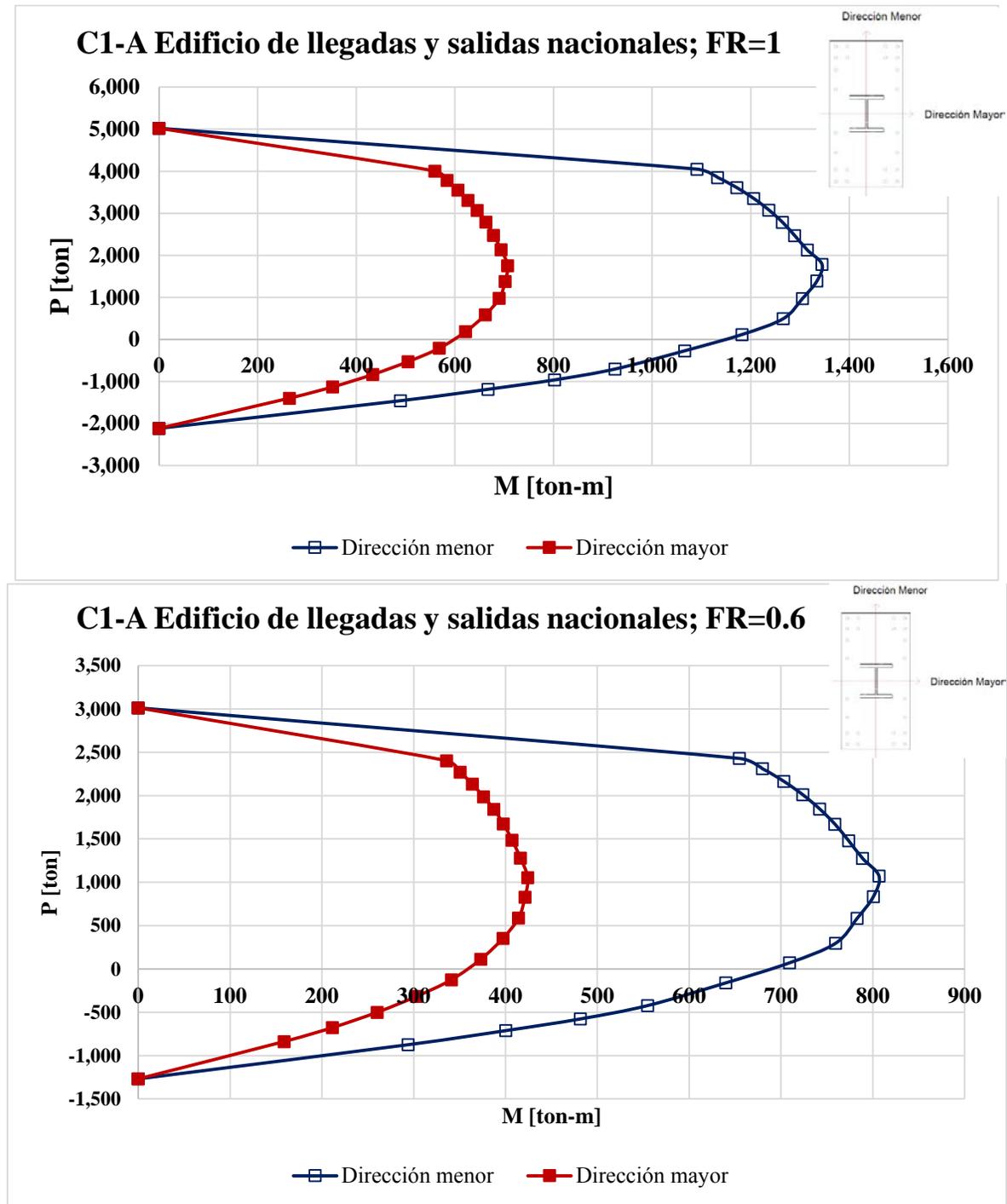


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 6 de 20)

Columna C-2

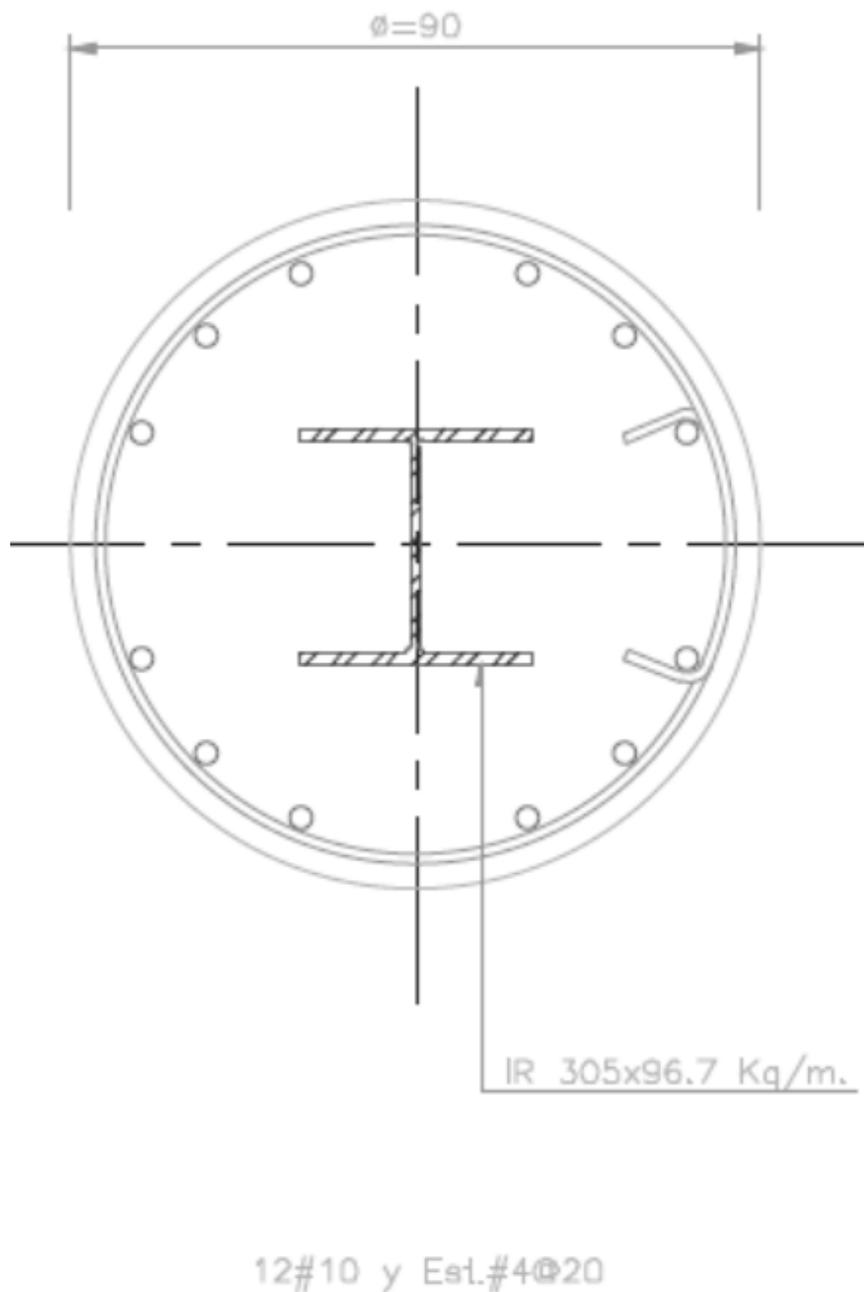
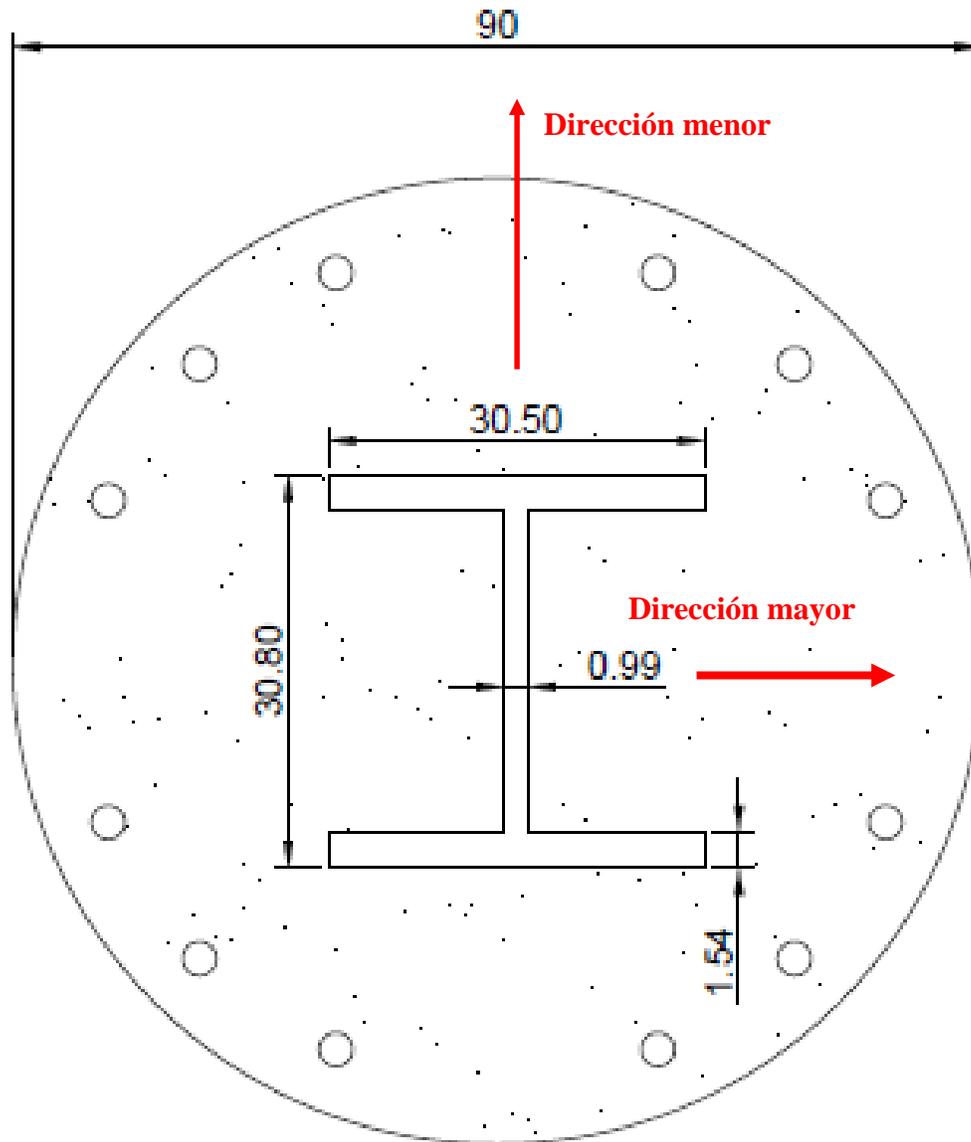


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 7 de 20)



C-2

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (12 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 305X96.7 [kg/m])

Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 8 de 20)

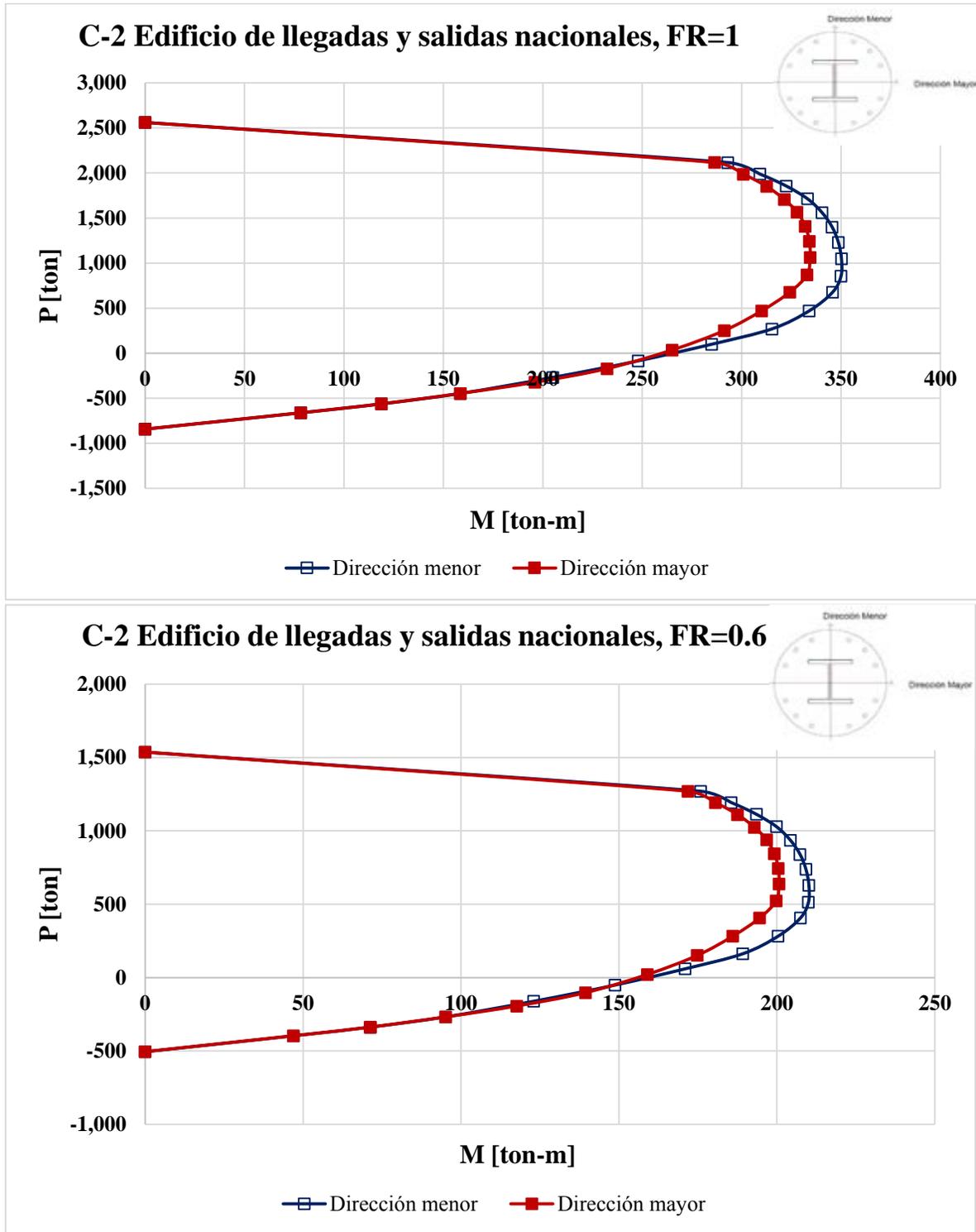


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 9 de 20)

Columna C-2A

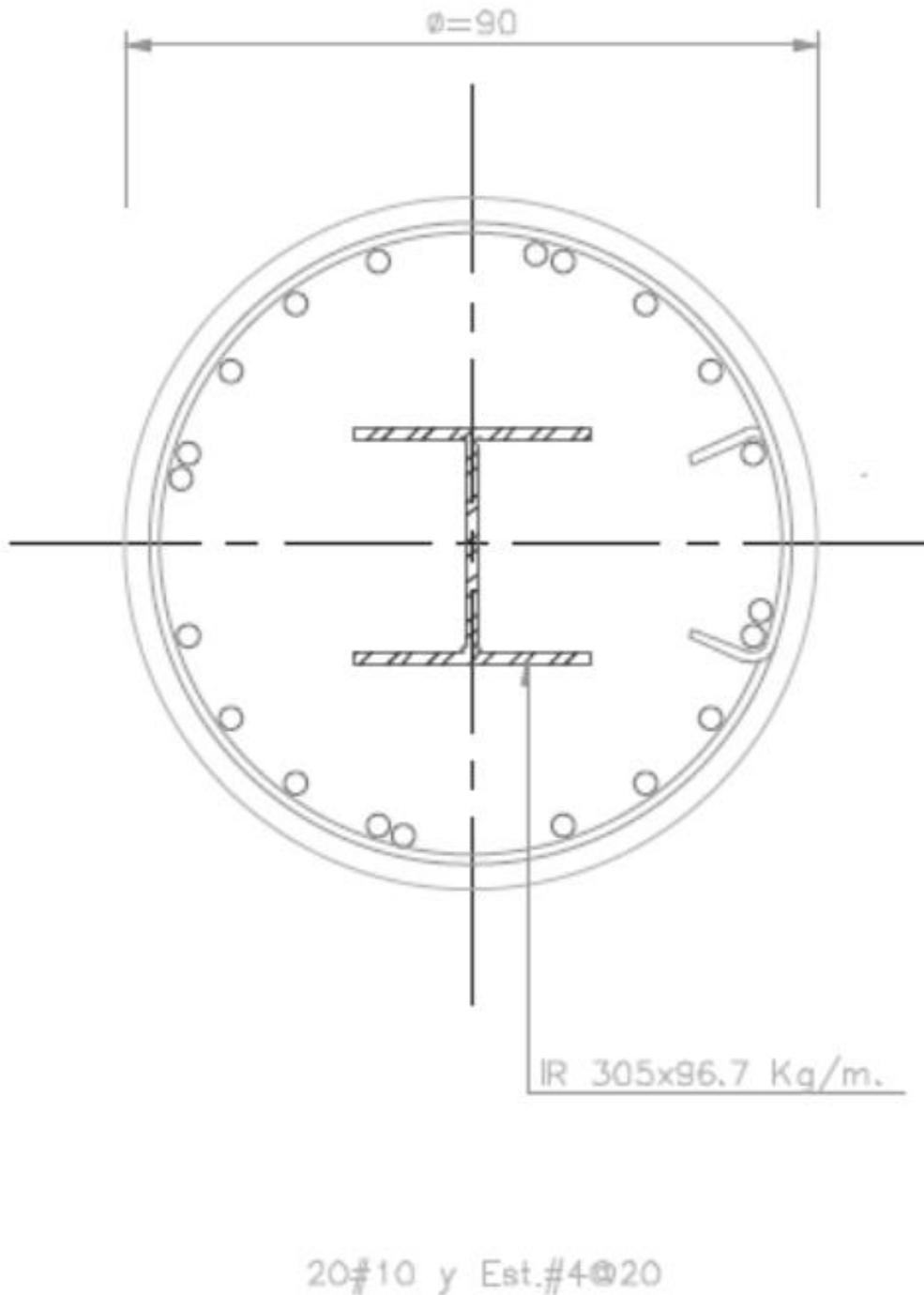
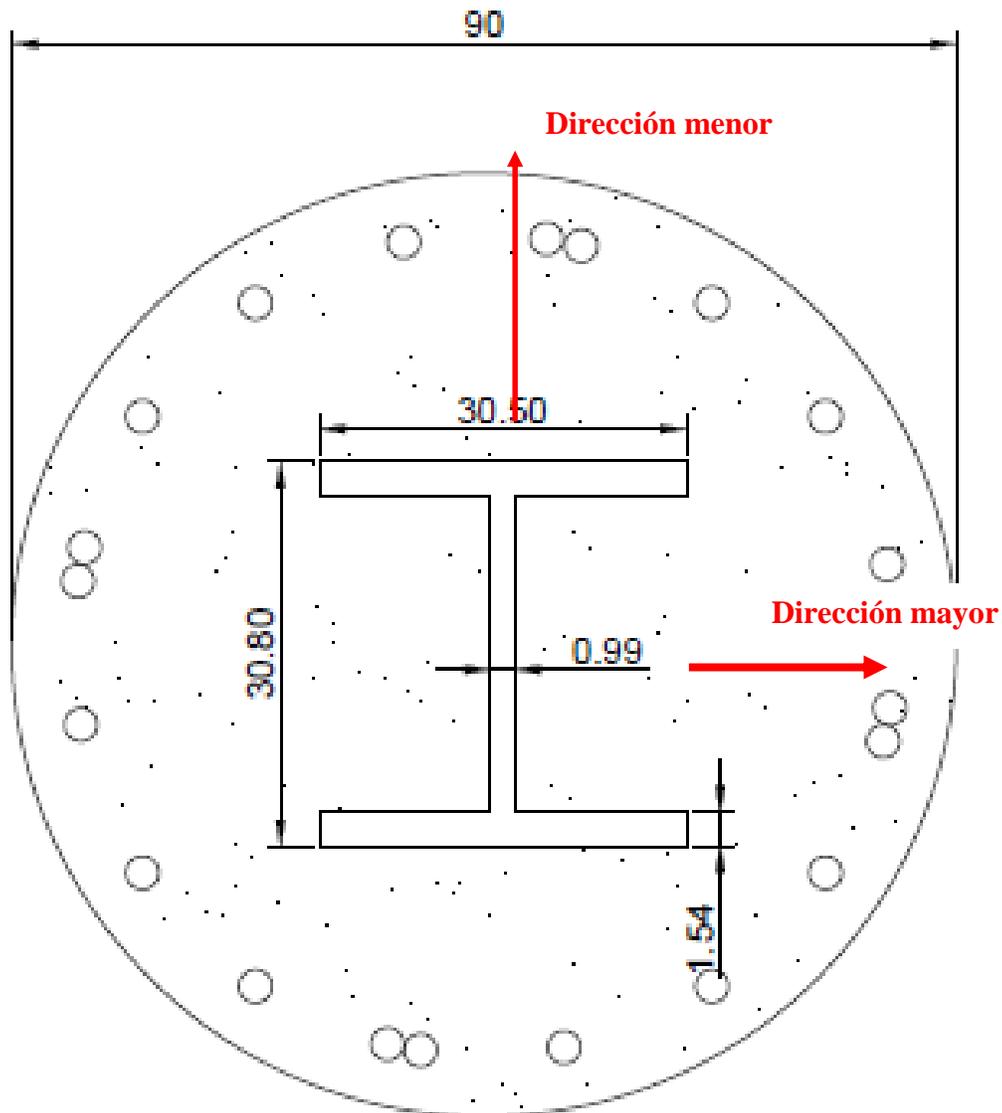


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 10 de 20)



C-2A

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (20 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 305 x 96.7 [kg/m])

Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 11 de 20)

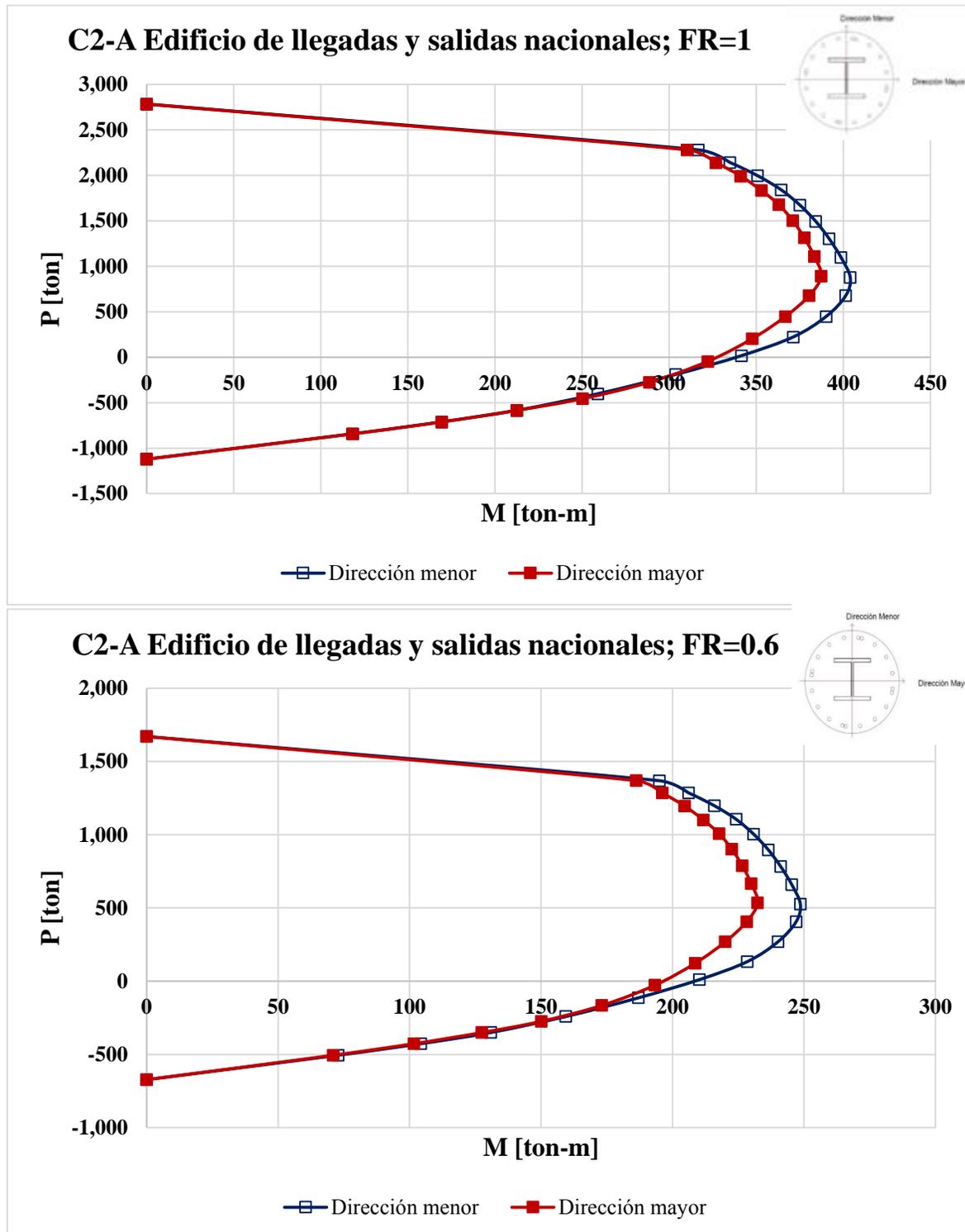


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 12 de 20)

Columna C-3

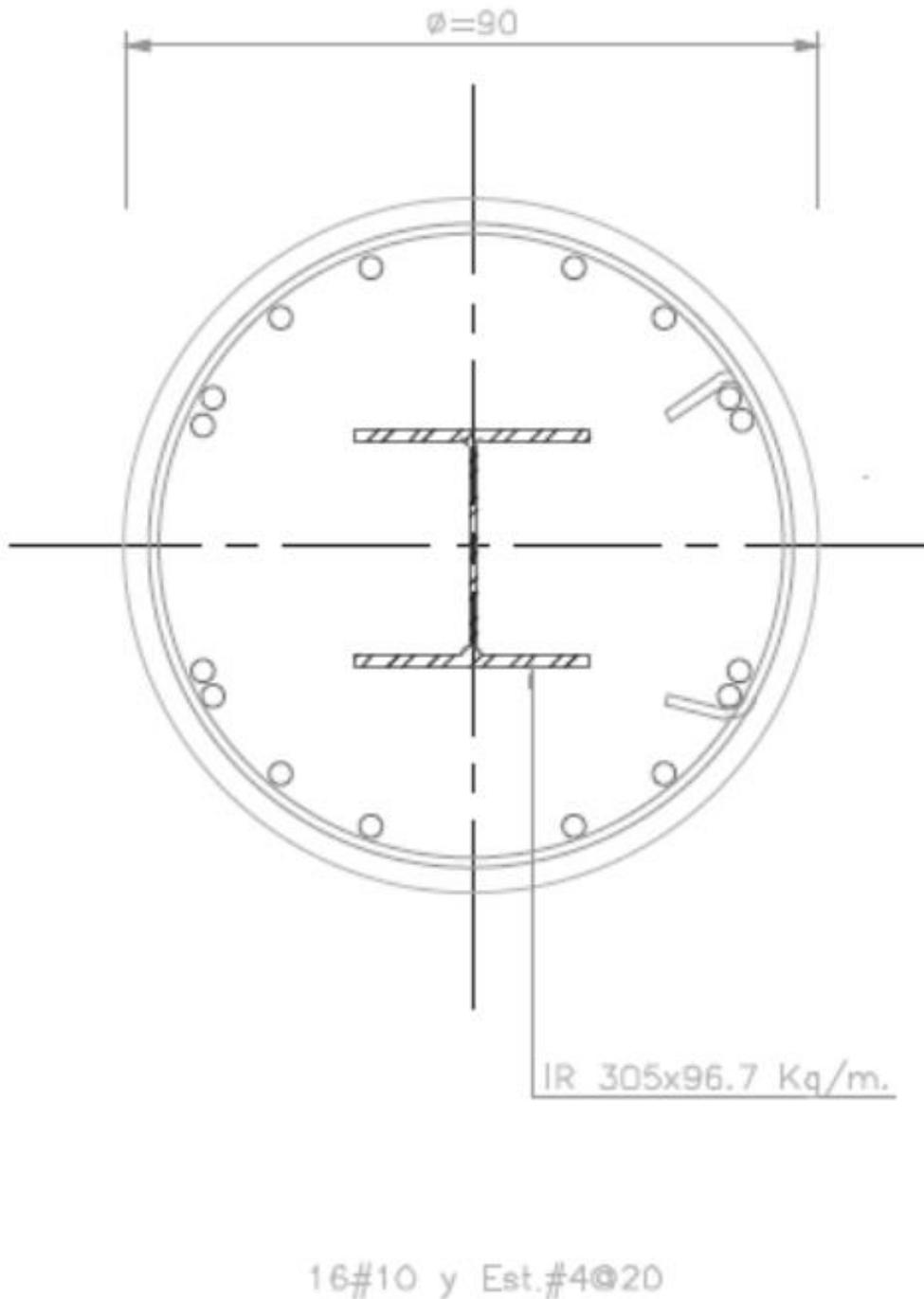
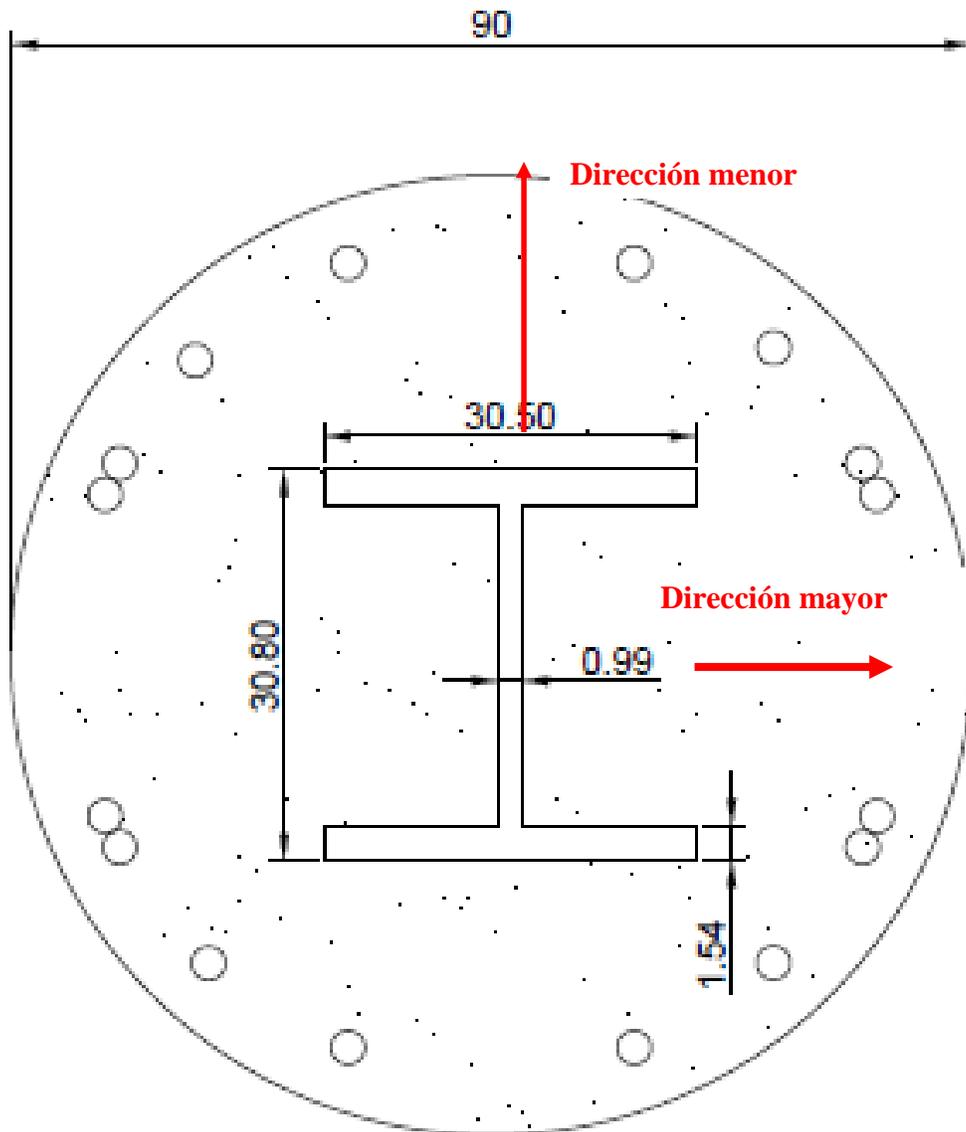


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 13 de 20)



C-3

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (16 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 305 x 96.7 [kg/m])

Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 14 de 20)

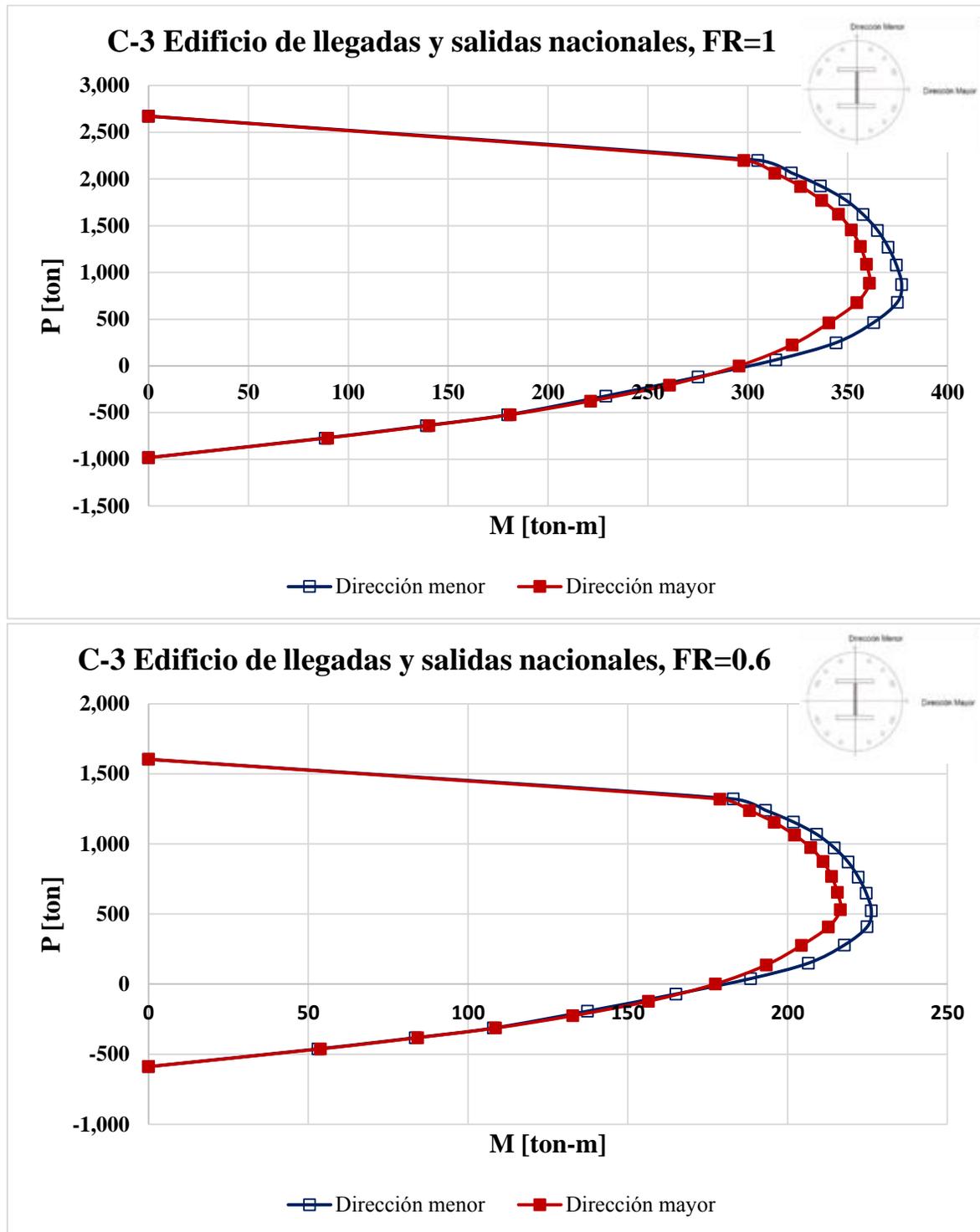
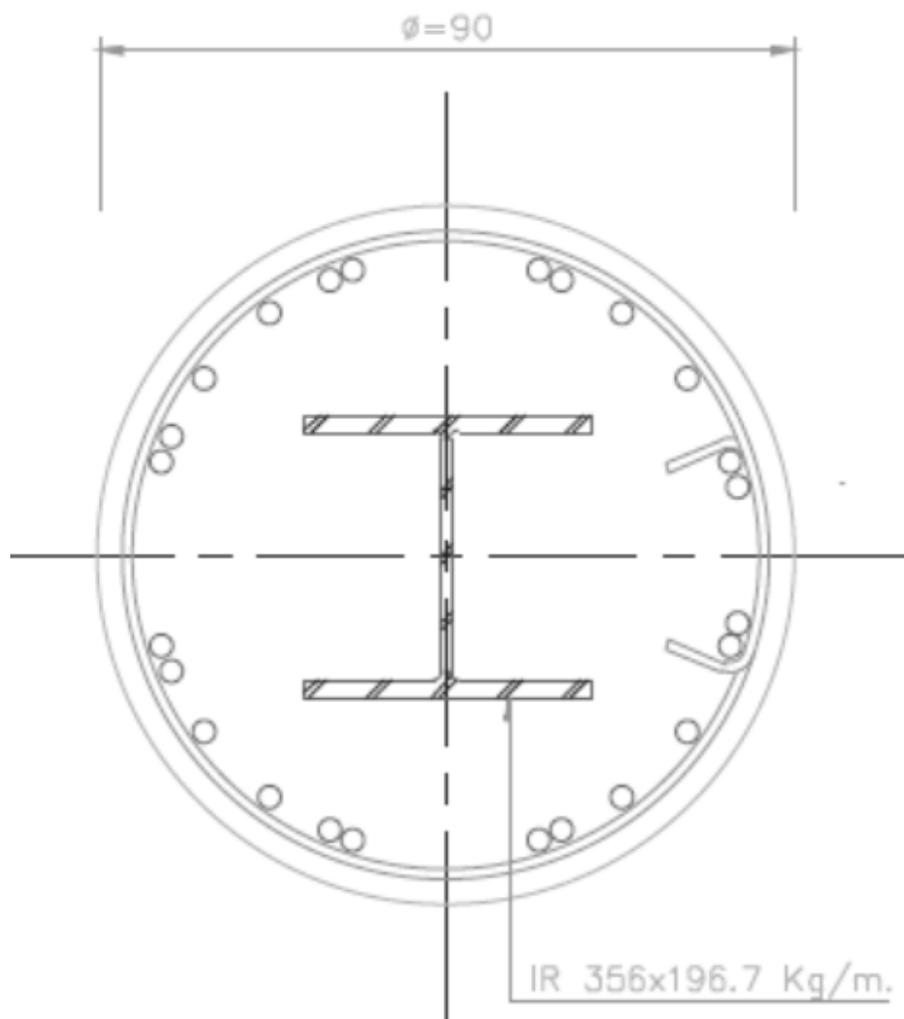


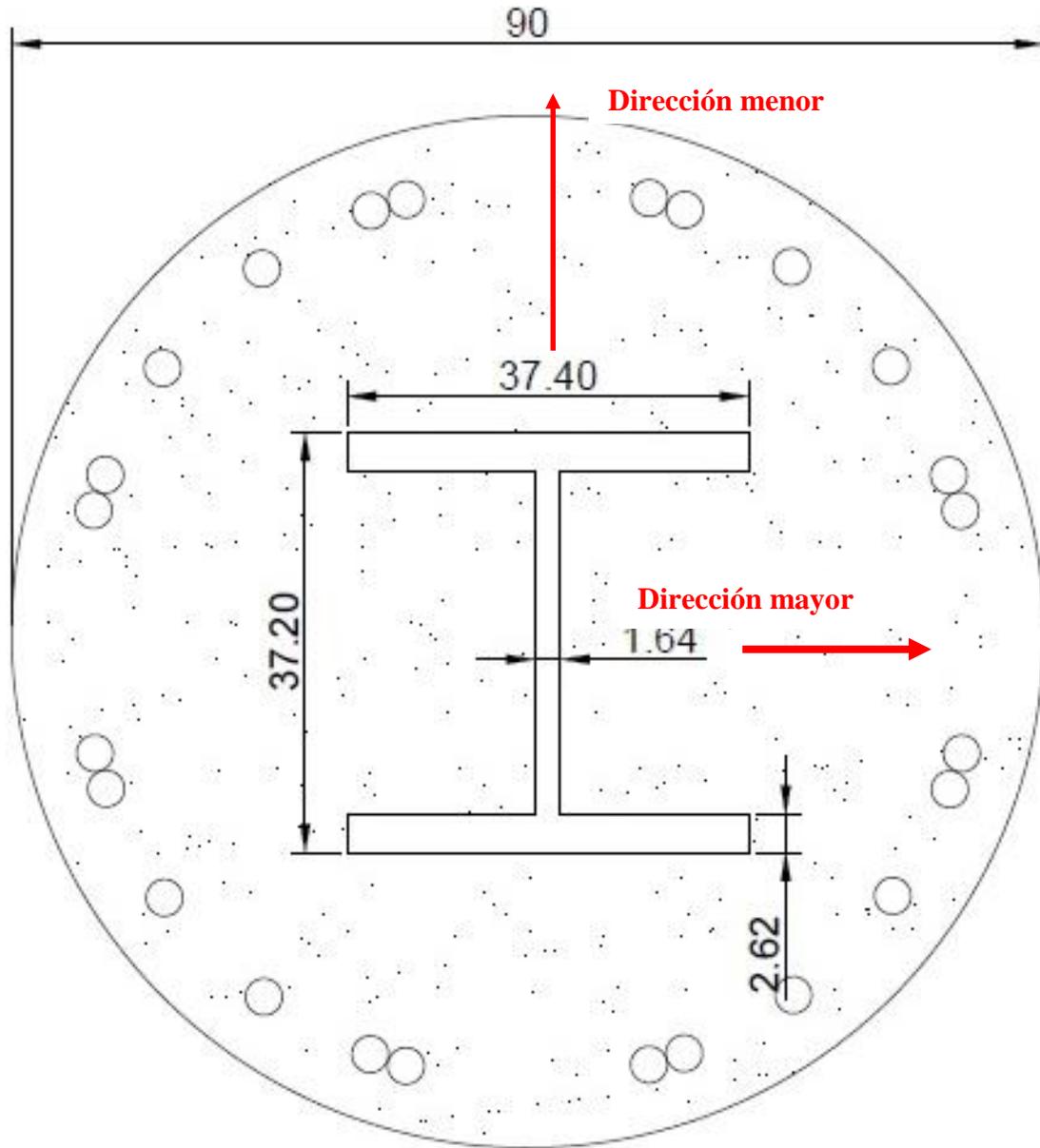
Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 15 de 20)

Columna C-4



24#10 y Est.#4@20

Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 16 de 20)



C-4

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (24 varillas # 10)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 196.7 [kg/m])

Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 17 de 20)

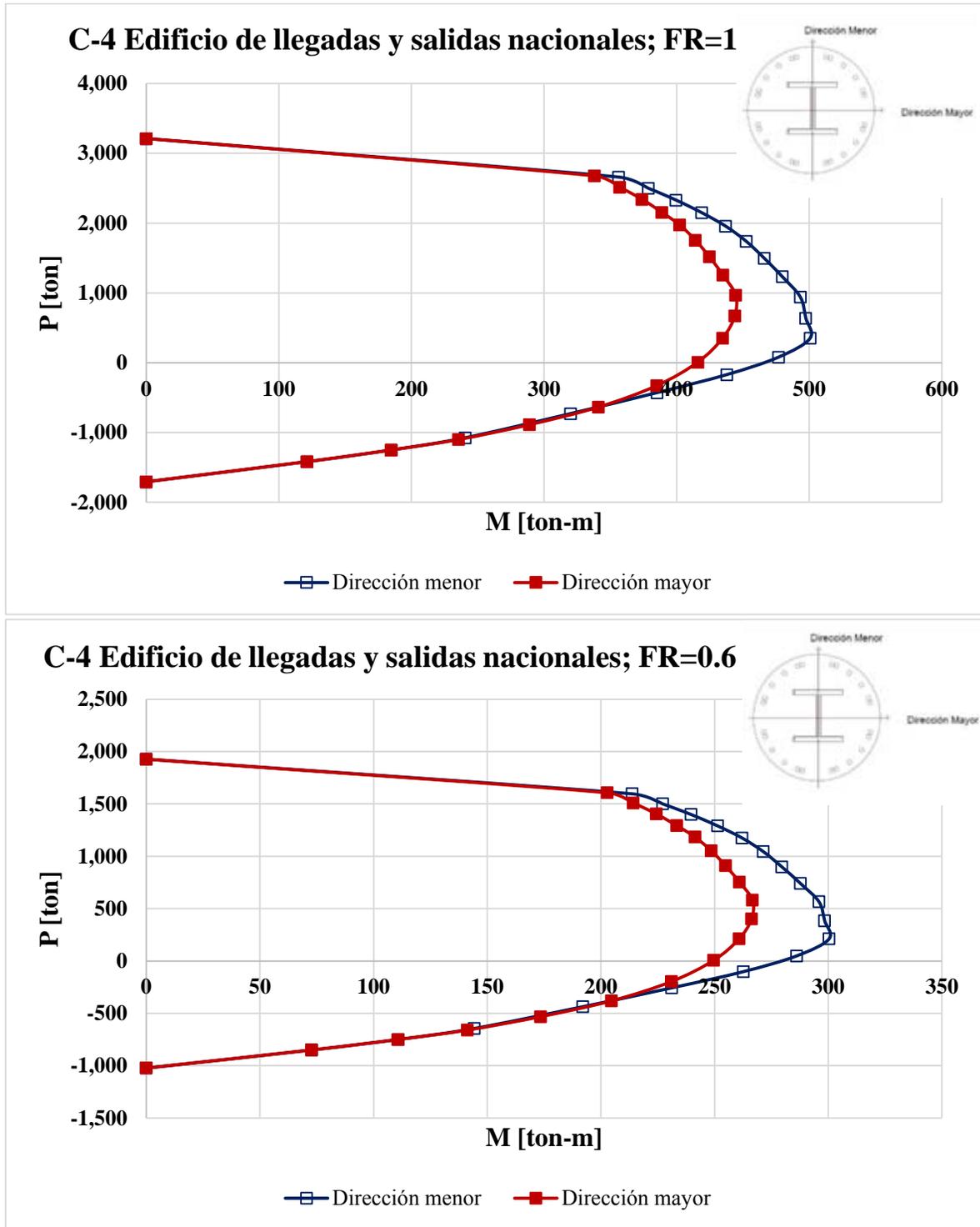
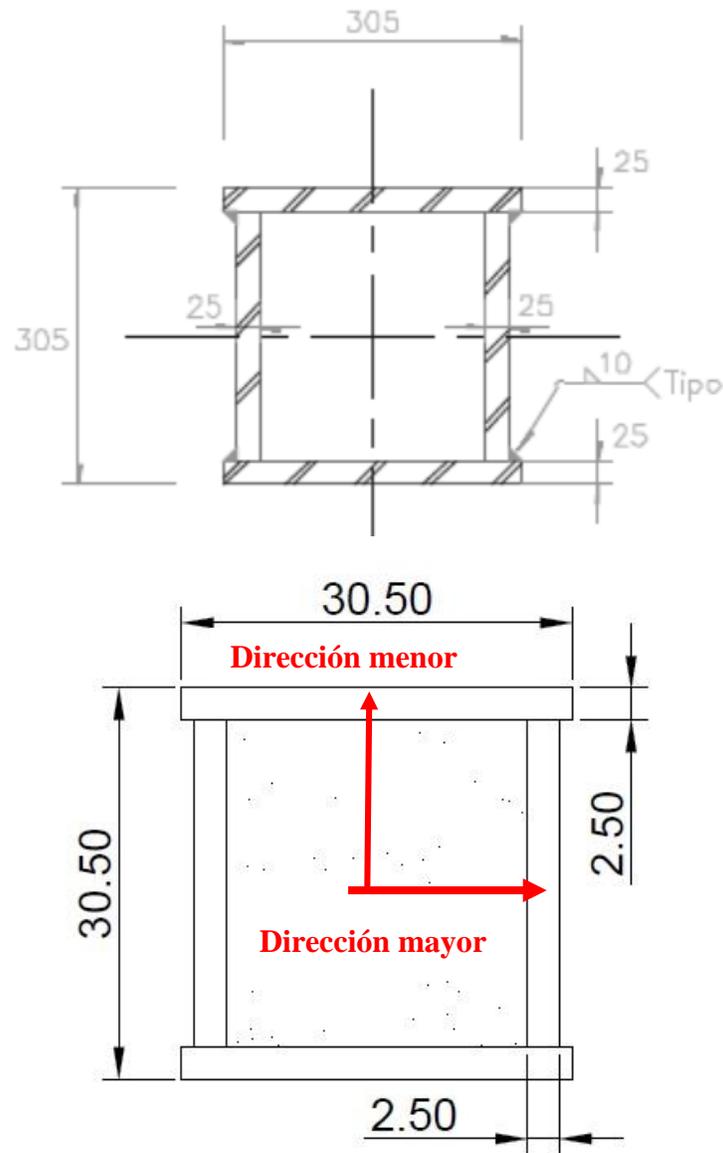


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 18 de 20)

Columna CM-1



CM-1

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero estructural: A-572

Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 19 de 20)

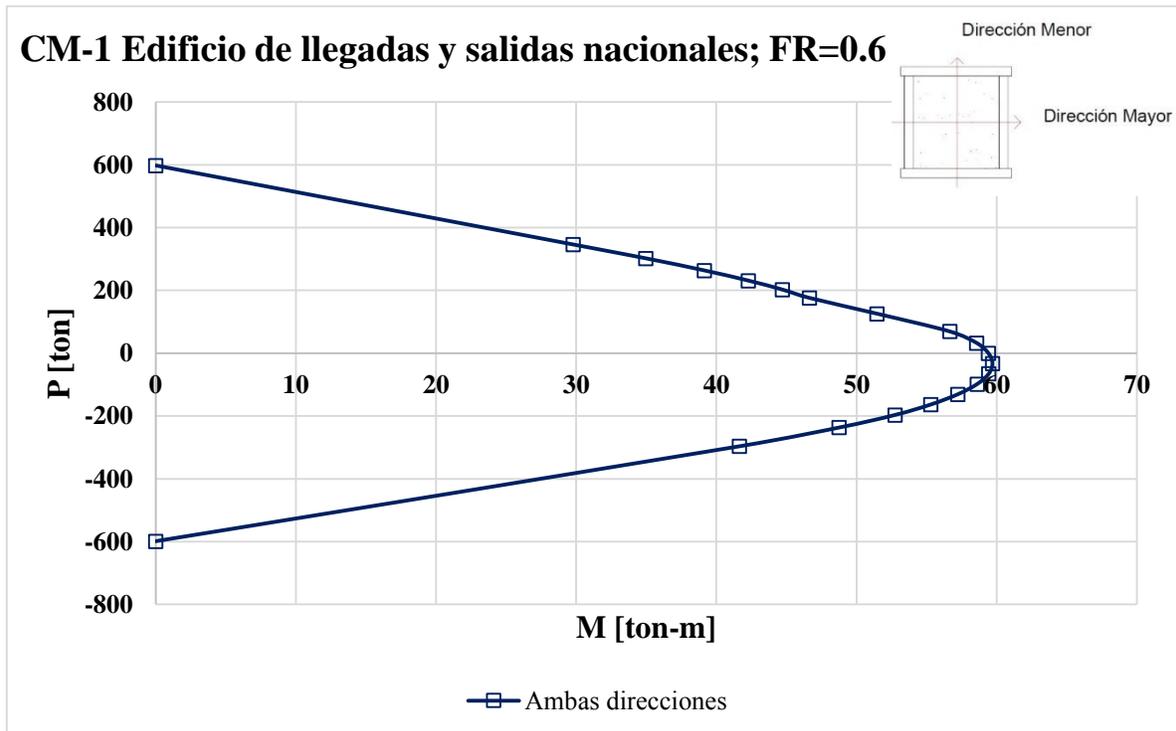
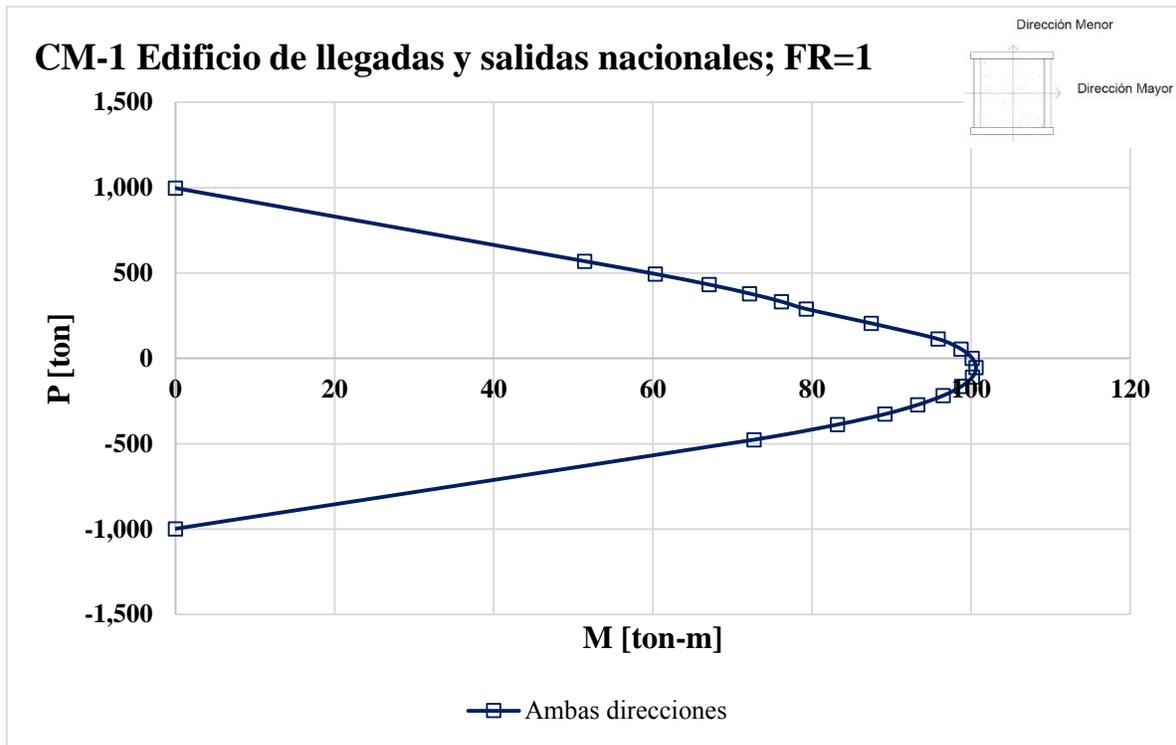


Figura 5.73 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas nacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 20 de 20)

Columna C-1

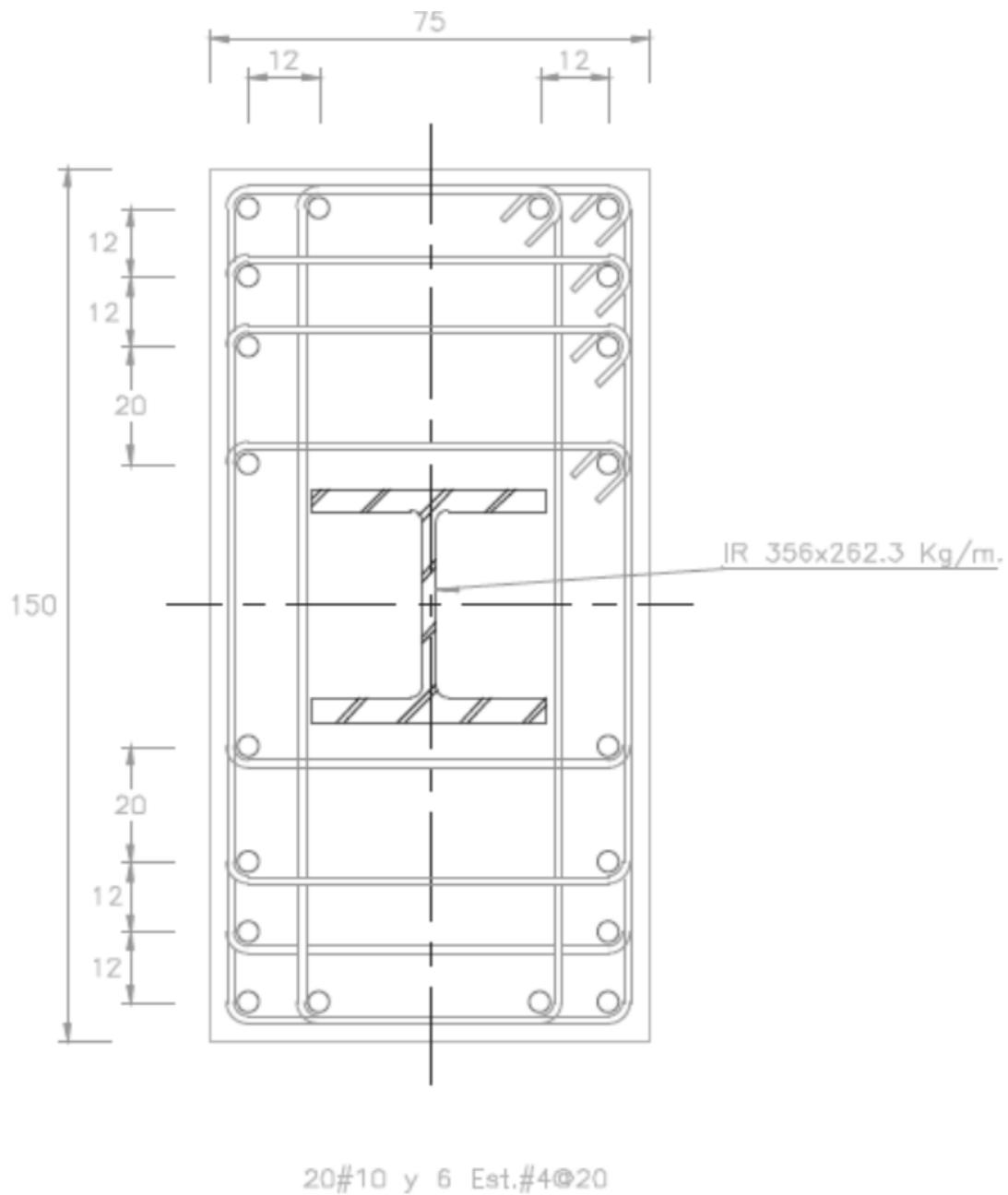
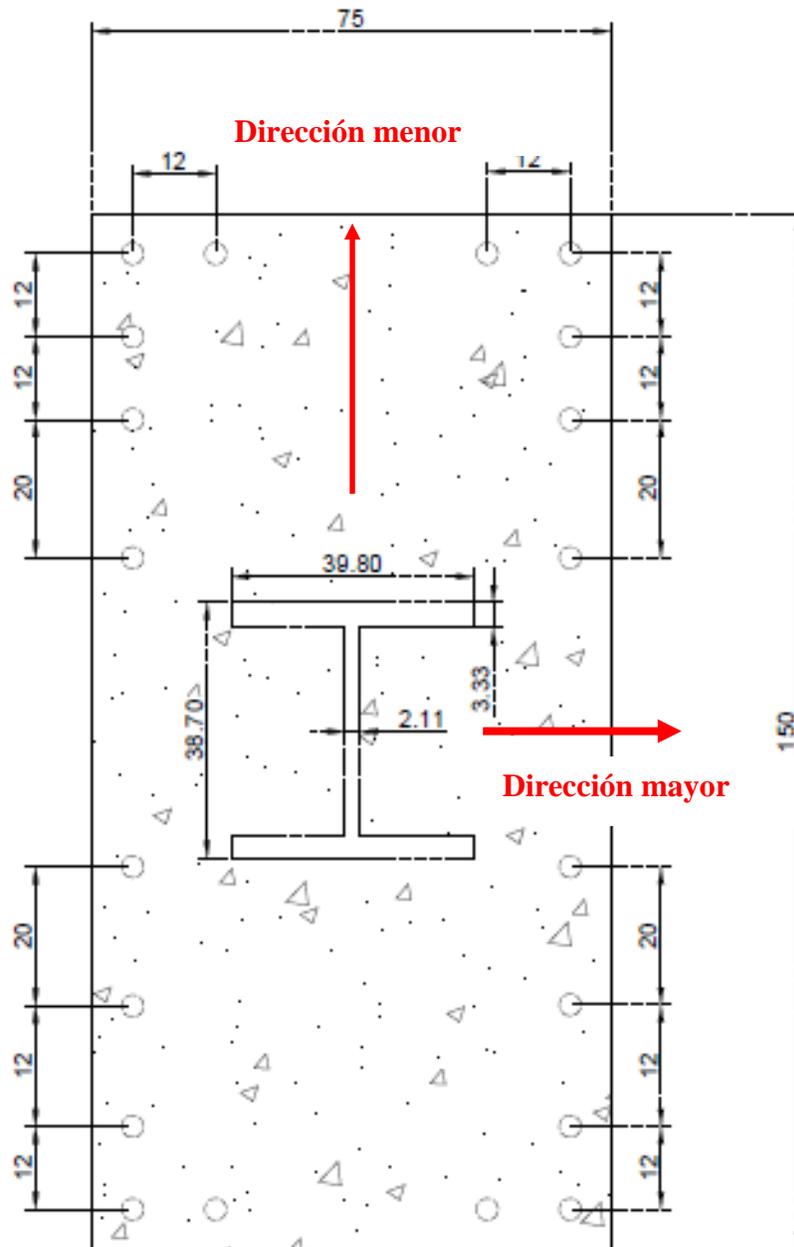


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 1 de 20)



C-1

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (20 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 262.3 [kg/m])

Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 2 de 20)

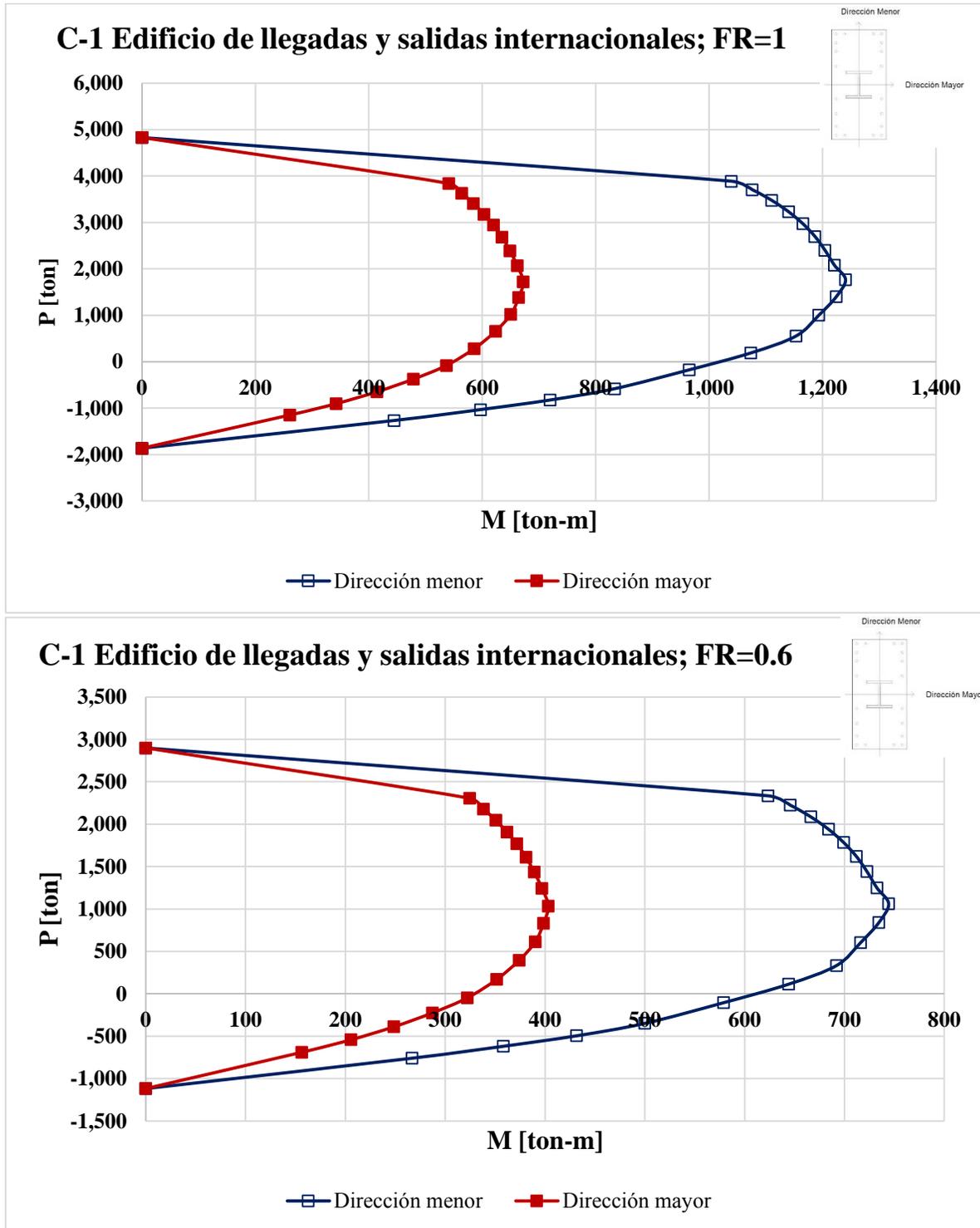


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 3 de 20)

Columna C-1A

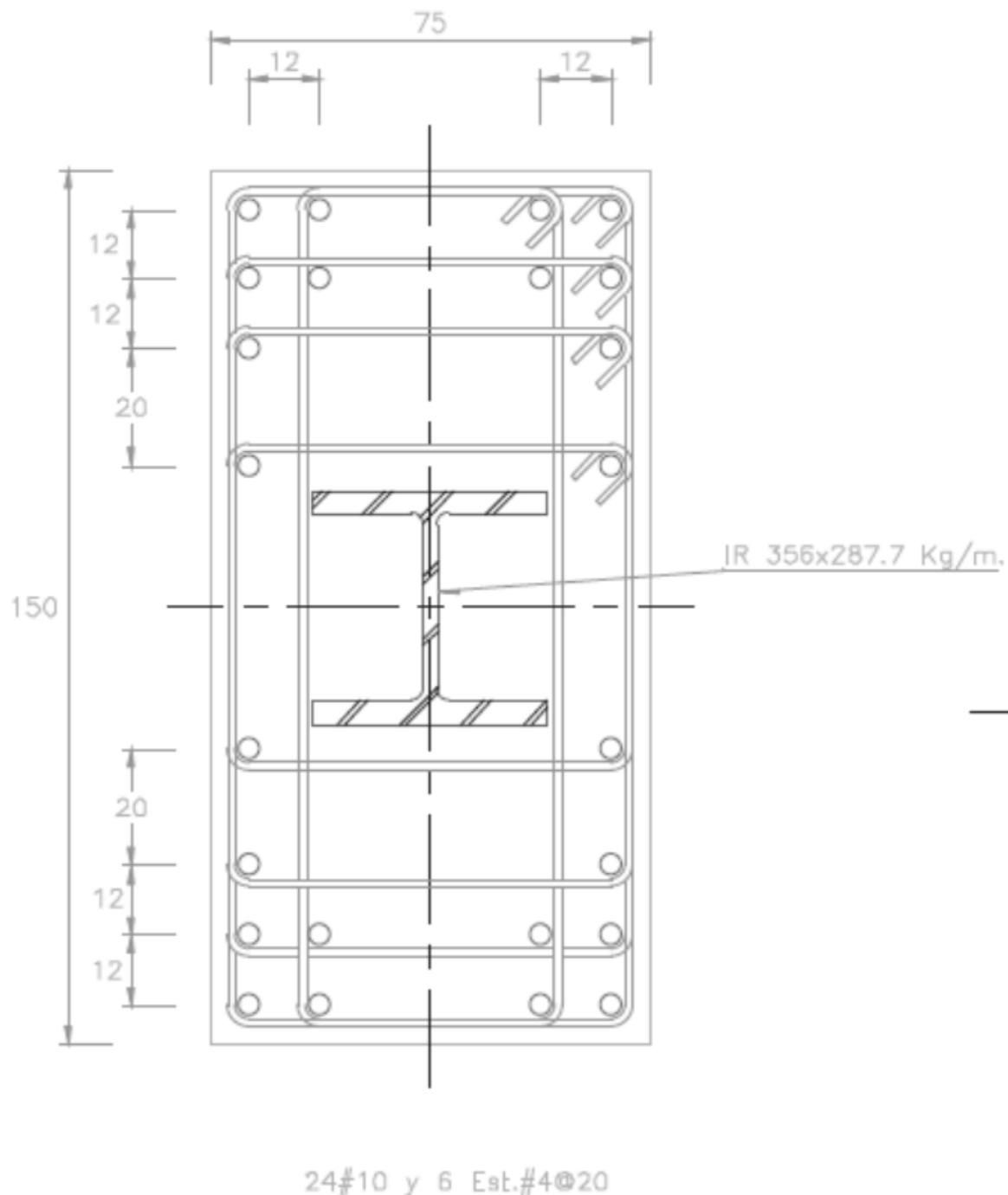
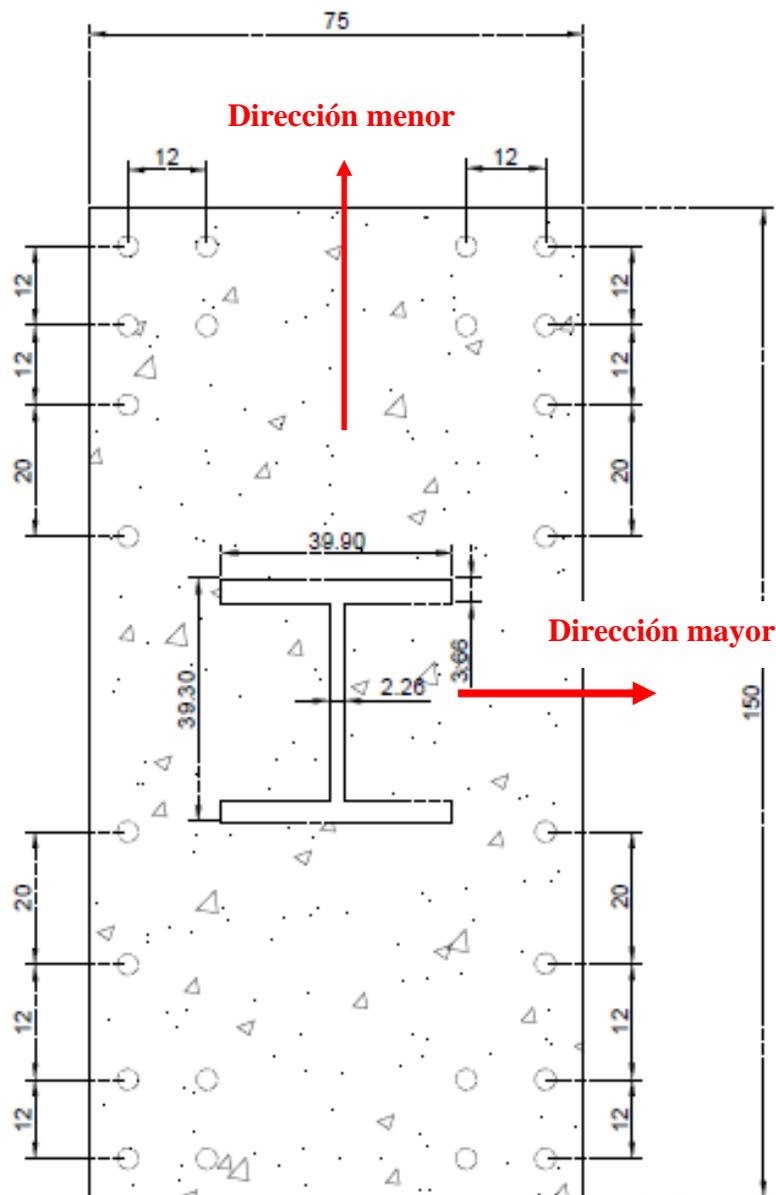


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 4 de 20)



C-1A

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (24 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 287.7 [kg/m])

Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 5 de 20)

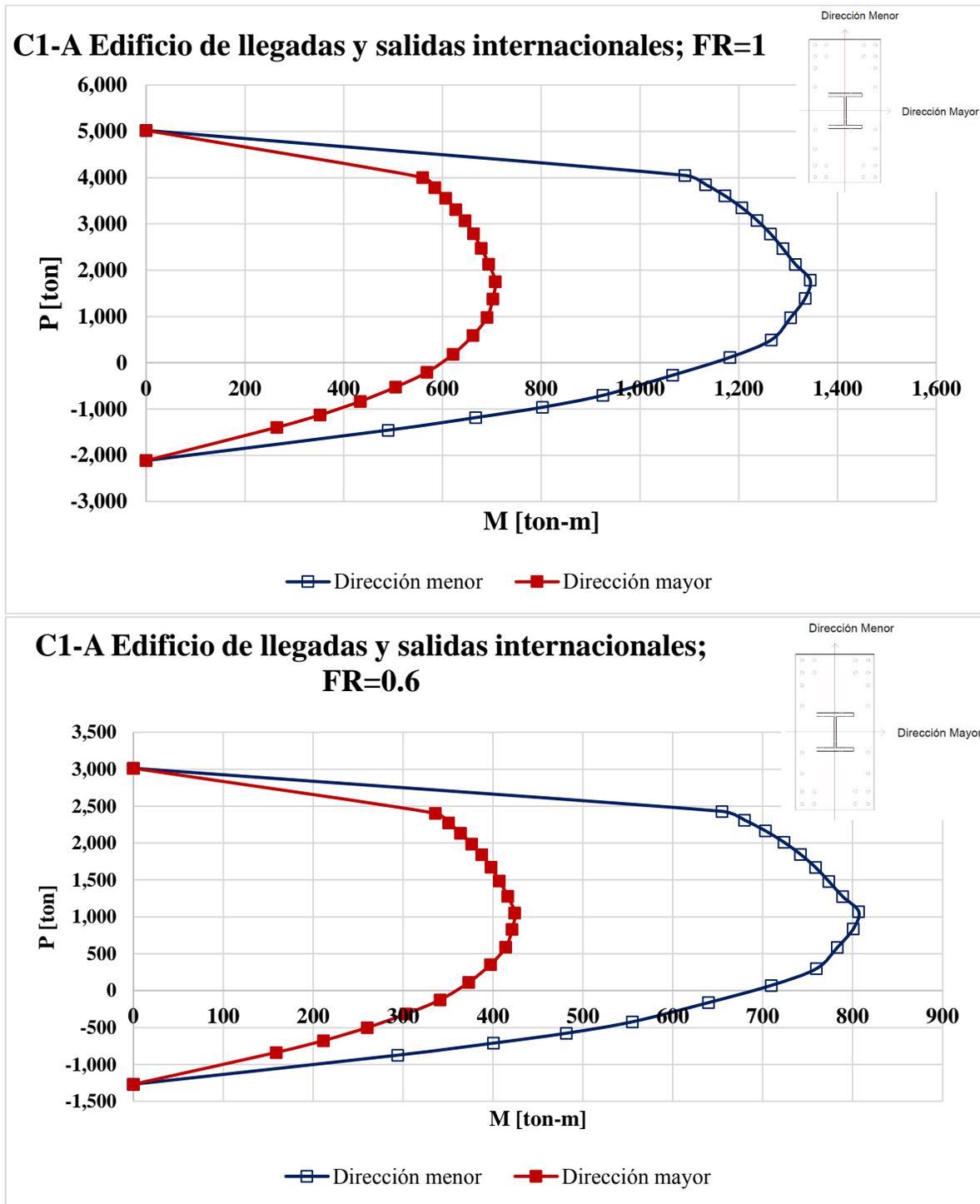


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 6 de 20)

Columna C-2

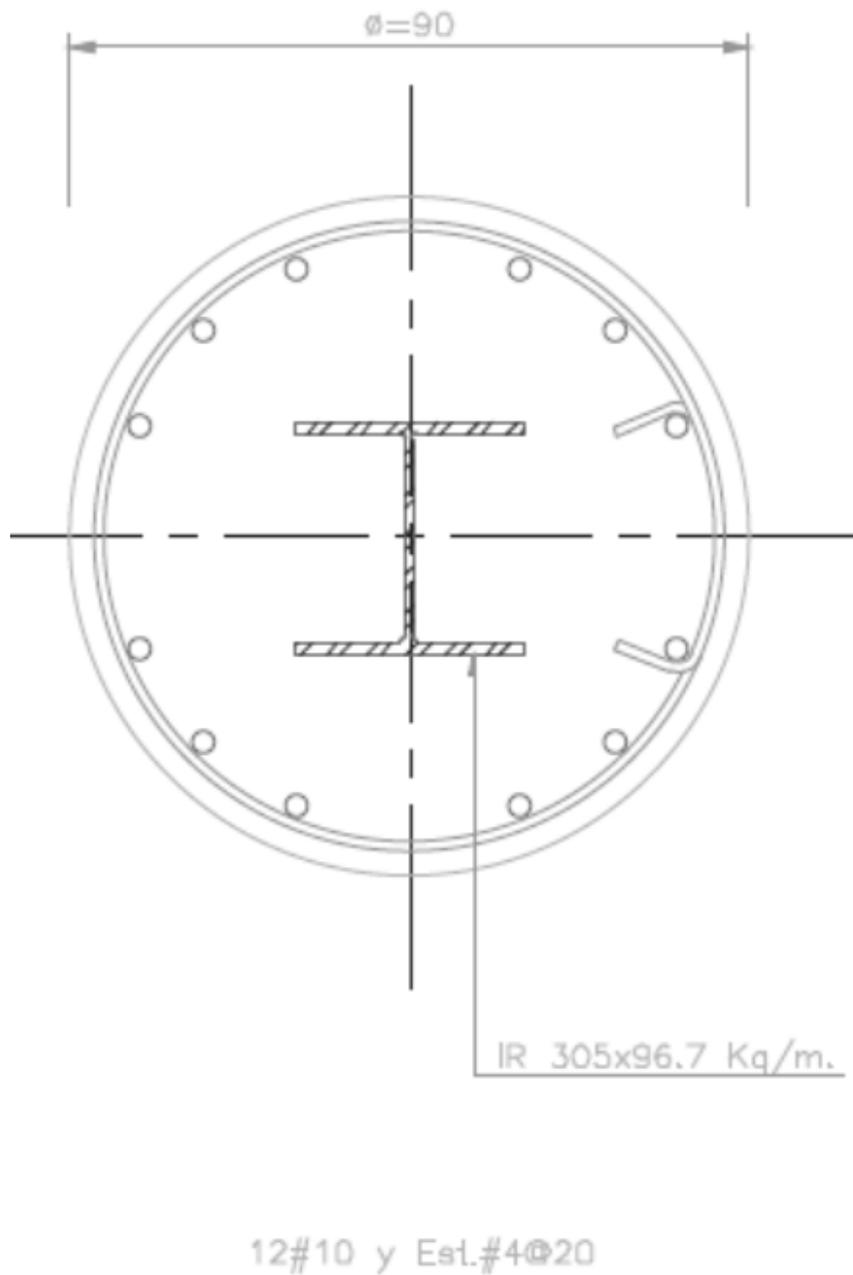
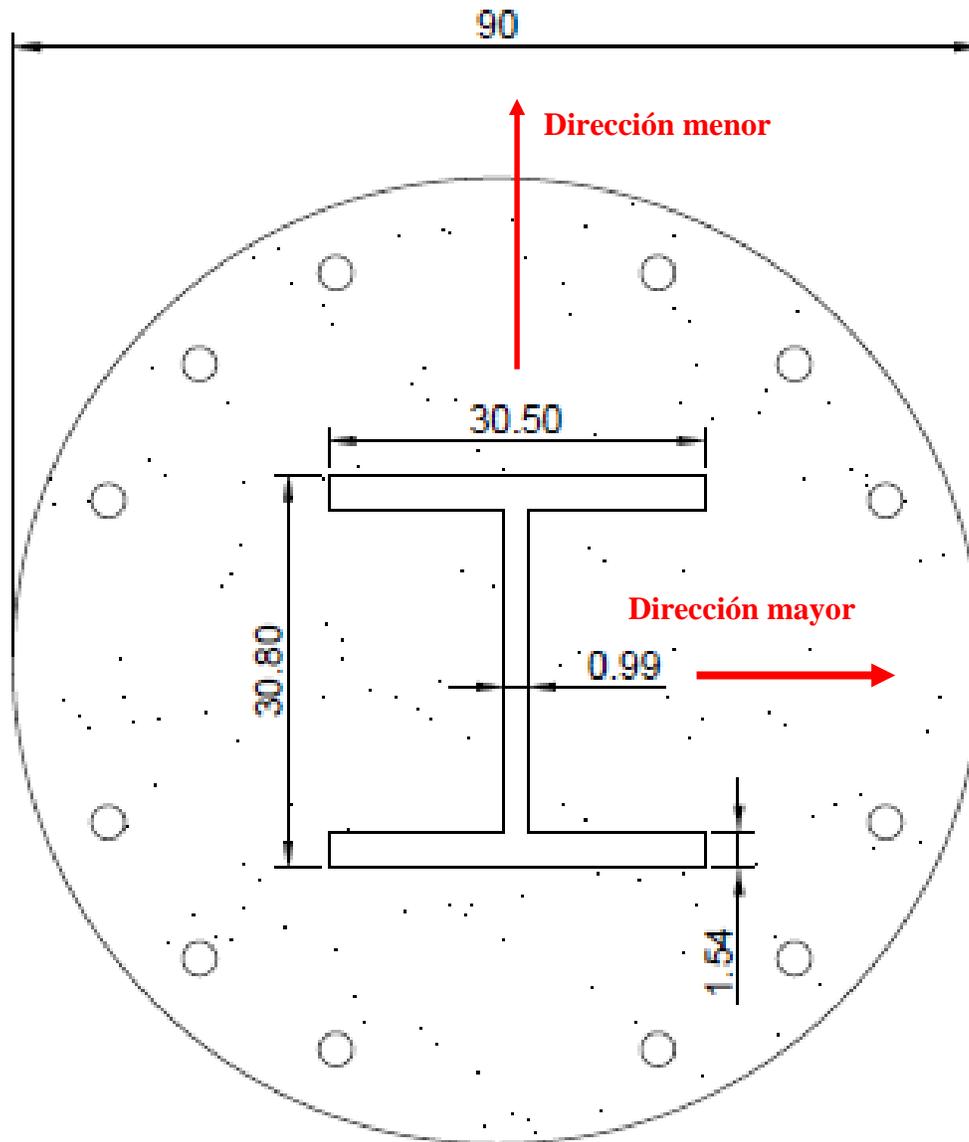


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 7 de 20)



C-2

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (12 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 305X96.7 [kg/m])

Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 8 de 20)

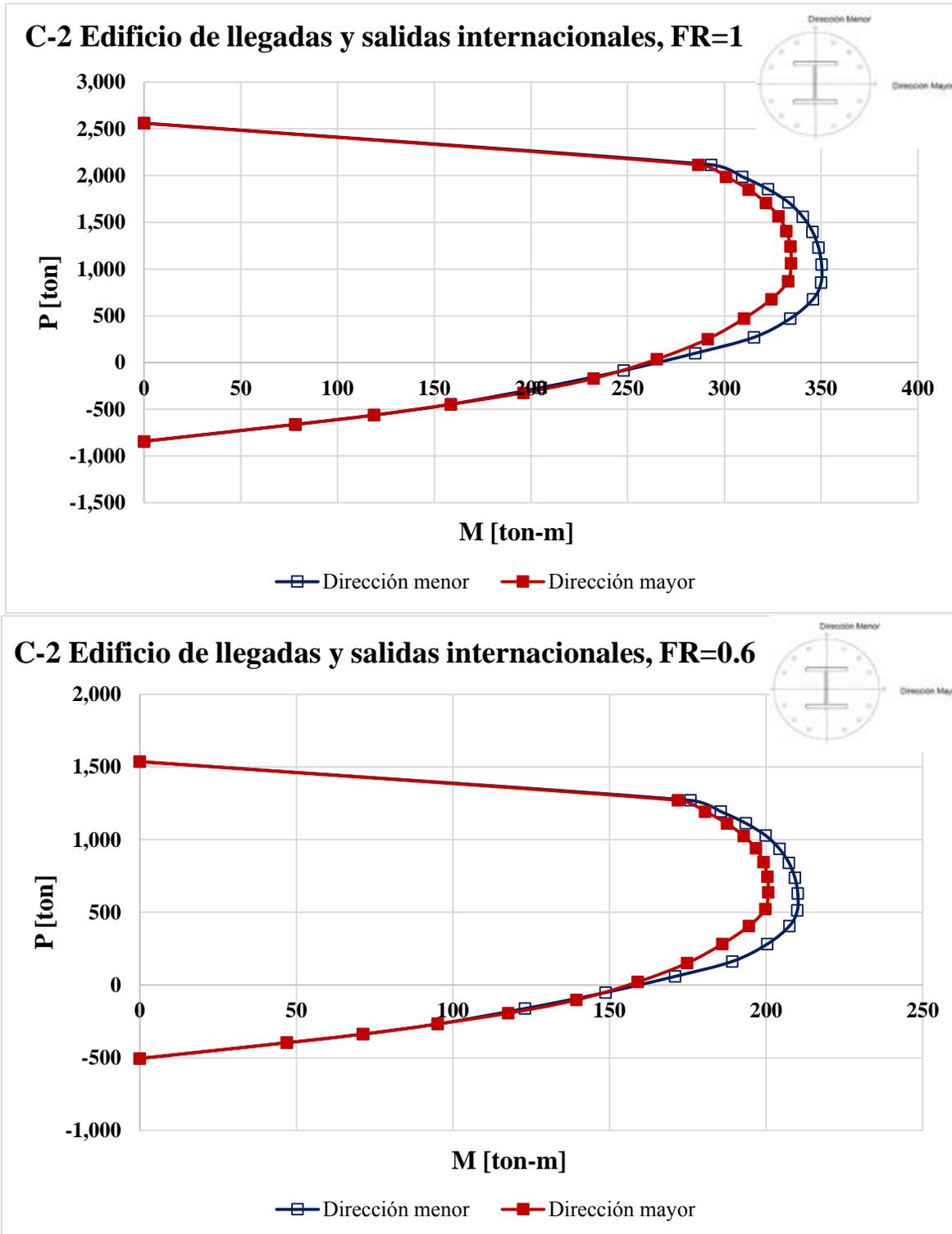


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 9 de 20)

Columna C-2A

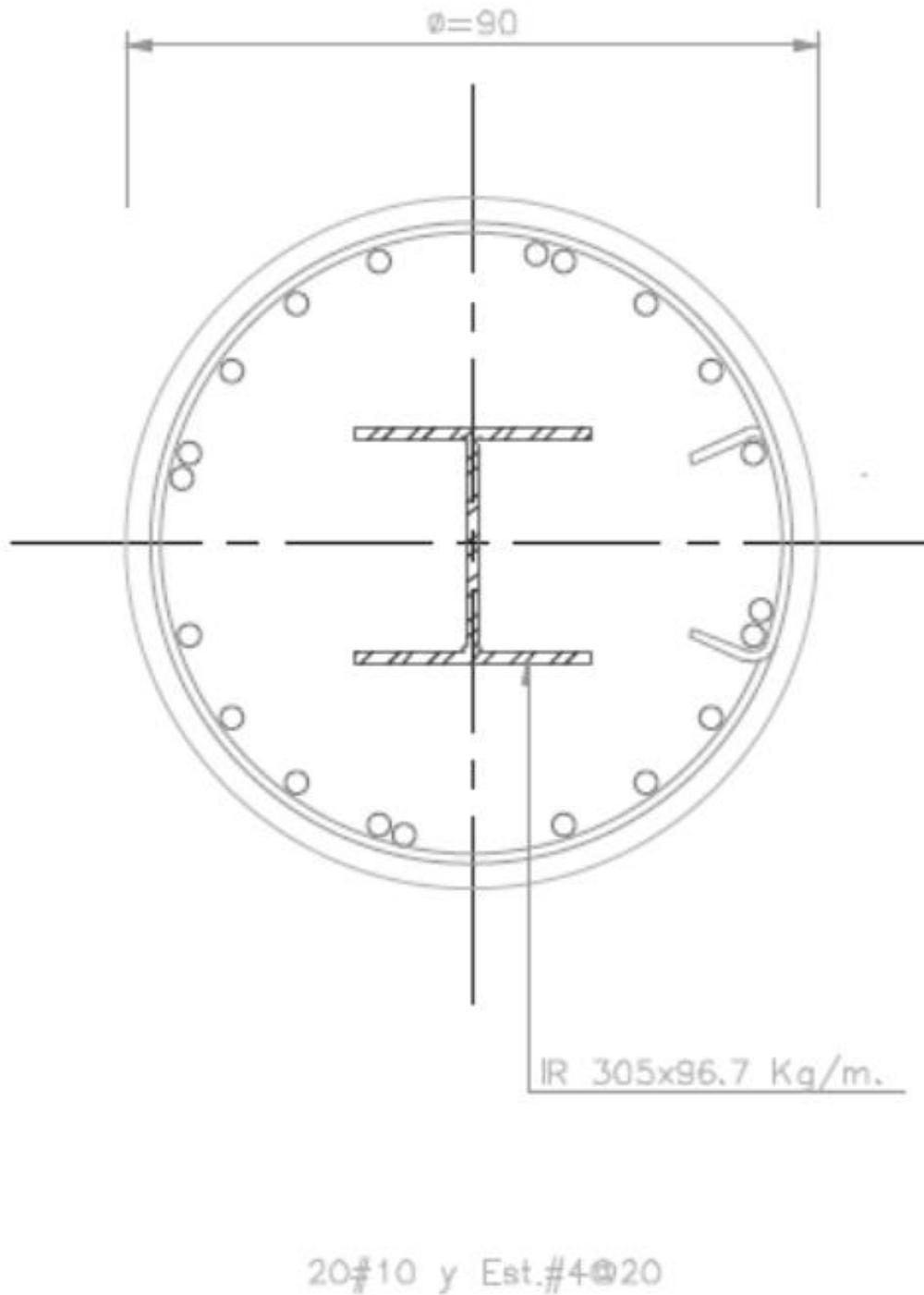
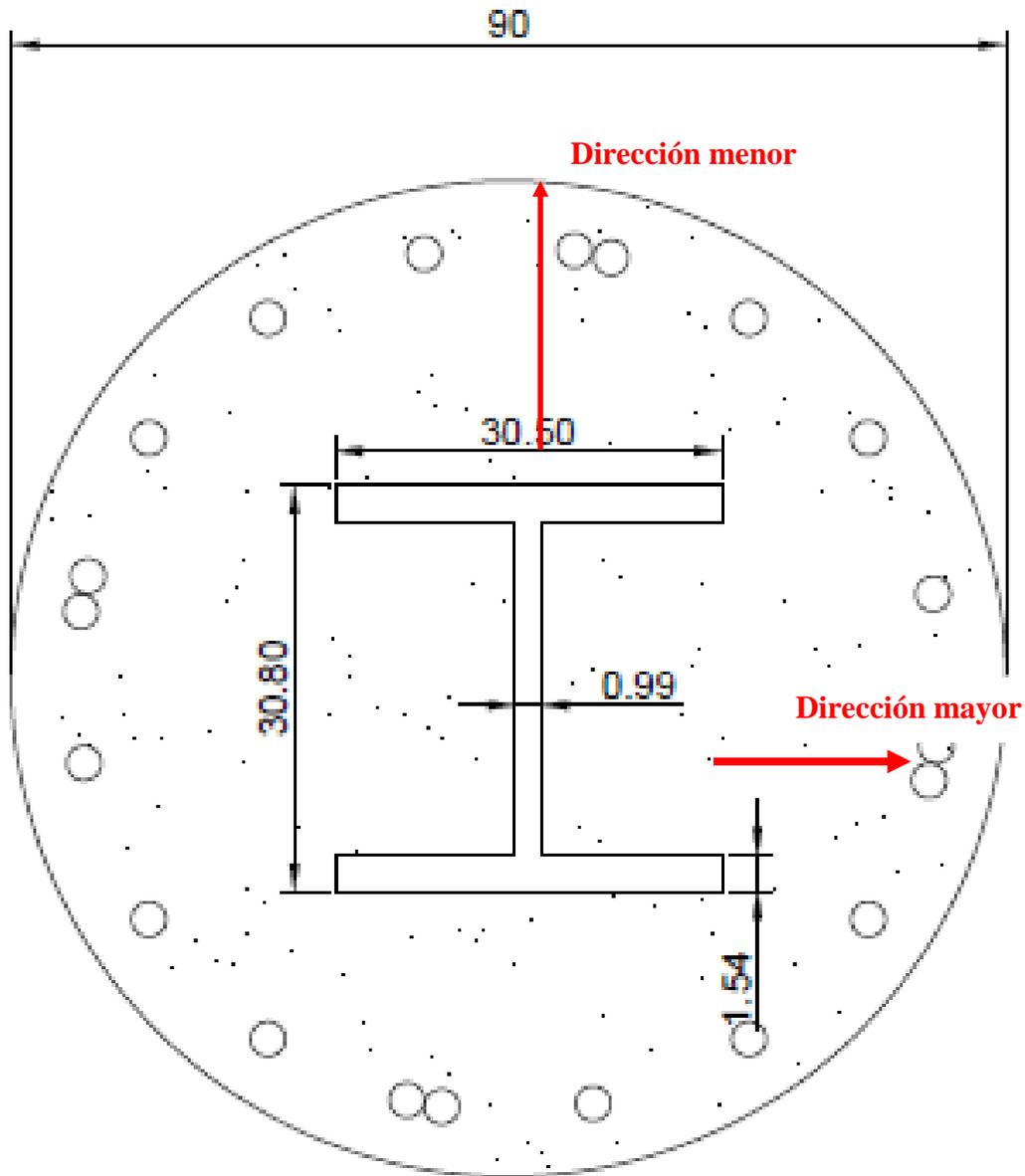


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 10 de 20)



C-2A

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (20 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 305 x 96.7 [kg/m])

Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 11 de 20)

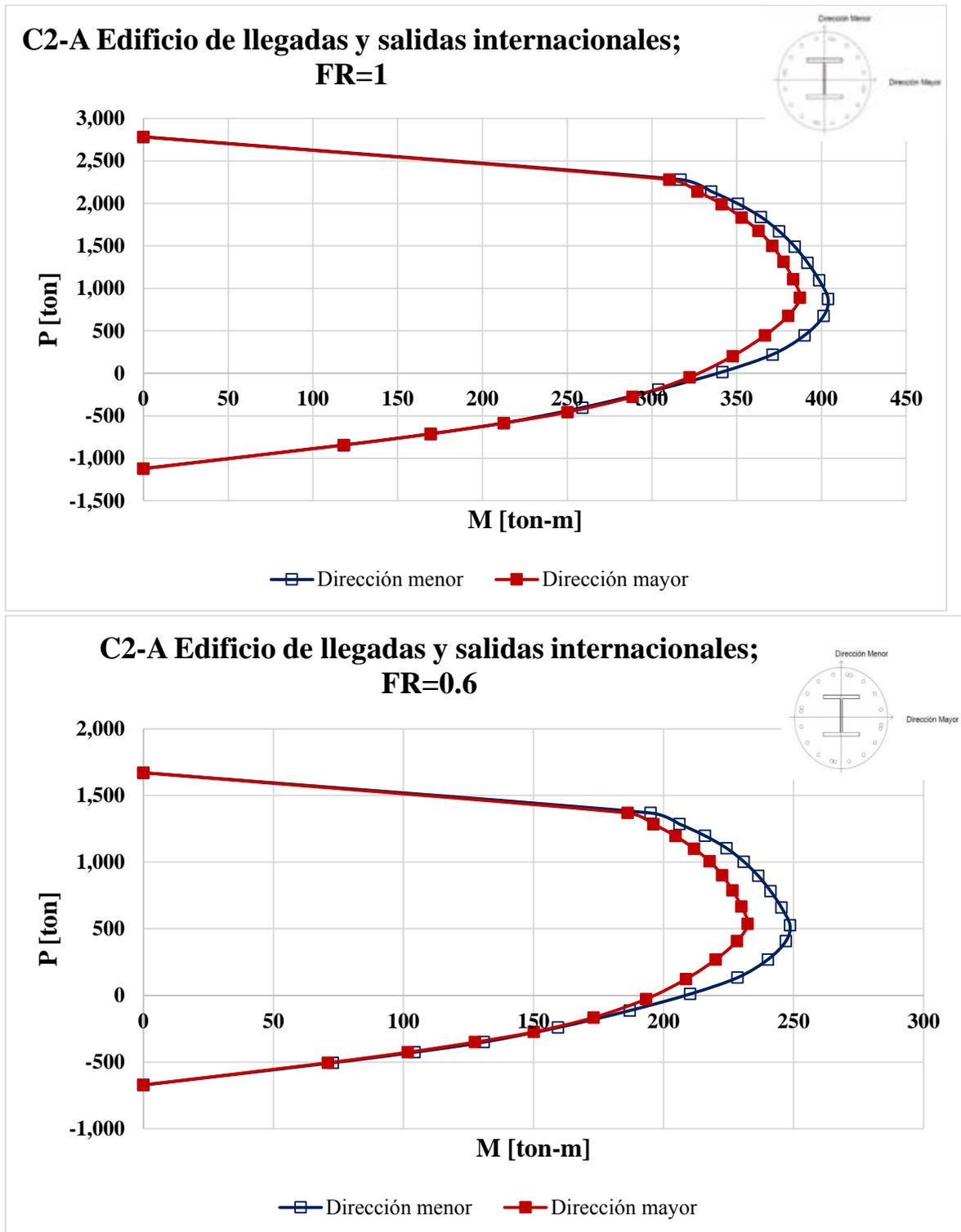


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 12 de 20)

Columna C-3

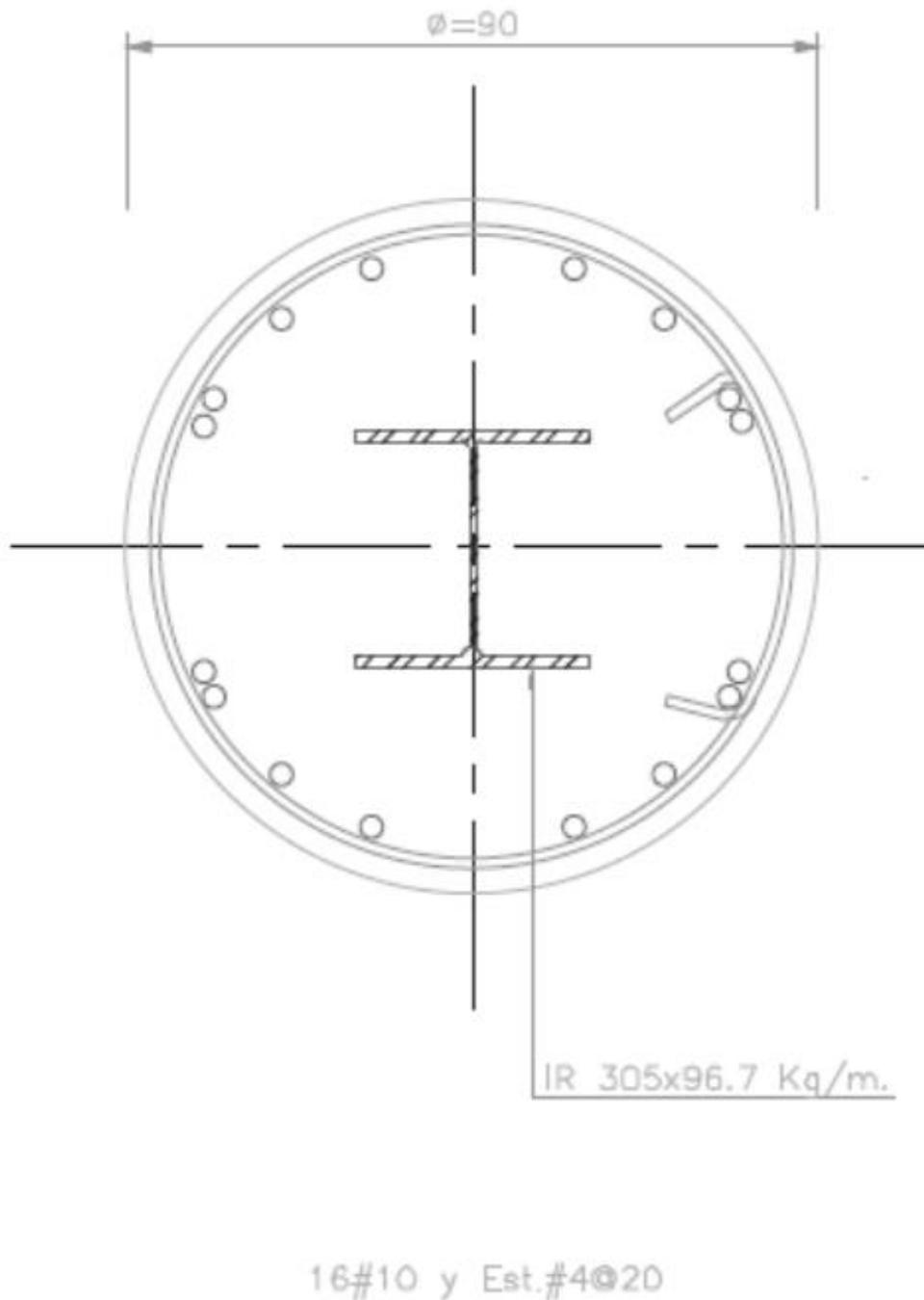
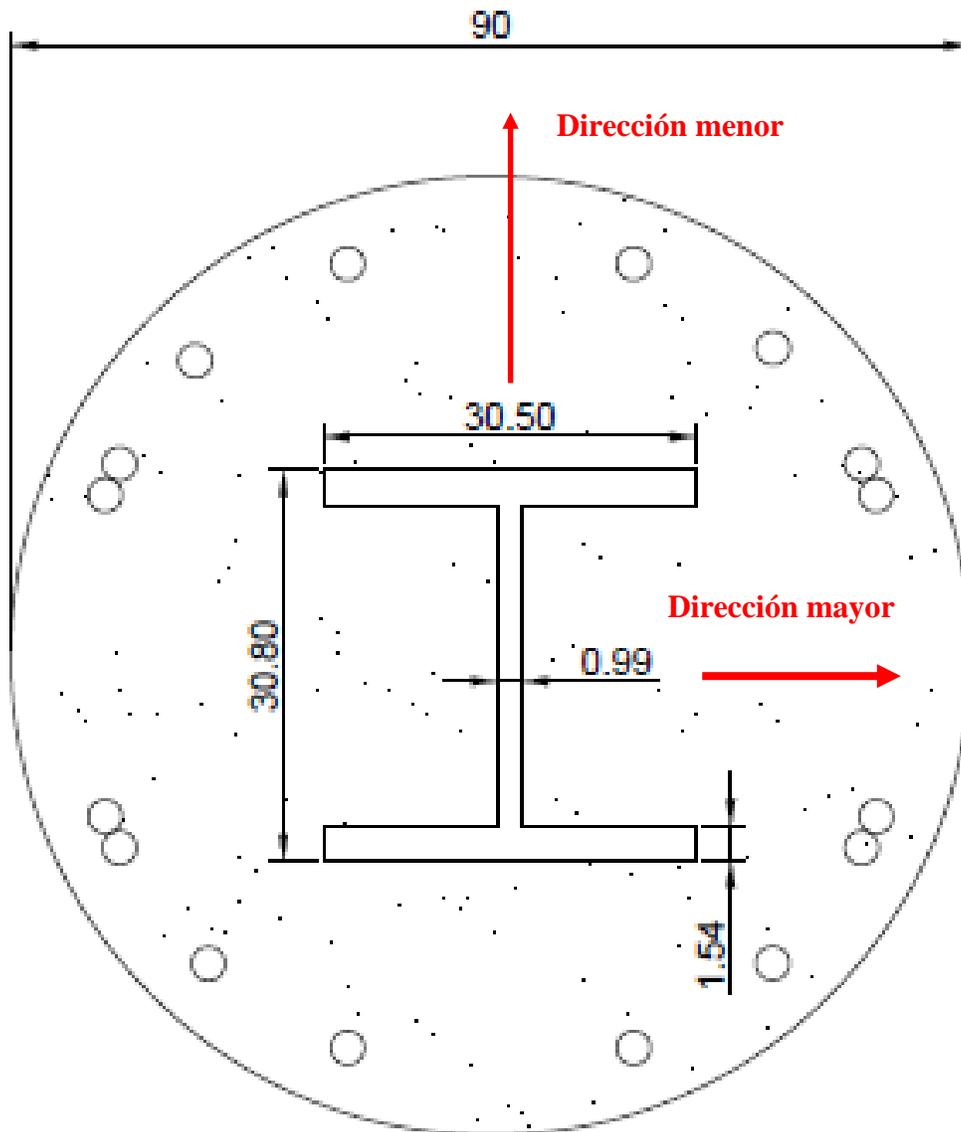


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 13 de 20)



C-3

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (16 varillas #10)

Acero estructural: A-572 (IR 305 x 96.7 [kg/m])

Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 14 de 20)

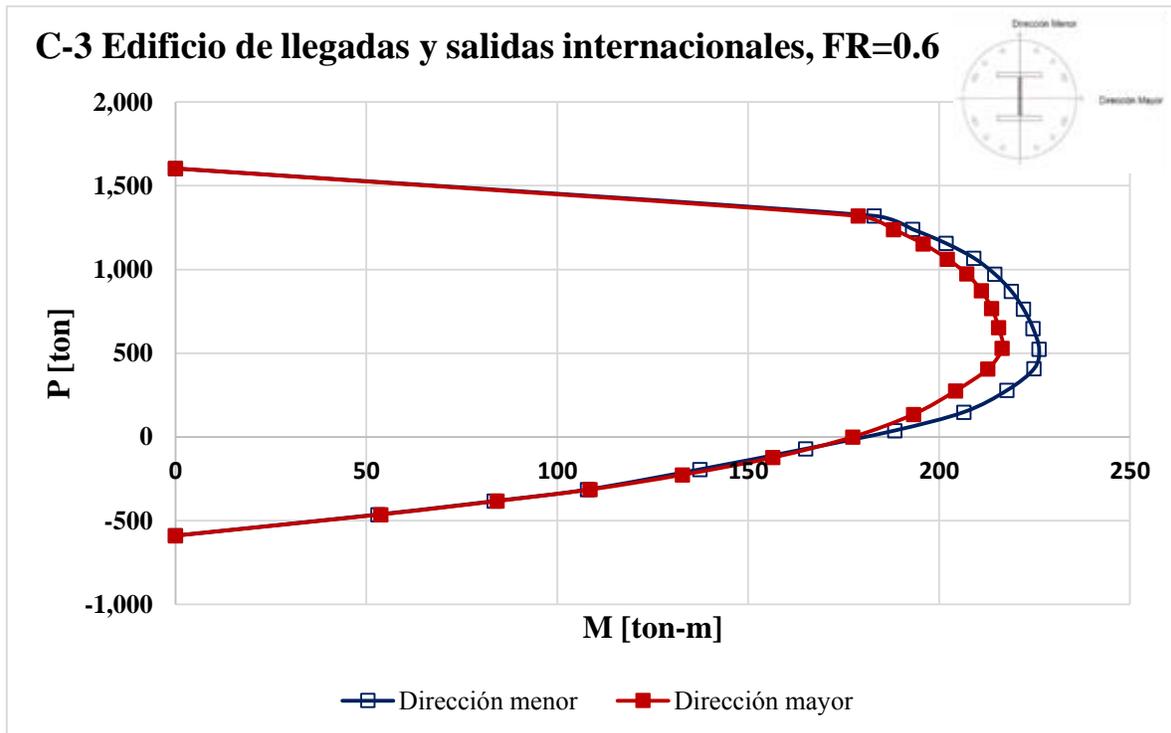
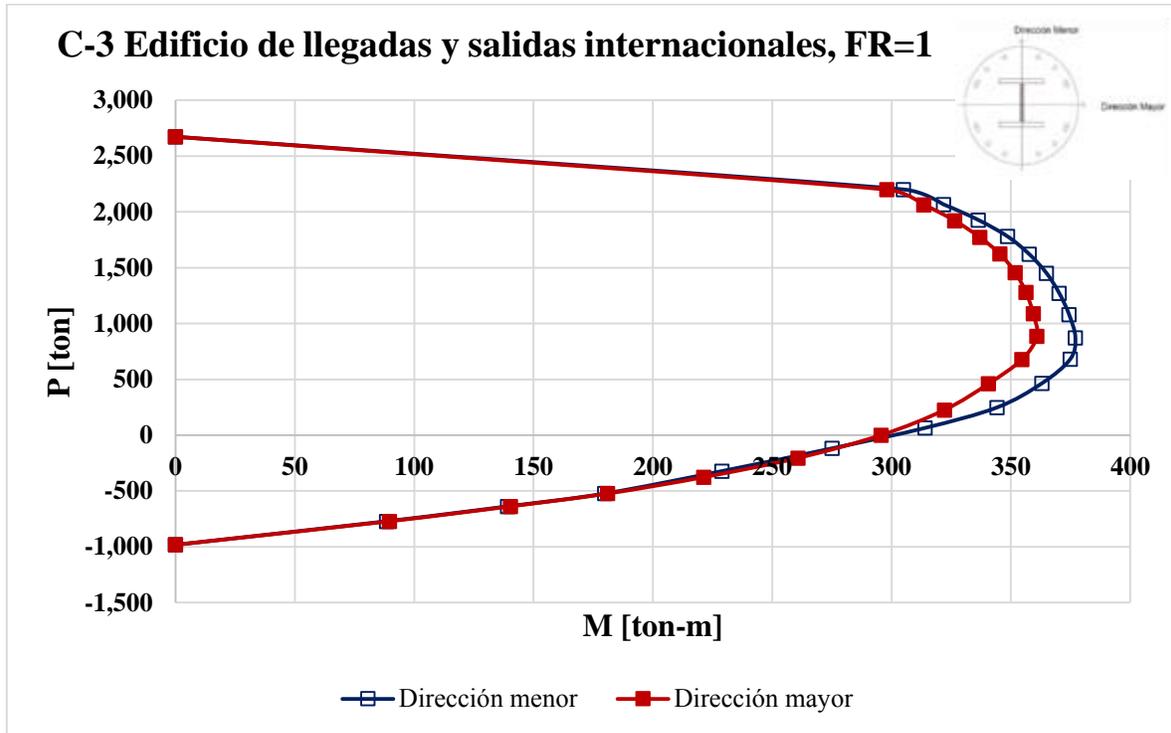


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 15 de 20)

Columna C-4

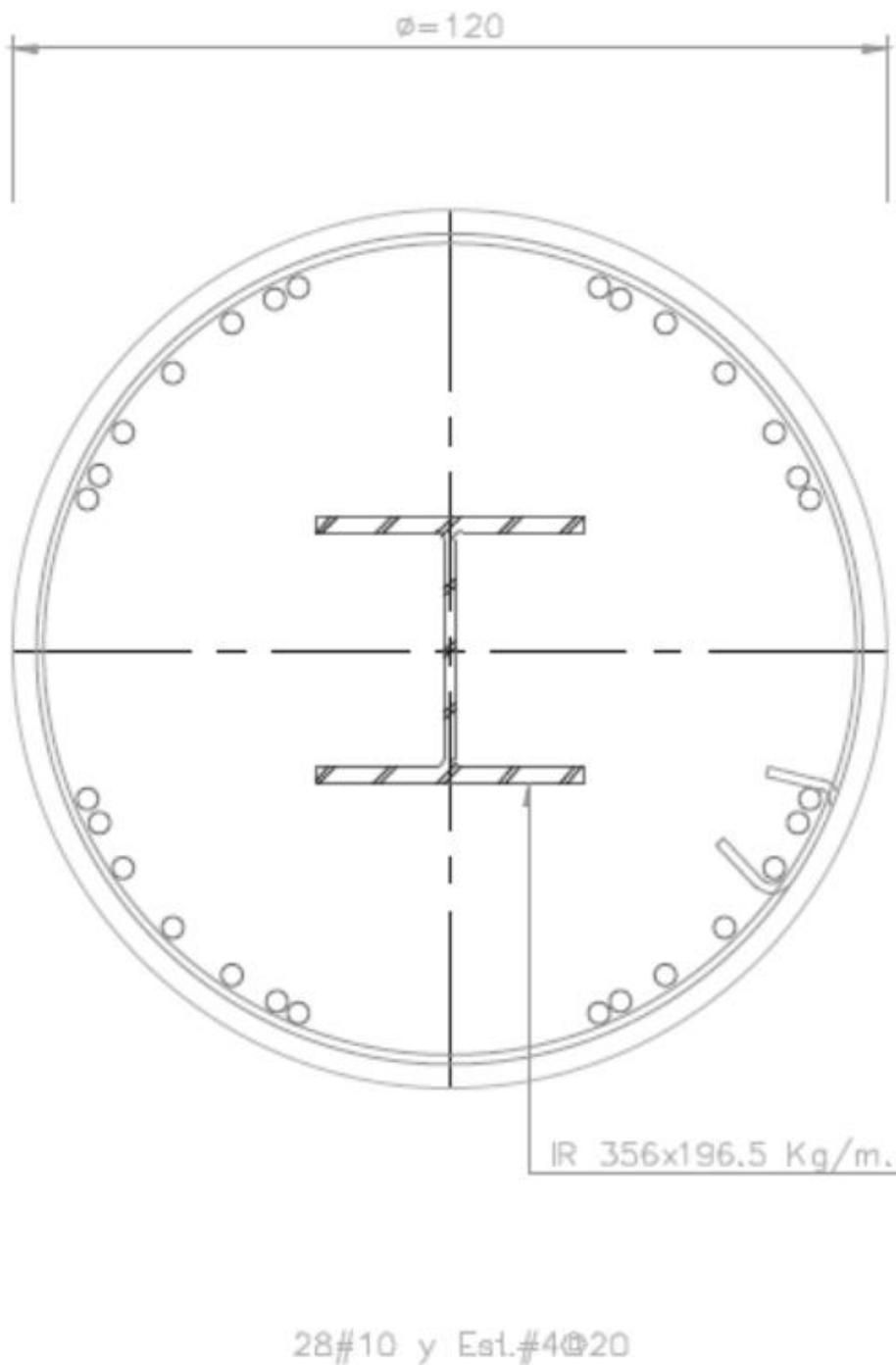
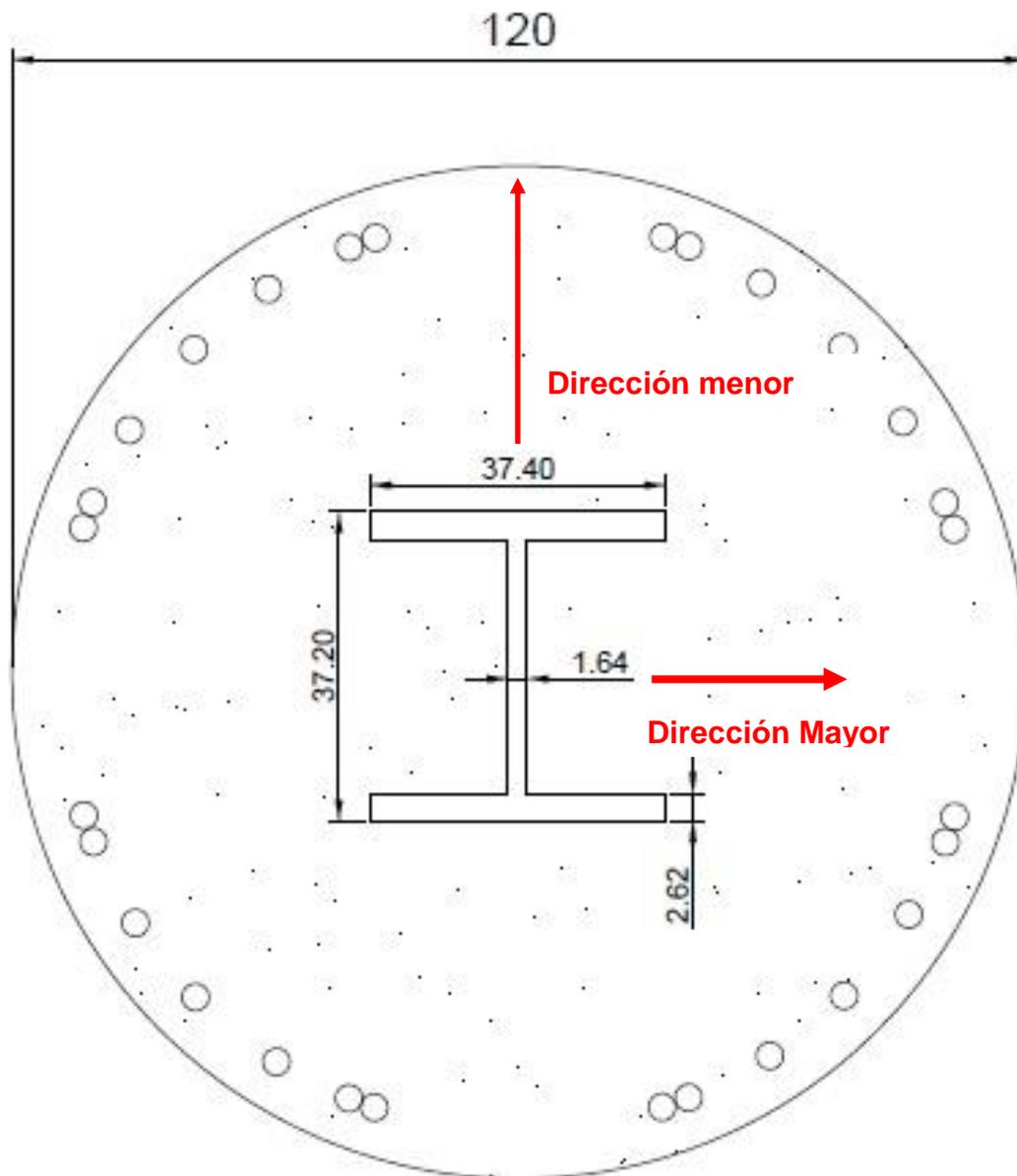


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 16 de 20)



C-4

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero de refuerzo: $f_y = 4200$ [kg/cm²] (24 varillas # 10)

Acero estructural: A-572 (IR 356 x 196.7 [kg/m])

Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 17 de 20)

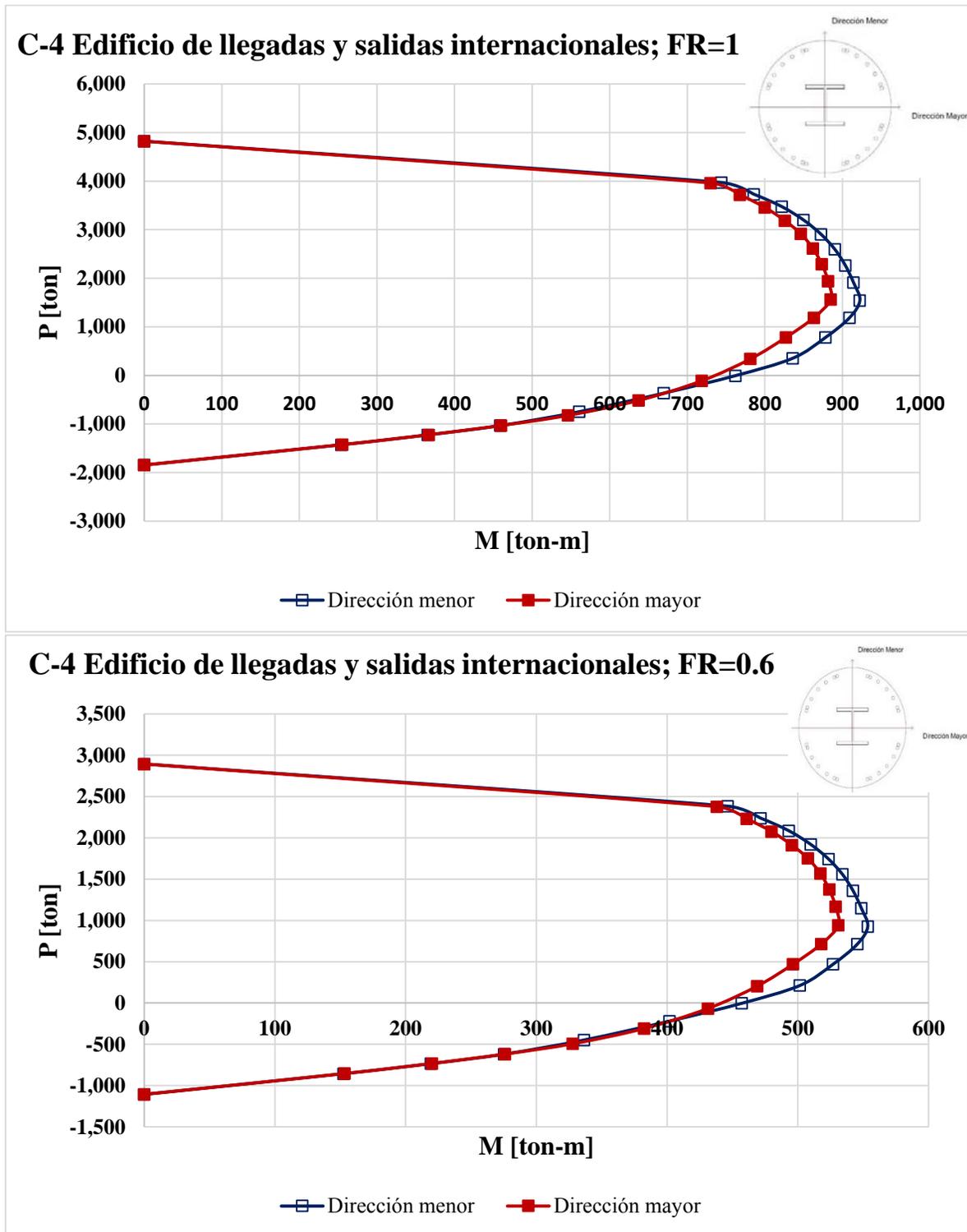
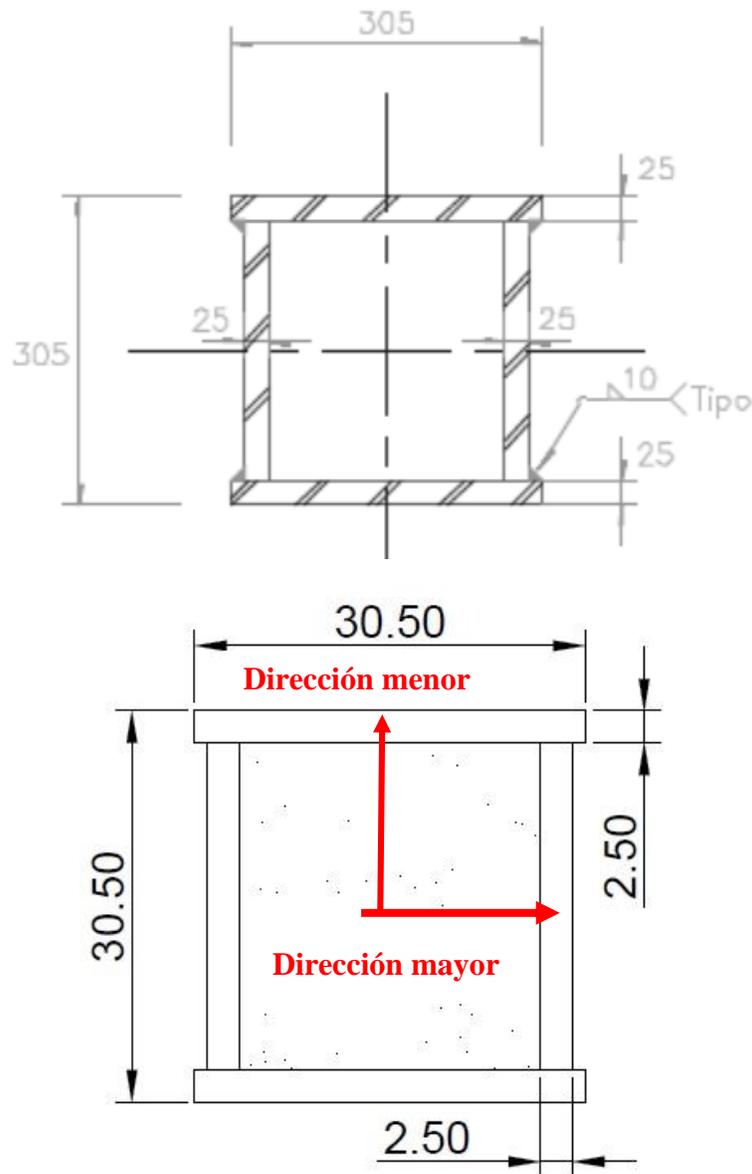


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 18 de 20)

Columna CM-1



CM-1

Acotaciones en centímetros

Concreto: $f'_c = 450$ [kg/cm²]

Acero estructural: A-572

Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 19 de 20)

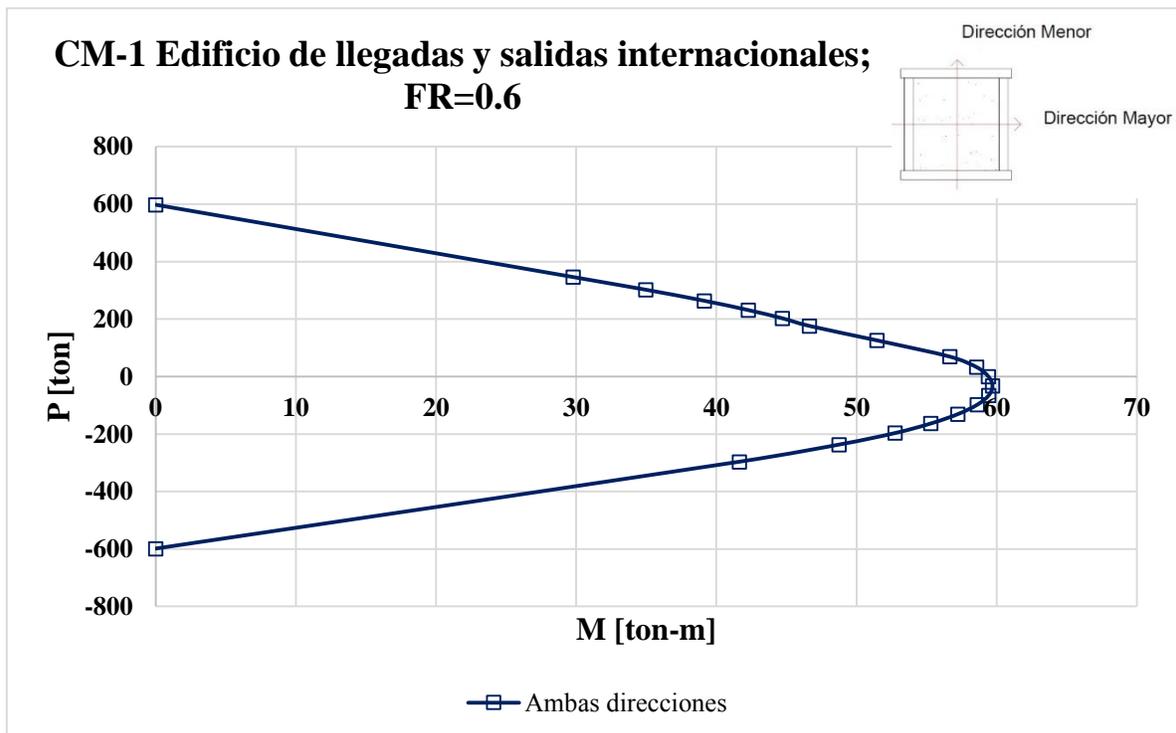
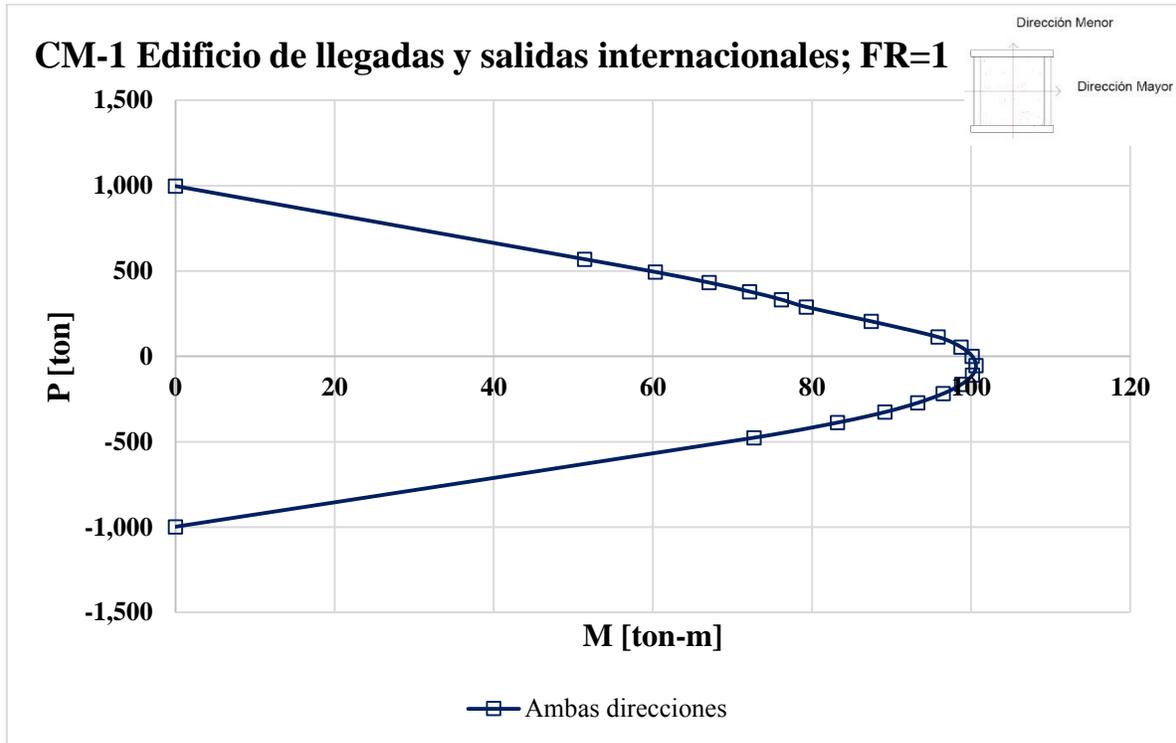


Figura 5.74 Diagramas de interacción (M-P) de los cuatro tipos de columnas que componen el edificio de llegadas y salidas internacionales, su resistencia fue revisada a compresión biaxial y fuerza cortante. (Figura 20 de 20)

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En todo análisis y diseño siempre debe tenerse en cuenta que los reglamentos establecen las condiciones y límites de seguridad mínimas que debe cumplir una estructura y estos también sirven de referencia para determinar el estado de las condiciones estructurales en las que se encuentran los inmuebles con el paso del tiempo, como se hizo en el trabajo realizado. En un panorama general los resultados obtenidos fueron satisfactorios y se puede decir que los edificios presentan las condiciones estructurales de seguridad adecuadas según lo establecido en el RCDF-2004, a continuación se presentan conclusiones y recomendaciones particulares de acuerdo a los resultados obtenidos.

6.1 Conclusiones

- Por medio de las pruebas de vibración ambiental se puede obtener información muy valiosa, como lo son los periodos y frecuencias de los distintos modos de vibrar de una estructura, esto es de gran ayuda ya que ayuda a verificar que los resultados obtenidos por medio del análisis que se haga en un modelo matemático de computadora sean coherentes y en casos donde no se disponga de la información suficiente para elaborar el modelo, se puede saber si las consideraciones que se estén haciendo son adecuadas.
- Los periodos de vibración que presentan los edificios están bastante alejados del periodo de vibración del suelo, siendo el más alto el perteneciente al edificio Terminal con 0.946 [s] mientras que el periodo de vibración del suelo medido fue 3.80 [s] y 3.50 [s] según las curvas de isoperiodos de las NTC-Sismo del RCDF-2004, con esto se puede estar seguro que no se presentará el fenómeno de resonancia además de que al ser pequeños, se espera que tengan una rigidez adecuada, esto se comprobó al revisar las distorsiones angulares de entrepiso en condiciones de servicio y colapso.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Durante la ocurrencia de un sismo es necesario que las estructuras tengan la rigidez adecuada por medio de la cual se evite tener deformaciones excesivas y en caso de edificios colindantes, se evite el choque entre ellos. La revisión de la rigidez de los edificios en este caso se revisó de manera individual y en conjunto, aunque los resultados en conjunto no se presentan en este trabajo, estos se compararon con los límites permisibles que establecen las NTC-Sismo del RCDF-2004 para condiciones de servicio y de colapso (0.004 y 0.030) resultando en todos los casos adecuadas ya que están dentro de los valores límite establecidos.
- La rigidez de los edificios se comparó también con el espectro construido a partir de la propuesta de las NTC-Sismo del RCDF-2014 que está en etapa de revisión, las ordenadas espectrales de este llegan a ser hasta 30% mayores que aquellas pertenecientes al espectro del RCDF-2004, por esta razón las fuerzas cortantes de entrepiso en este caso fueron mayores al igual que los desplazamientos y distorsiones, sin embargo las distorsiones angulares de entrepiso se compararon también con los límites de 0.004 y 0.03 para condiciones de servicio y colapso que establece el reglamento, siendo los resultados satisfactorios quedando por debajo de dichos valores permisibles.
- La revisión de resistencias se realizó para las vigas del puente que une a los edificios y las columnas de los mismos, en ambos casos se escogieron los elementos más esforzados, en el caso de las vigas, de acuerdo a la combinación para carga muerta más carga viva máxima ya que en esta es donde se presentaron los mayores elementos mecánicos mientras que para las columnas resultaron en la combinación de carga muerta más carga viva reducida más sismo (espectro de diseño del Apéndice A de las NTC-Sismo del RCDF-2004 considerando un periodo de vibración del suelo $T_s=3.5$ [s]). En el caso de vigas se hizo la revisión por flexión y fuerza cortante, las resistencias obtenidas en ambos casos resultaron mayores que los esfuerzos actuantes esto se observa de manera sencilla al comparar en las tablas correspondientes (5.18 a 5.21) los esfuerzos últimos contra los resistentes ya que el cociente de estos están por debajo de la unidad, razón por la cual se determina que los puentes tienen las resistencias adecuadas para resistir las sollicitaciones resultantes de las actividades que se lleven a cabo en los edificios. En el caso de la revisión de columnas, las tablas correspondientes (5.22 a 5.24 y 5.26 a 5.28) muestran los resultados obtenidos para la revisión de resistencias ante esfuerzos de flexocompresión y fuerza cortante, en ambos casos las resistencias son adecuadas al estar por debajo de la unidad el cociente de esfuerzos últimos entre esfuerzos resistentes, cabe mencionar que se encontró que algunas columnas no cumplían con el requisito de que el área de acero del perfil sea por lo menos el cuatro por ciento del área de la sección bruta, a pesar de esto y como se acaba de mencionar los resultados fueron adecuados, particularmente en el caso de las fuerzas cortantes se observó que las resistencias obtenidas son por mucho, mayores a las fuerzas cortantes últimas.

Resumiendo lo anterior, los edificios tienen la resistencia y rigidez adecuadas para las sollicitaciones que se presenten ante sismo y las actividades que en ellos se realicen normalmente, por esta razón no es necesario rigidizar y mucho menos reforzar el sistema estructural.

6.2 Recomendaciones

Los hundimientos presentes en el sitio donde se encuentran los edificios seguirán ocurriendo, para evitar que los edificios continúen hundiéndose o lo hagan de una manera más controlada existen algunas soluciones, como por ejemplo, colocar pilotes de control, sin embargo, esa y el resto de soluciones existentes resultan muy costosas y es poco probable que eliminen por completo el problema, por esta razón se propone cortar la unión existente entre el edificio Terminal y los edificios de llegadas y salidas nacionales e internacionales de esta manera los hundimientos que se generen en los edificios de llegadas y salidas serán más uniformes al no estar sujetos al edificio Terminal. Esto implica “aprender a vivir con el problema” y en caso de ser necesario poner escalones o acondicionar una rampa que permita el tránsito de las personas y equipo necesario para el funcionamiento de los edificios. Esta sería la solución más factible dado que debido al problema y el resto de vida útil del edificio, otras soluciones resultan demasiado costosas e invasivas a la estructura del mismo, además de acuerdo al análisis y cálculo de resistencias realizados la estructura se encuentra en buenas condiciones y es recomendable que no sufra modificaciones en sus elementos estructurales ni las cargas o masas a las que está sujeta debido al equipo que se maneje y las actividades cotidianas que se realicen.

Finalmente, también es recomendable que al menos una vez al año se realicen mediciones de asentamientos y desplomes en los edificios para tener conocimiento de ellos así como llevar un control que en caso necesario brinde información necesaria para realizar otra revisión de la estructura en un futuro.

7. REFERENCIAS

1. Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Concreto (NTC-Concreto, RCDF-2004)
2. Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Metálicas (NTC-Metálicas, RCDF-2004)
3. Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (NTC-Edificaciones, RCDF-2004)
4. Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de Cimentaciones (NTC-Cimentaciones, RCDF-2004)
5. Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo (NTC-Sismo, RCDF-2004)
6. Bazán E y Meli R (2008), “Diseño Sísmico de Edificios”, Ed Limusa, México, D.F.
7. Meli R (1985) “Diseño Estructural”, Ed Limusa, México D.F.