



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

**DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE
ACUERDO A LA NORMATIVA CIRSOC 103/2021
PARTE II
DISEÑO POR CAPACIDAD**

Autores: Lucotti Franco; Troncoso Martín

Director: Dr. Ing. Guillermo Gerbaudo

Codirector: Ing. Javier Buraschi

Carrera: Ingeniería Civil

Neuquén, Argentina, 2021



Resumen

Analizar el impacto que produce una carga dinámica en una estructura adquiere especial dificultad cuando dicha carga, además de ser variable en el tiempo, conlleva incertidumbre en su magnitud. Este es el caso de las cargas sísmicas. Debido a esta complejidad se han estudiado métodos de diseño que logren conseguir una estructura dúctil o extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo, evitando el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia. Este enfoque es el que se propone en el nuevo Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes, emitido entre 2018 y 2021, reemplazando la normativa anterior, de 1991. El objetivo principal del presente trabajo es comparar los resultados del diseño mediante ambas normas sobre una misma estructura.

La metodología para alcanzar el objetivo planteado parte desde el estudio del nuevo reglamento, su filosofía, conceptos y procedimientos de cálculo. Luego, se prestará especial atención al modelado computacional de la estructura con el fin de trabajar sobre un modelo sólido y confiable. Se tomarán pórticos típicos de los primeros pisos para analizar las solicitaciones y realizar el dimensionado de armaduras de refuerzos aplicando las exigencias de ambas normativas.

Se elaborará un análisis comparativo de los conceptos involucrados en ambas normas y de los resultados obtenidos desde un enfoque económico. Finalmente, se realizará una comparación del potencial desempeño de la estructura ante un evento sísmico según los diferentes enfoques que tienen las normas estudiadas.

Palabras clave: Diseño por Capacidad – Sismorresistente – Sismo – Hormigón Armado – Ductilidad



Abstract

Analyzing the impact produced by dynamic loads to a structure becomes especially complex when such load is variable across time, and its magnitude is uncertain. This is the case for seismic loads. Due to this complexity, studies have been carried upon design methods that enable to obtain ductile structures, extremely tolerant to seismic imposed displacements, avoiding collapse despite having its strength exceeded. This is the proposed focus in the new Argentinian seismic code (issued between 2018 and 2021) that replaces the old code, dating 1991. The main purpose of this writing is to compare the designs resulting from the application of both codes to a same building.

The proposed methodology to achieve the mentioned purpose starts with the study of the new code, its philosophy, concepts and methods. Then, a special focus is given to the software modelling of the structure, in order to work over a solid, reliable model. Typical frames of the structure are analyzed, determining the load effects and resultant reinforcements according to both codes.

A comparative analysis will be developed, focused on the concepts involved and the results obtained, with an economic point of view. Finally, there will be a comparison about the potential performance of the obtained structures facing a seismic event, according to the different focuses of the codes in study.

Keywords: Capacity Design – Earthquake Resistant – Seismic – Reinforced Concrete – Ductility



Índice de contenido

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1 INTRODUCCIÓN GENERAL.....	1
1.2. MARCO TEÓRICO Y LEGAL.....	2
1.2.1 Reglamentos.....	2
1.2.2 Hipótesis de diseño	3
1.3. OBJETIVOS.....	4
1.3.1 Objetivos específicos.....	4
1.4. ALCANCES.....	4
CAPÍTULO II: DISEÑO SÍSMORRESISTENTE Y METODOLOGÍA DE DISEÑO POR CAPACIDAD.....	6
2.1 DISEÑO SÍSMORRESISTENTE.....	6
2.1.1 Estados límite de diseño sísmico.....	6
2.1.2 Ductilidad	7
2.2 FILOSOFÍA DEL DISEÑO POR CAPACIDAD.....	8
2.2.1 Analogía de la cadena.....	9
2.2.2 Diseño de estructuras.....	11
2.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO	12
2.3.1 Selección del mecanismo de colapso	12
2.3.2 Diseño de vigas.....	13
2.3.3 Diseño de Columnas.....	16
2.3.4 Diseño de Nudos Viga-Columna.....	18
2.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA SIMPLE.....	19
CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA	22
3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO	22
3.2. HORMIGÓN.....	22
3.2.1 Diseño del hormigón	22
3.2.2 Recomendaciones	24



3.3. ESTRUCTURA PORTANTE PRINCIPAL	24
3.3.1 Columnas.....	26
3.3.2 Vigas	27
3.3.3 Losas	27
3.4. FUNDACIONES.....	28
CAPÍTULO IV: MODELO ESTRUCTURAL.....	30
4.1 DIFERENCIAS ENTRE LA ESTRUCTURA REAL Y LA ANALIZADA	30
4.2 HIPÓTESIS DE MODELADO.....	31
4.3 MODELO DE CÁLCULO.....	32
4.3.1 Proceso de modelado.....	32
4.3.2 Verificación del modelo.....	36
4.4 RIGIDEZ DE ELEMENTOS.....	38
CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE CARGAS	40
5.1 CARGAS GRAVITATORIAS	40
5.1.1 Cargas permanentes.....	40
5.1.2 Sobrecargas de diseño.....	40
5.1.3 Cargas de nieve	41
5.2 CARGAS DE VIENTO	42
5.3 DETERMINACIÓN DE ACCIONES SÍSMICAS.....	48
5.3.1 Acciones sísmicas según INPRES-CIRSOC 103, PI 1991	48
5.3.2 Acciones sísmicas según INPRES-CIRSOC 103, PI 2018	49
5.3.3 Acciones sísmicas verticales	51
5.3.4 Diferencias en espectros y factores de reducción entre normas.....	52
5.4 COMBINACIONES DE CARGAS	53
CAPÍTULO VI: CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	55
6.1 MÉTODO DE ANÁLISIS	55
6.1.1 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991.....	55
6.1.2 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 2018.....	56
6.2 REGULARIDAD ESTRUCTURAL Y EFECTOS TORSIONALES	57



6.2.1 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991	57
6.2.2 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 2018	58
6.3 CONTROL DE DEFORMACIONES Y EFECTO P-DELTA	60
6.3.1 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991	60
6.3.2 Según INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018).....	61
CAPÍTULO VII: RESULTADOS Y SOLICITACIONES	63
7.1 FUERZAS SISMICAS, ESFUERZOS DE CORTE Y DESPLAZAMIENTOS	63
7.1.1 Corte basal.....	63
7.1.2 Cortes por nivel, fuerzas sísmicas y desplazamientos.....	63
7.2 REGULARIDAD ESTRUCTURAL Y EFECTOS TORSIONALES	65
7.2.1 INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991.....	65
7.2.2 INPRES-CIRSOC 103, Parte I 2018.....	67
7.3 DEFORMACIONES Y EFECTO P-DELTA	69
7.3.1 INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991.....	69
7.3.2 INPRES-CIRSOC 103, Parte I 2018.....	70
7.4 FORMAS Y PARTICIPACIONES MODALES	72
7.5 REACCIONES EN LA BASES.....	74
7.6 ESFUERZOS INTERNOS.....	75
CAPÍTULO VIII: DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN CIRSOC 201, 2005	79
8.1 SELECCIÓN DE ELEMENTOS A DIMENSIONAR.....	79
8.2 DISEÑO DE VIGAS.....	81
8.2.1 Armadura longitudinal	81
8.2.2 Redistribución de los momentos negativos en elementos continuos sometidos a flexión ..	83
8.2.3 Armadura transversal.....	85
8.2.4 Resultados	88
8.3 DISEÑO DE COLUMNAS	89
8.3.1 Armadura longitudinal	89
8.3.2 Armadura transversal.....	90
8.3.3 Secciones resultantes de armadura	91



CAPÍTULO IX: DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN INPRES-CIRSOC 103, PARTE II 1991	92
9.1 DISEÑO DE VIGAS	92
9.1.1 Armadura longitudinal	92
9.1.2 Armadura transversal	94
9.1.3 Secciones resultantes de armadura longitudinal	95
9.1.4 Secciones resultantes de armadura transversal	96
9.1.5 Armaduras adoptadas	97
9.2 DISEÑO DE COLUMNAS	99
9.2.1 Armadura longitudinal	100
9.2.2 Armadura transversal	100
9.2.3 Secciones resultantes de armadura	102
9.2.4 Armaduras adoptadas	102
9.3 DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA	104
9.3.1 Armaduras horizontales	105
9.3.2 Armaduras verticales	105
CAPÍTULO X: DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN INPRES-CIRSOC 103, PARTE II 2021	108
10.1 MECANISMO DE COLAPSO	108
10.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	109
10.3 DISEÑO DE VIGAS	110
10.3.1 Limitaciones dimensionales	110
10.3.2 Armadura longitudinal	110
10.3.3 Armadura transversal	112
10.3.4 Armaduras adoptadas	114
10.4 DISEÑO DE COLUMNAS	117
10.4.1 Factor de sobrerresistencia flexional de vigas	117
10.4.2 Diseño a flexión y esfuerzo axial	117
10.4.3 Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas	119
10.4.4 Armadura transversal	120



10.5 DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA.....	123
CAPÍTULO XI: ANÁLISIS COMPARATIVO	125
11.1 CONCEPTOS INVOLUCRADOS EN LOS REGLAMENTOS	125
11.2 SECCIONES DE ACERO RESULTANTES – COMPARATIVA ECONÓMICA... ..	126
11.3 COMPORTAMIENTO/DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA ANTE ACCIONES SÍSMICAS	127
CAPÍTULO XII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	129
12.1 CONCLUSIONES	129
12.2 RECOMENDACIONES	130
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	131
ANEXOS.....	133
A. ESFUERZOS OBTENIDOS Y CÁLCULO DE ARMADURAS SEGÚN CIRSOC 201 (2005)	133
B. ESFUERZOS OBTENIDOS Y CÁLCULO DE ARMADURAS SEGÚN INRPES- CIRSOC 103 (1991).....	138
C. ESFUERZOS OBTENIDOS Y CÁLCULO DE ARMADURAS SEGÚN INRPES- CIRSOC 103 (2021).....	140

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN GENERAL

La incorporación de procedimientos de diseño sísmico para edificaciones se comenzó a adoptar de manera general en la década de 1920, cuando se empezó a apreciar la importancia de las cargas inerciales sobre las estructuras. Ante la ausencia de mediciones confiables de las aceleraciones del suelo, y como consecuencia de la falta de conocimiento sobre las respuestas dinámicas de las estructuras, la magnitud de las fuerzas de inercia sísmicas no podía estimarse de manera confiable. Debido a esto, se consideraban para el diseño fuerzas laterales equivalentes a un 10% del peso de las edificaciones.

A partir de la década de 1960, los acelerogramas comenzaron a brindar información detallada sobre los movimientos del suelo ocasionados por los eventos sísmicos. Las filosofías de diseño por resistencia y el desarrollo de análisis computacionales facilitaron un estudio más detallado de la respuesta sísmica de las estructuras. Se comprobó que, en muchos casos, el diseño sísmico para las fuerzas laterales especificadas en los reglamentos disponibles era insuficiente para asegurar que la resistencia de las estructuras no fuera excedida por la demanda ocasionada por movimientos sísmicos severos.

Las observaciones realizadas sobre edificios reales sometidos a eventos sísmicos indicaban que esta falta de resistencia no necesariamente resultaba en el colapso de la estructura, o en daños graves. Si la resistencia estructural podía mantenerse sin una degradación excesiva al incurrir en deformaciones inelásticas, la estructura podía sobrevivir a los sismos, e incluso ser reparada de manera viable desde el punto de vista económico.

Por otro lado, las estructuras que, a causa de las deformaciones inelásticas sufrían una gran reducción de resistencia, como ocurre con las fallas por esfuerzo cortante, los daños severos o el colapso de la estructura resultaban frecuentes.

Se comienza entonces a alentar a que el diseño sísmico genere configuraciones estructurales que tengan mayor ductilidad. Esto se logra mediante una mejora en la regularidad estructural y una



elección cuidadosa de los modos de falla y las zonas en que se permite el desarrollo de deformaciones inelásticas.

Como consecuencia de estos descubrimientos, a partir de la década de 1970 en Nueva Zelanda, comenzaron a desarrollarse los procedimientos para la aplicación del diseño por capacidad de estructuras, enfocados en el diseño y detallado de la estructura más que en un análisis sofisticado de la misma. Estos procedimientos fueron luego tomados como referencia en diferentes reglamentos de diseño sísmico alrededor del mundo.

En Argentina, la filosofía de diseño por capacidad se adoptó inicialmente en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 2005. Debido a los inconvenientes presentados por los profesionales para la aplicación efectiva de las prescripciones contenidas en la Parte II, ha resultado necesaria una revisión la cual se publicó en Abril de 2021.

En el presente trabajo se desarrollará el análisis y dimensionado de una estructura mediante dos metodologías diferentes, tomando como referencia para el modelo la geometría de un edificio real existente. El diseño por resistencia, contenido en el reglamento anterior, vigente hasta 2013, y utilizado ampliamente por los profesionales hasta la actualidad, y el diseño por capacidad, contenido en el nuevo reglamento. Se realizará luego un análisis comparativo de las metodologías y resultados obtenidos.

Cabe destacar que no se realiza en este trabajo una verificación del edificio considerado. Se utiliza únicamente la geometría del edificio existente para realizar en base a la misma el análisis y diseño según los dos reglamentos en estudio. Esto dará como resultado, lógicamente, en diseños estructurales diferentes al real.

1.2. MARCO TEÓRICO Y LEGAL

1.2.1 Reglamentos

Para la elaboración del presente trabajo se tomaron como referencia de marco legal los reglamentos que se mencionan a continuación.

El reglamento que rige el diseño general de estructuras de hormigón armado en la República Argentina es el Reglamento CIRSOC 201, 2005.



En cuanto a las estructuras sometidas a acciones sísmicas, hasta 2013 se mantuvo en vigencia legal el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, 1991 el cual consta de la Parte I (Construcciones en general) y Parte II (Construcciones de hormigón armado y hormigón pretensado).

A partir de Junio 2019 se encuentra en vigencia el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte I 2018 (Construcciones en general). Al momento del desarrollo de este trabajo, la Parte II 2021 (Construcciones de Hormigón Armado) se encuentra en trámite de aprobación.

Además, para el cálculo de cargas de diseño se utilizaron los siguientes reglamentos vigentes:

- CIRSOC 101, 2005
- CIRSOC 102, 2005
- CIRSOC 104, 2005

1.2.2 Hipótesis de diseño

El modelado y cálculo de la estructura analizada en el presente trabajo se sustenta teóricamente en las siguientes hipótesis fundamentales.

Mecánica y comportamiento del hormigón armado:

- Los esfuerzos internos en una sección cualquiera de un elemento están en equilibrio con los efectos de las cargas externas en dicha sección.
- La deformación unitaria en una barra de refuerzo es la misma que la del hormigón circundante. Es decir, se asume una adherencia perfecta en la interfase entre el hormigón y el acero.
- Las secciones transversales planas antes de la aplicación de las cargas se mantienen planas para el elemento cargado.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del hormigón.
- La teoría utilizada se basa en relaciones esfuerzo-deformación reales y en las propiedades de resistencia de los dos elementos constituyentes, o en simplificaciones razonables.

En base a las cinco premisas anteriores es que se puede predecir y calcular el comportamiento de los elementos de hormigón armado. Esta teoría, junto a los conocimientos adquiridos

empíricamente dan como resultado las expresiones, limitaciones, y requisitos contenidos en los manuales de diseño y reglamentos para el dimensionado de estructuras de hormigón armado.

Diseño sísmico:

Las bases y fundamentos teóricos del diseño sísmico se resumen en la primera parte del siguiente capítulo, focalizando en los estados límites de diseño, las simplificaciones de los modelos estructurales y el concepto de ductilidad.

1.3. OBJETIVOS

Se propone como objetivo general realizar el cálculo sismorresistente de una estructura real, emplazada en la ciudad de Cipolletti, Río Negro, mediante la aplicación del diseño por capacidad presente en la normativa más recientemente desarrollada (INPRES-CIRSOC 103, PII 2021), y comparar los resultados obtenidos con la aplicación de la normativa anterior (INPRES-CIRSOC 103, PII 1991).

1.3.1 Objetivos específicos

Se plantean los siguientes objetivos específicos para el presente trabajo:

- Adquirir y desarrollar habilidades en el estudio, análisis e interpretación de estructuras de hormigón armado sometidas a acciones sísmicas.
- Evaluar el impacto que tiene sobre la cantidad de armadura de refuerzo la aplicación del diseño por capacidad respecto a la antigua metodología de diseño por resistencia.
- Profundizar el conocimiento y aplicación de la última normativa vigente.
- Profundizar en la práctica de modelación de estructuras mediante programas computacionales de análisis estructural.

1.4. ALCANCES

El presente trabajo se enfoca en el procedimiento de cálculo y detalles de armado para el diseño sísmico de la superestructura del edificio tomado como modelo, basado tanto en el antiguo como para el nuevo Reglamento de Construcciones Sismorresistentes, centrándose en el sistema de pórticos vigas-columnas. Cabe remarcar, como se mencionó anteriormente, que únicamente se



toma la geometría edificio original y se realiza un nuevo modelo. No se pretende hacer una verificación estructural de la estructura real.

Tratándose de un trabajo comparativo, no se busca realizar el diseño de la estructura completa a modo de proyecto estructural íntegro. Si bien la estructura se modela en su totalidad, el diseño y dimensionado sismorresistente se limitará a pórticos típicos, que permitan poner en evidencia las características del diseño sismorresistente y las diferencias obtenidas por la aplicación de las diferentes versiones del reglamento. Además, en este caso, no se profundiza en el diseño de fundaciones ni en la interacción suelo-estructura ya que no aportaría significativamente al cumplimiento de los objetivos planteados.

Por último, se intenta expresar y comprender la nueva filosofía de diseño sísmico, junto a sus conceptos y fundamentos. Por último, con los resultados obtenidos se elabora un análisis comparativo de los dos métodos aplicados.

CAPÍTULO II: DISEÑO SÍSMORRESISTENTE Y METODOLOGÍA DE DISEÑO POR CAPACIDAD

2.1 DISEÑO SISMORRESISTENTE

2.1.1 Estados límite de diseño sísmico

Cuando se diseña las estructuras para resistir a las acciones sísmicas se consideran varios niveles de protección. Esto se debe a la imposibilidad técnica y económica de proteger a una edificación ante cualquier evento, por lo que se deberán admitir daños ante acciones severas. Se definen entonces tres estados límite.

- a) Estado de servicio. Los movimientos sísmicos frecuentes, que no producen grandes aceleraciones del suelo, no deberían interferir con el normal funcionamiento de los edificios. Esto significa que no deberían ocasionar la necesidad de reparaciones estructurales, como así tampoco de sus instalaciones o componentes no estructurales. Un diseño apropiado para estas solicitaciones debe controlar y limitar los desplazamientos y asegurar que los componentes de la estructura resistan las fuerzas en su rango elástico de deformaciones.
- b) Estado de control de daños. Ante sismos de mayor intensidad, se puede admitir cierto daño sobre la edificación. La deformación de los elementos puede tener como consecuencia la aparición de fisuras en el hormigón que necesiten luego de reparaciones. La ocurrencia de estos eventos debe tener una baja probabilidad de ocurrencia en la vida útil del edificio. Ante sismos de menor intensidad se debe poder reparar el edificio y ser puesto en funcionamiento de manera económicamente viable.
- c) Estado de supervivencia. Las estrategias de diseño enfatizan fuertemente la preservación de la vida humana incluso ante las acciones sísmicas más severas que pudieran ocurrir. Para la mayoría de los edificios, se deberá admitir un daño extenso a la estructura y sus componentes. En algunos casos, los daños serán imposibles de reparar, pero se debe lograr evitar el colapso repentino de la estructura. Con este objetivo, el diseño contemplará grandes deformaciones inelásticas ante las cargas laterales, que deberán ser soportadas sin sufrir grandes pérdidas de resistencia ni de integridad estructural ante las cargas gravitatorias.

2.1.2 Ductilidad

Una de las propiedades más importantes a tener en cuenta al diseñar y dimensionar estructuras sometidas a acciones sísmicas es la ductilidad. Esta es la capacidad de un material, elemento o estructura de mantener su resistencia en el rango inelástico de deformaciones, y disipar energía mediante un comportamiento de histéresis.

La ductilidad en un material se puede calcular como la relación entre la deformación unitaria que sufre en el momento de la rotura, y la deformación al inicio de la fluencia, o falla, cuando la curva tensión-deformación comienza a alejarse de la relación lineal.

En el caso de un elemento sometido a flexión, la ductilidad puede evaluarse a través de la rotación (Ductilidad de curvatura). La relación es entre la curvatura máxima, o última, alcanzada por el elemento y la curvatura al inicio de la fluencia. También puede considerarse la ductilidad de desplazamiento, evaluando el desplazamiento de un punto del elemento en la dirección de la fuerza aplicada.

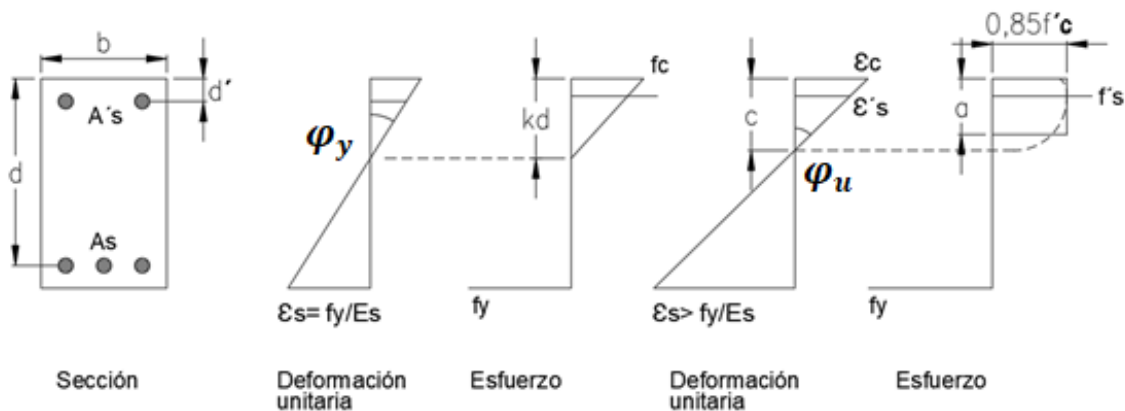


Figura 1 Ductilidad de curvatura en una sección rectangular. Izq: Primera cedencia - Der: Esfuerzo último (Cátedra H^oA^o UNC, 2021)

$$\text{Ductilidad de curvatura: } \mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

En cuanto al análisis estructural de un edificio, se puede diferenciar entre ductilidad global y ductilidad local. La ductilidad global es aquella que logran los elementos estructurales en su conjunto, alcanzando una cierta deformación máxima ante cargas laterales. La ductilidad local

refiere a la capacidad de deformación de cada elemento por separado, mediante el mecanismo de flexión.

2.2 FILOSOFÍA DEL DISEÑO POR CAPACIDAD

Filosofía de diseño es el término utilizado para hacer referencia a los fundamentos básicos del diseño. Se refiere a los motivos de elección de las cargas de diseño, técnicas analíticas, procedimientos de diseño, preferencia por determinadas configuraciones estructurales en particular, materiales y enfoques respecto a la optimización económica.

La importancia de una filosofía de diseño racional se torna crucial cuando las acciones sísmicas dominan el diseño de una estructura. Esto se debe a que, usualmente, se admite que bajo acciones sísmicas las estructuras tengan mayores probabilidades de sufrir solicitaciones que induzcan la falla estructural que cuando se trata de cargas de viento, o sobrecargas por uso. Una muestra de ello es la probabilidad anual de que una estructura desarrolle su máxima resistencia ante la respuesta sísmica (1 a 3%), comparada con la probabilidad de desarrollarla debido a cargas gravitatorias (0,01%). (Paulay, Priestley, 1992)

La filosofía del diseño por capacidad se basa en la elección y adecuado diseño de los elementos del sistema principal de resistencia ante fuerzas laterales. Estos elementos se diseñan y detallan para disipar energía mediante incursiones en el rango plástico de deformaciones. Las regiones críticas de estos elementos, generalmente llamadas rótulas plásticas, se detallan para que puedan disipar energía por el mecanismo de flexión, mientras que las fallas por corte se evitan dotando a los elementos de una resistencia más elevada de la que se produce durante el mecanismo de colapso seleccionado. Los demás elementos de la estructura se protegen de la falla otorgándoles una resistencia superior a la correspondiente al desarrollo de los máximos esfuerzos resultantes de la formación de rótulas plásticas. Este procedimiento de diseño por capacidad asegura que los medios de disipación de energía seleccionados puedan mantenerse mientras el edificio incursiona en el rango plástico.

2.2.1 Analogía de la cadena

Para resaltar los conceptos básicos de la filosofía del diseño por capacidad se presenta la siguiente analogía de una cadena dúctil. Esta analogía es una presentación clásica en toda la bibliografía de diseño por capacidad.

El comportamiento de un sistema estructural puede representarse mediante una cadena. Toda cadena se rompe por el eslabón más débil, pero si dicho eslabón débil es diseñado detalladamente para que antes de romperse se comporte como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil.

Las diferentes solicitaciones sobre los elementos de una estructura se representan por los eslabones de la cadena. La cadena está constituida por eslabones frágiles y por un eslabón dúctil. Se conoce que la falla por fuerza cortante es frágil, mientras que el modo de falla por flexión puede ser dúctil si se diseña respetando ciertas condiciones (cuantías límites, confinamiento, etc.). Por lo tanto, resulta deseable que la resistencia al corte sea mayor que la resistencia a la flexión. En la cadena, los eslabones frágiles representan la resistencia al corte en los distintos elementos de la estructura, mientras que el eslabón dúctil representa la resistencia a la flexión.

La fuerza aplicada sobre todos los eslabones de la cadena es la misma, por lo que, si se provee a los eslabones frágiles de una resistencia superior a la máxima, o real soportada por el eslabón dúctil, se consigue una cadena dúctil en conjunto.

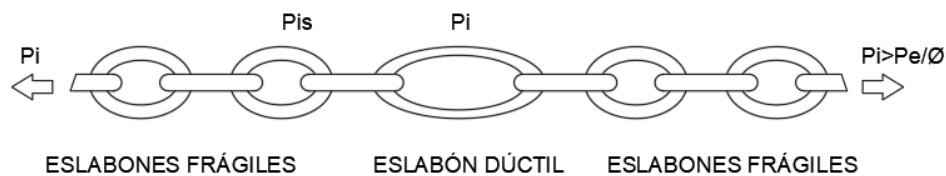


Figura 2 Cadena sometida a tracción (Paulay, Priestley, 1992. Fig 1.18)

De esta manera, la cadena está diseñada para resistir la solicitación última por tracción (P_u), equivalente a la fuerza inducida externamente (P_e). Por lo tanto, la resistencia ideal (o nominal) del eslabón débil necesita ser $P_i \geq P_e/\phi$. Habiendo escogido un apropiado eslabón dúctil, su sobrerresistencia puede ser prontamente calculada como $P_o \geq \lambda_o * P_i$, donde λ_o es el factor de

sobrerresistencia del acero. Para prevenir una falla frágil, la resistencia ideal de los eslabones fuertes P_{is} debe ser al menos igual a la sobrerresistencia del eslabón débil, $P_{is} \geq P_o$.

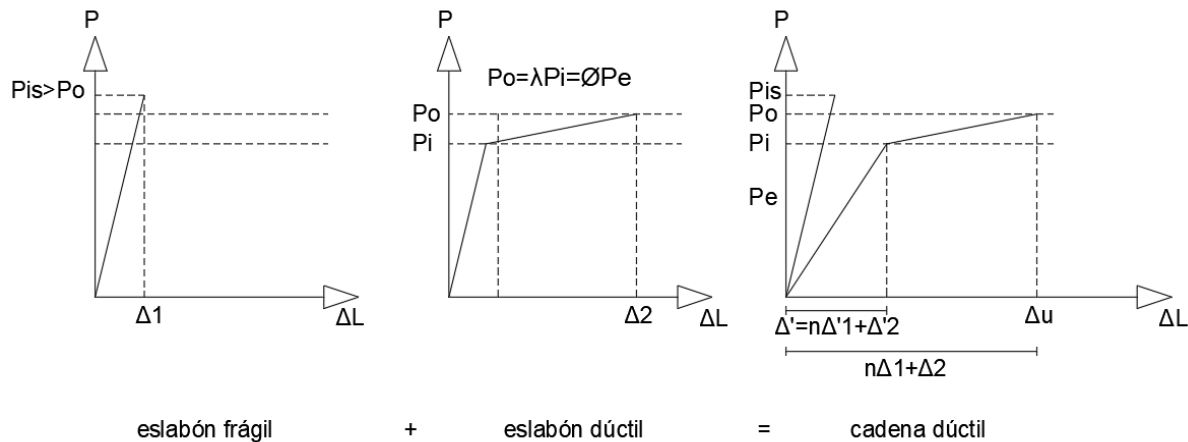


Figura 3 Curvas tensión deformación de eslabones y cadena (Paulay, Priestley, 1992. Fig 1.18)

Siendo:

- P_{is} = Resistencia de los eslabones frágiles.
- P_i = Resistencia del eslabón dúctil.
- P_o = Sobrerresistencia del eslabón dúctil.
- P_e = Fuerza de tracción externa.

En la Figura 3, el gráfico de la izquierda muestra el comportamiento del eslabón frágil, el cual se deformará linealmente hasta llegar a la falla dada por la fuerza P_{is} . En el siguiente gráfico, se muestra como el eslabón dúctil sufre un aumento importante en su deformación luego de alcanzar su capacidad dada por la fuerza P_i hasta desarrollar su sobrerresistencia P_o . Luego, al sumar estos dos comportamientos, teniendo en cuenta n eslabones frágiles más un eslabón dúctil, se obtiene una deformación con comportamiento dúctil tal como se muestra en el último gráfico.

$$P_i = P_e / \phi \quad y \quad P_o = \lambda_0 P_i$$

$$P_{is} > \frac{P_o}{\phi_s} = \frac{\lambda_0 P_i}{\phi_s}$$

2.2.2 Diseño de estructuras

Los principios presentados para la cadena del ejemplo anterior se pueden extender al diseño de una estructura más compleja como puede ser un edificio en altura.

En este tipo de estructuras cobra vital importancia la selección de un mecanismo de disipación de energía adecuado, llamado mecanismo de colapso. La ductilidad global que requiere la estructura para soportar los desplazamientos impuestos por las acciones sísmicas debe poder ser alcanzada mediante deformaciones inelásticas distribuidas en la mayor cantidad de elementos posibles, para que el requerimiento de ductilidad local sea pequeño.

El nivel de los daños dependerá de la magnitud de las deformaciones inelásticas impuestas durante un terremoto. Las deformaciones plásticas normalmente se forman en las secciones donde el momento flector es máximo, en elementos apropiadamente seleccionados.

En la Figura 4 se comparan los mecanismos de dos estructuras ante un mismo desplazamiento impuesto por una acción sísmica. Se puede observar que en el primer mecanismo la demanda de rotación en las rótulas de la base resulta mucho menor que en el segundo. Un adecuado mecanismo de falla debe proveer a la estructura de ductilidad con la menor demanda de rotación en las rótulas posible.

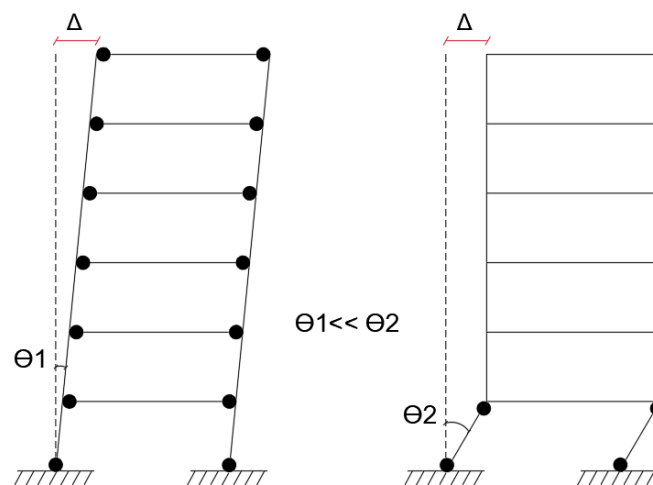


Figura 4 Mecanismos de falla ante acciones sísmicas. Izq: Viga débil-Columna fuerte. Der: Piso débil. (Paulay, Priestley, 1992. Fig 1.19)

Las siguientes características resumen el procedimiento:

1. Se define el mecanismo de colapso. Las rótulas plásticas se detallan cuidadosamente para asegurar que la demanda de ductilidad estimada pueda ser alcanzada.
2. Las formas indeseables de deformación inelástica, como pueden ser las fallas por corte o anclaje, y la inestabilidad de los elementos que contienen rótulas plásticas se evitan asegurando que sus resistencias ante estas fallas excedan la capacidad de las rótulas plásticas, tal como se observa para los eslabones fuertes en el ejemplo de la cadena.
3. Los sectores potencialmente frágiles, o aquellos componentes estructurales no apropiados para la disipación energética se protegen otorgándoles resistencias superiores a las demandas originadas por la sobrerresistencia de las rótulas. Esto implica que dichos elementos se mantienen siempre en el rango elástico de esfuerzos y deformaciones independientemente de la intensidad de la acción sísmica.

El concepto de sobrerresistencia implica que la resistencia real de un elemento excede a la considerada en su diseño. Esto se debe, entre otras consideraciones, a la utilización de factores de seguridad en la resistencia de los materiales utilizados, por lo que el hormigón y el acero alcanzaran la falla ante tensiones superiores a las definidas como características.

2.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO

A continuación, se describen las etapas necesarias para el diseño y cálculo de los elementos de un pórtico de hormigón armado mediante el diseño por capacidad.

2.3.1 Selección del mecanismo de colapso

Previo al diseño de los elementos se debe seleccionar un mecanismo de colapso global de la estructura, el cual debe ser cinemáticamente admisible y asegurar que la disipación de energía se produzca por deformaciones inelásticas de flexión en zonas determinadas previamente.

En estructuras aporticadas de varios niveles, los mecanismos “columna fuerte - viga débil” presentan ventajas respecto a otros mecanismos. Si se provee a las columnas de suficiente resistencia, se puede evitar la formación de rótulas plásticas todos los niveles ubicados por

encima del segundo, como se muestra en la Figura 5 (a). En este mecanismo ideal, las demandas de rotación y ductilidad local necesarias para lograr la ductilidad global deseada son mínimas.

También resultan aceptables mecanismos en donde se pueda permitir la formación de rótulas plásticas por encima del segundo nivel (Figura 5 (b)), o incluso la formación simultánea de rótulas en base y capitel de ciertas columnas (Figura 5 (d)), si se detallan adecuadamente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas.

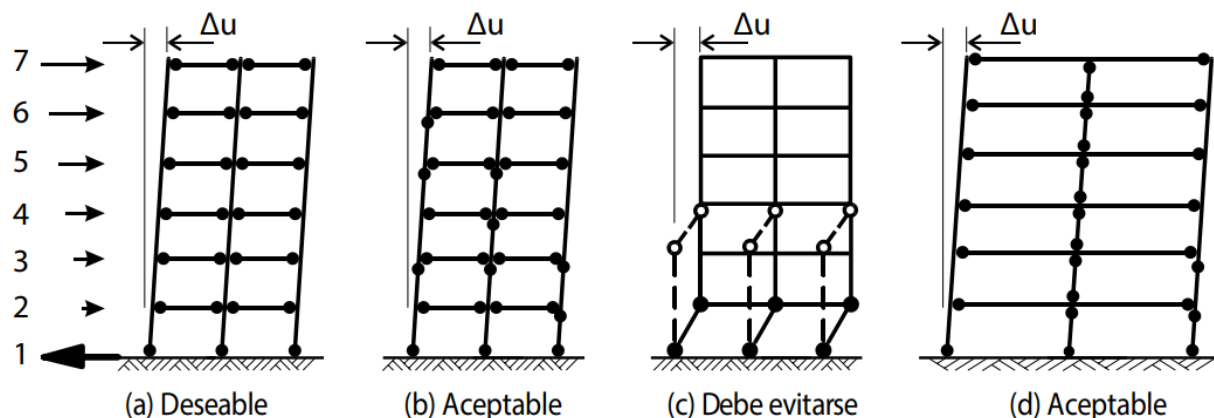


Figura 5 Mecanismos de falla según comportamiento ante acciones sísmicas (INPRES-CIRSOC 103, PII 2021. Fig.C2.1)

Deben evitarse los mecanismos de colapso que impliquen altas demandas de ductilidad local, como es el caso de aquellos en donde se forman rótulas plásticas tanto en base como en capitel de las columnas de algún nivel, conocido como “mecanismo de piso débil”, Figura 5 (c).

2.3.2 Diseño de vigas

Limitaciones dimensionales: Se debe verificar para todas las vigas el cumplimiento de las limitaciones dimensionales impuestas por el reglamento. Las relaciones exigidas entre luz, ancho y altura de los elementos se establecen para evitar elementos excesivamente esbeltos o robustos. Un elemento esbelto corre el riesgo de pandear debido a la compresión, mientras que un elemento demasiado robusto puede sufrir degradación de rigidez y resistencia debido a los efectos del corte.

Redistribución de momentos: En las vigas que proveen ductilidad a la estructura se permite una redistribución de los momentos máximos negativos en los extremos, aumentando en

consecuencia el momento positivo en el tramo. Esta redistribución tiene un límite máximo del 30% para evitar la formación de rótulas ante sismos moderados.

La redistribución de momentos tiene como objetivo principal distribuir de manera más eficiente la resistencia flexional a lo largo de las vigas, evitando la presencia de armaduras excesivamente densas en los apoyos y bajas densidades en el tramo.

Resistencia a flexión: La resistencia de diseño a flexión (M_d) de las vigas será igual a la resistencia nominal (M_n) afectada por el factor de reducción de resistencia (ϕ). El producto de la resistencia nominal y el factor de reducción será mayor o igual a la resistencia requerida (M_u).

$$M_d = \phi M_n \geq M_u$$

Si bien esta ecuación aplica de manera general, tanto la resistencia requerida como el factor de reducción se evalúan en función del elemento a diseñar.

En vigas donde se prevé la formación de rótulas plásticas, la resistencia requerida M_u se obtiene a partir de las combinaciones de carga, y se utiliza un factor de reducción de resistencia inferior a 1. Las vigas en donde no se prevea el desarrollo de rótulas plásticas, en cambio, se diseñan con momentos flectores últimos M_u que se obtienen a partir de los momentos desarrollados en las rótulas plásticas de las columnas, teniendo en cuenta su sobrerresistencia, y un factor de reducción de resistencia igual a 1.

Las hipótesis de diseño a flexión utilizadas son las establecidas en CIRSOC 201, 2005.

Se determinan las zonas críticas de formación de rótulas plásticas en función de los diagramas de momento flector resultantes del análisis elástico. Las armaduras longitudinales de cálculo se determinan para resistir en régimen elástico a las cargas consideradas, y luego se comparan con las cuantías mínimas y máximas limitadas por el reglamento.

Armaduras transversales: En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas los estribos cumplen con tres propósitos fundamentales:

- Restricción al pandeo de las barras comprimidas: En las rótulas situadas en extremos de vigas, que pueden estar sometidas a momentos flectores reversibles en signo, las barras tanto superiores como inferiores pueden fluir bajo tracción y compresión. Estas barras

son más susceptibles a pandear debido al efecto Baüschinger¹, por lo que la disposición de estribos en estas zonas debe tener un espaciamiento mucho menor que en las zonas donde no ocurre la reversibilidad de momentos y las barras fluyen por compresión o tracción únicamente.

- Confinamiento del hormigón: El hormigón comprimido debe ser confinado en su núcleo para mantener la integridad de la sección y evitar pandeo lateral de barras.
- Resistencia al corte: En la zona de rótulas plásticas, los estribos también proveen la resistencia a los esfuerzos de corte.

En base a estos propósitos se definen las separaciones máximas y secciones mínimas de los estribos en zonas de formación potencial de rótulas plásticas.

En las zonas donde no se formarán rótulas plásticas, los estribos se calculan en base a las sollicitaciones de corte. El esfuerzo de corte último (V_u) se determina a partir de la capacidad flexional de las rótulas plásticas, considerando su sobrerresistencia, y la carga gravitatoria. La capacidad flexional de las rótulas debe determinarse considerando las secciones reales de armadura, y una tensión del acero igual a 1,4 veces la tensión nominal de fluencia debido al incremento de resistencia producido por el endurecimiento del acero en su fase de comportamiento plástico. El factor de reducción de resistencia a considerar en este caso será $\phi = 1$.

La resistencia al corte en las zonas que permanecen elásticas es la suma de las resistencias al corte del hormigón y la armadura. En las zonas críticas de las vigas, en cambio, la contribución del hormigón a la resistencia al corte se considera despreciable, por lo que la armadura transversal debe cubrir toda la demanda de corte.

¹ Efecto Baüschinger: Se produce al deformar un metal en una dirección hasta sobrepasar su límite de elasticidad. Al deformarlo en la dirección contraria, su límite de proporcionalidad disminuye debido a la distribución microscópica de tensiones en el interior del material. (Hoff, 1958)

Anclajes: La interrupción de barras de armadura longitudinal en vigas se determina en función de un diagrama envolvente de momentos flectores, en el que se considera a la rótula de un extremo alcanzando su sobrerresistencia y a la del extremo opuesto alcanzando solo el momento nominal. Esto es para asegurar que la interrupción de la armadura cubra las máximas demandas posibles.

En la Figura 6 se muestran los diagramas a utilizar para la interrupción de las barras de la mitad izquierda de la viga, tanto las de la cara superior como inferior, tomando el caso más desfavorable para cada una.

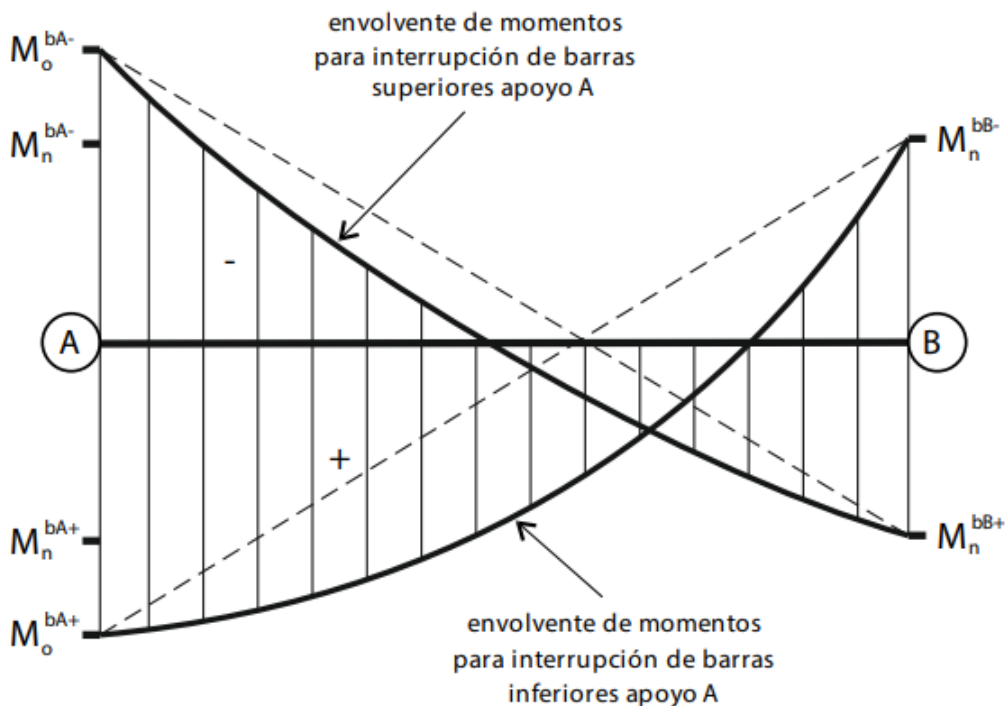


Figura 6 Diagrama de momento envolvente para interrupción de la armadura longitudinal en la mitad izquierda de la viga. (INPRES-CIRSOC 103, PII 2021. Fig.C2.7)

2.3.3 Diseño de Columnas

Limitaciones dimensionales: Los motivos para establecer limitaciones dimensionales en las columnas son idénticos a los explicados para las vigas. Para las columnas toma especial relevancia evitar los efectos de pandeo sobre elementos esbeltos.



Momentos flectores: En columnas donde se prevé la formación de rótulas plásticas se utilizan los momentos obtenidos del modelo elástico para el dimensionado, mientras que para dimensionar las columnas que se mantendrán elásticas se tiene en cuenta la sobrerresistencia flexional de las vigas concurrentes.

Amplificación dinámica: En base al periodo fundamental de vibración de la estructura se determina un coeficiente de amplificación dinámica para los momentos flectores. Este coeficiente tiene en cuenta la posibilidad de activación de modos de vibración superiores debido a la acción sísmica. Estos modos superiores, al tener rigideces mayores a la del periodo fundamental, impondrán fuerzas y momentos de mayor magnitud a las columnas.

Carga axial: Para determinar la carga axial última en columnas se utilizan los esfuerzos de corte inducidos en todas las vigas por encima del nivel considerado. Estos esfuerzos de corte provocados por el desarrollo de la sobrerresistencia en secciones críticas de las vigas se transfieren a las columnas como tracción o compresión. Los esfuerzos axiales sobre las columnas se combinan con las cargas gravitatorias mayoradas según las combinaciones de carga.

La carga axial mayorada no podrá ser mayor al 70% de la resistencia por compresión del hormigón. Esta limitación se debe a que una alta compresión en un elemento reduce la ductilidad del mismo, impidiendo el comportamiento buscado.

Armadura transversal: Los cuatro propósitos de los estribos en las columnas son los siguientes:

- Proveer resistencia al corte.
- Prevenir el pandeo de las barras longitudinales comprimidas.
- Proveer confinamiento en la zona de hormigón comprimido.
- Proporcionar confinamiento en empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal.

Las separaciones y requisitos de secciones mínimas varían dependiendo del tipo de columna considerada. Se clasifican las columnas en dos tipos, plásticas y elásticas. Las columnas plásticas son aquellas en donde se prevé la formación de al menos una rótula plástica.



El reglamento presenta expresiones para el cálculo de la sección de armadura transversal necesaria para confinar el hormigón y prevenir el pandeo de barras longitudinales en las zonas críticas ubicadas en los extremos de las columnas plásticas. En las zonas normales ubicadas en los centros de las columnas plásticas se requiere un 70% de la armadura necesaria en zonas críticas.

En las columnas elásticas, las zonas críticas deberán armarse con el 70% de la armadura necesaria para las columnas plásticas, mientras que en las zonas normales de dichas columnas se requiere únicamente un 50%.

Las armaduras transversales en columnas también cumplen la función de resistir los esfuerzos de corte. La resistencia requerida al corte se evalúa de manera diferenciada para las columnas plásticas y elásticas.

En columnas plásticas, de igual manera que para vigas, el esfuerzo de corte último se determina en función de la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas, utilizando luego un coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 1$.

Los esfuerzos de corte para columnas elásticas se obtienen a partir de la sobrerresistencia flexional de las vigas, de manera similar a como se obtienen los momentos flectores.

La resistencia al corte en columnas también considera la contribución del hormigón. La resistencia proporcionada por el hormigón en zonas críticas de columnas se considerará nula si el mínimo esfuerzo axial es inferior al 10% de la resistencia a compresión del hormigón.

2.3.4 Diseño de Nudos Viga-Columna

Se debe determinar el área efectiva del nudo en base a las dimensiones de las secciones de viga y columna. La transferencia de esfuerzos de corte entre vigas y columnas ocurre dentro de esta área. El esfuerzo de corte se calcula en base a la sobrerresistencia flexional de las vigas que concurren al nudo, considerando también un esfuerzo de corte horizontal en la columna provocado por la misma sobrerresistencia de las vigas.

Este esfuerzo calculado se compara con el máximo esfuerzo de corte admisible en el nudo, calculado en base a la resistencia a compresión del hormigón.

Armadura vertical y transversal: Para asegurar el confinamiento del nudo, éste debe contar con armadura vertical ubicada en planos paralelos al de flexión de vigas, entre las barras de las esquinas, con una sección equivalente al 40% de la máxima armadura longitudinal de columnas contenida en un plano perpendicular al de flexión de vigas. Adicionalmente, dado que la transferencia de esfuerzos ocurre en el área efectiva del nudo, la totalidad de la sección de armadura longitudinal de las columnas deberá ubicarse dentro de dicha área efectiva.

La armadura transversal en el nudo debe ser mayor o igual a la máxima correspondiente a los extremos de columnas que concurren al nudo. Este requisito proviene del criterio de confinamiento del nudo, necesario para el correcto desarrollo del mecanismo de biela en el interior del nudo.

Se debe evitar la pérdida de adherencia de las barras y el hormigón dentro del nudo. Para esto, se limitan los diámetros de las barras longitudinales de vigas y columnas en función de sus dimensiones.

2.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA SIMPLE

Para explicar de manera sencilla los fundamentos que se aplican en el diseño por capacidad y ver cuáles son sus principales diferencias con el diseño por resistencia se propone el siguiente ejemplo, tomado de los Apuntes de la cátedra de Hormigón Armado y Pretensado de la UNC.

La estructura que se muestra en la Figura 7 está compuesta por una columna de altura $H=12$ que sostiene un peso en su extremo superior ($W=20$) y en su base se encuentra soportada por dos pilotes. La estructura está sometida a una fuerza lateral ($Q_y=5$). Los esfuerzos generados por dicha configuración de cargas se calculan mediante las ecuaciones de la estática, obteniendo las solicitaciones a corte, momento flector, y tracción y compresión en los pilotes. Luego, aplicando el diseño por resistencia, se provee a los elementos con una resistencia nominal (Capacidad) igual o mayor a cada esfuerzo individual (Demanda).

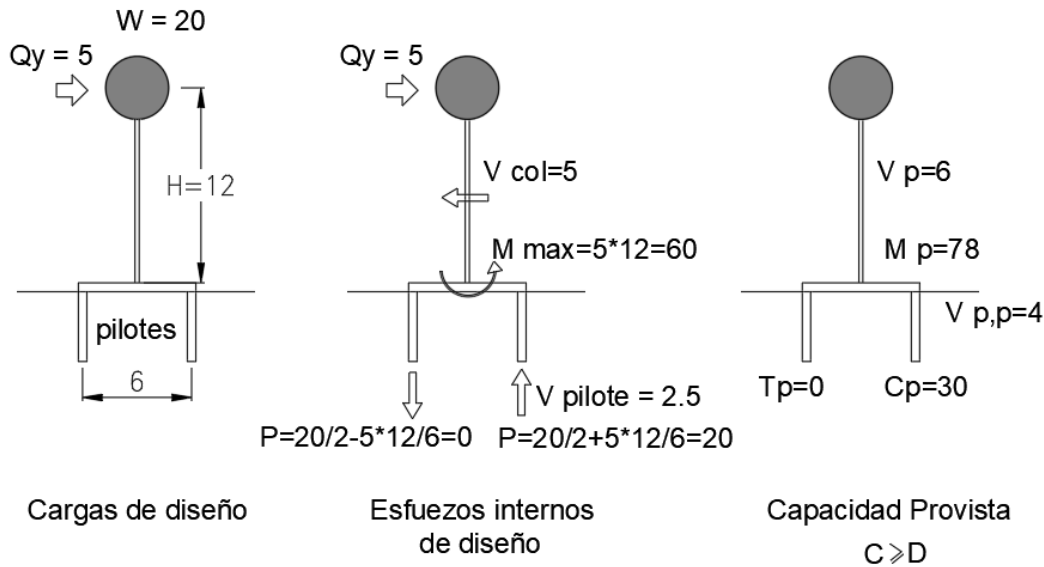


Figura 7 Cargas y esfuerzos sobre la estructura, y resistencias de diseño

Esta manera de diseñar los elementos no determina cual esfuerzo será el que ocasione la falla de la estructura ante un aumento de la carga externa. Para determinar el “eslabón débil” de la estructura ante un aumento de la fuerza lateral, se relaciona la resistencia provista a cada elemento con la fuerza Q_y obteniendo así la sobrecapacidad y margen de seguridad que se tiene para cada esfuerzo, como se muestra en la siguiente tabla.

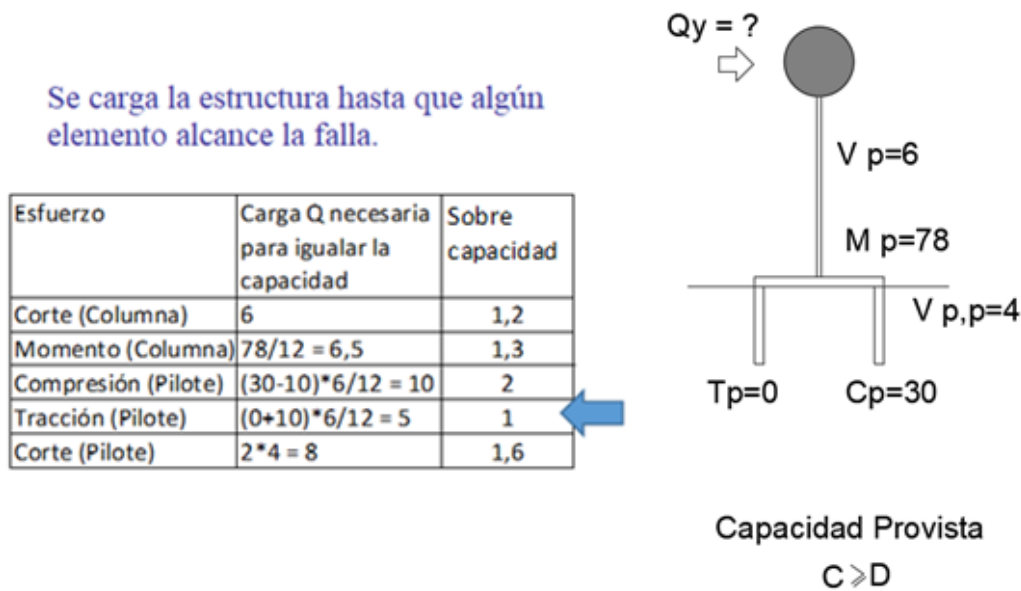


Figura 8 Sobrecapacidad de los elementos ante un aumento de la carga

Como se puede observar en la Figura 8, el elemento que no desarrolla una sobrerresistencia y fallará por tracción en primera instancia al aumentar la carga de diseño Q es el pilote izquierdo. Se puede ver entonces que, aplicando el diseño por resistencia, no se logra el objetivo fundamental del diseño por capacidad (Una falla dúctil por flexión en la columna).

Aplicando el diseño por capacidad, se comienza desde el elemento donde se pretende que ocurra la falla dúctil ante el aumento de carga (Flexión en la base de la columna). Se calcula entonces el valor de la carga externa que produce la falla mencionada, y con este valor más un margen de seguridad adoptado se obtienen los esfuerzos de diseño y las resistencias requeridas para los demás elementos de la estructura.

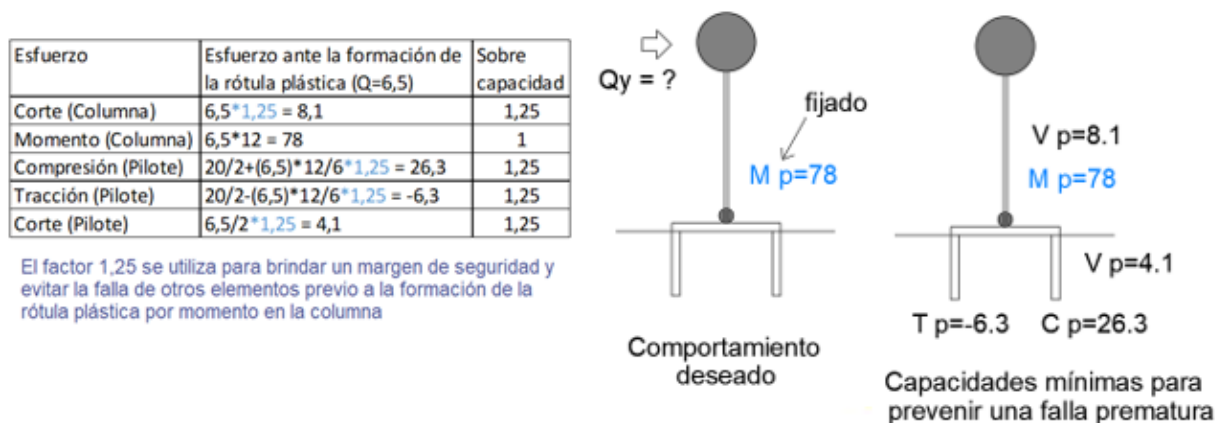


Figura 9 Resistencias de diseño aplicando el diseño por capacidad

Se obtienen de esta manera las capacidades mínimas que se debe brindar a los demás elementos de la estructura para que ésta tenga el comportamiento deseado y no ocurra una falla prematura en los elementos que se desea proteger ante fallas frágiles.

CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ANALIZADA

3.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO

La estructura analizada en el presente trabajo se consiste en un edificio de vivienda multifamiliar, ubicado en la ciudad de Cipolletti, Río Negro, Argentina. El edificio consta de 11 niveles en elevación. Su planta baja y primer piso están destinados a playas de estacionamientos y una oficina. Los siguientes 6 niveles contienen departamentos, y en el noveno nivel se encuentra el salón de usos múltiples y una terraza accesible. En los niveles 10 y 11 se ubican el sobre recorrido del ascensor, la sala de máquinas y el tanque de reserva de agua.

En planta el edificio muestra una configuración simétrica, compuesta por dos bloques rectangulares comunicados por un módulo de circulación vertical donde se encuentra la escalera y ascensor.

El edificio descrito está sustentado por una estructura compuesta enteramente por losas y pórticos de hormigón armado, y su fundación es del tipo profunda, compuesta por pilotes. La resistencia a compresión del hormigón es de 21 MPa según el reglamento CIRSOC 201 (1984), y el refuerzo de los elementos se compone de barras de acero ADN 420.

3.2. HORMIGÓN

Debido a que el análisis estructural a realizar es independiente al diseño del proyecto original, se analiza y diseña el hormigón óptimo a utilizar, ya que este tendrá influencia en los cálculos y en el detalle constructivo del armado.

3.2.1 Diseño del hormigón

La elección del tipo de hormigón a usar en la estructura analizada se basa en los requisitos del capítulo 2 del reglamento CIRSOC 201 (2005).

Requisitos por durabilidad (Art. 2.2)

Se establece la vida útil en servicio de la estructura en 50 años de acuerdo al artículo 2.2.1.3.



Requisitos del proyecto estructural (Art. 2.2.2)

Se determinan la clasificación del medio ambiente y categoría de exposición correspondientes a la estructura según las tablas 2.1 a 2.4.

Al tratarse de la estructura de un edificio destinado a viviendas, las temperaturas interiores no permitirán ciclos de congelación y deshielo. Teniendo en cuenta esto, se determina la clase de exposición A1.

En base a la clase de exposición se determinan la relación agua/cemento máxima y la resistencia mínima según la Tabla 2.5:

- Razón a/c máxima: 0,6
- f'_{cmin} : 20 MPa

Tipo de cemento (Art. 3.1)

Para brindar a las armaduras de la estructura una mayor protección ante la corrosión se recomienda la utilización de cemento Portland puzolánico (CPP) para la elaboración del hormigón. Cabe aclarar que, al elaborar el hormigón con este tipo de cemento, el desarrollo de resistencia será más lento, por lo que la resistencia de diseño (21 MPa) no podrá evaluarse a los 28 días. Se deben realizar ensayos para determinar la resistencia en edades tempranas, y evaluar si es factible la utilización de este tipo de cemento en función de los tiempos de las etapas de construcción.

Agregados (Art. 3.2)

El agregado fino deberá cumplir con los requisitos de granulometría y composición establecidos en el artículo 3.2.3.

Debido a la posibilidad de que la estructura contenga elementos con alta densidad de armadura, se desea emplear hormigón con un agregado grueso de tamaño máximo reducido para evitar problemas de bloqueo durante el colado. Se establece un tamaño máximo nominal de 26,5mm. La granulometría del agregado grueso deberá cumplir lo establecido en la tabla 3.5, además de los requisitos de sustancias nocivas y desgaste.

Aire intencionalmente incorporado (Art. 5.2.1)

Debido a la posibilidad de que la estructura sufra temperaturas de congelación durante su periodo de construcción, se determina un porcentaje de aire intencionalmente incorporado según la tabla 5.3, tomando como referencia a la categoría de exposición C1. Este volumen de aire se establece en 4,5 +/- 1%.

Contenido mínimo de material pulverulento que pasa por tamiz iram 300 μm (Art. 5.1.3)

Para asegurar buenas características de cohesión, resistencia a la segregación y exudación del hormigón en estado fresco, se determina un contenido mínimo de material fino (Pasante por el tamiz n°50 - 300 μm) según la tabla 5.4. El contenido mínimo se establece en 410 kg por cada metro cúbico de hormigón.

3.2.2 Recomendaciones

Se recomienda utilizar un hormigón con características especiales de auto-compactación. La potencial alta densidad de armaduras en los nudos viga-columna podría dificultar la accesibilidad de vibradores para la compactación del hormigón, y esto podría conllevar a tener defectos de recubrimiento y adherencia de las barras.

3.3. ESTRUCTURA PORTANTE PRINCIPAL

La superestructura del edificio se encuentra compuesta enteramente por columnas, vigas y losas armadas en dos direcciones. Estos elementos forman pórticos ortogonales entre sí que le dan resistencia y rigidez a la estructura. En la Figura 10 se muestran dos plantas del edificio, y en la Figura 12 y Figura 13, cortes en altura del mismo.

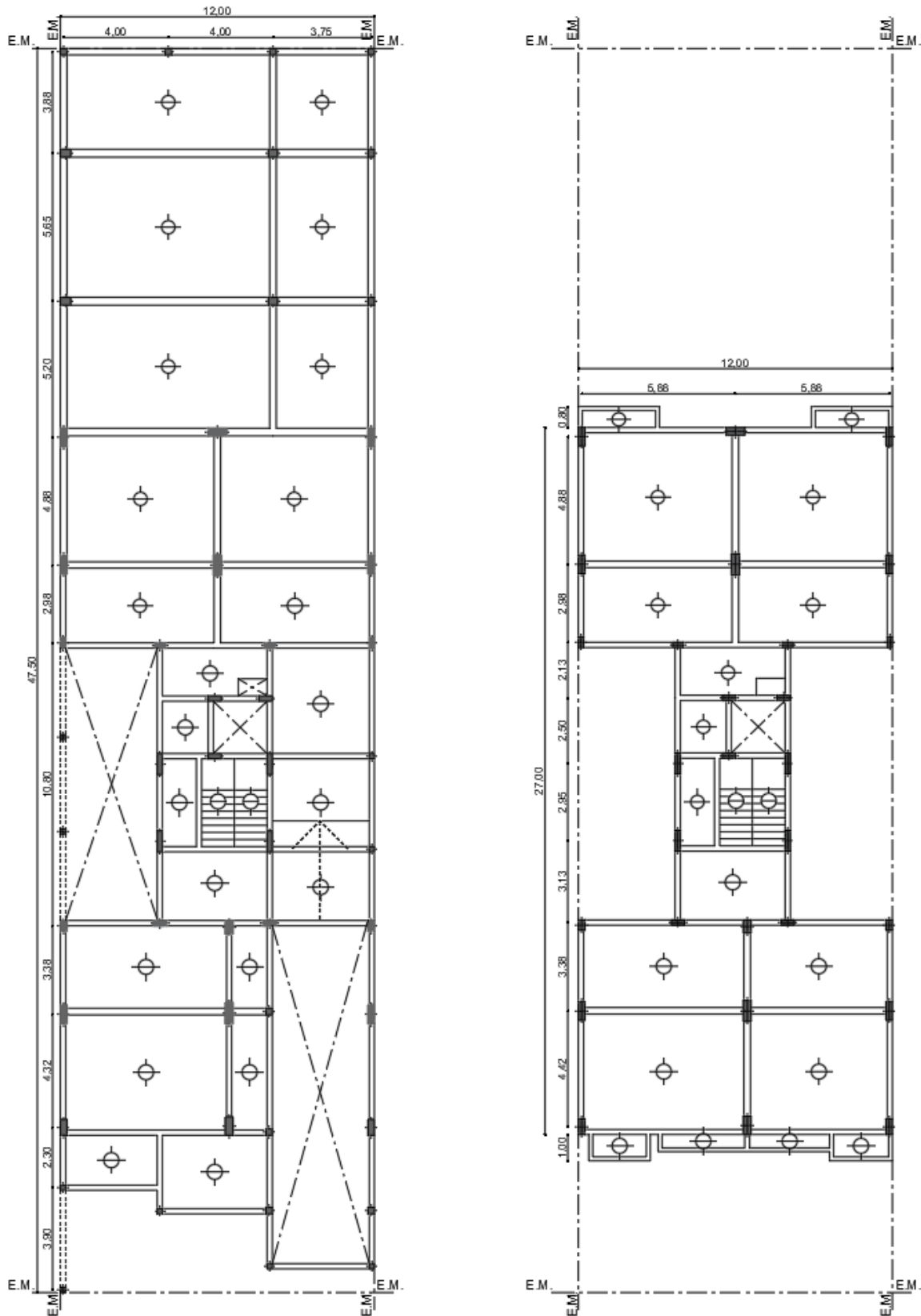


Figura 10 Planta de la estructura. Izq: 1er piso - Der: 3er piso

3.3.1 Columnas

El proyecto arquitectónico del edificio propone columnas rectangulares de hormigón armado en todos los casos, desde planta baja hasta el último piso, incluso en el hueco de ascensor. En la cubierta, el tanque de reserva de agua de 33380 lts se encuentra contenido por tabiques de hormigón armado.

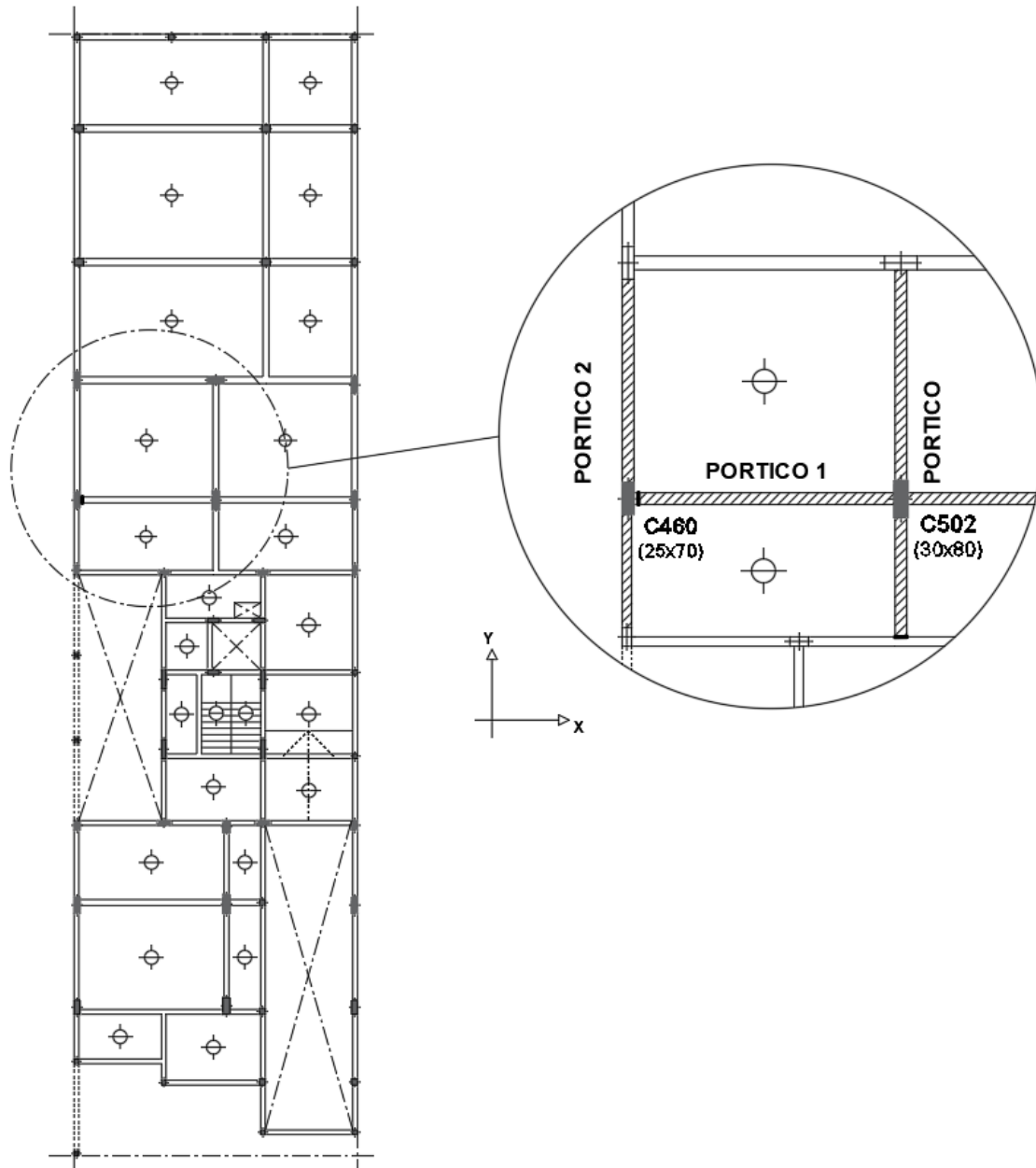


Figura 11 Detalle de columnas

3.3.2 Vigas

Al igual que en las columnas, las vigas de la estructura se conforman por secciones rectangulares de hormigón armado. Sus secciones varían según sus funciones, disminuyendo a medida que se elevan de niveles. Como se verá en este trabajo, es imprescindible entender y comprender la interacción entre vigas y columnas ante los fenómenos sísmicos cuando se diseña por capacidad.

3.3.3 Losas

Las losas son del tipo casetonada o nervurada, compuestas por nervios similares a vigas en las dos direcciones y una capa superior de compresión. Las secciones de los nervios y su distancia entre sí varían en las diferentes zonas del edificio en función de las cargas y luces a cubrir. En el presente trabajo no se abarca el diseño de las losas, centrándose únicamente en los pórticos.

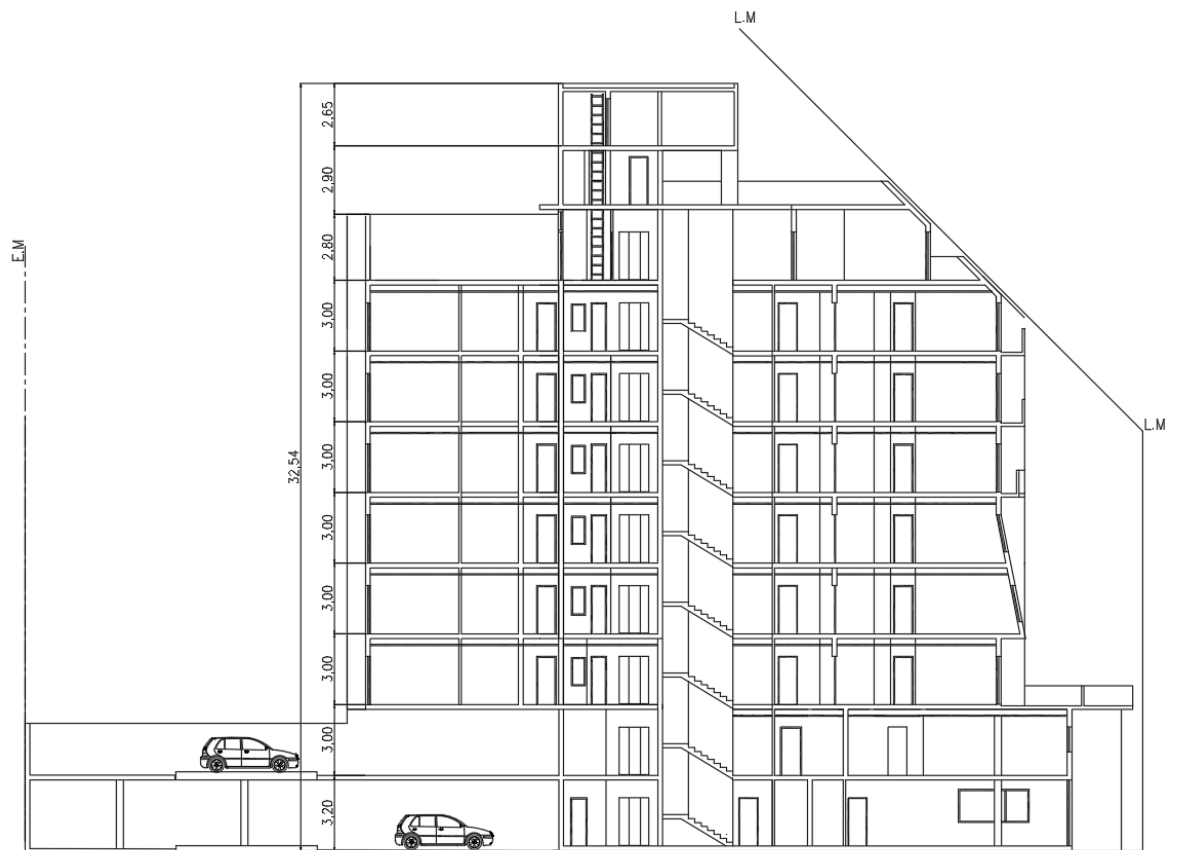


Figura 12 Corte longitudinal del edificio



Figura 13 Corte transversal del edificio

3.4. FUNDACIONES

Las fundaciones de la estructura son del tipo profundas, compuestas por grupos de pilotes y cabezales. Los pilotes tienen diámetros de 0,40 y 0,60m, y de acuerdo a la caracterización del estudio de suelos, transfieren la carga únicamente por punta, despreciándose la resistencia aportada por la fricción. Como se mencionó anteriormente, no se profundiza en el estudio de la interacción suelo-estructura, ni en el diseño y cálculo de las fundaciones.



El estudio brinda también las siguientes características del suelo:

- Rellenos artificiales en la superficie.
- Por debajo dos horizontes claramente diferentes, el superior de suelos finos, limos y limos arcillosos, sueltos, de baja plasticidad no aptos para fundar. El estrato inferior se compone de suelos gruesos, gravas arenosas, compactas, no plástico, de buena capacidad portante.

Estas características del suelo serán consideradas para determinar los factores utilizados en el cálculo del espectro de pseudoaceleraciones, necesario para la evaluación de las acciones sísmicas.

CAPÍTULO IV: MODELO ESTRUCTURAL

4.1 DIFERENCIAS ENTRE LA ESTRUCTURA REAL Y LA ANALIZADA

Respecto a la estructura del proyecto original se realizaron las siguientes modificaciones para el análisis del presente trabajo:

Se eliminaron las juntas sísmicas presentes entre los tres bloques principales. Esta modificación se realizó para evitar obtener una distancia excesiva entre los bordes de la construcción debida a las exigencias del artículo 13.3 de INPRES-CIRSOC 103, PI 1991. Se suprimieron columnas y vigas que se encontraban duplicadas a ambos lados de las juntas, resultando en una única estructura monolítica para todo el edificio.

La otra modificación realizada consiste en modificar ligeramente la ubicación de las columnas y vigas para hacer coincidir sus ejes en los diferentes pórticos y así facilitar el modelado de la estructura en el software.

En las siguientes figuras se puede observar la estructura con las modificaciones mencionadas anteriormente, y como se visualiza en el software, en donde los elementos son del tipo barras, y los ejes de las columnas se encuentran ubicados exactamente en las intersecciones de ejes de las vigas.

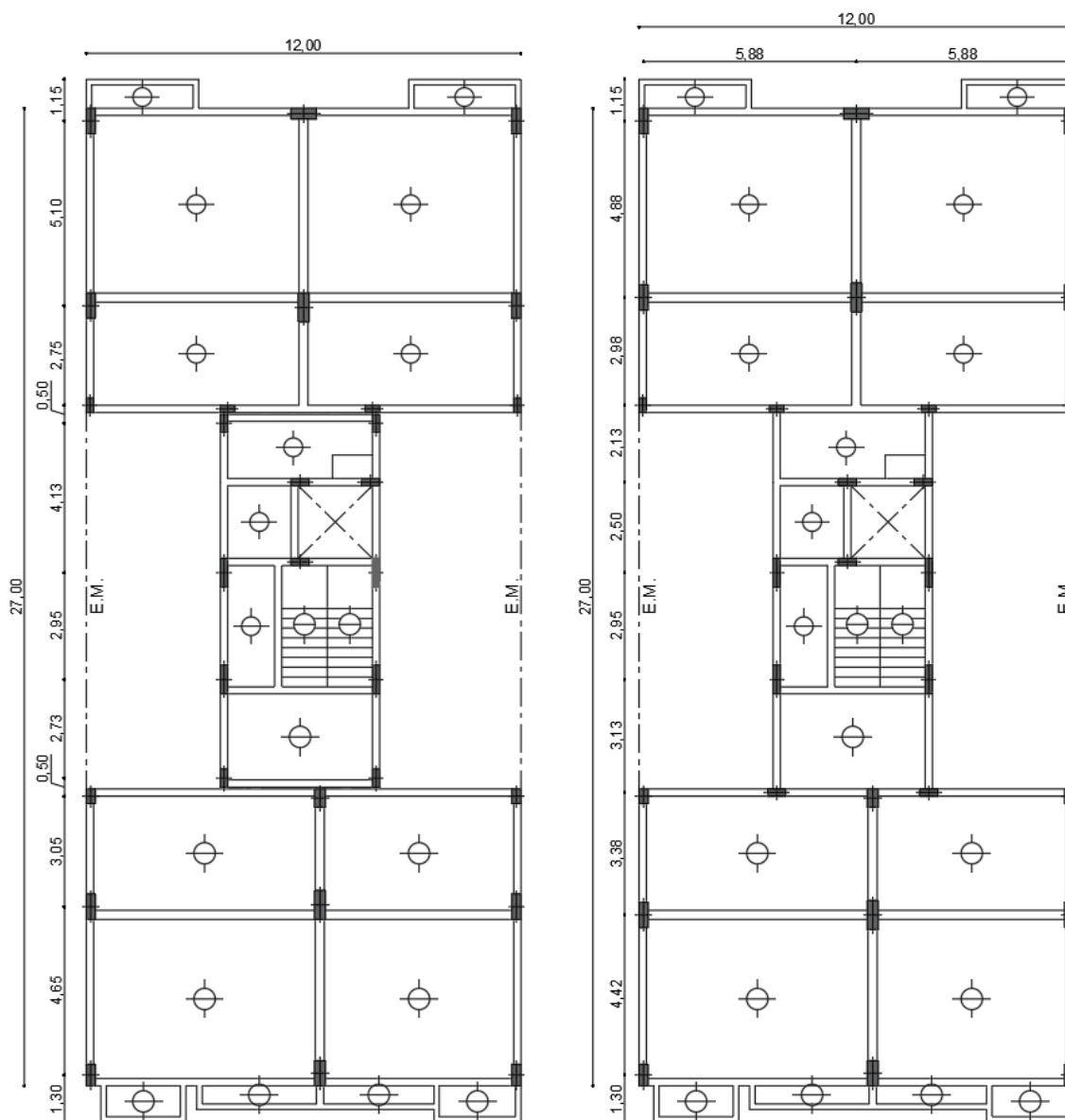


Figura 14 Izq: Estructura real - Der: Estructura modificada para el análisis

4.2 HIPÓTESIS DE MODELADO

En el modelo analizado se aplica la hipótesis de diafragma rígido en todos los pisos. Esta restricción implica que las losas son infinitamente rígidas en su plano. Sin embargo, dicha restricción no impide las deformaciones de estos elementos fuera de su plano.



En el caso de columnas y vigas se modelan con su rigidez real considerando la influencia de las fisuras en el hormigón. En todo el modelo se consideran las masas y cargas externas distribuidas ajustándose lo más cercano posible al caso real.

Como se mencionó en el apartado de alcance, se decide no considerar la interacción suelo-estructura, ni realizar el modelado y diseño de fundaciones, ya que no se espera una variación significativa del comportamiento de la superestructura respecto a la aplicación en el modelo de empotramientos en la base de las columnas.

4.3 MODELO DE CÁLCULO

4.3.1 Proceso de modelado

Para el modelo estructural se ha utilizado el programa de elementos finitos SAP2000, de uso frecuente en el análisis y dimensionamiento de estructuras aporticadas.

El proceso de modelado de la estructura en el software comienza importando la geometría de la estructura (Ejes de columnas y vigas) como líneas desde un programa de dibujo (CAD). Una vez en el software, a estas barras se les asignan las secciones correspondientes, materiales, rigideces y condiciones de vínculo.

Las vigas y columnas se modelan mediante elementos llamados “frame sections” o secciones de barras. A estas barras se les asigna las propiedades correspondientes: Dimensiones de la sección transversal, rigidez real considerando la influencia de las fisuras en el hormigón, las características del hormigón y el acero, y las cargas externas distribuidas, ajustándose lo más posible al caso real.

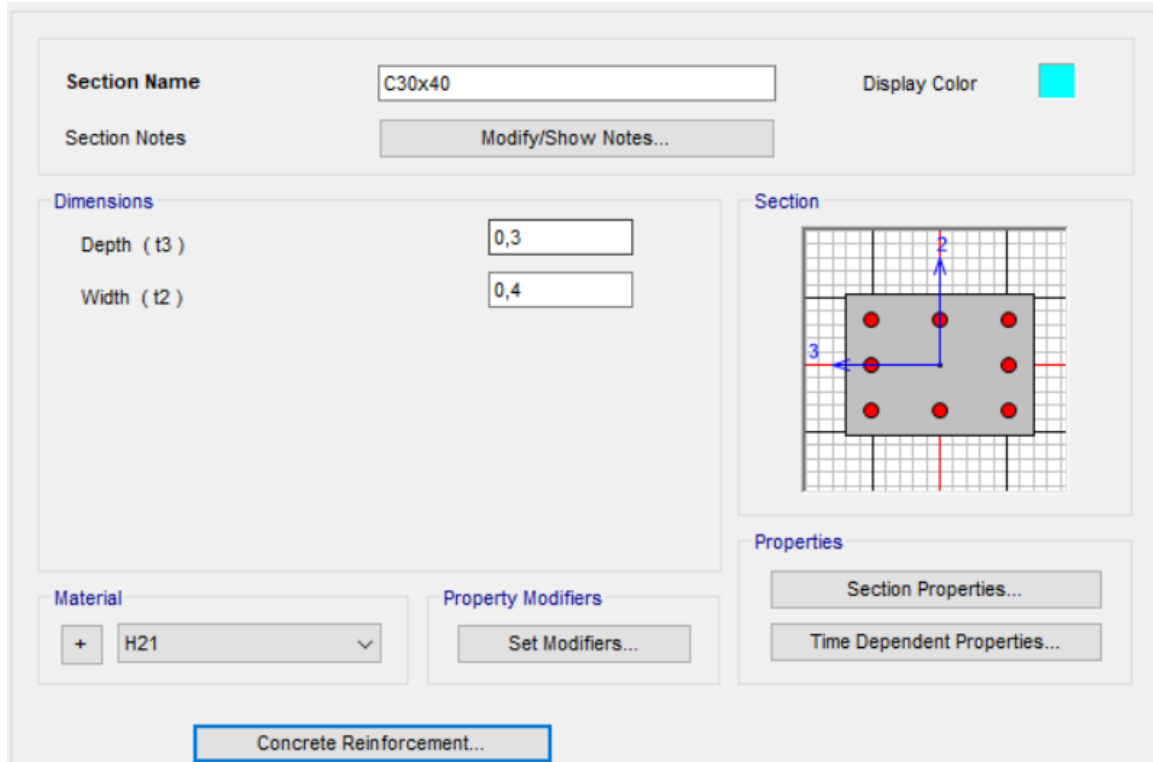


Figura 15 Modelado de secciones en el software

Las losas se modelan utilizando los elementos de área “shell”, asignando el tipo de hormigón correspondiente, y un estableciendo un espesor promedio para que el software calcule el peso propio de cada losa y lo adicione como una carga sobre la estructura.

La aplicación de la hipótesis de diafragma rígido se logra restringiendo, para cada nivel, los desplazamientos relativos entre todos los nodos de la losa de cada piso. Todas las uniones restringidas están conectadas entre sí por enlaces que son rígidos en el plano, pero que no afectan la deformación fuera del plano.

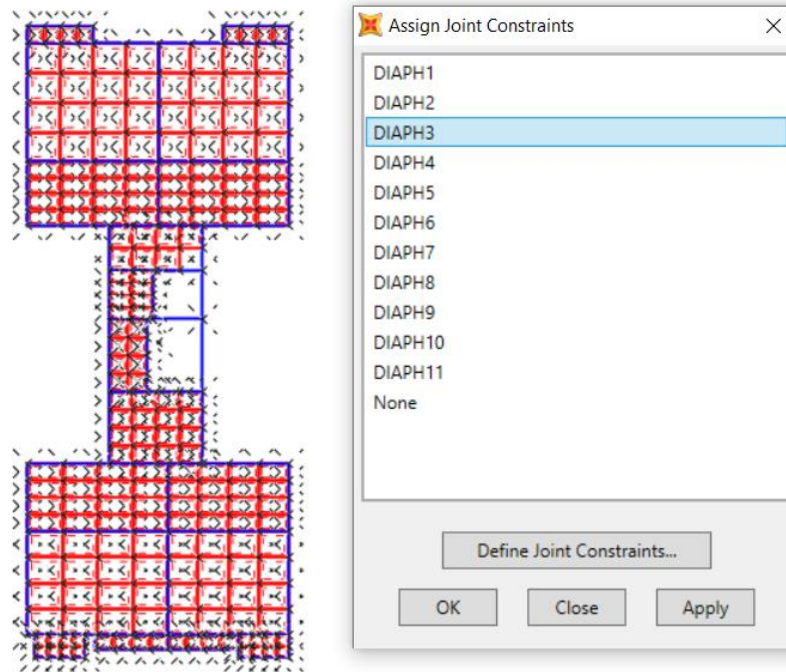


Figura 16 Restricción de diafragma rígido en el modelo estructural

Una vez definidos los parámetros y asignadas todas las secciones se tiene completo el modelo estructural. En el software se puede visualizar nivel por nivel como plantas en 2 dimensiones (Figura 17), o bien la totalidad de la estructura en 3D (Figura 18). Luego se deben realizar verificaciones para evaluar la confiabilidad del modelo antes de proceder a asignar las cargas y acciones externas.

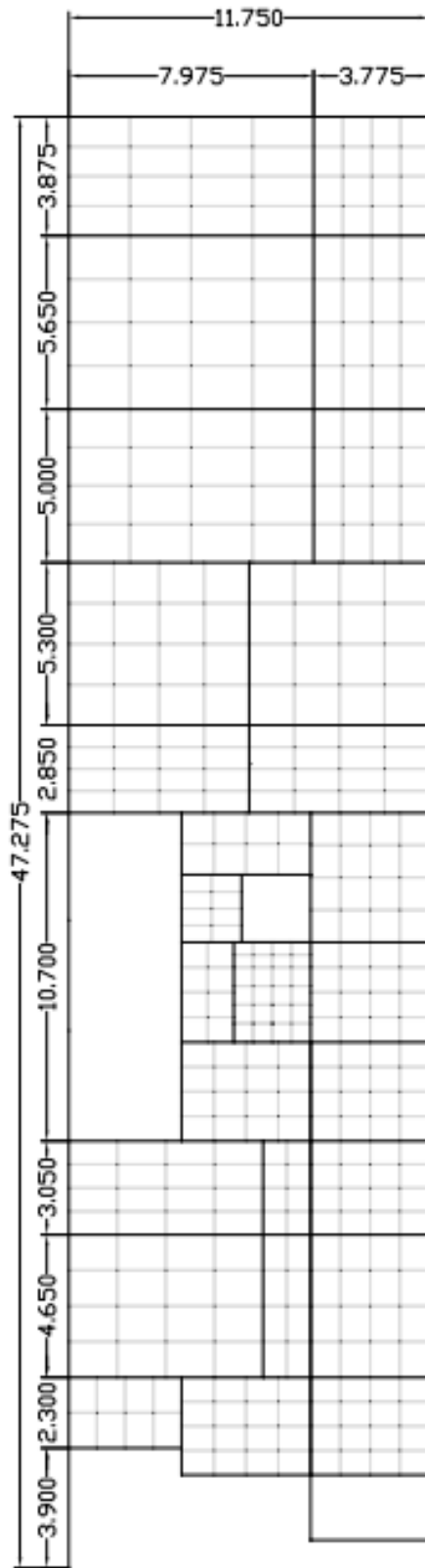


Figura 17 Planta primer piso modelada en el software

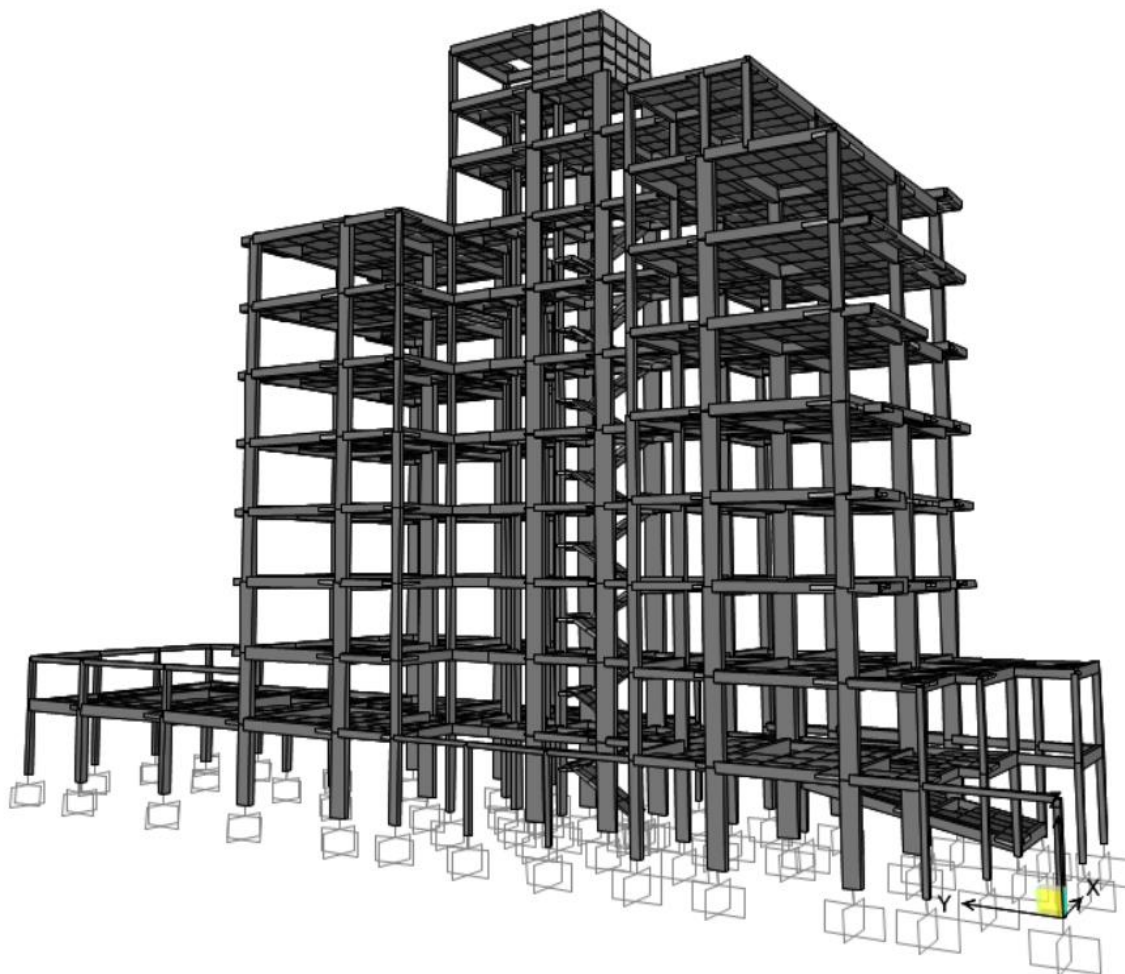


Figura 18 Modelo estructural en 3D

4.3.2 Verificación del modelo

Es importante realizar algunas comprobaciones sobre la estructura modelada en cualquier software de cálculo estructural para poder tener la certeza de que los resultados son confiables.

Los parámetros a comparar entre el modelo del software y cálculos manuales son el peso de la estructura, el periodo fundamental, y la ubicación en planta de los centros de masa de los diferentes niveles.

Peso de la estructura: Se comparan las reacciones en la base dadas por el modelo con un cálculo manual del peso de todos los elementos de la estructura (columnas, vigas y losas).

- Reacciones en la base: 13700 kN



- Peso de elementos: 13555 kN
- Diferencia: 1,07%

Periodo fundamental de la estructura (T): Para poder calcular el periodo fundamental de manera manual se deben asumir las hipótesis de edificio de corte (Masas concentradas en los pisos, vigas indeformables, columnas infinitamente rígidas axialmente, etc.) y al edificio en vibraciones libres no amortiguadas. Utilizando las matrices de masa y rigidez correspondientes a la estructura se obtienen las formas modales como un problema de autovectores y se halla el periodo correspondiente al primer modo de vibración.

El valor calculado anteriormente se compara con el obtenido mediante el software para la estructura con las opciones de análisis restringidas a desplazamientos respecto a las direcciones X e Y, y rotaciones respecto a la dirección Z. Estas restricciones se aplican para que el modelo se comporte de manera similar a como lo haría un edificio de corte. Adicionalmente, para este análisis se considera únicamente la masa de los elementos estructurales, y la rigidez completa de los mismo, para obtener las mismas condiciones que para el cálculo manual.

- Cálculo manual: $T= 0,76$ s
- Análisis dinámico mediante software: $T= 0,706$ s
- Diferencia: 7%

Por último, se compara la ubicación en planta de los centros de masa de cada piso de la estructura. Para el cálculo manual se utilizan las plantas de arquitectura del proyecto, considerando solo a las losas y su espesor promedio para obtener los diferentes centros de masa.

$\Delta X_{cm}(m)$	$\Delta X_{cm}\%$	$\Delta Y_{cm}(m)$	$\Delta Y_{cm}\%$
-0,24	4,2%	-1,30	4,8%
-0,16	2,7%	0,29	1,6%
-0,09	1,5%	-0,27	1,4%
-0,09	1,5%	-0,17	0,9%
-0,06	1,0%	-0,21	1,1%
-0,10	1,8%	-0,21	1,1%
-0,09	1,6%	-0,30	1,6%
-0,06	1,0%	-0,06	0,3%
-0,09	1,5%	0,63	4,1%
-0,14	2,4%	0,30	1,5%
Promedio diferencias			
1,9%		1,8%	

Tabla 1 Evaluación de diferencias entre centros de masa del modelo en software y el cálculo manual

Los porcentajes de diferencia arrojados por las tres comparaciones realizadas resultan poco significativos. En base a esto se puede asumir con seguridad que el modelo representa de manera correcta a la estructura, por lo que los resultados del análisis serán confiables para utilizarse en el dimensionado de los elementos que la componen.

4.4 RIGIDEZ DE ELEMENTOS

Los tres reglamentos utilizados para el dimensionado de la estructura en el presente trabajo establecen la necesidad de realizar consideraciones respecto a la rigidez real de los elementos que componen la estructura.

Ante las cargas de diseño, los esfuerzos aplicados sobre las vigas y columnas provocarán fisuras en ellas. Las fisuras en el hormigón reducen el momento de inercia de la sección, por lo que se debe tener en cuenta este efecto a la hora de modelar la estructura para poder obtener predicciones más acertadas sobre las deformaciones, solicitaciones internas, y para estimar el periodo de vibración.

El reglamento INPRES-CIRSOC 103, PI 1991 en el artículo 12.1 establece que los momentos de inercia y áreas de las secciones deben adoptarse de acuerdo a las indicaciones de los reglamentos correspondientes para la determinación de magnitudes hiperestáticas.

El reglamento CIRSOC 201, 2005 especifica los siguientes valores para los momentos de inercia de vigas y columnas, en función de la inercia bruta I_g .



- Vigas: 0,35 I_g
- Columnas: 0,70 I_g

El reglamento INPRES-CIRSOC 103 PII 2021 especifica los siguientes valores:

- Vigas: 0,4 I_g
- Columnas:
 - $P_u/(f'c \cdot A_g) > 0,5$: 0,80 I_g
 - $P_u/(f'c \cdot A_g) = 0,2$: 0,6 I_g
 - $P_u/(f'c \cdot A_g) < -0,05$: 0,4 I_g

Dada la escasa diferencia entre los coeficientes de modificación entre un reglamento y otro, y para evitar tener que realizar dos modelos diferentes, se toma la decisión de utilizar los valores de inercia efectiva establecidos en el reglamento de estructuras de hormigón CIRSOC 201, 2005. Para ello, en el modelo cargado en el software se reducen los momentos de inercia de todas las secciones, al 35% para las vigas y al 70% para las columnas.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y DETERMINACIÓN DE CARGAS

5.1 CARGAS GRAVITATORIAS

5.1.1 Cargas permanentes

Las magnitudes de las cargas gravitatorias permanentes aplicadas en la estructura se obtienen del reglamento CIRSOC 101, 2005.

Las cargas permanentes de los elementos no estructurales (Contrapisos, cielorrasos, muros, etc.) se aplican al modelo de la estructura en los lugares correspondientes, agrupados bajo el caso de carga “P-Propio”. El peso correspondiente a los elementos estructurales modelados es calculado por el software, y se aplica bajo el caso de carga “Dead”. Para ello, el peso específico del hormigón fue fijado en 24 kN/m³.

Los materiales considerados para el peso propio de los componentes no estructurales del edificio y sus pesos específicos se detallan en la siguiente tabla:

Materiales	Peso esp.	Unidad
Mampostería (ladrillo cerámico revocado)	10,5	kN/m ³
Contrapiso/carpeta de cemento arena y cascote	18	kN/m ³
Piso de porcelanato	0,2	kN/m ²
Cielorraso de yeso	0,2	kN/m ²

Tabla 2 Pesos específicos de los materiales componentes. Fuente: Tabla 3.1 – CIRSOC 101-2005.

El peso de los muros de mampostería coincidentes con vigas se considera aplicado sobre la estructura como carga distribuida linealmente sobre las vigas. La carga correspondiente a muros que no se encuentren sobre vigas se aplica distribuida uniformemente sobre las losas en que se encuentren. Las cargas correspondientes a contrapisos, carpetas, y revestimientos en piso y cielorraso se aplican uniformemente sobre las losas correspondientes a cada nivel.

5.1.2 Sobrecargas de diseño

Las magnitudes de las sobrecargas de diseño aplicadas en la estructura se obtienen del reglamento CIRSOC 101, 2005. Al igual que en el caso de las permanentes, estas cargas se aplican distribuidas uniformemente sobre las losas correspondientes.

En base al destino de las diferentes zonas del edificio se determinan las magnitudes a aplicar en las losas. Se resumen en la siguiente tabla:

Sobrecargas destino	Carga	Unidad
Departamentos y pasillos	2	kN/m ²
Escalera	2	kN/m ²
Oficina	2,5	kN/m ²
Estacionamiento	2,5	kN/m ²
Quincho	5	kN/m ²
Balcones y terraza	5	kN/m ²
Cubiertas	3	kN/m ²
Tanque de agua	24,5	kN/m ²

Tabla 3 Sobrecargas de diseño por sector del edificio. Fuente: Tabla 4.1 – CIRSOC 101-2005.

Para determinar la carga en la base del tanque de reserva de agua se divide el peso de la masa total de agua que puede almacenar el tanque por la superficie de su base.

5.1.3 Cargas de nieve

Las magnitudes de las cargas de nieve aplicadas en la estructura se obtienen del reglamento CIRSOC 104, 2005.

Las cubiertas del edificio en estudio consisten en losas con pendientes inferiores a 5°, por lo que según las definiciones del artículo 1.4 del reglamento se las considera como cubiertas planas. El procedimiento para el cálculo de la carga de nieve en estructuras con cubiertas planas se desarrolla en el capítulo 3 del reglamento, y se resumirá a continuación.

1. La fórmula para el cálculo de la carga de nieve sobre la cubierta es:

$$p_f = 0,7 C_e C_t I p_g$$

El valor de p_f será al menos igual a $I p_g$ para $p_g \leq 1 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

2. Se obtiene la carga de nieve al nivel del terreno (p_g) para la localidad de emplazamiento de la estructura de la tabla 1 del reglamento. En este caso se utiliza la carga de nieve de la ciudad de Neuquén por ser la más cercana de la que se dispone el dato.

3. El factor de exposición ($C_e = 0,9$) se obtiene de CIRSOC 104, 2005, Tabla 2, considerando para el edificio en estudio una categoría de terreno B (Áreas urbanas y suburbanas), y una cubierta totalmente expuesta.
4. Factor térmico: Se obtiene de CIRSOC 104, 2005, Tabla 3. En este caso, el factor es 1.
5. Factor de importancia: El detalle de las categorías según la ocupación se muestra en CIRSOC 104, 2005, Apéndice B. El edificio en estudio entra en la categoría II, por lo que su factor de importancia es 1.
6. Obtenidos los factores, se procede al cálculo de la carga de nieve sobre la cubierta:

$$p_f = 0,7 * 0,9 * 1 * 1 * 0,9 \left[\frac{kN}{m^2} \right] = 0,57 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Este valor es inferior al mínimo establecido por el reglamento, por lo que se considera el valor mínimo:

$$p_f = 0,9 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

5.2 CARGAS DE VIENTO

Para obtener las cargas de viento sobre el edificio se utiliza el procedimiento analítico desarrollado en el Capítulo 5 del Reglamento CIRSOC 102, 2005.

1. Velocidad básica del viento: Se obtiene del mapa disponible en el reglamento, según el lugar de emplazamiento del edificio. En este caso, la velocidad básica a considerar es de 48m/s.
2. Factor de direccionalidad (Kd): Según el tipo de estructura a diseñar, se selecciona el factor correspondiente de la Tabla 6 del reglamento. Para edificios, el valor es $K_d=0,85$.
3. Factor de importancia: De igual manera que para el cálculo de carga de nieve, en base a la categoría del edificio, el factor de importancia a utilizar es $I=1$. La tabla de categorías del reglamento CIRSOC 102, 2005 es la misma que la del reglamento de cargas de nieve.
4. Categoría y coeficiente de exposición: Al igual que para el cálculo de nieve, se toma la categoría de exposición B. Los factores para el cálculo del coeficiente K_z se obtienen de CIRSOC 102, 2005, Tabla 4.

El coeficiente K_z se calcula para la distribución en altura (z) según la siguiente fórmula:

$$K_z = 2,01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha}$$

La distribución en altura se muestra en la Tabla 4 Distribución en altura del coeficiente KzTabla 4.

0,72	<10m
0,77	12.5m
0,81	15m
0,84	17,5m
0,88	20m
0,91	22,5m
0,93	25m
0,95	27m

Tabla 4 Distribución en altura del coeficiente Kz

5. Factor topográfico Kzt: Se calcula en función de las características en elevación del terreno. Al tratarse de un edificio ubicado en terreno plano, el coeficiente se toma igual a 1.
6. La estructura analizada en el presente trabajo se encuadra en la definición de estructura flexible según la definición del Capítulo 2 del reglamento (frecuencia natural menor que 1 Hz) al considerar la misma frecuencia natural que para la determinación de las acciones sísmicas, con los factores de presencia y simultaneidad de sobrecargas que se establecen en INPRES-CIRSOC 103, PI 1991.

El factor de efecto de ráfaga para estructuras flexibles se determina con las fórmulas presentadas en el artículo 5.8.2, en las que intervienen múltiples coeficientes que dependen de las características de la estructura, entre ellos la frecuencia natural.

El resultado de los factores es para las direcciones principales del edificio:

- Dirección X: Gf=1,02
 - Dirección Y: Gf=1,01
7. Para la determinación del coeficiente de presión interna GCpi se considera al edificio como cerrado, ya que no cumple con las condiciones necesarias para ser considerado

como abierto o parcialmente cerrado según el Capítulo 2 del reglamento. Para este tipo de cerramiento, el coeficiente resulta:

$$GC_{pi} = \pm 0,18$$

8. El coeficiente de presión externa C_p está en función de la superficie considerada. Los valores a utilizar en el cálculo se obtienen de la Figura 3 del reglamento.

Superficie	C_p (Dirección X)	C_p (Dirección Y)
Barlovento	0,8	0,8
Sotavento	-0,5	-0,3
Laterales	-0,7	-0,7
Cubierta	-1	-1

Tabla 5 Valores del coeficiente de presión externa para las diferentes superficies

9. La presión dinámica del viento se calcula con la siguiente fórmula:

$$q_z = 0,613K_zK_{zt}V^2I \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

10. El coeficiente K_z depende de la altura a la que se lo evalúa, por lo que la presión dinámica también tiene una distribución en altura, que se muestra en la siguiente tabla:

864	<10m
924	12.5m
972	15m
1008	17,5m
1056	20m
1092	22,5m
1116	25m
1140	27m

Tabla 6 Presión dinámica q_z en función de la altura

11. Carga de viento: La carga distribuida aplicada sobre la estructura se determina con la siguiente expresión para edificios flexibles:

$$p = qG_fC_p - q_i(GC_{pi}) \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

Siendo:

- $q = q_z$ para paredes a barlovento evaluadas a la altura z sobre el terreno.

- $q=qh$ para paredes a sotavento, laterales y cubiertas, siendo h la altura media de la cubierta.
- $q_i=qh$ para edificios cerrados.

Las cargas de viento en las direcciones principales sobre las paredes a sotavento, laterales y cubiertas se muestran en la siguiente tabla. El signo negativo en los valores indica que son cargas de succión sobre la estructura.

	Dirección X	Dirección Y
Sotavento	-788	-553
Cubiertas	-1370	-1363
Laterales	-1021	-1016

Tabla 7 Carga sobre paredes a sotavento, laterales y cubiertas según dirección del viento [KN/m²]

La distribución en altura de las cargas de viento para paredes a barlovento se muestra en la siguiente tabla.

Dirección X	Dirección Y	z(m)
706	702	<10m
755	751	12.5m
795	790	15m
824	819	17,5m
863	858	20m
893	887	22,5m
912	907	25m
932	926	27m

Tabla 8 Carga de viento sobre paredes a barlovento en función de la altura considerada [KN/m²]

Una vez determinadas las cargas para las dos direcciones principales de la estructura, se aplican al modelo de la siguiente manera:

Cargas horizontales: Se aplican sobre las vigas exteriores del edificio como carga lineal uniforme, resultante de multiplicar la carga superficial por una altura equivalente a la mitad del entrepiso inferior más la mitad del entrepiso superior de las vigas. En la siguiente figura se ilustra como la carga distribuida en la superficie sombreada se aplica al modelo como una carga distribuida linealmente sobre la viga exterior de la estructura.

Cargas de cubierta: Se aplican como carga distribuida uniforme sobre las losas de las cubiertas.

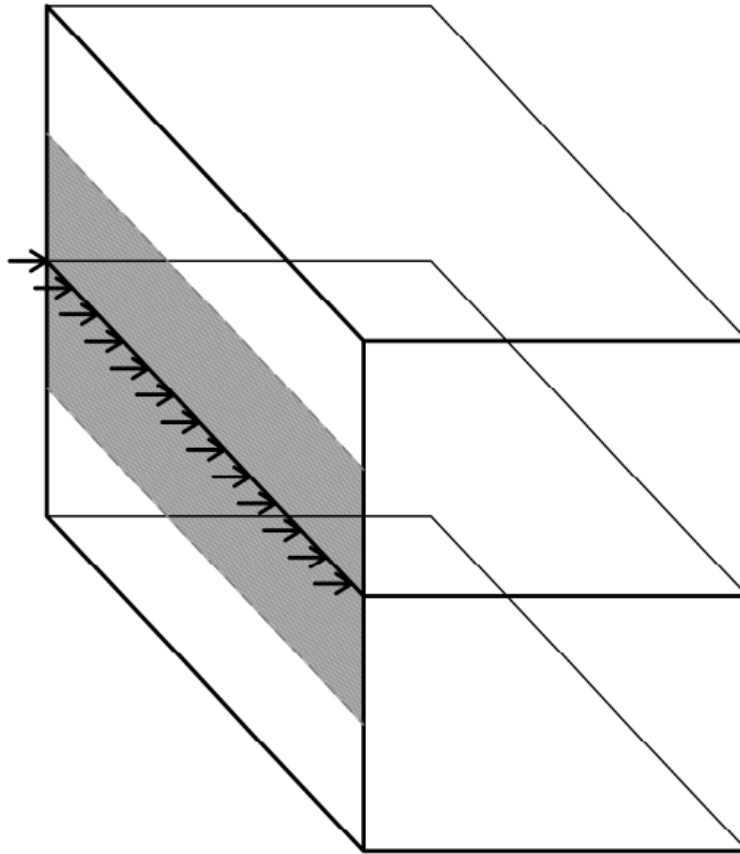


Figura 19 Ilustración de aplicación de las cargas de viento sobre el modelo estructural

Entrepiso	Viento en X			Viento en Y		
	Barlovento	Sotavento	Laterales	Barlovento	Sotavento	Laterales
1 (3m)	2,1	-2,4	-3,1	2,1	-1,7	-3,0
2 (6m)	2,1	-2,4	-3,1	2,1	-1,7	-3,0
3 (9m)	2,1	-2,4	-3,1	2,1	-1,7	-3,0
4 (12m)	2,3	-2,4	-3,1	2,3	-1,7	-3,0
5 (15m)	2,4	-2,4	-3,1	2,4	-1,7	-3,0
6 (18m)	2,5	-2,4	-3,1	2,5	-1,7	-3,0
7 (21m)	2,7	-2,4	-3,1	2,7	-1,7	-3,0
8 (24m)	2,7	-2,4	-3,1	2,7	-1,7	-3,0
9 (27m)	2,8	-2,4	-3,1	2,8	-1,7	-3,0

Tabla 9 Cargas lineales aplicadas sobre vigas exteriores [KN/m]

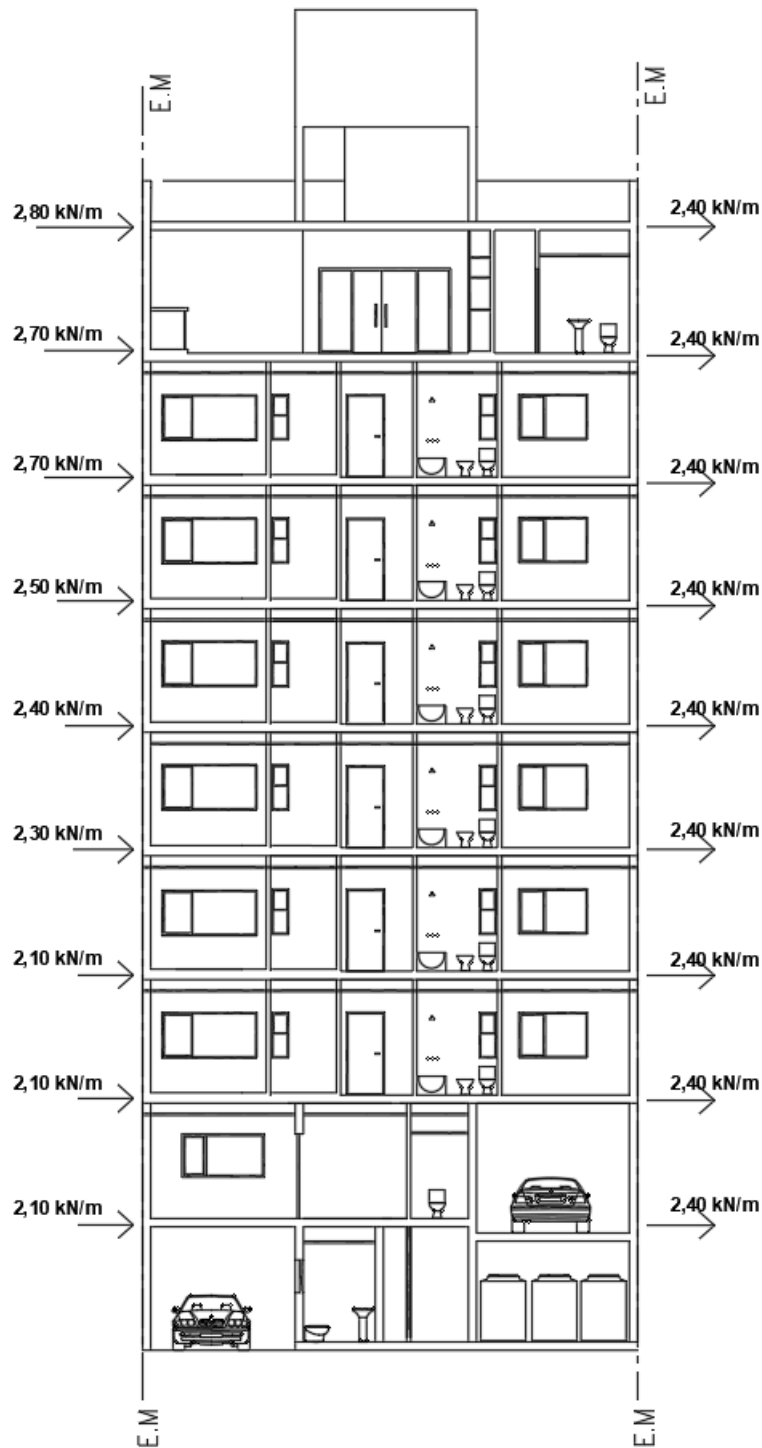


Figura 20 Cargas horizontales (Barlovento y sotavento) aplicadas en cada nivel del edificio

Las cargas de viento en las direcciones X e Y se aplican en el modelo bajo dos casos de carga diferentes, para poder ser aplicadas independientemente en las dos direcciones en las combinaciones de carga que se mencionan más adelante.

5.3 DETERMINACIÓN DE ACCIONES SÍSMICAS

5.3.1 Acciones sísmicas según INPRES-CIRSOC 103, PI 1991

La determinación de las acciones sísmicas sobre la estructura se realiza siguiendo los procedimientos descritos a lo largo del reglamento INPRES-CIRSOC 103, PI 1991.

En primer lugar, se determina la zona sísmica en la que se encuentra emplazado el edificio y su factor de riesgo en base al grupo al que pertenece según destino y funciones. Para la determinación del tipo de suelo sobre el que se encuentra la estructura se utiliza el estudio de suelos realizado en el lugar.

El agrupamiento de construcciones según destino y funciones se describe en el artículo 5.1 del reglamento. La estructura estudiada, por tratarse de un edificio de vivienda multifamiliar entra en la categoría B. El reglamento le asigna un factor de riesgo igual a 1 (Artículo 5.2 del reglamento).

El estudio de suelos del sitio de emplazamiento arroja los siguientes resultados principales sobre el estrato de fundación: Grava arenosa con compacidad “media” a “muy compacta”, $N_{spt}=23$, tensión admisible $1,5 \text{ kg/cm}^2$. Estos resultados categorizan al suelo como Tipo II b, según la Tabla 3 (CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN DINÁMICAMENTE ESTABLES) del reglamento.

Los parámetros de la estructura son los siguientes:

- Zona sísmica: 1
- Factor de riesgo: 1 (Grupo B)
- Tipo de suelo: II b)

Una vez determinados los parámetros, se puede obtener el espectro de pseudoaceleraciones correspondiente.

En base a la zona sísmica y tipo de suelo se establecen en la Tabla 4 (VALORES DE a_s , b , T_1 y T_2 PARA LAS DISTINTAS ZONAS SÍSMICAS Y TIPOS DE SUELO DE FUNDACIÓN) del reglamento los valores de los parámetros necesarios para obtener el espectro de diseño.

- $a_s=0,09$

- $b=0,27$
- $T1=0,3$
- $T2=0,8$

Aplicando las expresiones dadas por el reglamento se definen las ordenadas del espectro para cada valor del periodo (Pseudoaceleraciones, como fracciones de la gravedad).

Los valores del espectro se introducen en el software para poder aplicar las acciones sísmicas correspondientes:

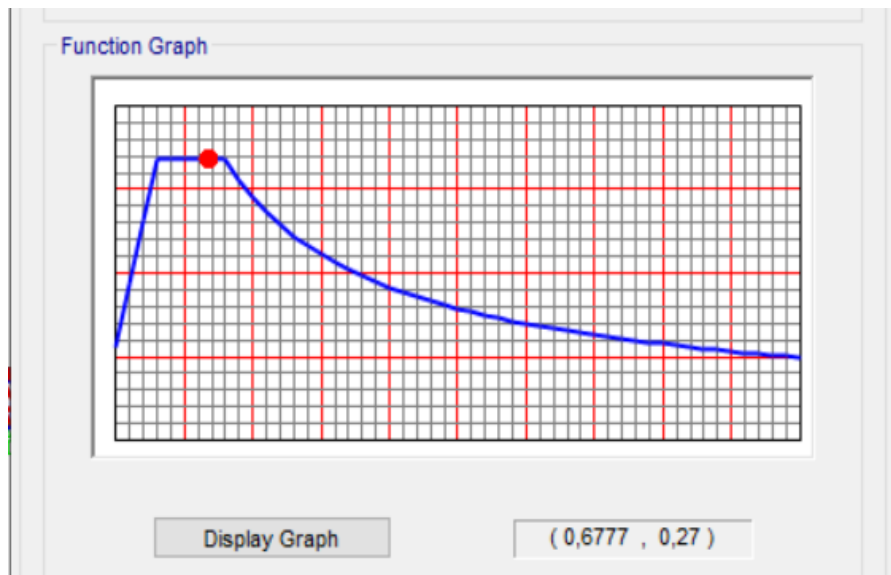


Figura 21 Espectro de pseudoaceleraciones según INPRES-CIRSOC 103, PI 1991

Se decide diseñar la estructura del edificio con la mayor ductilidad global que permite el reglamento para pórticos de hormigón armado. El valor de ductilidad global μ es 5. En base a este valor de ductilidad se establece el factor de reducción R de las fuerzas sísmicas que tiene en cuenta la disipación de energía por deformaciones inelásticas de la estructura.

Utilizando el espectro de pseudoaceleraciones del reglamento amplificado por el factor de importancia (en este caso igual a 1) y dividido por el factor de reducción se generan dos casos de carga para representar las acciones del sismo en las dos direcciones principales de la estructura.

5.3.2 Acciones sísmicas según INPRES-CIRSOC 103, PI 2018

El procedimiento establecido en este reglamento para la determinación del espectro de respuesta es muy similar al de su versión anterior. Se clasifica la estructura según grupo de construcción, zona sísmica y tipo de suelo donde se encuentra emplazada de la misma manera que en el reglamento anterior.

En base a estas clasificaciones se determinan los diferentes coeficientes y parámetros para obtener el espectro de diseño para acciones horizontales con las ecuaciones y tablas del capítulo 3.5 (ESPECTROS DE DISEÑO) del reglamento.

- $a_s=0,08$
- $C_a=0,12$
- $C_v=0,18$
- $T_1=0,12$
- $T_2=0,6$
- $T_3=3$

Las ordenadas del espectro en función del periodo se introducen en el software de la misma manera que para el espectro obtenido según la edición de 1991 del reglamento.

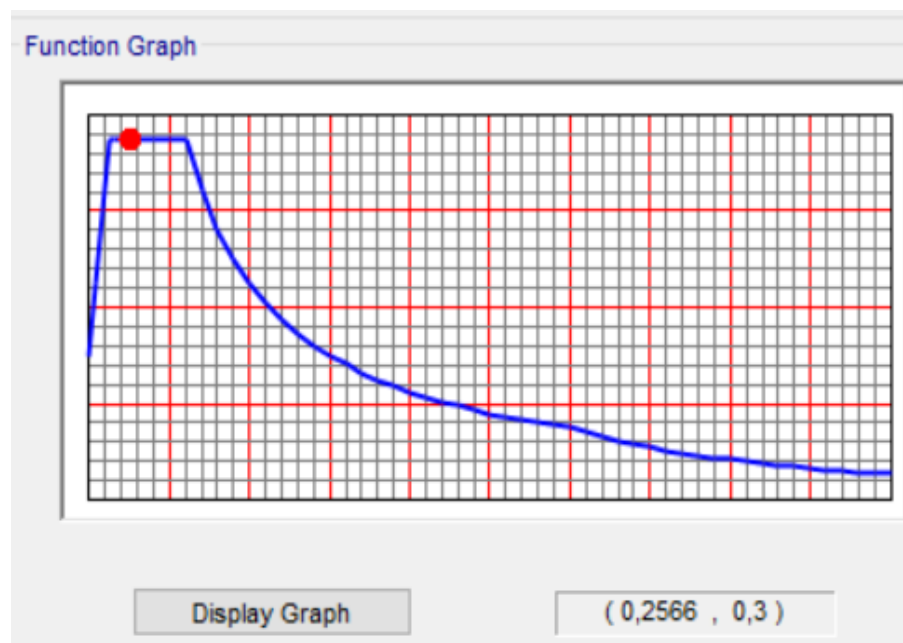


Figura 22 Espectro de pseudoaceleraciones según INPRES-CIRSOC 103, PI 2018



En este caso se decide también utilizar el mayor factor de reducción permitido por el reglamento para pórticos de hormigón armado. La estructura se diseñará para comportarse con ductilidad completa, los factores de comportamiento asignados a este tipo de estructuras en la tabla 5.1 (FACTORES DE COMPORTAMIENTO) del reglamento son los siguientes:

- R (Reducción global): **7**
- Cd (Amplificación de deformaciones): **5,5**
- Ω_0 (Sobrerresistencia): **3**

De igual manera que para las acciones sísmicas según la edición de 1991, los casos de carga para las dos direcciones de sismo analizadas se forman afectando a las pseudoaceleraciones del espectro por el factor de reducción global R.

5.3.3 Acciones sísmicas verticales

En su artículo 7.3 (ACCIONES SÍSMICAS VERTICALES), INPRES-CIRSOC 103, PI 1991 presenta la siguiente expresión para el cálculo del espectro para considerar las acciones sísmicas verticales:

$$S_{av} = f_v S_a$$

Para la zona sísmica 1, el valor de f_v es igual a 0,4. S_a es el espectro de pseudoaceleraciones definido para las acciones sísmicas horizontales. Este nuevo espectro para las acciones verticales se adiciona a los dos casos de carga generados para las direcciones principales.

A diferencia de la edición anterior, INPRES-CIRSOC 103, PI 2018 no presenta un espectro dependiente del periodo de la estructura para el cálculo de las acciones sísmicas verticales. La componente vertical de la acción sísmica (E_v) se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$E_v = \frac{C_a}{2} \gamma_r D$$

Siendo:

- C_a (**0,12**): Parámetro característico del espectro de diseño, obtenido de la tabla 3.1 (VALORES DE a_s , C_a y C_v PARA LAS DISTINTAS ZONAS SÍSMICAS Y TIPOS ESPECTRALES)

- γ_r (**1**): Factor de riesgo
- D: Carga gravitatoria permanente de la estructura

Para la estructura analizada resulta:

$$E_v = 0,06 D$$

Esta componente vertical de la acción sísmica se debe considerar actuando tanto en sentido ascendente como descendente. Para evitar obtener combinaciones de cargas que no sean dominantes para el dimensionado de la estructura, se adiciona con signo positivo a la combinación sísmica con la mayor carga vertical, y con signo negativo a la combinación con menor carga vertical.

5.3.4 Diferencias en espectros y factores de reducción entre normas

La determinación del espectro se realiza de manera similar en ambas versiones del reglamento, utilizando factores que dependen de la zona sísmica y tipo de suelo para obtener las ordenadas de pseudoaceleración en función del periodo de vibración de la estructura.

Respecto a la edición de 1991, el nuevo reglamento produce espectros con valores de pseudoaceleración ligeramente superiores en el plafón, que luego se reducen a una tasa superior a medida que aumenta el periodo de vibración, como se puede apreciar en la siguiente figura.

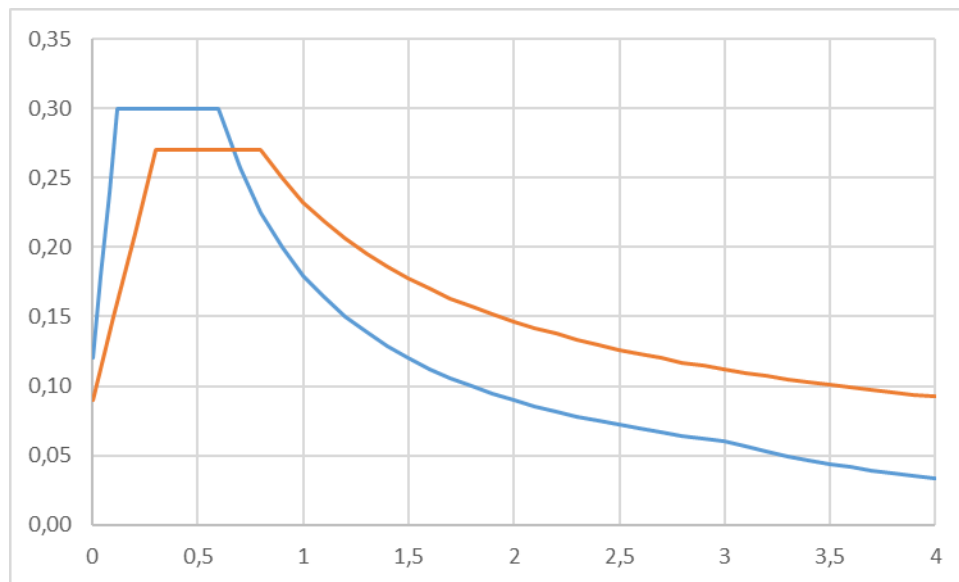


Figura 23 Espectros de pseudoaceleración para las versiones 1991 (Naranja) y 2018 (Azul) del reglamento

Esta diferencia entre espectros implica que, para estructuras rígidas ($T < 1s$), las acciones sísmicas determinadas según el nuevo reglamento serán superiores a las determinadas según la anterior versión, mientras que para estructuras flexibles ($T > 1s$) esta tendencia se invierte.

Por otro lado, respecto a los factores de reducción, la edición 1991 del reglamento establece valores según el tipo de estructura analizada, que van entre 2 y 3 para mampostería, 3,5 para estructuras de hormigón no diseñadas como sismorresistentes, y un valor de 5 para estructuras aporticadas diseñadas cumpliendo las condiciones establecidas en la parte II del reglamento.

La edición 2018 detalla una gran cantidad de factores para diferentes tipologías estructurales, los cuales pueden encontrarse en INPRES-CIRSOC 103, PI 2018, Tabla 5.1.

Como puede verse en la tabla, el nuevo reglamento da un valor de reducción de acciones de $R=7$, significativamente mayor al del anterior reglamento ($R=5$). Esto, sumado a la variación en los espectros explicada anteriormente, resultará en acciones sísmicas de menor magnitud al analizarlas según el nuevo reglamento como se verá más adelante.

5.4 COMBINACIONES DE CARGAS

Para determinar la resistencia requerida por los elementos estructurales se utilizan combinaciones de cargas con coeficientes de mayoración. Se seleccionan las combinaciones especificadas en el artículo 9.2.1 del reglamento CIRSOC 201, 2005 y las presentes en las dos ediciones del reglamento de construcciones sismorresistentes utilizados.

Las combinaciones resultantes son las siguientes:

- $1,2 D + 1,6 L + 0,5 S$
- $1,2 D + 1,6 S + 0,8 W$
- $1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + 0,5 S$
- $0,9 D + 1,6 W$
- $0,85 (D + f1 L) + E(1991)$
- $1,3 (D + f1 L) + E(1991)$
- $0,84 D + E(2018)$



- $1,26 D + f_1 L + E(2018)$

Siendo:

- D: Cargas permanentes
- L: Sobrecargas
- S: Carga debida a la nieve
- W: Carga debida al viento
- f_1 : Coeficiente de simultaneidad para las diferentes sobrecargas gravitatorias
- E(1991): Acciones sísmicas determinadas según INPRES-CIRSOC 103, PI 1991
- E(2018): Acciones sísmicas determinadas según INPRES-CIRSOC 103, PI 2018

Las cargas debidas al viento y al sismo se analizan en las dos direcciones principales de la estructura en ambos sentidos.

Los coeficientes de simultaneidad para sobrecargas considerados en las dos versiones del reglamento, que fueron utilizados en las combinaciones de cargas mencionadas previamente, pueden consultarse en INPRES-CIRSOC 103, PI 1991, Tabla 6, y en INPRES-CIRSOC 103, PI 2018, Tabla 3.3.

CAPÍTULO VI: CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el capítulo anterior se desarrolla el análisis de cargas, y se determinan las acciones externas aplicadas a la estructura como fuerzas.

En el caso de cargas gravitatorias, o de viento, una vez determinadas las cargas resulta sencilla la obtención de los esfuerzos y deformaciones de la estructura. Este tipo de cargas se pueden considerar como estáticas, por lo que con la asistencia de un software de elementos finitos se pueden obtener de manera rápida las solicitaciones requeridas por el dimensionado de los elementos estructurales.

Distinto es el caso para las acciones sísmicas, en las que, debido a su naturaleza, resulta mucho más ajustado a la realidad un análisis dinámico que representarlas mediante un conjunto de fuerzas estáticas.

Los reglamentos de diseño sísmico realizan consideraciones y establecen exigencias respecto a los métodos de análisis dinámico, la regularidad estructural, deformaciones máximas y efectos de segundo orden. Estas consideraciones afectan a las solicitaciones resultantes de las acciones sísmicas determinadas previamente.

6.1 MÉTODO DE ANÁLISIS

6.1.1 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991

A los efectos de determinar las solicitaciones sobre la estructura producidas por el sismo se realiza un análisis dinámico modal espectral considerando el espectro de diseño comentado en 5.3. En paralelo, se determinarán las solicitaciones en la base (requerida por el reglamento al efecto de limitar el esfuerzo de corte basal) mediante un análisis pseudo-estático.

Respecto al análisis modal espectral, el reglamento establece que se deben incluir todos los modos de vibración cuya contribución a los efectos totales sea superior al 5%. Los efectos totales se calculan como la raíz de la suma de los cuadrados de los efectos modales.

El artículo 14.2 (ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL) establece que el esfuerzo de corte en la base de la estructura obtenido mediante un análisis modal espectral debe ser al menos un 75% del calculado por el método estático. El corte basal por el método estático se calcula con la siguiente expresión:

$$V_0 = C \cdot W$$

Siendo:

$$C = \frac{S_a \cdot \gamma_r}{R}$$

En caso de no cumplirse dicho límite, se deben incrementar todos los efectos del análisis modal espectral mediante el siguiente factor de modificación:

$$\frac{0.75 * \text{corte basal estatico}}{\text{corte basal obtenido}}$$

Este factor de modificación se aplica a los casos de carga para el sismo en ambas direcciones por separado.

Los valores de pseudoaceleración, factor de riesgo, factor de reducción y peso de la estructura son los presentados en el capítulo anterior.

6.1.2 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 2018

Para el análisis modal espectral, el reglamento exige considerar todos los modos que representen una contribución de masa de al menos el 90% para cada dirección de análisis. Además, la superposición modal se realizará mediante superposición cuadrática completa (CQC).

Se determinan las fuerzas laterales y el corte basal mediante el método estático siguiendo el procedimiento especificado en el artículo 6.2 (ACCIONES HORIZONTALES) del reglamento. Para la determinación de las acciones horizontales se limita el periodo fundamental de la estructura según el artículo 6.2.3 (PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA).

El corte basal resultante del análisis modal espectral se compara con el obtenido por el método estático (De igual manera que en la anterior versión del reglamento). El artículo 7.2.5

(SOLICITACIONES MÍNIMAS) establece un factor de modificación para los casos en que el corte basal obtenido mediante el análisis modal espectral sea inferior al 85% obtenido por el método estático.

$$\text{Factor modificación} = \frac{0.85 \cdot V_{oe}}{V_{od}}$$

Siendo:

- V_{oe} : Corte basal obtenido del método estático
- V_{od} : Corte basal obtenido del análisis dinámico

6.2 REGULARIDAD ESTRUCTURAL Y EFECTOS TORSIONALES

6.2.1 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991

Se debe analizar la regularidad de la estructura en planta, sus ejes de simetría y excentricidades para luego poder considerar los efectos torsionales provocados por las acciones sísmicas. En primer lugar, se evalúan las excentricidades de cada uno de los niveles. Se define como excentricidad a la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de un nivel, medida perpendicularmente a la dirección analizada.

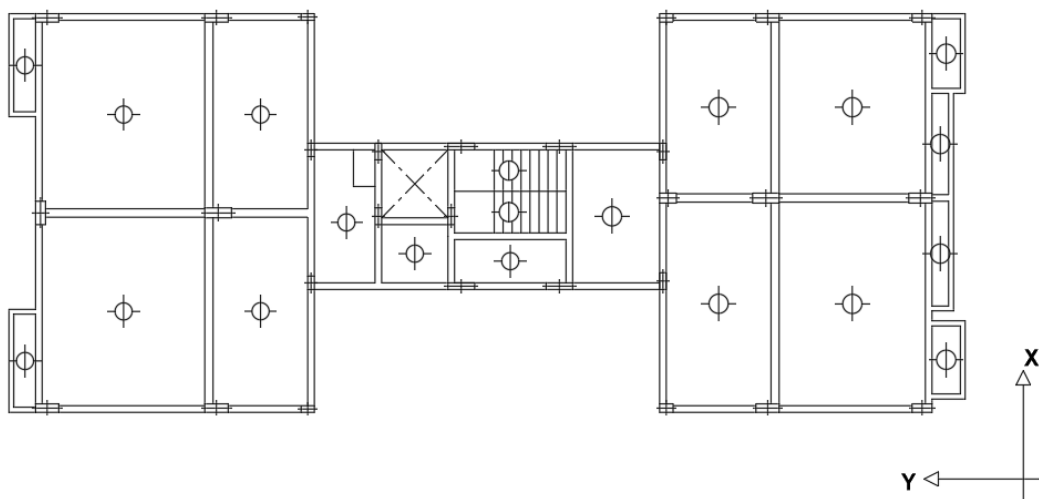


Figura 24 Direcciones principales X e Y en planta



En base a las excentricidades evaluadas, y a la alineación en altura de los centros de masa y rigidez de cada piso, el reglamento presenta 4 casos diferenciados en los que clasificar a la estructura estudiada.

- Caso a) Estructuras con dos ejes de simetría en planta
- Caso b) Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento similar
- Caso c) Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento diferente
- Caso d) Estructuras no encuadradas dentro de los casos anteriores

Para los primeros 3 casos, el reglamento presenta expresiones para la determinación de los momentos torsores a considerar. Para las estructuras clasificadas en el último caso se debe realizar un análisis dinámico considerando el acoplamiento de traslación y torsión.

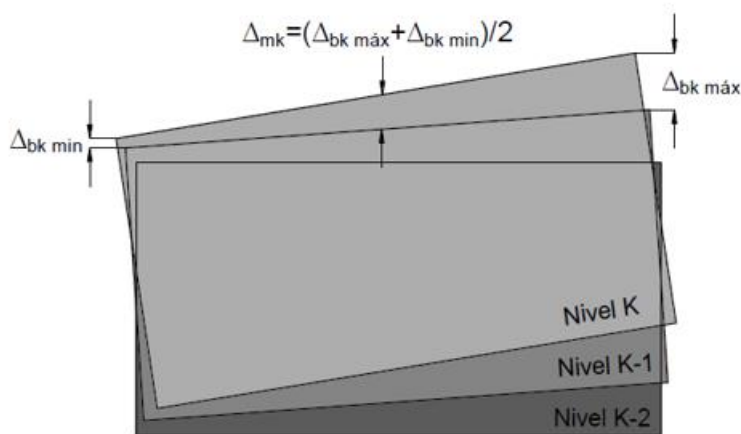
6.2.2 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 2018

A diferencia de la edición de 1991, este nuevo reglamento establece expresiones y límites para evaluar la regularidad de la estructura en su artículo 2.6 (REGULARIDAD ESTRUCTURAL). Se evalúan y clasifican dos tipos de irregularidades (en planta y en altura) a través del estudio de las deformaciones del sistema resistente. La regularidad estructural es una condición que garantiza la confiabilidad de la predicción de la respuesta de la construcción ante excitaciones sísmicas. Las demandas inelásticas producidas por movimientos sísmicos tienden a distribuirse bien en toda la estructura, resultando en una dispersión de los daños y la disipación de energía. En estructuras irregulares, en cambio, las irregularidades pueden concentrar los comportamientos inelásticos en algunas zonas y resultar en fallas rápidas de elementos, o introducir solicitaciones imprevistas a la estructura.

La regularidad en planta se evalúa según la tabla 2.3 (CONDICIONES DE REGULARIDAD EN PLANTA). Se analizan, para cada nivel, los desplazamientos relativos de los bordes de la construcción respecto al promedio para evaluar la regularidad torsional. La regularidad en planta también considera la continuidad de los elementos resistentes (coplanaridad en altura de los componentes, que mantiene los esfuerzos en un único plano vertical), y la ortogonalidad o simetría de los elementos resistentes, que definen los planos principales de la construcción.

La regularidad en altura se evalúa a través de la tabla 2.4 (CONDICIONES DE REGULARIDAD EN ALTURA). Se tiene en cuenta la distribución de la rigidez en altura, evaluando y limitando los desplazamientos relativos entre pisos. Se consideran también la variación de masas y de resistencia entre los sucesivos niveles de la estructura. Otro aspecto a considerar es la variación de las dimensiones horizontales del sistema resistente, los elementos verticales deben ser continuos, o con bajos retranqueos, y las dimensiones constantes o crecientes hacia abajo.

En base a los resultados obtenidos en las evaluaciones mencionadas, se clasifica a la estructura como regular, con irregularidad media, o irregularidad extrema tanto en planta como en altura.



Regularidad	$\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,2$
Irregularidad Media	$1,2 < \Delta_{bk} / \Delta_{mk} \leq 1,4$
Irregularidad Extrema	$\Delta_{bk} / \Delta_{mk} \geq 1,4$

Figura 25 Evaluación de la regularidad torsional (Figura C.2.1 a) de los comentarios al reglamento)

La evaluación se realiza según se especifica en los comentarios del reglamento. Se calculan los desplazamientos relativos entre bordes de la edificación según la dirección de la acción sísmica. Los desplazamientos obtenidos del modelo se afectan por el coeficiente de amplificación de deformaciones.

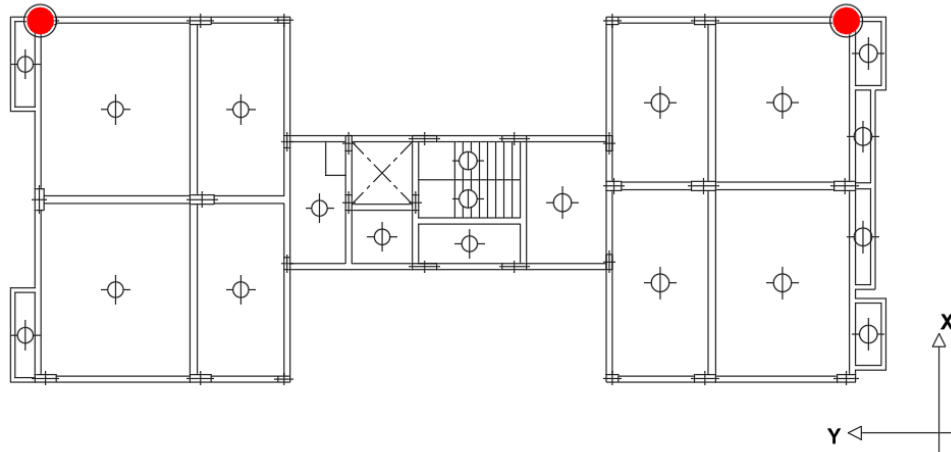


Figura 26 Puntos de la estructura considerados para la evaluación de desplazamientos relativos

El artículo 6.2.4.2 (TORSIÓN ACCIDENTAL) define la torsión accidental, que se aplica a la estructura mediante momentos en cada nivel. La magnitud de los momentos se determina con la siguiente expresión:

$$M_{tak} = F_k \cdot e_{ak}$$

La excentricidad accidental e_{ak} , un porcentaje de la longitud de la planta medida perpendicularmente a la dirección de análisis, se obtiene de INPRES-CIRSOC 103, PI 2018, Tabla 6.3. y depende de la clasificación de irregularidad en planta de la estructura vista anteriormente.

En esta edición del reglamento se modifica el criterio respecto a la torsión accidental, la cual aumenta a medida que es mayor la irregularidad de la estructura, siendo nula para estructuras regulares. En la edición de 1991, en cambio, los coeficientes para considerar a la torsión accidental son mayores para estructuras regulares que para las que presentan excentricidad en sus niveles.

6.3 CONTROL DE DEFORMACIONES Y EFECTO P-DELTA

6.3.1 Según INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991

Se controla la distorsión horizontal de piso de la estructura ante las acciones sísmicas en las dos direcciones según los límites impuestos por INPRES-CIROSC 103, PI 1991, Tabla 8. La

distorsión de piso (θ_{sk}) se define como el desplazamiento relativo (Δ_{sk}) entre el nivel superior y el inferior de un piso, dividido por la altura del piso (h_{sk}).

$$\theta_{sk} = \frac{\delta_k - \delta_{k-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$$

De acuerdo a lo establecido en el artículo 13.1 (CONTROL DE LA DISTORSIÓN HORIZONTAL DE PISO), los valores de desplazamientos de piso resultante son aquellos que se obtienen de multiplicar los resultantes del análisis modal espectral por el factor de ductilidad global μ utilizado en la reducción del espectro.

Se debe evaluar también la necesidad de considerar los efectos de segundo orden sobre la estructura, también llamados efectos P-Delta. La siguiente expresión establece el límite a partir del cual se deben tomar en cuenta:

$$\frac{P_k \Delta_{sk}}{V_k h_{sk}} \geq 0,08$$

Siendo

- P_k : La carga gravitatoria total operante en el nivel k
- Δ_{sk} : La deformación relativa del nivel k
- V_k : El esfuerzo de corte en el nivel k
- h_{sk} : La altura del nivel k

Cuando la ecuación anterior se cumpla, se deben tener en cuenta los efectos P-Delta. Una manera aproximada de considerarlos consiste en aplicar el siguiente coeficiente de amplificación sobre los esfuerzos y deformaciones provocados por las acciones sísmicas.

$$\psi = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}} \right)_{max}}$$

6.3.2 Según INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018)

La distorsión horizontal de piso se evalúa de la misma manera que en la edición anterior del reglamento, calculando los desplazamientos resultantes para cada dirección de análisis de la acción sísmica amplificados por el coeficiente correspondiente.



La evaluación del efecto P-Delta descrita en el artículo 8.4.4 (EFECTO P-DELTA) se realiza mediante un Coeficiente de estabilidad CE:

$$CE = \frac{P_k \Delta_{sk} \gamma_r}{V_k h_{sk} C_d}$$

Si el coeficiente supera el valor 0,10 se deben tomar en cuenta los esfuerzos y deformaciones adicionales por efectos P-Delta. El coeficiente tiene un valor límite CE_{MAX} , que de ser superado se requiere un rediseño de la estructura por ser considerada como potencialmente inestable.

$$CE_{MAX} = \frac{0,5}{\beta C_d} < 0,25$$

CAPÍTULO VII: RESULTADOS Y SOLICITACIONES

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para para los diferentes parámetros que caracterizan la acción del sismo sobre la estructura.

7.1 FUERZAS SISMICAS, ESFUERZOS DE CORTE Y DESPLAZAMIENTOS

7.1.1 Corte basal

En la Tabla 10 se comparan los valores de corte basal obtenido por el método estático, y los resultantes del análisis modal espectral para ambas direcciones, según la aplicación del reglamento INPRES-CIRSOC 103, PI 1991. Se muestra también el factor de ajuste a aplicar para cada dirección según lo expuesto en 6.1.1.

	Corte basal (T)	% Corte estático	Factor ajuste
Método estático	76,5		
Análisis modal espectral			
Dirección X	57,1	74,6%	1,01
Dirección Y	56,3	73,6%	1,02

Tabla 10 Comparativa de corte basal obtenido aplicando INPRES-CIRSOC 103, PI 1991

En la Tabla 11 se realiza la misma comparativa, con los valores resultantes de la aplicación del reglamento INPRES-CIRSOC 103, PI 2018. Se muestra también el factor de ajuste a aplicar según lo expuesto en 6.1.2.

	Corte basal (T)	% Corte estático	Factor ajuste
Método estático	34,3		
Análisis modal espectral			
Dirección X	27,7	80,9%	1,05
Dirección Y	29,1	85,0%	-

Tabla 11 Comparativa de corte basal obtenido aplicando INPRES-CIRSOC 103, PI 2018

7.1.2 Cortes por nivel, fuerzas sísmicas y desplazamientos

Una vez ajustados los efectos del análisis modal espectral según los factores mostrados en el punto anterior, se pueden calcular los cortes, fuerzas sísmicas y desplazamientos por nivel de la estructura.

Con respecto al cálculo de la fuerza sísmica equivalente, el nuevo Reglamento de Construcciones Sismorresistentes menciona en sus comentarios que *“tiene por objeto dotar a la construcción de la resistencia mínima requerida para limitar los daños a niveles aceptables. Sin embargo sólo el estudio del mecanismo de colapso permite garantizar que los daños se ajusten a las previsiones. El estudio requerido es cualitativo antes que cuantitativo. Se trata de comparar demandas con suministros de resistencia, con el objeto de establecer los puntos en los que la estructura plastificará y evitar la aparición de componentes o modos de rotura frágiles. La aplicación de los principios del diseño por capacidad garantiza ese objetivo y permite un trabajo más “automático” pero no pone en evidencia errores de diseño que el estudio comentado permite advertir”*.

Los esfuerzos de corte por nivel (V_k) se obtienen del modelo como la suma de las fuerzas de corte de todas las columnas del nivel en la dirección analizada. Las fuerzas sísmicas por nivel (F_k) se obtienen como las diferencias entre los cortes de niveles adyacentes. Estas fuerzas son la inercia de las masas de cada piso ante las aceleraciones sísmicas.

Los desplazamientos últimos de la estructura (δ_k) se obtienen multiplicando los desplazamientos resultantes del análisis dinámico con las acciones sísmicas reducidas (dk) por el valor de ductilidad global de la estructura en la antigua normativa ($\mu=5$), o el factor de amplificación de deformaciones en la nueva ($C_d=5,5$).

En las siguientes tablas se muestran los valores de los cortes, fuerzas y desplazamientos mencionados, obtenidos según la aplicación de los dos reglamentos analizados.

Nivel	Vk X (kN)	Fk X (kN)	dk X (mm)	δk X (mm)	Vk Y (kN)	Fk Y (kN)	dk Y (mm)	δk Y (mm)
1	574	31	2,9	14,4	574	18	1,1	5,7
2	543	36	8,4	42,2	556	29	4,2	21,0
3	507	42	14,1	70,3	527	37	8,6	43,1
4	465	50	19,8	98,9	490	50	13,6	68,0
5	415	57	25,1	125,7	440	104	18,4	92,1
6	358	67	29,9	149,6	336	29	22,7	113,7
7	291	90	34,1	170,6	307	88	26,5	132,4
8	201	91	37,0	184,8	219	107	29,4	146,8
9	110	32	41,8	208,8	112	34	32,3	161,3
10	78	65	44,1	220,5	78	63	34,5	172,3
11	13	13	45,3	226,3	15	15	35,5	177,5

Tabla 12 Cortes fuerzas y desplazamientos s/INPRES-CIRSOC 103, PI 1991

Nivel	Vk X (kN)	Fk X (kN)	dk X (mm)	δk X (mm)	Vk Y (kN)	Fk Y (kN)	dk Y (mm)	δk Y (mm)
1	291	29	1,4	7,7	291	20	0,5	3,0
2	262	23	3,9	21,5	271	23	2,0	10,9
3	239	21	6,4	35,2	248	20	4,0	21,9
4	218	21	8,9	48,9	228	24	6,2	34,2
5	197	23	11,2	61,6	204	23	8,3	45,8
6	174	25	13,3	72,9	181	26	10,2	56,1
7	149	35	15,1	83,1	155	33	11,8	65,1
8	114	45	16,4	90,1	122	50	13,1	72,3
9	69	17	18,6	102,1	72	19	14,5	79,9
10	52	42	19,9	109,2	53	44	15,7	86,1
11	10	10	20,4	112,2	9	9	16,1	88,8

Tabla 13 Cortes fuerzas y desplazamientos s/INPRES-CIRSOC 103, PI 2018

7.2 REGULARIDAD ESTRUCTURAL Y EFECTOS TORSIONALES

7.2.1 INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991

Centros de rigidez y masa por nivel, y diferencia como porcentaje de la longitud de la planta en la dirección considerada							
Nivel	Xcr	Ycr	Xcm	Ycm	$\Delta X\%$	$\Delta Y\%$	
1		5,95	24,87	5,92	26,19	0,2%	2,8%
2		5,97	22,44	6,03	18,04	0,5%	13,7%
3		5,93	22,51	5,87	19,35	0,5%	11,7%
4		5,91	21,76	5,86	19,44	0,4%	8,6%
5		5,91	21,79	5,91	19,34	0,1%	9,1%
6		5,93	21,75	5,84	19,33	0,8%	9,0%
7		5,88	20,16	5,86	19,20	0,2%	3,6%
8		5,88	20,21	5,89	20,32	0,0%	0,4%
9		5,81	18,07	5,88	16,30	0,6%	11,1%
10		5,79	21,29	5,89	20,30	2,3%	12,4%
11		5,78	18,75	5,72	21,02	1,3%	28,4%

Tabla 14 Centros de rigidez y masa por nivel

En la Tabla 14 se observa que las excentricidades medidas paralelamente a la dirección X resultan bajas en todos los niveles, pero son considerables en ciertos niveles para la dirección Y. En base a estos resultados se corrobora que la estructura presenta un eje de simetría en la dirección Y, pero no puede ser considerada regular cuando se la analiza en la dirección X.

Debido a las diferencias de regularidad estructural presentadas en sus dos direcciones principales, resulta necesario considerar de manera diferenciada los efectos torsionales en cada una de ellas.

Sismo en dirección Y

Se encuadra a la estructura dentro del caso b especificado en el artículo 14.1.1.7.2 del reglamento. Si bien la excentricidad en el nivel 11 supera el 25% establecido, se considera que debido al nivel en que se presenta, esto no afecta el comportamiento general de la estructura. Las coordenadas de los centros de masa y de rigidez medidas perpendicularmente a la dirección del sismo permiten considerar que se encuentran alineados en dirección vertical, por lo que la estructura cumple las condiciones del caso.

Los efectos torsionales se consideran mediante la aplicación de cuplas en cada piso, determinadas mediante las siguientes expresiones:

$$m_k = (1,5 e + 0,07 l) F_k$$

$$m_k = (e - 0,07 l) F_k \leq 0$$

Siendo:

- m_k : El valor de la cupla en el nivel k
- e : La excentricidad en el nivel k medida perpendicularmente a la dirección de análisis
- l : La longitud de la planta en el nivel k medida perpendicularmente a la dirección de análisis
- F_k : La fuerza sísmica horizontal en el nivel k

Para el cálculo de las cuplas por piso se utilizan las fuerzas sísmicas horizontales correspondientes a cada nivel, obtenidas del análisis modal espectral, multiplicadas por la excentricidad medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica. Luego, estos momentos se suman a las combinaciones de carga multiplicados por el mismo factor de combinación de carga aplicado a las acciones sísmicas en dirección Y. En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos para cada nivel.

Nivel	Lx (m)	Fk y (kN)	ex (m)	m (kN*m)
1	12	18	0,03	15,8
2	12	29	0,06	27,1
3	12	37	0,06	34,6
4	12	50	0,05	45,8
5	12	104	0,01	88,3
6	12	29	0,09	28,3
7	12	88	0,02	77,0
8	12	107	0,00	90,6
9	12	34	0,07	32,2
10	4,2	63	0,10	27,6
11	4,2	15	0,05	5,6

Tabla 15 Valores de cupla para cada nivel de la estructura

Sismo en dirección X

Debido a la irregularidad que presenta la estructura en esta dirección (Excentricidades medidas perpendicularmente al eje X y desalineamiento en altura de los centros de masa y rigidez), no puede encuadrarse en los casos a, b ni c presentados en el artículo 14.1.1.7.2. El reglamento establece que se debe realizar un análisis dinámico que considere el acoplamiento de traslación y torsión. El análisis modal espectral realizado cumple con este requisito.

7.2.2 INPRES-CIRSOC 103, Parte I 2018

A continuación, se muestran los valores calculados para evaluar la regularidad estructural según lo descrito en el punto 6.2.2.

Regularidad evaluada para acción sísmica en dirección X						
Nivel	$\Delta b k_1$	$\Delta b k_2$	$\Delta m k$	Planta		Altura
				$\Delta b k_1 / \Delta m k$	$\Delta b k_2 / \Delta m k$	$\Delta m k / \Delta m k + 1$
1	7,4	9,1	8,25	0,90	1,10	0,62
2	10,9	15,6	13,23	0,82	1,18	0,92
3	12,8	15,8	14,33	0,89	1,11	1,01
4	12,8	15,5	14,16	0,90	1,10	1,08
5	11,9	14,2	13,09	0,91	1,09	1,12
6	10,8	12,5	11,66	0,92	1,08	1,13
7	9,9	10,7	10,31	0,96	1,04	1,29
8	7,8	8,1	7,98	0,98	1,02	0,84
9	11,4	7,5	9,46	1,21	0,79	1,08
10	8,5	9,0	8,77	0,97	1,03	2,55
11	3,4	3,5	3,44	0,99	1,01	

Tabla 16 Regularidad estructural evaluada para acciones horizontales en dirección X

Regularidad evaluada para acción sísmica en dirección Y						
Nivel	$\Delta bk1$	$\Delta bk2$	Δmk	Planta		Altura
				$\Delta bk1/\Delta mk$	$\Delta bk2/\Delta mk$	$\Delta mk/\Delta mk+1$
1	3,4	2,8	3,10	1,11	0,89	0,39
2	7,8	8,3	8,03	0,97	1,03	0,72
3	10,4	12,1	11,23	0,92	1,08	0,90
4	11,3	13,6	12,44	0,91	1,09	1,06
5	10,8	12,8	11,78	0,91	1,09	1,12
6	9,7	11,4	10,54	0,92	1,08	1,15
7	8,4	9,9	9,16	0,92	1,08	1,27
8	6,7	7,7	7,19	0,94	1,06	0,94
9	7,4	7,8	7,63	0,97	1,03	1,24
10	6,1	6,3	6,17	0,98	1,02	2,15
11	2,8	2,9	2,87	0,99	1,01	

Tabla 17 Regularidad estructural evaluada para acciones horizontales en dirección Y

Acción sísmica en dirección X: A excepción del nivel 9, la rotación de todos los niveles se mantiene por debajo del límite de 1,2 para ser considerada regular torsionalmente.

El elevado valor de la evaluación de regularidad en altura para el último nivel se debe a que en dicho nivel se ubica el tanque de agua, compuesto por muros de hormigón los cuales son altamente rígidos.

Acción sísmica en dirección Y: Los valores de regularidad torsional se mantienen por debajo del límite de 1,2, por lo que se considera a la estructura como regular.

El elevado valor de la evaluación de regularidad en altura para el último nivel se debe a que en dicho nivel se ubica el tanque de agua, compuesto por muros de hormigón los cuales son altamente rígidos.

La masa conjunta de los últimos 3 niveles representa un 6,7% del total del edificio. Dado que las fuerzas provocadas por la acción sísmica en cada nivel son proporcionales a la masa de los mismos, se puede inferir que las fuerzas y momentos torsores originados por las acciones sísmicas en los pisos mencionados no afectarán significativamente el comportamiento global de la estructura.

Se decide no tener en cuenta los valores de desplazamientos relativos de los últimos niveles, por lo que se clasifica a la estructura como regular tanto en altura como en planta. Por lo tanto, no resulta necesario añadir una excentricidad accidental.

7.3 DEFORMACIONES Y EFECTO P-DELTA

7.3.1 INPRES-CIRSOC 103, Parte I 1991

Se resumen en la siguiente tabla los desplazamientos y distorsión de piso para ambas direcciones.

Nivel	Sismo en X: Desplazamientos en dirección X				Sismo en Y: Desplazamientos en dirección Y			
	δ_{k-1} (mm)	δ_k (mm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$(\delta_k - \delta_{k-1})/h$	δ_{k-1} (mm)	δ_k (mm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$	$(\delta_k - \delta_{k-1})/h$
1	0,0	14,4	14,4	0,004	0,0	5,7	5,7	0,002
2	14,4	42,2	27,8	0,009	5,7	21,0	15,4	0,005
3	42,2	70,3	28,1	0,009	21,0	43,1	22,1	0,007
4	70,3	98,9	28,6	0,010	43,1	68,0	25,0	0,008
5	98,9	125,7	26,8	0,009	68,0	92,1	24,1	0,008
6	125,7	149,6	23,8	0,008	92,1	113,7	21,6	0,007
7	149,6	170,6	21,1	0,007	113,7	132,4	18,7	0,006
8	170,6	184,8	14,2	0,005	132,4	146,8	14,4	0,005
9	184,8	208,8	23,9	0,008	146,8	161,3	14,5	0,005
10	208,8	220,5	11,8	0,005	161,3	172,3	11,0	0,004
11	220,5	226,3	5,8	0,002	172,3	177,5	5,3	0,002

Tabla 18 Distorsión de piso en ambas direcciones ante acciones sísmicas

Se puede observar en la tabla que para ambas direcciones los valores de distorsión de piso son menores al límite para construcciones englobadas en el grupo B (0,014). Ver INPRES-CIRSOC 103, PI 1991, Tabla 8.

Evaluación del efecto P-delta:

Nivel	hk (m)	Pk (kN)	Δsk X (mm)	Vk X (kN)	P- Δ	Δsk Y (mm)	Vk Y (kN)	P- Δ
1	3,33	25920	14,4	574	0,20	5,7	574	0,08
2	3,00	21150	27,8	543	0,36	15,4	556	0,20
3	3,00	18020	28,1	507	0,33	22,1	527	0,25
4	3,00	15320	28,6	465	0,31	25,0	490	0,26
5	3,00	12660	26,8	415	0,27	24,1	440	0,23
6	3,00	9990	23,8	358	0,22	21,6	336	0,21
7	3,00	7330	21,1	291	0,18	18,7	307	0,15
8	3,00	4680	14,2	201	0,11	14,4	219	0,10
9	3,00	1740	23,9	110	0,13	14,5	112	0,08
10	2,50	1060	11,8	78	0,06	11,0	78	0,06
11	2,50	230	5,8	13	0,04	5,3	15	0,03

Tabla 19 Evaluación del efecto P-Delta para las dos direcciones principales

Como se observa en la tabla, para las dos direcciones de análisis hay valores que superan el límite de 0,08. Se deben tener en cuenta los efectos P-Delta para ambos casos.

Se toma para los cálculos el mayor valor de Ψ para cada dirección de análisis. Los valores son los siguientes:

- Sismo en dirección X: $\Psi = 1,56$
- Sismo en dirección Y: $\Psi = 1,35$

La amplificación de esfuerzos y deformaciones por estos coeficientes se aplica solo para las acciones sísmicas horizontales.

7.3.2 INPRES-CIRSOC 103, Parte I 2018

Se resumen en la Tabla 20 los valores de desplazamientos y distorsión de piso para ambas direcciones.

Nivel	Sismo en X: Desplazamientos en dirección X				Sismo en Y: Desplazamientos en dirección Y			
	$\delta k-1$ (mm)	δk (mm)	$\delta k-\delta k-1$	$(\delta k-\delta k-1)/h$	$\delta k-1$ (mm)	δk (mm)	$\delta k-\delta k-1$	$(\delta k-\delta k-1)/h$
1	0,0	7,7	7,7	0,002	0,0	3,0	3,0	0,001
2	7,7	21,5	13,8	0,005	3,0	10,9	7,9	0,003
3	21,5	35,2	13,7	0,005	10,9	21,9	11,0	0,004
4	35,2	48,9	13,7	0,005	21,9	34,2	12,2	0,004
5	48,9	61,6	12,7	0,004	34,2	45,8	11,6	0,004
6	61,6	72,9	11,3	0,004	45,8	56,1	10,3	0,003
7	72,9	83,1	10,2	0,003	56,1	65,1	9,0	0,003
8	83,1	90,1	7,0	0,002	65,1	72,3	7,1	0,002
9	90,1	102,1	12,0	0,004	72,3	79,9	7,6	0,003
10	102,1	109,2	7,1	0,003	79,9	86,1	6,2	0,002
11	109,2	112,2	3,0	0,001	86,1	88,8	2,7	0,001

Tabla 20 Evaluación de la distorsión de piso

Como se observa en la Tabla 21, ninguno de los valores del coeficiente de estabilidad supera el límite impuesto por la primera expresión (0,10), como así tampoco al CE máximo que obliga a rediseñar la estructura (0,09). No se toman en cuenta los efectos P-Delta para el dimensionado.

Nivel	hk (m)	Pk (kN)	Δsk X (mm)	Vk X (kN)	CE	Δsk Y (mm)	Vk Y (kN)	CE
1	3,33	25920	7,7	291	0,04	3,0	291	0,01
2	3,00	21150	13,8	262	0,07	7,9	271	0,04
3	3,00	18020	13,7	239	0,06	11,0	248	0,05
4	3,00	15320	13,7	218	0,06	12,2	228	0,05
5	3,00	12660	12,7	197	0,05	11,6	204	0,04
6	3,00	9990	11,3	174	0,04	10,3	181	0,03
7	3,00	7330	10,2	149	0,03	9,0	155	0,03
8	3,00	4680	7,0	114	0,02	7,1	122	0,02
9	3,00	1740	12,0	69	0,02	7,6	72	0,01
10	2,50	1060	7,1	52	0,01	6,2	53	0,01
11	2,50	230	3,0	10	0,01	2,7	9	0,00

Tabla 21 Evaluación del efecto P-Delta

7.4 FORMAS Y PARTICIPACIONES MODALES

En las siguientes figuras se muestran las formas de los modos de vibración más significativos resultantes del análisis.

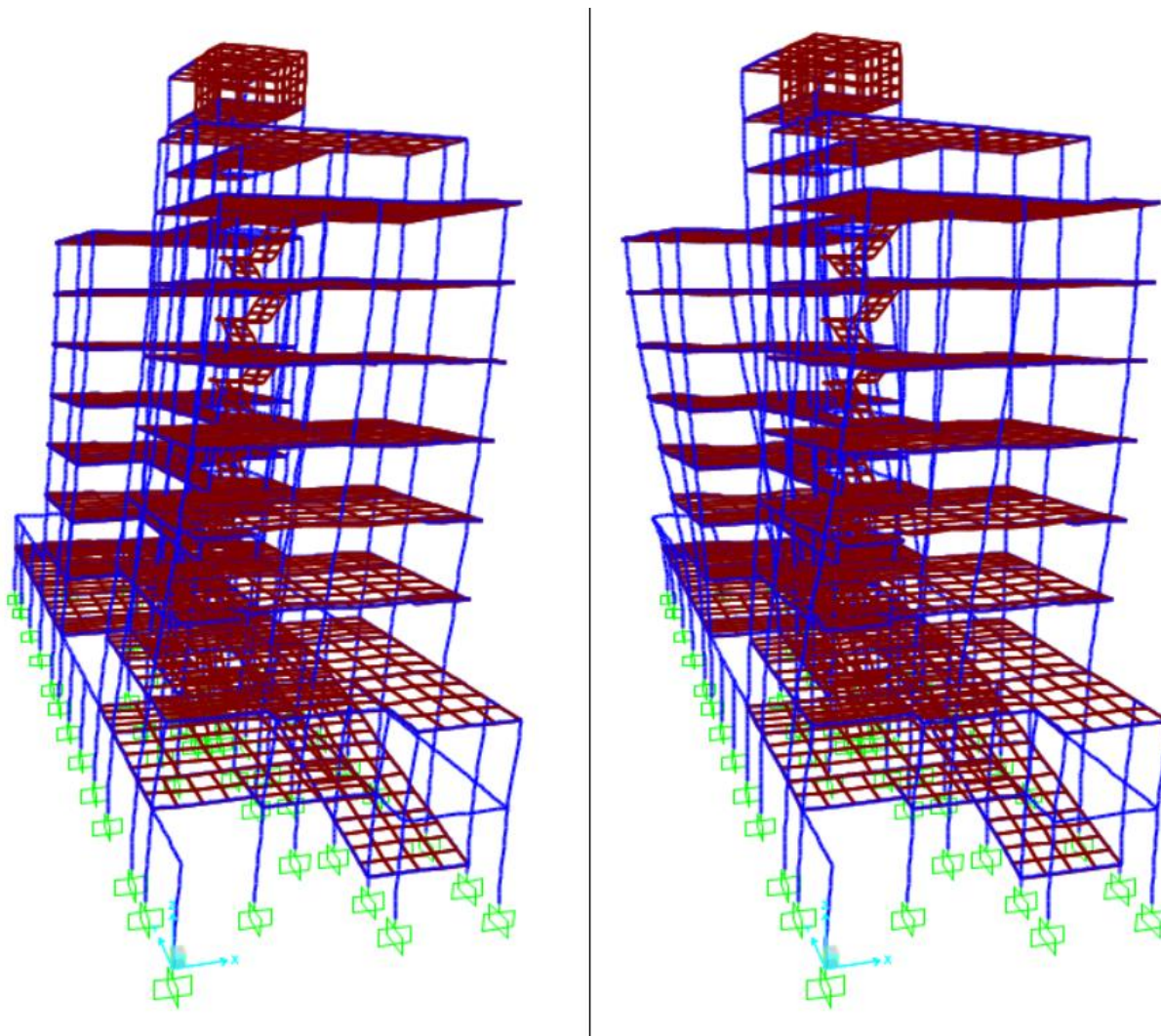


Figura 27 Modo de vibración n°1(izq.) – Modo de vibración n°2 (der.)

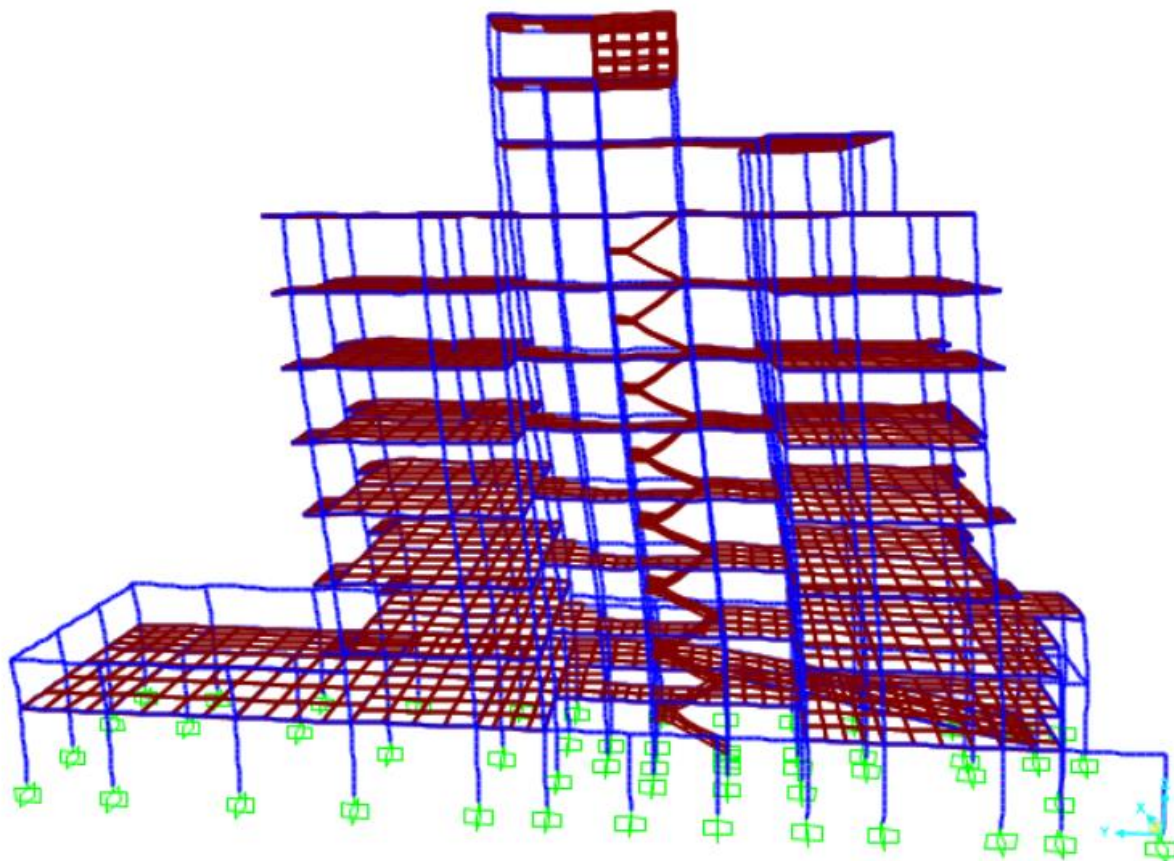


Figura 28 Modo de vibración n°3

En la Figura 27 se puede apreciar que el modo de vibración 1 tiene desplazamientos predominantemente en la dirección X, y que el modo 2 es principalmente torsional. En la Figura 28 se muestra el modo de vibración 3, cuyos desplazamientos se dan principalmente en dirección Y.

Resulta interesante analizar el modo de vibración 2 en relación a la decisión adoptada de suprimir las juntas sísmicas del proyecto estructural original. Con la configuración adoptada se presenta una mayor excentricidad en las plantas que las excentricidades presentadas por los bloques analizados de forma individual, lo que provoca una mayor participación del modo torsional. Además, el hecho de que la estructura sea monolítica hace que, ante la torsión, los desplazamientos impuestos a las columnas de los bordes sean superiores a los que tendrían en el caso de rotar los bloques por separado.

En la Tabla 22 se muestran, para todos los modos considerados en el análisis, su periodo en segundos, y el porcentaje de masa participante para cada una de las direcciones principales de análisis. En las últimas columnas se encuentran los porcentajes acumulados.

En base a los mayores porcentajes resultantes para cada dirección se puede inferir que, ante un sismo en dirección X, las deformaciones provocadas tendrán una forma similar a las del primer modo de vibración. Para un sismo en dirección Y, esta similitud ocurre con el modo n°3.

n° Modo	Periodo [s]	% de masa participante		% acumulado	
		Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1	1,98	65,1%	0,1%	65,1%	0,1%
2	1,89	4,9%	5,9%	70,0%	6,0%
3	1,69	0,9%	59,7%	70,9%	65,6%
4	0,73	10,7%	0,0%	81,6%	65,6%
5	0,66	0,3%	1,3%	81,9%	66,9%
6	0,60	0,0%	8,8%	81,9%	75,8%
7	0,50	5,7%	0,0%	87,6%	75,8%
8	0,42	0,2%	0,8%	87,8%	76,6%
9	0,39	0,0%	5,2%	87,8%	81,8%
10	0,36	5,5%	0,0%	93,3%	81,8%
11	0,33	0,3%	0,0%	93,6%	81,8%
12	0,28	0,5%	0,3%	94,1%	82,1%
13	0,26	0,0%	5,0%	94,1%	87,1%
14	0,26	2,2%	0,7%	96,3%	87,8%
15	0,21	0,1%	0,0%	96,5%	87,8%
16	0,20	0,7%	0,0%	97,1%	87,8%
17	0,18	0,4%	0,0%	97,5%	87,8%
18	0,18	0,0%	0,0%	97,5%	87,8%
19	0,18	0,0%	4,0%	97,6%	91,9%
20	0,18	0,0%	0,1%	97,6%	92,0%

Tabla 22 Modos considerados, periodo y participaciones de masa

7.5 REACCIONES EN LA BASES

Con el objetivo de verificar una vez más la confiabilidad de los resultados obtenidos del modelo computacional, se presenta la siguiente tabla con las reacciones en la base para los diferentes casos de carga. Como es de esperarse, los casos de carga de peso propio y sobrecargas gravitatorias de diseño no provocan fuerzas globales en las direcciones horizontales, como así tampoco momento alrededor del eje vertical de la estructura.

Casos de carga	Fuerza en X	Fuerza en Y	Fuerza en Z	Momento X	Momento Y	Momento Z
	KN	KN	KN	KNm	KNm	KNm
Viento en X	-1292	0	-330	-6514	-15737	27330
Viento en Y	0	-435	-330	143	1906	-2532
Sismo en Y (1991)	69	574	12	10345	1296	5372
Sismo en X (1991)	574	68	12	3339	10166	10975
Sismo en X (2018)	292	34	2	594	4667	5811
Sismo en Y (2018)	33	291	15	4721	586	2724
Peso propio	0	0	23220	469546	-138507	0
Sobrecarga	0	0	6156	121641	-36461	0

Tabla 23 Reacciones en la base para los principales casos de cargas

Para el resto de los casos, se puede ver que las reacciones de mayor magnitud se dan en la dirección de la fuerza lateral aplicada. En cuanto a los momentos alrededor del eje Z, los valores correspondientes a los casos de cargas en dirección X son superiores a los de cargas en dirección Y. Esto tiene sentido dado que, como se analiza en el capítulo anterior, la estructura tiene una cierta excentricidad (Distancia entre centro de masa y de rigidez) perpendicular a esta dirección.

El otro dato que resalta en la tabla es que las reacciones laterales resultantes de las cargas de viento son superiores a las de sismo. Esto se explica por la reducción aplicada a las acciones sísmicas debido a la ductilidad considerada.

7.6 ESFUERZOS INTERNOS

El software utilizado permite ver los diagramas de solicitaciones resultantes para los distintos casos de cargas y combinaciones de los mismos. De esta manera se puede visualizar de manera práctica las distintas configuraciones de esfuerzos que generan cada tipo de carga aplicada sobre los pórticos de la estructura.

A continuación, se muestran algunos esquemas de los pórticos típicos de la estructura, donde se encuentran los elementos a dimensionar en los siguientes capítulos. El resto de las solicitaciones obtenidas se pueden ver en anexos.

Para los casos de cargas gravitatorias como peso propio y sobrecargas de uso, se pueden observar en vigas los diagramas parabólicos de momento flector con cambios de signo en los nudos con columnas (Figura 29). Esto da una primera idea de cómo será la distribución de

armadura para flexión en estos elementos en el caso de que esta fuerza fuera predominante en el diseño estructural.

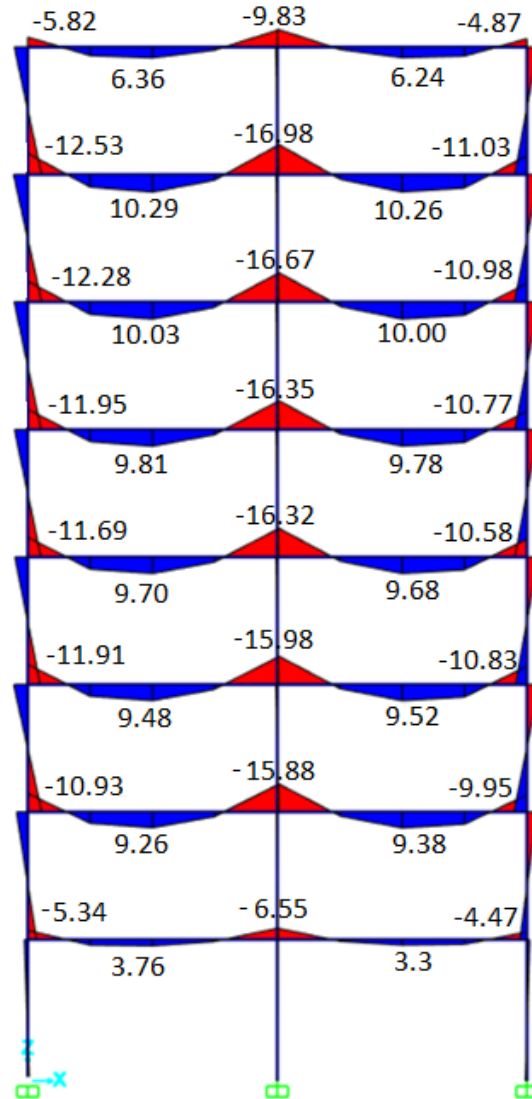


Figura 29 Diagramas de momento flector para carga gravitatoria

Como se ve puede ver en el Capítulo V, la carga de viento es aplicada de manera distribuida linealmente en los pórticos a nivel de losas lo que da como resultado diagramas de momento flector lineales con cambios de signo en el tramo en vigas y columnas.

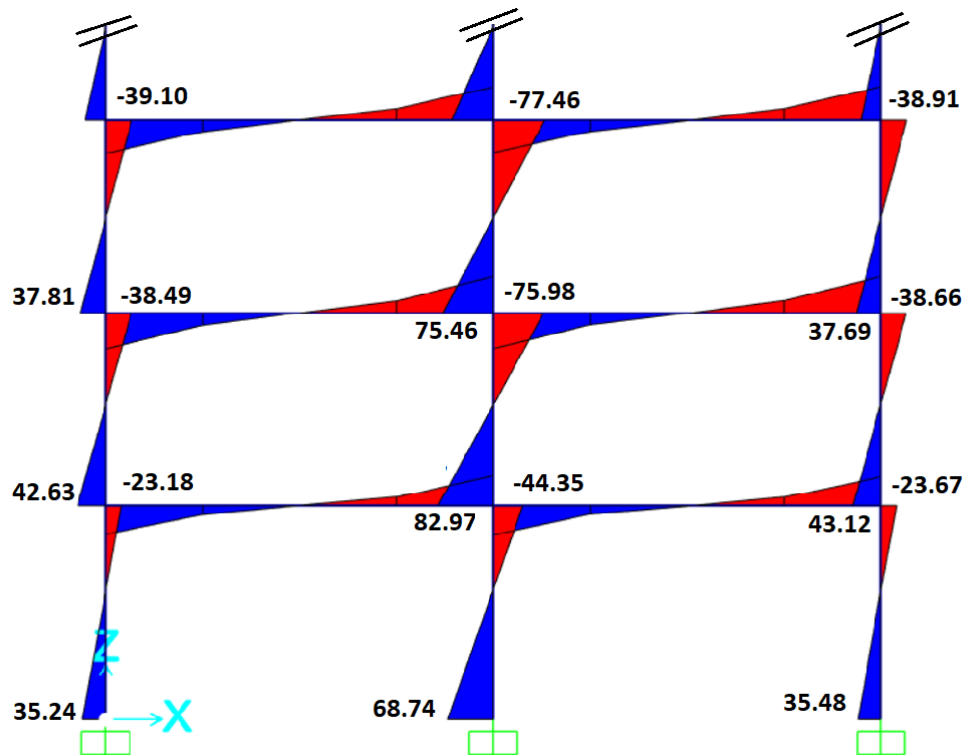


Figura 30 Diagramas de momento flector para carga de viento en dirección X

Para el caso de las acciones sísmicas, los diagramas de momento flector que muestra el software consideran únicamente el signo positivo del esfuerzo, por lo que, tanto para vigas como para columnas el esfuerzo aparece con una forma simétrica. Al tratarse de una carga dinámica que actúa en ambos sentidos para cada dirección, la reversibilidad de los efectos de las cargas implican un cambio de signo en los esfuerzos con la misma distribución que se ve en los esquemas (Figura 31).

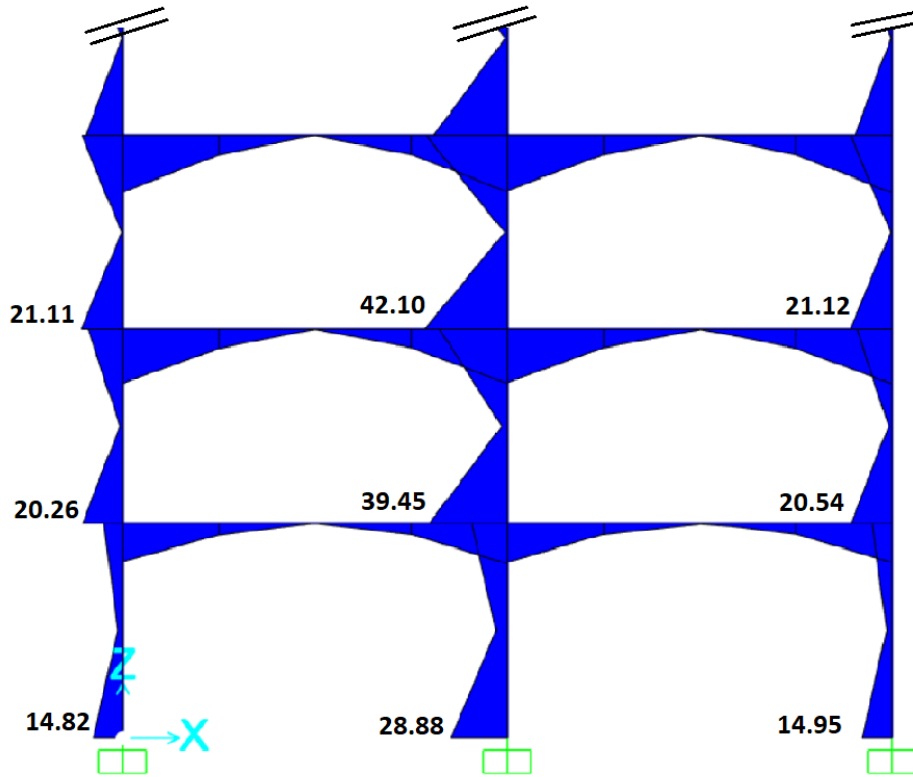


Figura 31 Diagramas de momento flector para acción sísmica en dirección X

CAPÍTULO VIII: DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN CIRSOC 201, 2005

8.1 SELECCIÓN DE ELEMENTOS A DIMENSIONAR

Considerando que el objeto del presente trabajo es poner de manifiesto las diferencias resultantes de la aplicación de ambas versiones del reglamento se seleccionaron como elementos testigo a las columnas y vigas que se muestran sombreadas en las siguientes figuras.

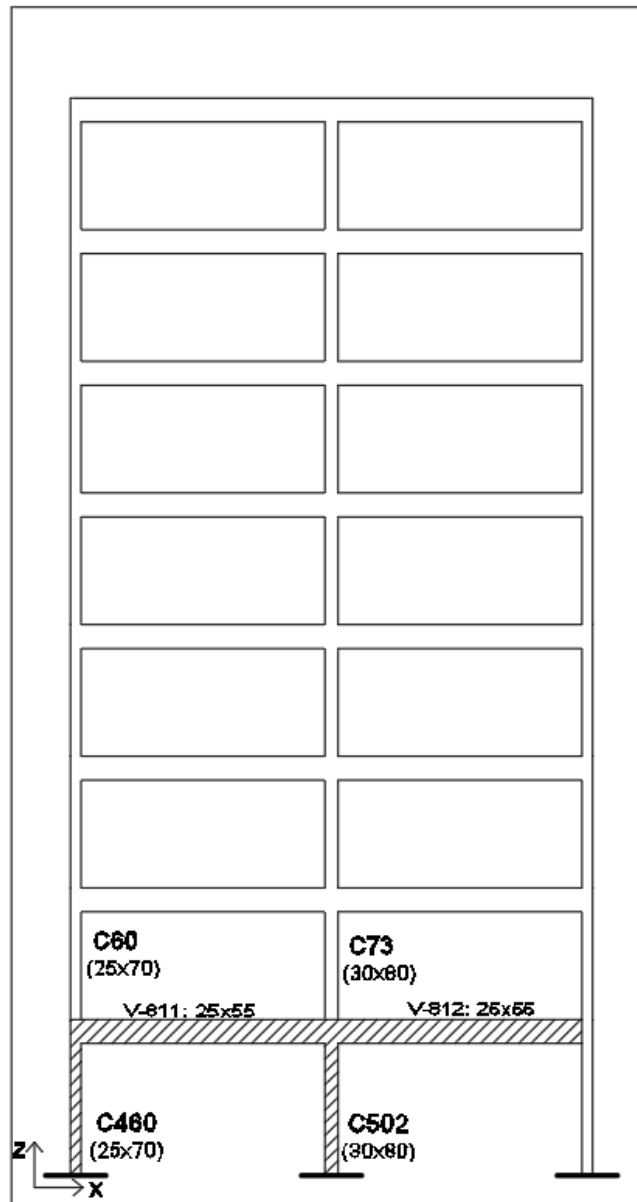


Figura 32 Pórtico 1 (Dirección X)

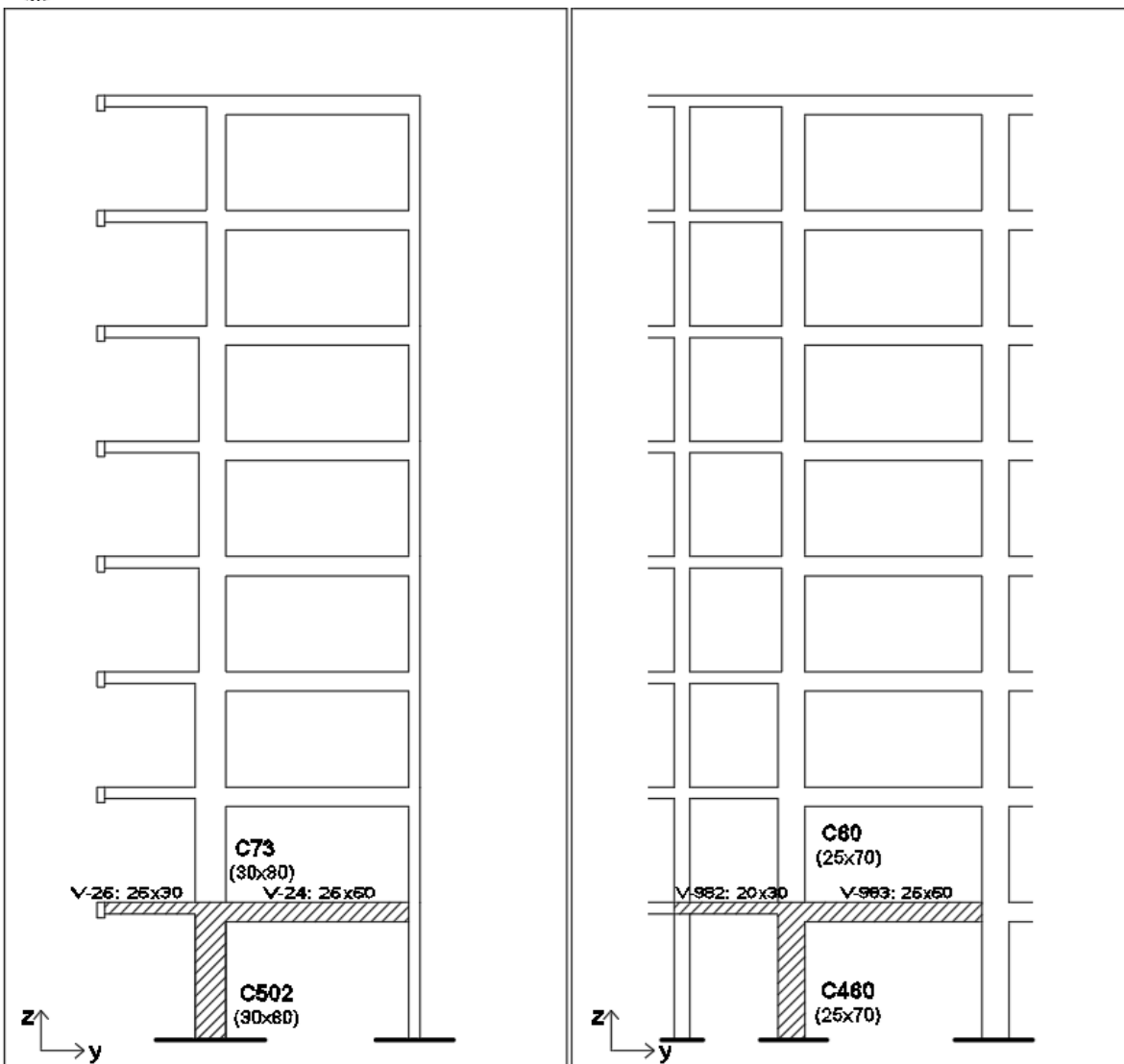


Figura 33 Pórticos 2 (Izq.) y 3 (Der.) en Dirección Y

Elemento	Sección transversal (cm)	Largo (m)
V-24	25x50	5,3
V-25	25x30	2,85
V-982	20x30	2,85
V-983	25x50	5,3
V-811	25x55	5,88
V-812	25x55	5,88
C-460	25x70	3,33
C-502	30x80	3,33

Tabla 24 Detalle de elementos a dimensionar

El diseño y dimensionado de vigas considera únicamente su sección rectangular, dado que el tipo de losa utilizada en el edificio no colabora a la flexión, como en el caso de losas macizas armadas, construidas monolíticamente con las vigas.

8.2 DISEÑO DE VIGAS

8.2.1 Armadura longitudinal

Para el cálculo de la armadura longitudinal se utiliza la hoja de cálculo CIRSOC-FLEX, la cual considera y aplica las hipótesis, principios y requerimientos de dicho reglamento (art. 10.2 a 10.3).

REGLAMENTO DE REFERENCIA: CIRSOC 201-05			
Resistencia especificada a compresión del hormigón =	$f'_c =$	21	MPa
Tensión de fluencia especificada de la armadura =	$f_y =$	420	MPa
Módulo de elasticidad del acero =	$E_s =$	200000	MPa
Deformación de fluencia del acero =	$\epsilon_y =$	2,100	‰
Factor que relaciona la altura del bloque de tensiones de compresión rectangular equivalente con la profundidad del eje neutro =	$\beta_1 =$	0,850	
Cuantía mínima de la armadura traccionada =	$\rho_{min} =$	0,0033	
Factor de reducción de la resistencia. Secciones controladas por tracción =	$\phi =$	0,90	

DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Ancho del borde comprimido de la sección transversal =	$b =$	0,25	m
Altura total de la sección transversal =	$h =$	0,50	m
Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal comprimida =	$d' =$	0,03	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra =	$d'_s =$	0,03	m

Esquema



Figura 34 Planilla de cálculo CIRSOC-FLEX: Secciones rectangulares en flexión simple

Armadura mínima en elementos solicitados a flexión (10.5):

La armadura mínima traccionada en las vigas será igual o mayor a la mayor de las siguientes expresiones:

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} \geq \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

Siendo:

f_c : resistencia especificada a la compresión del hormigón.

b_w : ancho del alma de un elemento con alas o diámetro de una sección circular, en mm.

d : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada (altura útil), en mm.

f_y : tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal, en MPa.

El artículo 10.5.3 permite no aplicar el requisito de armadura mínima calculada mediante las fórmulas anteriores si la sección de armadura adoptada supera a la de cálculo en 1/3.

Distribución de la armadura de flexión en vigas y losas armadas en una dirección (10.6):

Separación máxima de armaduras sobre la cara traccionada:

$$s \begin{cases} \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5C_c \\ \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) \end{cases}$$

Siendo

C_c : Recubrimiento libre de la armadura en mm.

F_s : $2/3 F_y$

Para recubrimientos iguales o menores a 32mm, $s < 300\text{mm}$

Los centros de barras de armadura traccionada deberán ubicarse entre sí a no más de 300mm de distancia horizontal.

Longitud de anclaje (12.5):

La longitud de anclaje (l_{dh}) para barras que terminan en ganchos normales se calcula según la siguiente expresión:

$$l_{dh} = \left(0,24 \frac{\Psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

Con $\Psi_e = 1$ para armadura sin revestir y $\lambda = 1$ para hormigón de densidad normal.

Siendo l_{dh} no inferior a:

- $8 \cdot d_b$
- 150 mm

La longitud de anclaje l_{dh} podrá reducirse según las condiciones de recubrimiento de la barra y de estriado en zona de anclaje según la tabla 12.5.3.

La longitud del gancho para ganchos normales a 90° será mayor o igual a $12 \cdot d_b$.

8.2.2 Redistribución de los momentos negativos en elementos continuos sometidos a flexión

Para cada una de las combinaciones más desfavorables que se utilizarán para el cálculo de armadura longitudinal se realiza la redistribución de los momentos negativos según el artículo 8.4.

Se permite reducir los momentos negativos en los extremos de vigas hasta 1000 et con un máximo del 20% del momento, siempre y cuando et sea mayor o igual a $0,0075$.

Para obtener los momentos en el tramo de las vigas se deben utilizar los momentos negativos modificados. Para realizar este cálculo de manera práctica se asume la siguiente hipótesis: Las vigas se encuentran empotradas en sus dos extremos y tienen carga constante en toda su longitud.

Siguiendo la hipótesis anterior, la distribución de momento flector en la viga antes y después de la redistribución debe cumplir las ecuaciones de la elástica:

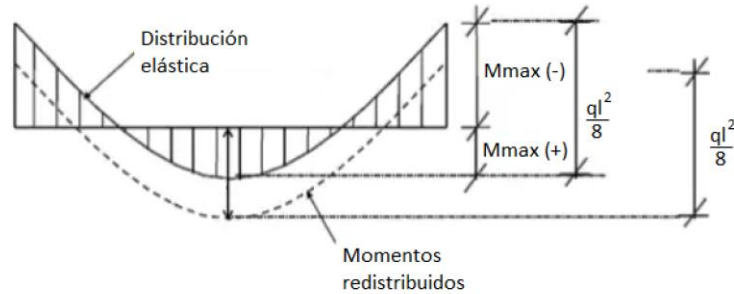


Figura 35 Redistribución de momentos en vigas (PCA, 2002)

En la modelación del edificio la carga sobre vigas no es constante en su longitud, ni los vínculos en sus extremos son empotramientos perfectos, por lo que los resultados del análisis elástico no arrojan momentos iguales en los dos extremos de las vigas. Como consecuencia, la reducción de momento negativo resulta diferente en los dos extremos de cada viga.

Para evitar cálculos excesivamente complejos, se busca una fórmula simple que permita aproximar de manera conservadora el aumento del momento positivo en el tramo de las vigas. Para esto, se toman como referencia los comentarios al reglamento ACI 318-02 (PCA, 2002. *PCA Notes on ACI 318-02*).

En la publicación mencionada se explica la redistribución de momentos y se presentan ejemplos numéricos. En los casos de vigas en que se realiza la reducción de momentos en solo uno de sus extremos la redistribución resulta de la siguiente manera:

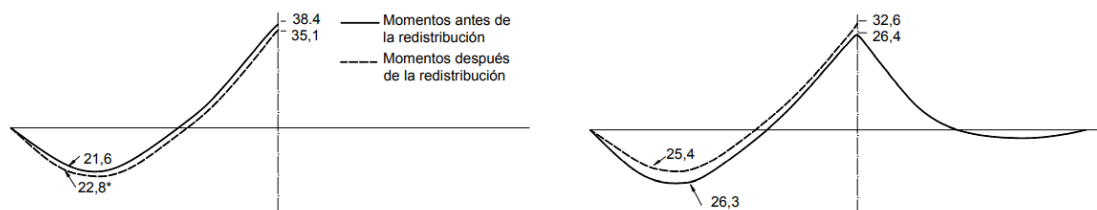


Figura 36 Ejemplo numérico de redistribución de momentos (PCA, 2002)

Como se puede observar en los valores presentados en el ejemplo de la figura, el aumento del momento flector positivo en el tramo de la viga resulta inferior a la mitad de la reducción del momento flector negativo en el apoyo.



Teniendo en cuenta lo expuesto anteriormente, se toma de manera conservadora la siguiente fórmula para aumentar el momento positivo debido a la reducción de momentos negativos en apoyos:

$$\Delta M_{tramo} = (\Delta M_{ap\ izq} + \Delta M_{ap\ der})/2$$

8.2.3 Armadura transversal

Resistencia al corte (11.1)

Se diseña en base a las siguientes expresiones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Siendo:

ϕ : factor de reducción de resistencia al corte, igual a 0.75

V_u : el esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada.

V_n : resistencia nominal al corte, determinada con la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

Siendo

V_c : la resistencia nominal al corte, proporcionada por el hormigón.

V_s : la resistencia nominal al corte, proporcionada por la armadura de corte.

Resistencia al corte, proporcionada por el hormigón en los elementos no pretensados (11.3)

La resistencia al corte, proporcionada por el hormigón V_c varía según el grado de compresión axial al que esté sometido el elemento. En el caso de las vigas analizadas se encuentran sometidas únicamente a corte y flexión, sin esfuerzos de compresión. La expresión para el cálculo de V_c es:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

Límites para la separación de la armadura de corte (11.5.5)

La separación s de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{2} & \text{en elementos no pretensados} \\ \left(\frac{3}{4}\right)h & \text{en elementos pretensados} \\ 400 \text{ mm} & \end{cases}$$

Siendo:

d : distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada (altura útil), en mm.

h : altura total de la sección transversal del elemento, en mm.

Armadura mínima de corte (11.5.6)

Cuando $V_u > 0,5 \phi V_c$ se debe colocar un área mínima de corte. Cuando se permita no tener en cuenta la torsión, esta área mínima se debe determinar mediante la siguiente expresión.

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 0,33 \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

Siendo:

b_w : ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

f_{yt} : tensión de fluencia especificada de la armadura transversal no tesa, en MPa.

s : separación entre los centros de los elementos que constituyen la armadura transversal.

Determinación de la armadura de corte (11.5.7)

Cuando V_u es mayor que la resistencia al corte ϕV_c y la armadura de corte se encuentre perpendicular al eje del elemento, V_s se calcula:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

Siendo A_v el área de la armadura de corte existente en una distancia s .

Dimensionamiento a torsión (11.6)

Torsión crítica (11.6.1)

Se permite ignorar el efecto de la torsión cuando el momento torsor mayorado T_u resulte menor que las siguientes expresiones:

$$T_u < \frac{1}{12} \phi \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$$

$$T_u < \frac{1}{12} \phi \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{3N_u}{A_g \sqrt{f'_c}}}$$

Utilizando la segunda expresión para elementos solicitados por una fuerza de tracción o compresión axial.

Siendo:

A_{cp} : área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de hormigón.

p_{cp} : perímetro exterior de la sección transversal de hormigón.

Resistencia al momento torsor (11.6.3.1)

Las dimensiones de la sección transversal deben ser tales que se cumpla la siguiente ecuación, aplicable a secciones macizas:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \right)$$

La armadura necesaria de torsión se determina según la expresión:

$$\phi T_n \geq T_u$$

La armadura transversal por torsión se debe diseñar de acuerdo con la expresión

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot g \theta$$

Siendo:

A_t : área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión en una separación s , en mm².

A_o : el área total encerrada por la trayectoria del flujo de corte que se debe determinar por análisis, excepto que se adopte $A_o=0.85A_{oh}$

A_{oh} : área encerrada por el eje de la armadura transversal cerrada más externa, dispuesta para resistir la torsión, en mm².

θ : 45 grados

La armadura longitudinal adicional requerida por torsión A_l , es:

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot g^2 \theta$$

8.2.4 Resultados

Para cada viga se calculan las armaduras para las combinaciones de carga con las solicitaciones más desfavorables en los extremos y centro del tramo. Luego se seleccionan las secciones de armadura mayores para cada caso.

Utilizando las fórmulas y limitaciones expuestas anteriormente con las solicitaciones y dimensiones correspondientes a cada viga se obtienen los siguientes resultados:

Desig.	L (m)	Armadura longitudinal				Armadura transversal cálculo (cm ² /m)	
		cálculo	Izquierda (cm ²)	Centro (cm ²)	Derecha (cm ²)	Extremos	Centro
V25 (25x30)	2,85	Superior Inferior	0 1,41	0 1,34	1,74 0	4,38	4,38
V24 (25x50)	5,3	Superior Inferior	4,46 0	0 3,89	4,29 0	4,95	4,95
V811 (25x55)	5,88	Superior Inferior	5,29 3,17	0 3,79	6 2,93	3,85	3,85
V812 (25x55)	5,88	Superior Inferior	6,76 2,4	0 3,94	5 4,07	4,41	4,41
V982 (20x30)	2,85	Superior Inferior	1,14 0,85	0 1,1	1,44 0,35	4,1	4,1
V983 (25x50)	5,3	Superior Inferior	3,47 0	0 3,29	4,02 0	4,95	4,95

Tabla 25 Armaduras de cálculo para vigas según CIRSOC 201, 2005

8.3 DISEÑO DE COLUMNAS

8.3.1 Armadura longitudinal

Resistencia de diseño a carga axial de elementos comprimidos (10.3.6)

Para elementos no pretensados armados con estribos cerrados que cumplen con el artículo 7.10.5:

$$\phi P_{n,max} = 0,80 \phi [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Dimensiones mínimas para elementos comprimidos (10.8)

- Mínima dimensión de una columna: 200mm
- Mínimo diámetro de la armadura principal: 12mm

Límites para la armadura (10.9)

Armadura longitudinal en columnas:

- Cuantía mínima: 1%
- Cuantía máxima: 8%
- Mínimo número de barras encerradas por estribos rectangulares: 4

Momentos amplificados – pórticos desplazables (10.13)

Las solicitaciones de las columnas se calculan mediante un análisis elástico de primer orden. Luego se amplifican los momentos producidos por las cargas laterales según el artículo 10.13.4.2:

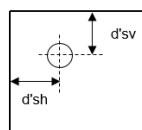
$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s$$

Para el caso de las cargas sísmicas, la amplificación de momentos se realiza mediante la consideración del efecto P-DELTA (Artículo 13.2 – INPRES-CIRSOC 103, PI 1991, o Artículo 8.4.4 – INPRES-CIRSOC 103, PI 2018 según corresponda). Las expresiones para el cálculo de los momentos amplificados resultan equivalentes en ambos reglamentos.

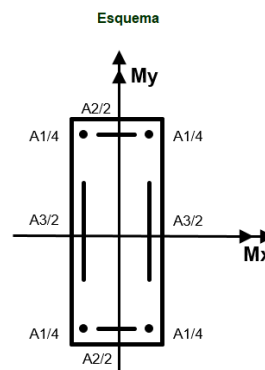
El cálculo de la sección de armadura longitudinal de cada columna se realiza mediante la planilla “CIRSOC–FLEX”, para la condición de flexión compuesta oblicua. Ingresando las características de la columna y las solicitaciones (Carga axial y momentos flectores), la planilla de cálculo devuelve la sección necesaria de armadura longitudinal en base a diagramas de interacción.

2.- DATOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

Las posiciones A1, A2, A3 están representadas en el esquema siguiente.
 Las posiciones A2 y A3 pueden ser nulas si el porcentaje asignado es cero o la cantidad de barras asignadas es cero, en cambio la posición A1 no puede ser nula.
 La suma de los porcentajes de las posiciones A1, A2 y A3 debe ser igual a 100%.
 Se pueden distribuir un máximo de 20 barras en total.



Ancho del borde comprimido de la sección transversal =	b =	0,25	m
Altura total de la sección transversal =	h =	0,70	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra =	d'sh =	0,04	m
Recubrimiento efectivo a eje de barra =	d'sv =	0,04	m
Porcentaje de la sección A1 =	A1 =	50	%
Porcentaje de la sección A2 =	A2 =	0	%
Porcentaje de la sección A3 =	A3 =	50	%
Cantidad de barras en la posición A1 =	NºA1 =	4	unidades
Cantidad de barras en la posición A2 =	NºA2 =	0	unidades
Cantidad de barras en la posición A3 =	NºA3 =	6	unidades



3.- SOLICITACIONES

Esfuerzo axial mayorado; se debe considerar positivo para compresión. No se admiten valores negativos.	P _u =	1411,00	kN
Momento mayorado =	M _{xu} =	17,70	kN-m
Momento mayorado =	M _{yu} =	31,20	kN-m

Figura 37 Planilla de cálculo CIRSOC-FLEX: Secciones rectangulares en flexión compuesta oblicua

8.3.2 Armadura transversal

Armadura transversal para los elementos solicitados a compresión (7.10)

Los estribos para columnas deben cumplir con los requisitos especificados en los artículos 7.10.5.1 a 7.10.5.5.

Diámetros mínimos de estribos:

Barras longitudinales, d_b	Diámetros mínimos de los estribos, d_{be} (mm)
$d_b \leq 16$ mm	6
16 mm $< d_b \leq 25$ mm	8
25 mm $< d_b \leq 32$ mm	10
$d_b > 32$ mm paquetes de barras	12

Tabla 26 Diámetros mínimos de estribos en función del diámetro de las barras longitudinales

Separaciones máximas de estribos:

$$s \leq \begin{cases} 12 \text{ diámetros de la barra longitudinal,} \\ 48 \text{ diámetros de la barra o alambre de los estribos,} \\ \text{dimensión del lado menor de la columna} \end{cases}$$

Se deben verificar también las solicitaciones por corte y torsión en las columnas mediante el mismo procedimiento que para vigas (Requisitos capítulo 11).

8.3.3 Secciones resultantes de armadura

Desig.	Lc m	Pu kN	Mx kNm	My kNm	As cm ²	As min cm ²
C460 (25x70)	3,33	-1416	20,9	65,4	7,97	17,5
C502 (30x80)	3,33	-2862	15,3	3,4	30,33	24

Tabla 27 Secciones de cálculo para las columnas

En ninguna combinación de carga las solicitaciones por corte y torsión requieren armaduras transversales superiores a las mínimas especificadas por el artículo 7.10.

CAPÍTULO IX: DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN INPRES-CIRSOC 103, PARTE II 1991

Los requerimientos que establece este reglamento para estructuras de hormigón armado sometidas a acciones sísmicas complementan las prescripciones contenidas en la PARTE I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL”. Además, es complementario al Reglamento CIRSOC 201, 2005, cuyos principios y requerimientos deberán aplicarse con carácter general, excepto aquellos que resulten específicamente modificados por el presente reglamento.

9.1 DISEÑO DE VIGAS

Limitaciones dimensionales para elementos estructurales predominantemente flexionados (5.2)

Se verifica el cumplimiento en todas las vigas de las limitaciones y relaciones dimensionales exigidas según los puntos 5.2.1, 5.2.2 y 5.2.3 del reglamento.

Elementos estructurales predominantemente flexionados (vigas) (5.6.1) - estados de carga (10.0)

Se adoptan los valores últimos de solicitaciones normales (momento flector y esfuerzo axial) que resultan de considerar los estados de carga establecidos en el Capítulo 10 de INPRES-CIRSOC 103, PI 1991. Los esfuerzos de corte para el diseño se obtienen multiplicando por 1,35 a los obtenidos por las combinaciones.

Combinaciones:

$$1,3 E_w \pm E_s$$

$$0,85 E_w \pm E_s$$

9.1.1 Armadura longitudinal

Cuantías máximas y mínimas (5.6.1.3.2)

En cualquier sección de la viga, la cuantía de armadura traccionada debe estar dentro de los siguientes límites:

- Cuantía máxima: $\rho \leq 0,025$



- Cuantía mínima: $\rho \geq 0,1 (f'c/fy)$

Aplicando un criterio similar al expuesto en el artículo 10.5.3 del reglamento 201, se permite ignorar el requisito de cuantía mínima de armadura traccionada si la armadura adoptada supera en 50% a la armadura de cálculo.

En los extremos de la viga en una longitud igual a dos veces su altura medida hacia el centro de la misma, la cuantía máxima es:

- $\rho \leq (0,3+0,2r) * (f'c/fy)$

De no existir armadura comprimida ($r = 0$), la cuantía máxima en los extremos resulta igual a 3 veces la cuantía mínima ($\rho \max = 3*\rho\min$).

Armadura mínima (5.6.1.3.4)

Para zona sísmica 1 las armaduras superior e inferior mínimas a colocar en cada viga consisten en dos barras $\varnothing 8\text{mm}$.

Relaciones entre secciones de armaduras longitudinales (5.6.1.3.3)

En extremos de vigas, la sección de armadura traccionada para momento flector positivo no será menor al 40% ($0,50/Z$) de la armadura para momento negativo.

Al menos un 20% ($0,25/Z$) de la máxima armadura longitudinal dispuesta (tanto inferior como superior) será continua a lo largo de todo el tramo de la viga.

Anclaje de armaduras longitudinales (5.6.1.3.6)

Nudos extremos:

En todos los casos la armadura que se ancla deberá tener un codo a 90° . Se tomará como longitud básica de anclaje a lo (Art. 18.5.2.1 CIRSOC 201,1984). La longitud de la parte final recta no será menor a $0,85 l_o$ ni a 25 veces el diámetro de la barra anclada.

Nudos interiores:

En lo posible, las armaduras superior e inferior que atraviesan el nudo serán continuas a través de éste.

Cuando las armaduras no puedan ser continuas a través del nudo como consecuencia de diferentes dimensiones o ejes de vigas, las barras se anclarán de acuerdo a lo prescrito para nudos extremos.

Longitud básica de anclaje en nudos en función del diámetro de la barra:

db (mm)	lo (mm)
8	267
10	333
12	400
16	533
20	667

Tabla 28 Longitudes básicas de anclaje según INPRES-CIRSOC 103, PII 1991

9.1.2 Armadura transversal

Determinación de las armaduras de corte (5.5.5)

Para determinar las armaduras de corte en vigas se definen tres zonas de corte en base a la tensión última de corte y el tipo de hormigón. La manera de calcular la armadura de corte varía según la zona en que se encuadre el esfuerzo de la viga analizada.

Zona de corte 1:

$$\text{Para hormigones tipo H-21 a H-47: } \max \tau_{ou} \leq Z 0,20 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

No resulta necesario calcular armadura de corte. Armadura mínima: Estribos de 6mm cada 20cm.

Zona de corte 2:

$$\text{Para hormigones tipo H-21 a H-47: } Z 0,20 \sqrt{\sigma'_{bk}} < \max \tau_{ou} \leq Z 0,47 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

Resulta necesario determinar la armadura de corte, permitiendo minorarla según la siguiente expresión:

$$\tau_u = \tau_{ou} / (Z 0,47 \sqrt{\sigma'_{bk}}) \geq 0,5 \tau_{ou}$$



No se permite minorar armadura de corte en las zonas críticas de vigas y columnas donde se coloquen armaduras transversales especiales.

Zona de corte 3:

$$\text{Para hormigones tipo H-21 a H-47: } Z 0,47 \sqrt{\sigma'_{bk}} < \mathit{max} \tau_{ou} \leq Z 0,95 \sqrt{\sigma'_{bk}}$$

No se permite minorar armaduras de corte.

Armaduras transversales especiales (5.6.1.4.1)

Se deben colocar estribos cerrados en los extremos de las vigas (longitud igual o mayor al doble de la altura medida desde la columna o apoyo hacia la sección media de la viga). El diámetro mínimo de los estribos para vigas armadas con barras longitudinales de hasta 20mm es de 6mm.

Separaciones máximas de estribos:

- ¼ altura de la viga
- 10 veces el diámetro de las barras longitudinales
- 20cm

9.1.3 Secciones resultantes de armadura longitudinal

Se toman en cuenta las secciones de armadura calculada según el reglamento 201 y sus limitaciones y restricciones. Luego se comparan con las calculadas para combinaciones de carga sísmicas según el reglamento 103. Se realiza el armado de las vigas con las mayores exigencias tanto de secciones como de separaciones y anclajes.

Desig.	L	Asmin cm ²	Armadura longitudinal cálculo	Izquierda	Centro	Derecha
	(m)			(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
V25 (25x30)	2,85	3,75	Superior	0,00	0,28	1,92
			Inferior	0,31	0,78	0,00
V24 (25x50)	5,3	6,25	Superior	4,30	0,00	3,72
			Inferior	0,60	3,59	0,35
V811 (25x55)	5,9	6,88	Superior	3,17	0,00	5,44
			Inferior	1,62	4,96	0,25
V812 (25x55)	5,9	6,88	Superior	5,02	0,00	3,14
			Inferior	0,00	4,73	0,83
V982 (20x30)	2,85	3,00	Superior	1,58	0,00	2,14
			Inferior	0,59	1,50	0,28
V983 (25x50)	5,3	6,25	Superior	4,44	1,18	5,38
			Inferior	1,20	3,91	0,58

Tabla 29 Secciones de cálculo para combinaciones que incluyen sismo (Ver detalle de elementos en Figura 32 y Figura 33)

En base a las secciones resultantes de cálculo y las limitaciones de armaduras mínimas y máximas de cada reglamento se procede a realizar el armado de las vigas.

Las secciones de armadura de las vigas se seleccionarán teniendo en cuenta la continuidad de las mismas y los detalles y requisitos de armado de los reglamentos.

Los diámetros máximos de barras longitudinales pueden consultarse en INPRES-CIRSOC 103, PII 1991, Tabla 5.

9.1.4 Secciones resultantes de armadura transversal

Armadura transversal requerida por corte:

	Zona corte 1 (KN) Max Vu*1,35	
Viga 25 (25x30)	85,92	30,25
Viga 24 (25x50)	143,21	97,74
Vigas 811 y 812 (25x55)	157,53	129,64
Viga 982 (20x30)	68,74	31,41
Viga 983 (25x50)	143,21	89,65

Tabla 30 Esfuerzos de corte máximos para las vigas y comparación con la tensión límite de zona de corte 1

En ninguno de los elementos se verificó que el valor máximo del corte de diseño supere la tensión límite que define a la zona de corte 1.

9.1.5 Armaduras adoptadas

Considerando las secciones de armadura longitudinal y transversal resultantes del cálculo y limitaciones según CIRSOC 201, 2005 e INPRES-CIRSOC 103, 1991 se adopta el siguiente armado de vigas:

	VIGA 25 (25x30)			VIGA 24 (25x50)		
	Apoyo izq	Centro	Apoyo der	Apoyo izq	Centro	Apoyo der
Armadura sup	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12+2Ø16	2Ø12	2Ø12+2Ø16
Anclaje	gancho 90°			gancho 90°		
Armadura inf	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø16	3Ø16	2Ø16
Anclaje	gancho 90°		gancho 90°	gancho 90°		gancho 90°
Armadura transversal	Ø6 c/7,5cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/7,5cm	Ø6 c/10cm	Ø6 c/10cm	Ø6 c/10cm
	especial	corte/tors.	especial	corte/tors.	corte/tors.	corte/tors.

Tabla 31 Armaduras adoptadas - Vigas 24 y 25

	VIGA 811 (25x55)			VIGA 812 (25x55)		
	Apoyo izq	Centro	Apoyo der	Apoyo izq	Centro	Apoyo der
Armadura sup	3Ø16	2Ø16	3Ø16+2Ø8	3Ø16+2Ø8	2Ø16	3Ø16
Anclaje	gancho 90°			gancho 90°		
Armadura inf	3Ø16	3Ø16	2Ø16	2Ø16	3Ø16	3Ø16
Anclaje	gancho 90°			gancho 90°		
Armadura transversal	Ø6 c/12cm	Ø6 c/14cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/12cm
	especial	corte/tors.	especial	especial	corte/tors.	especial

Tabla 32 Armaduras adoptadas - Vigas 811 y 812

	VIGA 982 (20x30)			VIGA 983 (25x50)		
	Apoyo izq	Centro	Apoyo der	Apoyo izq	Centro	Apoyo der
Armadura sup	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø12+2Ø16	2Ø12	2Ø12+2Ø16
Anclaje	gancho 90°			gancho 90°		
Armadura inf	2Ø10	2Ø10	2Ø10	2Ø16	3Ø16	2Ø16
Anclaje	gancho 90°		gancho 90°	gancho 90°		gancho 90°
Armadura transversal	Ø6 c/7,5cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/7,5cm	Ø6 c/10cm	Ø6 c/10cm	Ø6 c/10cm
	especial	corte/tors.	especial	corte/tors.	corte/tors.	corte/tors.

Tabla 33 Armaduras adoptadas - Vigas 982 y 983

La interrupción de barras se realiza en los puntos de inflexión de momento flector de las vigas. Para determinar la zona de interrupción se analizan los diagramas de momentos de una envolvente de las diferentes combinaciones de cargas.

Viga	L	Pi izq	Pi der	Pi izq/L	Pi der/L
25	2,85	-	2,05	-	72%
24	5,3	1	4,2	19%	79%
811	5,875	1,3	4,4	22%	75%
812	5,875	1,45	4,5	25%	77%
982	2,85	0,65	2	23%	70%
983	5,3	1,1	4,1	21%	77%

Prom.	22%	75%
-------	-----	-----

Tabla 34 Puntos de inflexión de envolventes de momento flector en vigas

En base a los resultados obtenidos se decide interrumpir las barras a una distancia de 1/4 de la luz de la viga respecto a los apoyos. A partir de ese punto se prolongan las barras una longitud lo, y se terminan con un gancho a 90°. La longitud del gancho en las zonas interiores será de 12 veces el diámetro de las barras.

Esquemas de armado:

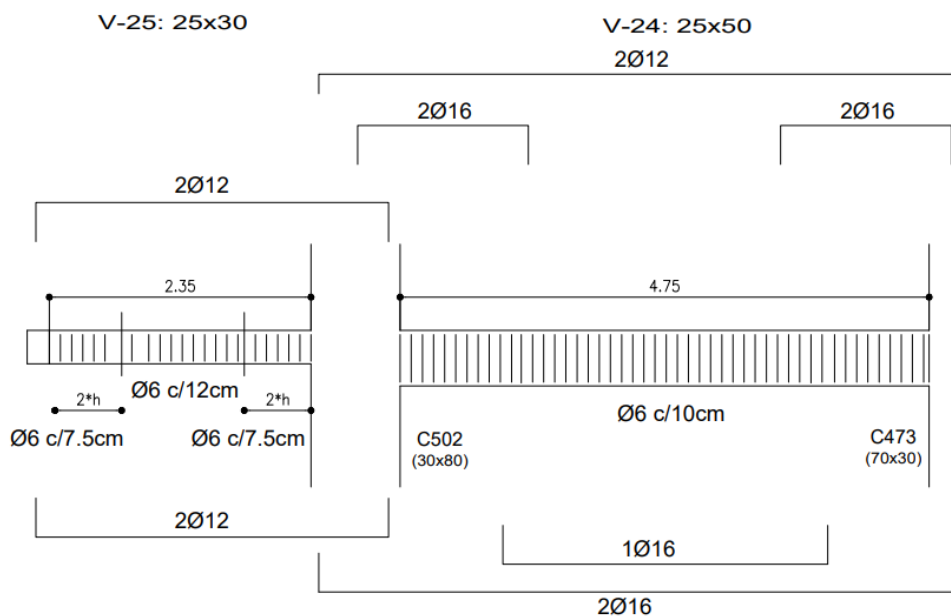


Figura 38 Esquemas de armaduras - Vigas 24 y 25

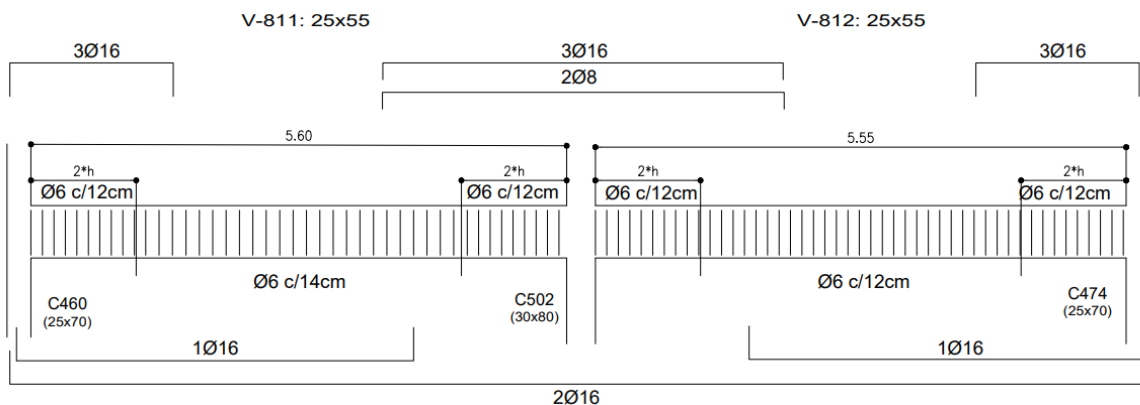


Figura 39 Esquemas de armaduras - Vigas 811 y 812

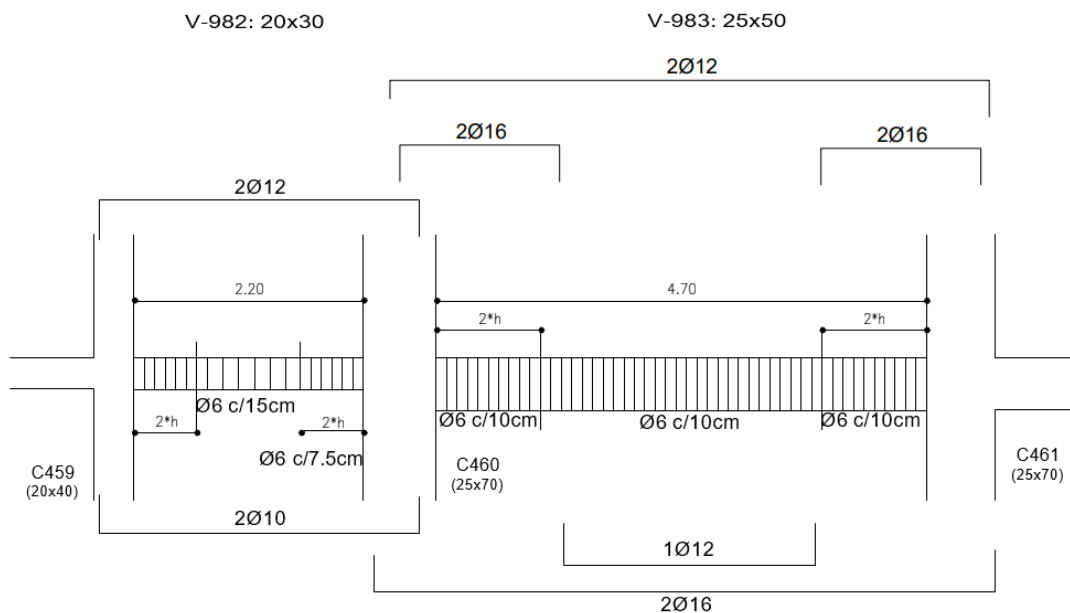


Figura 40 Esquemas de armaduras - Vigas 982 y 983

9.2 DISEÑO DE COLUMNAS

Elementos estructurales sometidos a compresión y flexión (5.6.2)

Se adoptan los esfuerzos axiales resultantes de las combinaciones. Los momentos flectores y esfuerzos de corte de diseño se obtienen multiplicando por 1,35 a los resultantes de las combinaciones.

Esfuerzos axiales máximos: Para elementos con armadura de confinamiento formada por estribos rectangulares, la fuerza de compresión axial de diseño no podrá exceder $1,25 \cdot 0,75 \cdot A_b \cdot f_c$. (Art 5.6.2.3)

9.2.1 Armadura longitudinal

La cuantía mínima para columnas se mantiene en 1% al igual que en el reglamento 201. La cuantía máxima no podrá exceder el 6%, excepto en zonas de empalme por yuxtaposición donde podrá llegar al 8%. La separación máxima entre barras no podrá ser superior a 25 cm. (Art 5.6.2.4)

Excentricidades mínimas (5.4.1)

Para dimensionar columnas se adoptarán los valores mínimos de excentricidades relativas de la Tabla 35:

Valores mínimos de la excentricidad relativa

Zona Sísmica	e/d
1	$\geq 0,10$
2	$\geq 0,12$
3	$\geq 0,15$
4	$\geq 0,20$

Tabla 35 Valores mínimos de excentricidad para columnas (INPRES-CIRSOC 103, PII 1991, Tabla 3)

Siendo:

- e: Excentricidad de carga en columna (P_u/M_u)
- d: Altura total de la sección de la columna

Esta excentricidad mínima se verifica para cada combinación de carga que incluye sismo. Se considera a d como la dimensión de la sección de la columna en la dirección de sismo analizada, y a e como la excentricidad de carga teniendo en cuenta solo al momento que produce flexión en la columna en la dirección analizada.

En base a la carga axial última de cada combinación sísmica se modifican los momentos flectores de diseño correspondientes para asegurar la excentricidad mínima de 10%.

9.2.2 Armadura transversal

Armaduras transversales especiales (5.6.2.5)

Las armaduras especiales se colocan en ambos extremos de las columnas, en una longitud l_c , medida desde el extremo hacia su centro. La longitud l_c no será menor a:

- La mayor dimensión de la columna
- 1/6 de la longitud libre de la columna
- 50 cm

Sección de armadura transversal contenida en una capa (analizada en las dos direcciones de la sección transversal de la columna):

$$A_{sh} \geq (0,6 n_u + 0,15) \left[\left(\frac{A_b}{A_k} \right) - 1 \right] \frac{\beta_R}{\beta_S} s_e h_k$$

$$A_{sh} \geq (0,2 n_u + 0,05) \frac{\beta_R}{\beta_S} s_e h_k$$

La armadura transversal estará compuesta por estribos cerrados perimetrales y estribos de una rama (suplementarios) o estribos cerrados superpuestos.

Separación máxima entre capas de estribos:

- 1/2 de la menor dimensión de la columna
- 9 veces el diámetro de la armadura longitudinal
- 10 cm

Diámetros mínimos:

- Estribos perimetrales: 8mm
- Estribos suplementarios: 3/4 del diámetro del estribo perimetral

Anclaje de armaduras transversales:

Los estribos cerrados deben terminar en ganchos de un ángulo no menor a 135° . La longitud de la rama terminal será mayor igual a 10 veces el diámetro de la barra.

Separación entre ramas de estribos:

La separación entre ramas de estribos o entre las ramas y los estribos suplementarios será no mayor a:

- $20 \times 1,25$ cm

- 1/2 de la dimensión de la sección de la columna, medida perpendicularmente a la dirección de las ramas analizadas.

Armaduras transversales convencionales (5.6.2.6)

Las armaduras transversales convencionales se colocan en la zona central de la columna, entre las zonas de hormigón confinado definidas por el artículo 5.6.2.5.

Separación máxima entre capas de estribos:

- 0,60*1,25 veces la menor dimensión de la columna
- 20 cm

En todos los casos se verificará que los estribos sean suficientes para resistir los esfuerzos de corte de diseño empleando las reglas de dimensionado del artículo 5.5.

9.2.3 Secciones resultantes de armadura

Solicitaciones de las combinaciones de carga sísmicas que generan la mayor sección de armadura longitudinal de cálculo comparada con la armadura mínima requerida.

Desig.	Lc m	Pu kN	Mx kNm	My kNm	As cm ²	As min cm ²
C460 (25x70)	3,33	-1411	23,8	42,2	0	17,5
C502 (30x80)	3,33	-2591	207,3	7,7	18,29	24

Tabla 36 Secciones de cálculo para columnas según INPRES-CIRSOC 103, PII 1991

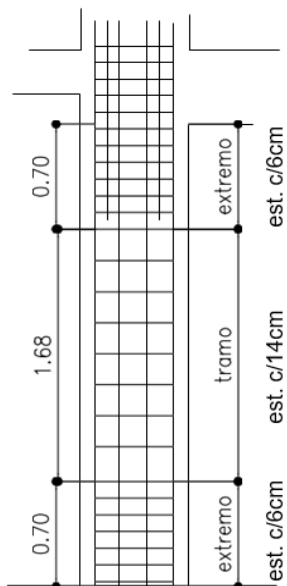
Considerando las armaduras de cálculo, requisitos y limitaciones especificados en CIRSOC 201, 2005 y en INPRES-CIRSOC 103, PII 1991 para las combinaciones de carga que incluyen sismo se determinan las secciones finales de armadura longitudinales y transversales.

9.2.4 Armaduras adoptadas

Desig.	As adoptada	Av Centro	Av extremos
C460 (25x70)	4Ø20+6Ø12	Ø8 (Perimetral) + Ø6 c/14cm (Estribo superpuesto + rama simple)	Ø8 c/6cm (Perimetral + estribo superpuesto + rama simple)
C502 (30x80)	10Ø20	Ø8 c/20cm (Perimetral + estribo superpuesto + rama simple)	Ø10 (Perimetral + estribo cerrado superpuesto) + Ø8 (rama simple) c/6cm

Tabla 37 Armaduras adoptadas para columnas

COLUMNA 460 (25X70)



COLUMNA 502 (30X80)

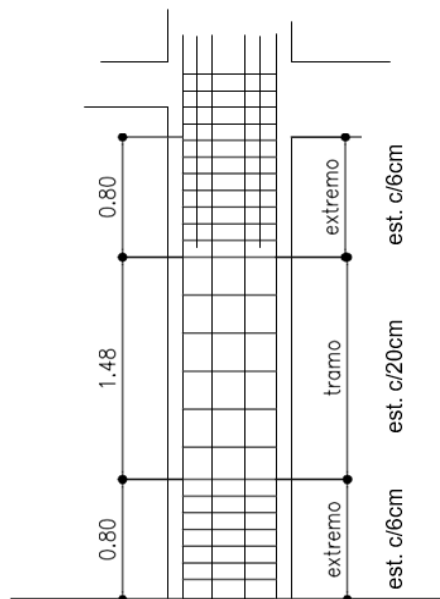
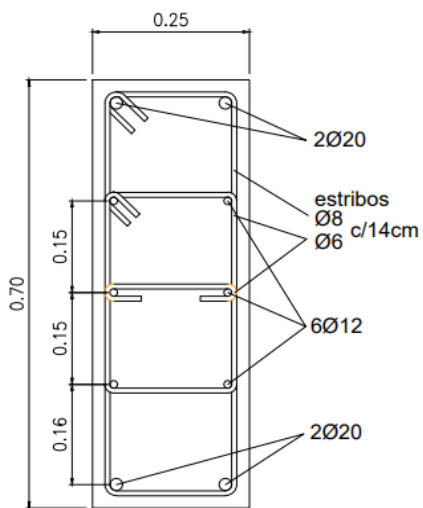
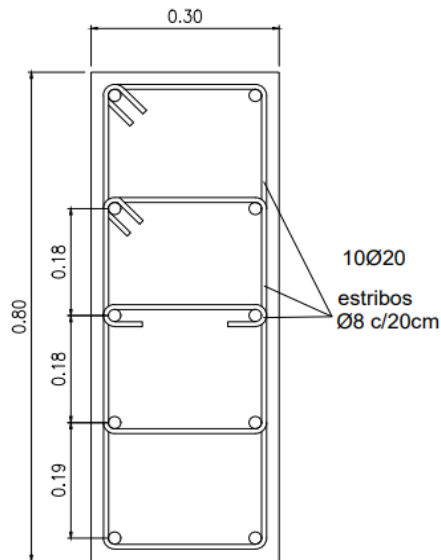


Figura 41 Esquemas de armado de columnas en vista

detalle de armado en el tramo



- densificar estribos en extremos
ver detalle



- densificar estribos en extremos
ver detalle

Figura 42 Esquemas de armado de columnas, sección transversal

9.3 DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA

Para el diseño de los nudos viga-columna se adoptarán las limitaciones y exigencias presentadas en el artículo 5.7 del reglamento INPRES-CIRSOC 103, PII 1991.

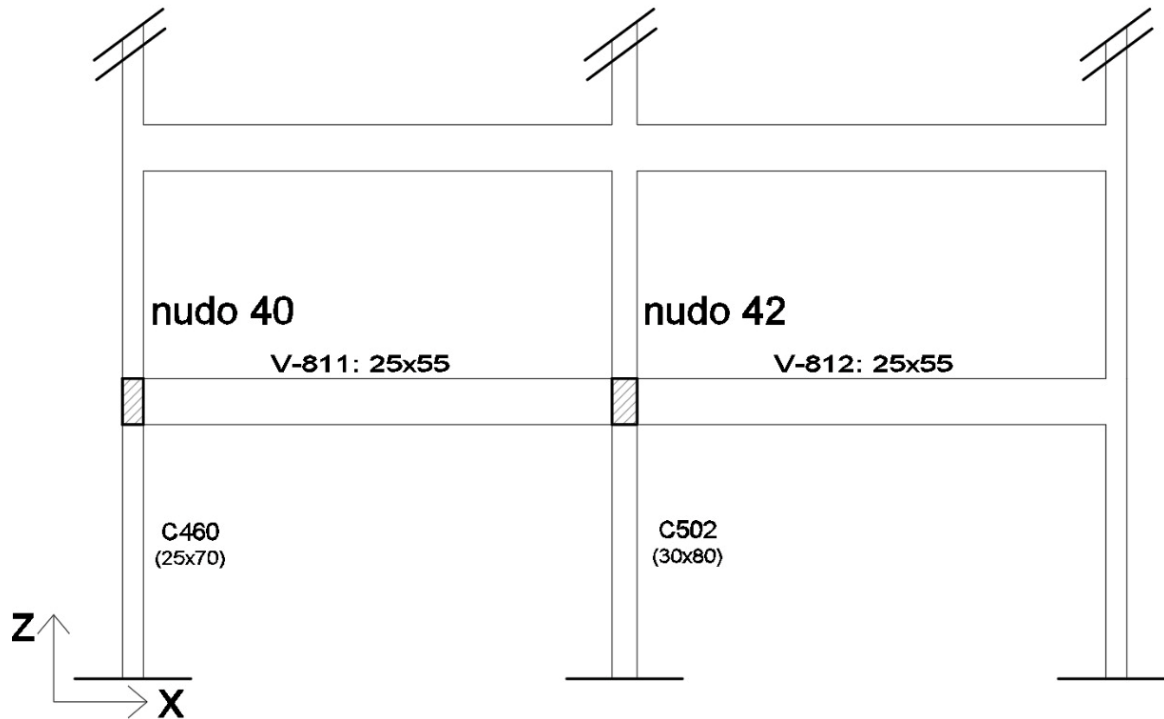


Figura 43 Detalle de nudos a dimensionar en relación a los demás elementos dimensionados

Ancho efectivo del nudo (5.7.3)

El ancho efectivo del nudo se calcula según la siguiente expresión, válida para los casos en que las columnas son más anchas que las vigas:

$$b_j \leq b_o + 0,5 d_c \leq b_c$$

Siendo:

- b_j : Ancho efectivo del nudo
- b_o : Ancho de la viga
- d_c : Dimensión de la columna medida paralelamente al eje de la viga
- b_c : Ancho de la columna, perpendicular al eje de la viga

Se calculan los anchos efectivos de los nudos en ambas direcciones.

	Nudo 40			Nudo 42		
	bo + 0,5 dc	bc	bj	bo + 0,5 dc	bc	bj
Dirección X	37,5	75,0	37,5	40,0	80,0	40,0
Dirección Y	57,5	25,0	25,0	65,0	30,0	30,0

Tabla 38 Cálculo de ancho efectivo de nudos

Armaduras de corte en los nudos (5.7.5)

Se colocan armaduras para resistir al corte en dirección horizontal y en dirección vertical.

Las armaduras horizontales consisten en estribos especiales similares a los de los extremos de las columnas. La sección de armadura será por lo menos igual a la mayor sección de las zonas de las columnas superior e inferior que concurren al nudo.

Las barras de armadura vertical se disponen en planos paralelos al de flexión de las vigas, ubicadas entre las barras de las esquinas de las columnas. La sección de armadura vertical será al menos un 40% de la máxima sección de armadura longitudinal de la columna dispuesta en un plano perpendicular al de flexión de las vigas. Esta condición se analiza para ambas direcciones del nudo.

Para los nudos en los que el ancho de columna sea mayor a su ancho efectivo, todas las barras longitudinales de la columna deberán pasar a través del ancho efectivo del nudo.

No se permite el empalme de barras longitudinales de columnas en la zona de nudos.

9.3.1 Armaduras horizontales

Nudo	Av extremos
40	Ø8 c/6cm (Perimetral + estribo superpuesto + rama simple)
42	Ø10 (Perimetral + estribo cerrado superpuesto) + Ø8 (rama simple) c/6cm

Tabla 39 Armadura dispuesta en nudos

Se coloca la misma disposición de estribos que en el sector superior de las columnas inferiores a los nudos.

9.3.2 Armaduras verticales



Nudo 40

Dirección de análisis X: La mayor sección de armadura longitudinal de columna contenida en un plano perpendicular al de flexión de la viga es de $9,67 \text{ cm}^2$ ($2 \text{ } \varnothing 20 + 3 \text{ } \varnothing 12$). Se debe añadir en planos paralelos al de flexión de la viga, entre las barras de las esquinas, una sección de al menos $3,87 \text{ cm}^2$. Se añaden dos barras $\varnothing 16$.

Dirección de análisis Y: Debido a la distribución de armadura longitudinal de la columna, no se requiere añadir barras adicionales como armadura vertical de nudo.

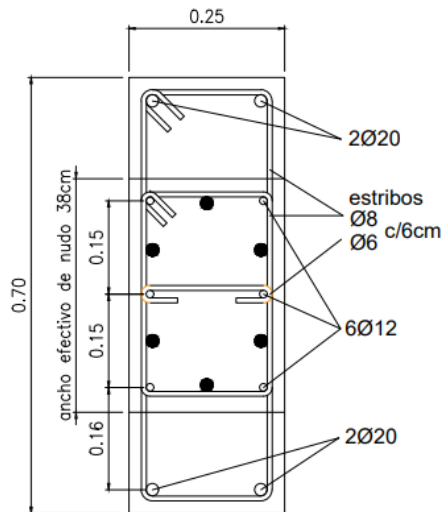
Nudo 42

Dirección de análisis X: La mayor sección de armadura longitudinal de columna contenida en un plano perpendicular al de flexión de la viga es de $15,71 \text{ cm}^2$ ($5 \text{ } \varnothing 20$). Se debe añadir en planos paralelos al de flexión de la viga, entre las barras de las esquinas, una sección de al menos $6,28 \text{ cm}^2$. Se añaden dos barras $\varnothing 20$.

Dirección de análisis Y: Debido a la distribución de armadura longitudinal de la columna, no se requiere añadir barras adicionales como armadura vertical de nudo.

detalle de armado en el nudo

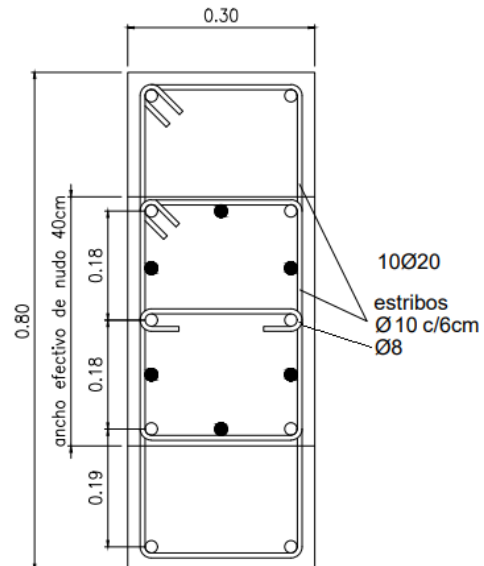
C460
(25x70)



- densificar estribos en extremos
ver detalle

las barras negras indicadas se agregan
en los nudos en una longitud igual a
la medida desde la cara inferior de la viga

C502
(30x80)



- densificar estribos en extremos
ver detalle

las barras negras indicadas se agregan
en los nudos en una longitud igual a
la medida desde la cara inferior de la viga

Figura 44 Esquemas de armado de nudos

CAPÍTULO X: DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN INPRES-CIRSOC 103, PARTE II 2021

Los requerimientos que se expondrán a continuación complementan las prescripciones contenidas en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte I “CONSTRUCCIONES EN GENERAL” 2018 y las correspondientes al Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón CIRSOC 201, 2005, cuyos principios y requerimientos deben aplicarse con carácter general, excepto aquéllos que resultan específicamente modificados por el presente reglamento.

10.1 MECANISMO DE COLAPSO

Se decide diseñar la estructura para que tenga un comportamiento de ductilidad completa. Las estructuras con ductilidad completa son aquéllas que se diseñan con el menor nivel de resistencia sísmica y la mayor capacidad de ductilidad.

Para lograr el comportamiento deseado se debe adoptar un mecanismo de colapso admisible, que determine la ubicación de las zonas del sistema sismorresistente principal que tendrán incursiones plásticas severas (rótulas plásticas). Además, para asegurar que la energía se disipará sólo en las zonas previamente seleccionadas, deben usarse procedimientos de diseño por capacidad.

El mecanismo adoptado para la estructura en análisis es el de tipo “columna fuerte – viga débil”. En este mecanismo se forman rótulas plásticas en los extremos de las vigas de todos los niveles, mientras que todas las columnas por encima del primer piso se mantienen en régimen elástico, formándose rótulas únicamente en la base de las columnas del primer nivel. Esta distribución de las rótulas plásticas permite a la estructura tener grandes desplazamientos laterales ante cargas horizontales sin sufrir excesivas demandas de ductilidad local en los elementos.

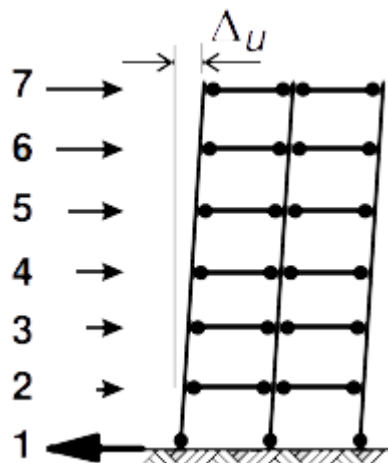


Figura 45 Mecanismo de colapso elegido para la estructura

En el procedimiento de diseño que se detalla a continuación se dimensionan en primer lugar las vigas, para luego adaptar el diseño de las columnas brindándoles una resistencia superior a los esfuerzos que transmiten las vigas cuando sufren la formación de rótulas plásticas.

10.2 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

En la determinación de la resistencia de diseño (R_d) de los componentes estructurales diseñados por capacidad ante acciones sísmicas, deben utilizarse los factores de reducción de resistencia (ϕ) que se establecen en la siguiente tabla:

Factor de reducción de resistencia (ϕ)	
(a) Cuando la resistencia requerida se basa en las solicitaciones máximas posibles que se desarrollan teniendo en cuenta la sobrerresistencia de las rótulas plásticas (R_o).	1,00
(b) Cuando la resistencia requerida se basa en las solicitaciones provenientes de la combinación de estados de carga del artículo 1.3. (R_u):	
• Tracción o Compresión	0,90
• Flexión con o sin axial	0,90
• Corte y Torsión	0,85
• Aplastamiento del hormigón	0,70

Tabla 40 Factores de reducción de resistencia según INPRES-CIRSOC 103, PII 2021

Los factores de reducción de resistencia toman en cuenta la posibilidad de trabajar con materiales cuyas resistencias sean menores a las especificadas, errores y/o aproximaciones en los métodos de análisis y diseño, tipo de mecanismo de resistencia y las consecuencias del modo de falla, grado de ductilidad y confiabilidad requerida del componente, importancia del componente en la estructura, y tolerancias normales en las dimensiones de las secciones.

Los valores de los factores de reducción de resistencia especificados en el Reglamento CIRSOC 201, 2005 para la resistencia a flexión dependen del nivel del esfuerzo axial de compresión. Este enfoque es demasiado conservativo cuando se aplica a secciones de columnas con núcleos bien confinados, como son los resultantes de la aplicación de los requisitos del presente reglamento.

Por otro lado, cuando el momento requerido se base en las máximas solicitaciones posibles inducidas cuando las rótulas plásticas desarrollen su sobrerresistencia flexional, de acuerdo con los principios del diseño por capacidad, sería innecesariamente conservativo reducir la resistencia nominal por un factor de reducción menor que 1.

Para la resistencia al corte resultan válidos los mismos argumentos explicados para la resistencia a flexión. Por lo tanto, se adopta un valor constante independiente del nivel del esfuerzo axial, y cuando la resistencia requerida al corte se base en la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas (capacidad), se adopta un valor igual a 1.

10.3 DISEÑO DE VIGAS

10.3.1 Limitaciones dimensionales

Se debe verificar el cumplimiento de las expresiones presentadas en el artículo 2.2.1 para todas las vigas de la estructura.

10.3.2 Armadura longitudinal

Diseño a flexión (2.2.3)

El diseño a flexión de vigas deberá responder a la siguiente expresión:

$$M_d = \phi M_n^b \geq M_u$$

Los momentos últimos (M_u) en las vigas donde se prevé la formación de rótulas plásticas se obtienen a partir de las combinaciones de carga determinadas según la PARTE I del reglamento.

El reglamento permite una redistribución del momento flector negativo en los extremos, de hasta un 30%. Para ser consistentes con el proceso de diseño presentado en el capítulo anterior, se decide realizar la redistribución utilizando el mismo método y con un máximo del 20%.

Los requisitos de armaduras mínimas traccionadas de este reglamento son idénticos a los establecidos en el reglamento CIRSOC 201, 2005.

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \text{ó} \quad \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

Se calculan las secciones de armadura necesarias en 3 cortes del tramo de cada viga. Estas secciones calculadas en base a los esfuerzos derivados de combinaciones sísmicas se comparan con las obtenidas aplicando el Reglamento CIRSOC 201, 2005 y se adoptan las mayores en cada caso.

Se deben aplicar también los requisitos de continuidad y relación de secciones dispuestos en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, PII 2021:

- Al menos el 25% de la mayor de las armaduras longitudinales superiores e inferiores deberá continuarse en toda la longitud de la viga.
- Al menos el 75% de la armadura longitudinal ubicada dentro del ancho del alma de una viga deberá pasar a través del núcleo de la columna o ser anclada al mismo.
- Se colocarán al menos 2 barras $\emptyset 12$ de acero ADN 420.

En las siguientes tablas se presentan las secciones de cálculo necesarias y las realmente adoptadas.

Desig.	L (m)	Armadura longitudinal			
		cálculo	Izquierda (cm ²)	Centro (cm ²)	Derecha (cm ²)
V25 (25x30)	2,85	Superior	2,22	0,56	2,22
		Inferior	2,22	2,22	2,22
V24 (25x50)	5,30	Superior	3,88	1,94	3,88
		Inferior	3,88	3,88	3,88
V811 (25x55)	5,88	Superior	5,29	2,15	6,00
		Inferior	4,30	4,30	4,30
V812 (25x55)	5,88	Superior	6,76	2,15	5,00
		Inferior	4,30	4,30	4,30
V982 (20x30)	2,85	Superior	1,77	0,89	1,77
		Inferior	1,77	1,77	1,77
V983 (25x50)	5,30	Superior	3,88	1,94	3,88
		Inferior	3,88	3,88	3,88

Tabla 41 Armaduras de cálculo resultantes para vigas

	VIGA 25 (25x30)			VIGA 24 (25x50)		
	Apoyo izq	centro	Apoyo der	Apoyo izq	centro	Apoyo der
Armadura sup	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø16	2Ø16	2Ø16
Anclaje	gancho 90°		gancho 90°	gancho 90°		gancho 90°
Armadura inf	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø16	2Ø16	2Ø16
Anclaje	gancho 90°					gancho 90°

Tabla 42 Armaduras longitudinales dispuestas para vigas 24 y 25

	VIGA 811 (25x55)			VIGA 812 (25x55)		
	Apoyo izq	centro	Apoyo der	Apoyo izq	centro	Apoyo der
Armadura sup	5Ø12	2Ø12	6Ø12	6Ø12	2Ø12	5Ø12
Anclaje	gancho 90°					gancho 90°
Armadura inf	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12
Anclaje	gancho 90°					gancho 90°

Tabla 43 Armaduras longitudinales dispuestas para vigas 811 y 812

	VIGA 811 (25x55)			VIGA 812 (25x55)		
	Apoyo izq	centro	Apoyo der	Apoyo izq	centro	Apoyo der
Armadura sup	5Ø12	2Ø12	6Ø12	6Ø12	2Ø12	5Ø12
Anclaje	gancho 90°					gancho 90°
Armadura inf	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12
Anclaje	gancho 90°					gancho 90°

Tabla 44 Armaduras longitudinales dispuestas para vigas 982 y 983

10.3.3 Armadura transversal

Una vez determinadas las armaduras longitudinales se procede a definir las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, y la determinación de los esfuerzos de corte resultantes de la capacidad flexional de las vigas.

Las zonas de formación potencial de rótulas plásticas se definen en base a los diagramas de momento flector resultantes de las combinaciones sísmicas. En el caso de las vigas que se dimensionan, a excepción de la viga 25, los diagramas presentan la siguiente forma:



Figura 46 Forma típica de diagrama de momento flector para las vigas analizadas

Ante este tipo de diagramas, se formarán potenciales rótulas plásticas bidireccionales en las caras de los apoyos de la viga, y una rótula unidireccional en el tramo de la viga, aproximadamente en el centro de la luz donde el momento flector positivo alcanza sus máximos valores.

A pesar de no existir valores positivos de momento flector en los extremos de las vigas para las combinaciones analizadas, existe la posibilidad de que se formen rótulas en ambos extremos de las vigas de manera simultánea ante acciones sísmicas horizontales mucho más severas. Las rótulas que se forman en el centro de la luz, en cambio, siempre serán con la armadura inferior traccionada, ya que no existe la posibilidad de tener momentos negativos significativos en el tramo de la viga.

La viga 25 presenta una configuración particular, debido a que su apoyo izquierdo se da en un nudo al que no concurren columnas. Esta condición de borde se asemeja a un apoyo simple o articulado, por lo que no es posible la formación de una rótula plástica en este extremo de la viga. En consecuencia, esta viga en particular presentará una única rótula plástica bidireccional en su apoyo derecho.



Figura 47 Diagrama de momento flector para viga 25 (Articulada-Empotrada)

Las zonas críticas y sus armaduras transversales se definen de la siguiente manera:

Zonas críticas en caras de los apoyos (Rótulas bidireccionales):

- Longitud de zona de formación potencial de rótulas: $2h_b$ hacia el centro de la viga
- Separación máxima de estribos: $6d_b$ o $d/4$
- Sección de los estribos: $A_{te} = \frac{\sum A_b f_y s}{96 f_{yt} d_b}$

Zonas críticas en el tramo de la viga (Rótulas unidireccionales):

- Longitud de zona de formación potencial de rótulas: $2hb$ hacia cada lado
- Separación máxima de estribos: $10db$ o $d/3$
- La sección de los estribos no necesita cumplir con la expresión detallada para rótulas bidireccionales

Los estribos colocados para confinamiento y restricción a pandeo en zonas críticas contribuyen también a la resistencia al corte.

Cortes por capacidad:

En base a la capacidad flexional de las rótulas en los extremos de las vigas se calculan los esfuerzos de corte por capacidad de las vigas. Los momentos nominales (M_n) en los extremos de las vigas se multiplican por el factor de sobrerresistencia (1,4) para obtener los momentos por capacidad (M_0).

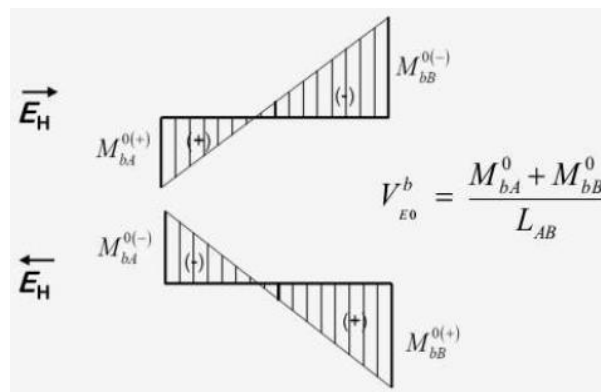


Figura 48 Cortes por capacidad en vigas

Una vez calculados los esfuerzos de corte para las combinaciones correspondientes se verifican las máximas tensiones de corte permitidas, y se determinan las armaduras necesarias por cálculo.

El factor de reducción de resistencia utilizado para el cálculo de la resistencia a corte es $\phi=1$, debido a que las solicitaciones provienen de la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas.

10.3.4 Armaduras adoptadas

Realizando los cálculos para todas las vigas y comparando las secciones necesarias por corte con las secciones resultantes de estribos por confinamiento y restricción a pandeo en zonas críticas se obtienen las armaduras transversales necesarias en todas las secciones de las vigas.

Comparando estas secciones con las obtenidas para las combinaciones que no incluyen acciones sísmicas se definen las armaduras transversales a colocar.

Para el armado final se tuvo en cuenta la longitud y distribución de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas. En el caso de las vigas en las que la armadura por confinamiento y pandeo de la zona crítica central resulta mayor que la armadura por corte, se decidió mantener

la mayor sección hasta las zonas críticas de los extremos para evitar un armado con 5 distribuciones de estribos diferentes a lo largo de una misma viga. Un ejemplo de esto es la viga 811, que se muestra a continuación:

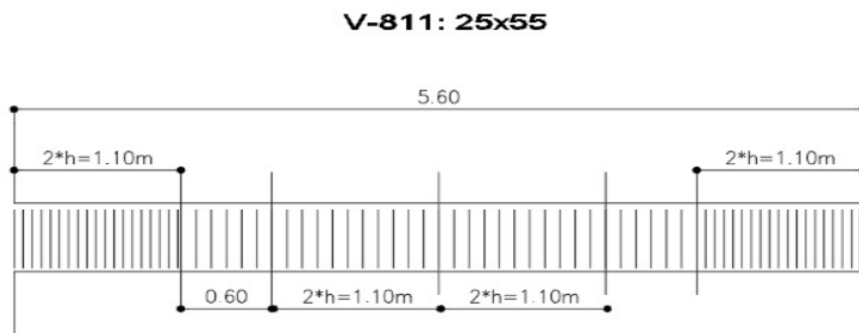


Figura 49 Esquema de armaduras transversales para la viga 811

	VIGA 25 (25x30)			VIGA 24 (25x50)		
	Apoyo izq	centro	Apoyo der	Apoyo izq	centro	Apoyo der
Armadura sup	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø16	2Ø16	2Ø16
Anclaje	gancho 90°		gancho 90°	gancho 90°		gancho 90°
Armadura inf	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø16	2Ø16	2Ø16
Anclaje	gancho 90°					gancho 90°
Armadura transversal	Ø6 c/12cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/7cm	Ø6 c/9cm	Ø6 c/11cm	Ø6 c/9cm
	VIGA 811 (25x55)			VIGA 812 (25x55)		
	Apoyo izq	centro	Apoyo der	Apoyo izq	centro	Apoyo der
Armadura sup	5Ø12	2Ø12	6Ø12	6Ø12	2Ø12	5Ø12
Anclaje	gancho 90°					gancho 90°
Armadura inf	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12
Anclaje	gancho 90°					gancho 90°
Armadura transversal	Ø6 c/7cm	Ø6 c/11cm	Ø6 c/7cm	Ø6 c/7cm	Ø6 c/11cm	Ø6 c/7cm
	VIGA 982 (20x30)			VIGA 983 (25x50)		
	Apoyo izq	centro	Apoyo der	Apoyo izq	centro	Apoyo der
Armadura sup	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø16	2Ø16	2Ø16
Anclaje	pasante		gancho 90°	gancho 90°		pasante
Armadura inf	2Ø12	2Ø12	2Ø12	2Ø16	2Ø16	2Ø16
Anclaje	gancho 90°		gancho 90°	gancho 90°		gancho 90°
Armadura transversal	Ø6 c/7cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/7cm	Ø6 c/9cm	Ø6 c/11cm	Ø6 c/9cm

Tabla 45 Armaduras adoptadas para las vigas

Esquemas de armado:

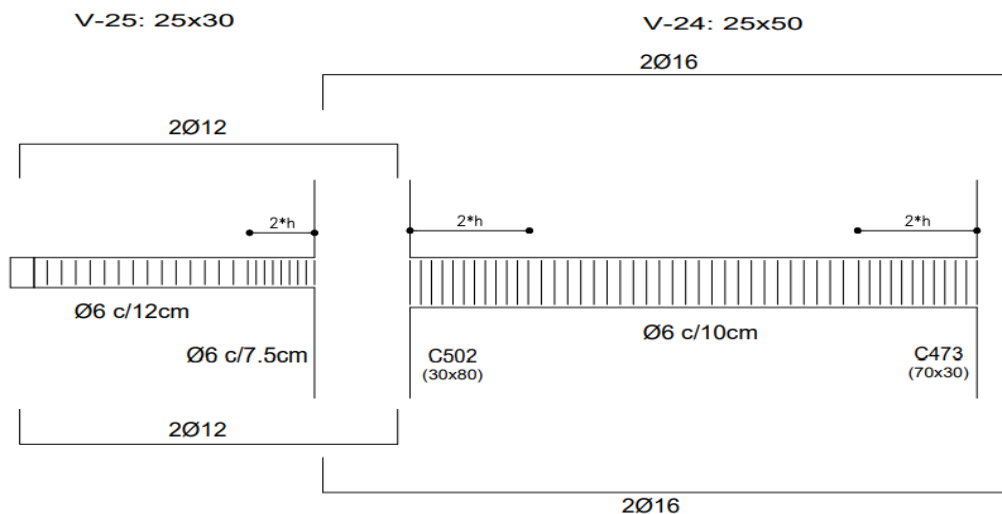


Figura 50 Esquemas de armado - Vigas 24 y 25

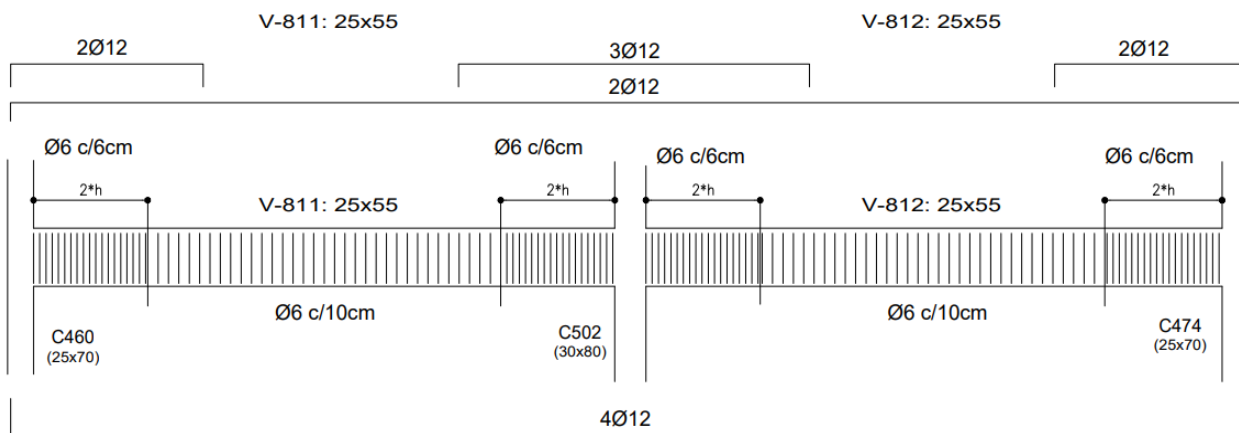


Figura 51 Esquemas de armado - Vigas 811 y 812

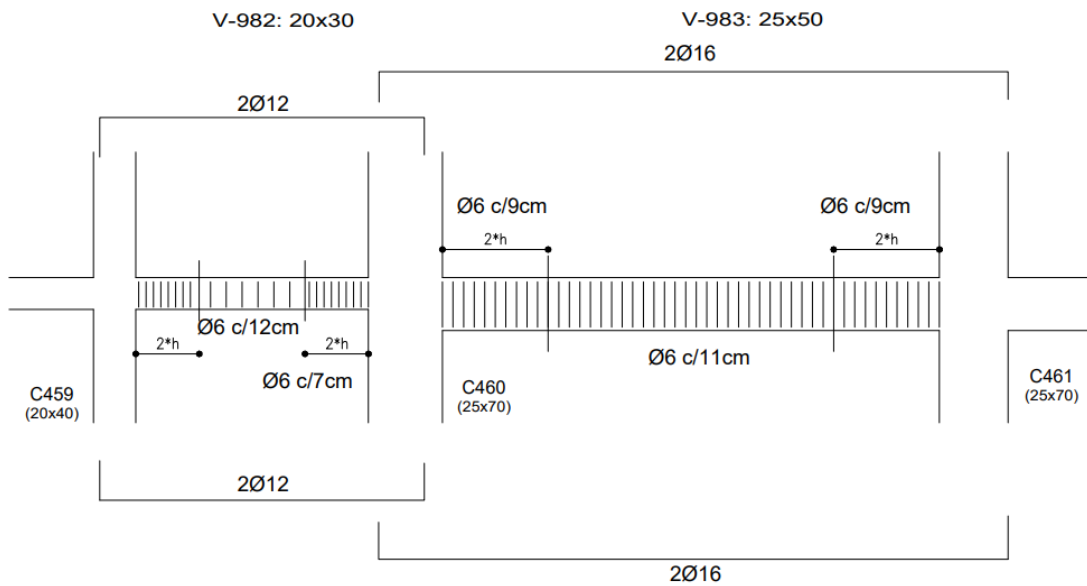


Figura 52 Esquemas de armado - Vigas 982 y 983

10.4 DISEÑO DE COLUMNAS

10.4.1 Factor de sobrerresistencia flexional de vigas

En los casos generales, donde no se permita la formación de rótulas plásticas en columnas, los momentos últimos deberán basarse en la capacidad flexional de las vigas, teniendo en cuenta la sección de las armaduras longitudinales reales efectivamente dispuestas. Se define el factor de sobrerresistencia como la relación entre los momentos por capacidad y los momentos últimos provocados únicamente por la acción sísmica horizontal en las vigas.

$$\phi_o^b = \frac{\sum M_o^b}{\sum M_E^b} = \frac{\lambda_o \sum M_n^b}{\sum M_E^b}$$

10.4.2 Diseño a flexión y esfuerzo axial

Se determina el factor de amplificación dinámica para pórticos espaciales en función del período fundamental de vibración de la estructura. Para las columnas del primer nivel el factor a utilizar es 1,10 en la base y 1,50 en el capitel.



Los momentos últimos a utilizar para el dimensionado de las columnas se calculan de manera diferenciada para la base y el capitel, dado que en la base se permite la formación de rótulas plásticas. En estos extremos de la columna, el momento último resulta de multiplicar por 1,10 los momentos últimos obtenidos del modelo. Estas solicitaciones se utilizan junto a un factor de reducción de resistencia $\phi=0,9$.

En las secciones extremas superiores de las columnas, donde no se permite la formación de rótulas plásticas, el momento último se determina según la siguiente expresión, y se utiliza junto a un factor de reducción igual a 1.

$$M_u = \phi_o^b \omega M_E^c - 0,30 h_b V_u$$

Siendo M_e el momento en la sección considerada de la columna provocado por la acción sísmica horizontal.

El corte V_u utilizado en la expresión anterior se calcula afectando al corte provocado por la acción sísmica horizontal por el mismo factor de sobrerresistencia flexional de las vigas.

El esfuerzo axial último a utilizar conjuntamente con los momentos para el dimensionado y verificación de las columnas resulta de la siguiente expresión:

$$P_u = P_G \pm P_{oE}$$

La componente P_g es la resultante de las cargas gravitatorias aplicadas a la estructura mayoradas según las combinaciones de carga. La componente P_{oe} se obtiene a partir de los esfuerzos axiales inducidos por las vigas. Estos esfuerzos axiales equivalen a la sumatoria de los cortes por capacidad de todas las vigas que concurren a la columna ubicadas por encima del nivel considerado.

El esfuerzo axial calculado no debe exceder el máximo estipulado por el reglamento, establecido en un 70% de la resistencia nominal a compresión pura de la columna, afectada por el factor de reducción de resistencia ϕ .

Una vez calculadas las secciones de armadura longitudinal se debe verificar que el armado definitivo cumpla con los requisitos de armaduras mínimas ($0,008 A_g$), máximas ($18 A_g/fy$), separaciones máximas entre barras y relación entre diámetros de barras.

	Max As combinaciones no sismicas (cm ²)	Asmin(cm ²)	Adoptada
C460	1,2 D - 1,6 Wx + 0,5 L + 0,5 S	7,97	14,0
C502	1,2 D + 1,6 L + 0,5 S	30,33	19,2
			14,83 (4Ø16 + 6Ø12)
			31,42 (10 Ø20)

Tabla 46 Secciones de armadura mínimas y adoptadas para las columnas

Finalmente, se debe verificar que la armadura longitudinal adoptada verifique a los estados de carga determinados anteriormente. La verificación se realiza utilizando un ábaco de flexión compuesta recta nominal, es decir, sin un factor de reducción de resistencia aplicado.

Verificación solicitaciones c/As Adoptada	C460 (25x70)	Pu (KN)	Base ($\phi=0,9$)						Capitel ($\phi=1$)					
			Pn (Pu/ ϕ)	n	m	$\phi*Mn$	$\omega*Mu$	verifica	Pn	n	m	Mn	Mu	verifica
Sismo X	Max Pu	1631	1,81	0,49	0,14	116	17,6	verifica	1,63	0,44	0,15	138	99	verifica
	Min Pu	288	0,32	0,09	0,09	74	13,2	verifica	0,29	0,08	0,09	78	77	verifica
Sismo Y	Max Pu	1240	1,38	0,37	0,14	347	23,3	verifica	1,24	0,34	0,14	386	86	verifica
	Min Pu	702	0,78	0,21	0,11	273	20,9	verifica	0,70	0,19	0,11	303	86	verifica
C502 (30x80)														
Sismo X	Max Pu	2379	2,64	0,52	0,16	218	19,4	verifica	2,38	0,47	0,17	257	180	verifica
	Min Pu	1413	1,57	0,31	0,18	245	17,9	verifica	1,41	0,28	0,17	257	180	verifica
Sismo Y	Max Pu	2700	3,00	0,60	0,16	581	30,3	verifica	2,70	0,54	0,16	645	328	verifica
	Min Pu	1047	1,16	0,23	0,16	581	28,3	verifica	1,05	0,21	0,15	605	328	verifica

Tabla 47 Verificación de esfuerzos para las armaduras adoptadas

Los ábacos utilizados para la verificación de esfuerzos se muestran en la Figura 56 y la Figura 57 del Anexo C.

10.4.3 Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas

En base al grado de compresión de la columna se determina la longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, medidas desde las caras de las vigas.

La longitud será el mayor valor entre n veces la mayor dimensión de la sección transversal de la columna, y una fracción de la altura de la columna para aquellas que presenten punto de inflexión en el diagrama de momento flector.

Cuando las columnas no presentan punto de inflexión dentro del piso, en lugar de la altura real de la columna se considera un diagrama de momentos con una pendiente igual al 80% del original y se calcula la longitud en la que el momento supera a un determinado porcentaje del máximo.

	Pn maximo (0,7*Pn)	As adoptada	Pu/fi max		Evaluacion long zona formacion rotulas		
					0,25 ϕ f'c Ag	0,5 ϕ f'c Ag	0,7 ϕ f'c Ag
C460	2604	14,8	1631	verifica	918,75	1837,5	2572,5
C502	3883	31,4	2700	verifica	1260	2520	3528

Tabla 48 Evaluación de nivel de compresión de las columnas

	Sismo X			Sismo Y			Lp X m	Lp Y m
	Pu	Y	η	Pu	Y	η		
	kN			kN				
C460	1631	2	0,3	1240	2	0,7	1,4	1,4
C502	2379	2	0,4	2700	3	0,6	1,6	2,4

Tabla 49 Evaluación de longitud de zona de formación potencial de rótulas plásticas

La longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas para ambas columnas resulta mayor a la mitad de la luz libre, por lo que la totalidad de la longitud de estas dos columnas debe ser considerada como zona crítica para el dimensionado. Esto se debe a que el grado de compresión en ambas columnas es alto, por lo que su ductilidad se ve reducida.

10.4.4 Armadura transversal

En las zonas previamente determinadas de formación potencial de rótulas plásticas se debe colocar el 100% de la armadura transversal de cálculo por confinamiento. En las zonas normales de columnas plásticas, la sección de armadura requerida disminuye al 70%. En columnas que se mantienen elásticas, las zonas críticas de los extremos se deben armar con un 70% y las zonas normales del centro con un 50%.

La armadura calculada por confinamiento también debe satisfacer, para cada rama dispuesta, el requerimiento de armadura transversal para restricción al pandeo de barras longitudinales. Además, en el armado se deben tener en cuenta las separaciones máximas entre capas de estribos y entre las ramas de una misma capa.

Resistencia al corte

El esfuerzo de corte último para las columnas se calcula teniendo en cuenta el momento por capacidad desarrollado en las rótulas de la base, de manera similar a como se calcula en las vigas.

$$V_u = \frac{M_u + M_o^c}{L_n}$$

La sobrerresistencia flexional de las rótulas de columnas tiene en cuenta no solo el incremento de la resistencia del acero, sino también el de compresión del núcleo debido al confinamiento.

$$M_o^c = \left[\lambda_o + 2 \left(\frac{P_u}{f'_c A_g} - 0,10 \right)^2 \right] M_n^c$$

El corte obtenido se utiliza con un factor de reducción de resistencia $\phi=1$, dado que proviene de una sobrerresistencia flexional.

Se debe verificar que el corte sea mayor a 1,70 veces el derivado de la aplicación de las fuerzas sísmicas horizontales, pero que no supere los máximos estipulados en el reglamento.

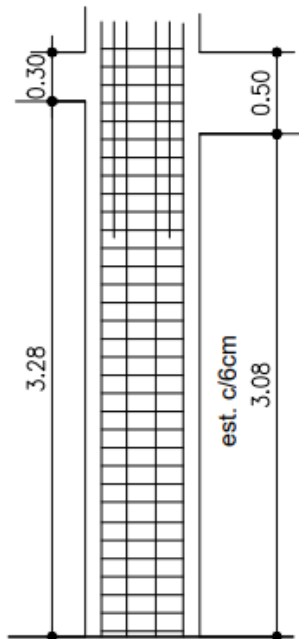
La resistencia al corte de la columna es la suma de las contribuciones del hormigón y la armadura transversal. La resistencia proporcionada por el hormigón depende de su grado de compresión, considerándose nula cuando este es inferior al 10%.

La resistencia al corte proporcionada por la armadura transversal se calcula de igual manera que en el reglamento de estructuras de hormigón.

Desig.	As adoptada	Armadura transversal
C460 (25x70)	4 ϕ 16+6 ϕ 12	ϕ 8 (Perimetral) + ϕ 6 (Estribo superpuesto + rama simple) c/6cm
C502 (30x80)	10 ϕ 20	ϕ 8 c/7,5cm (Perimetral + estribo superpuesto + rama simple)

Tabla 50 Armaduras adoptadas para columnas

COLUMNA 460 (25X70)



COLUMNA 502 (30X80)

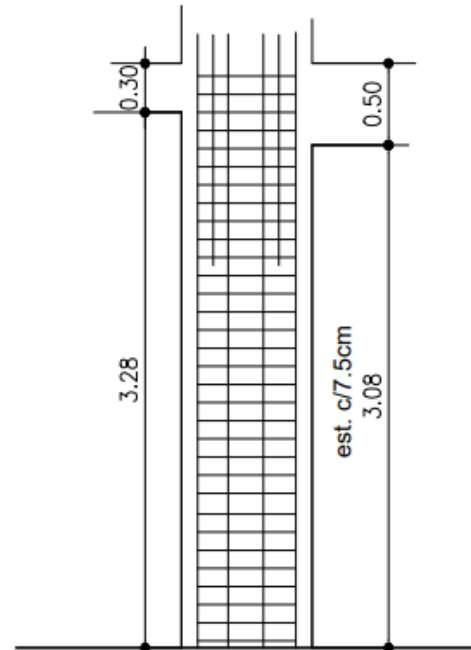


Figura 53 Esquemas de armado para columnas en vista

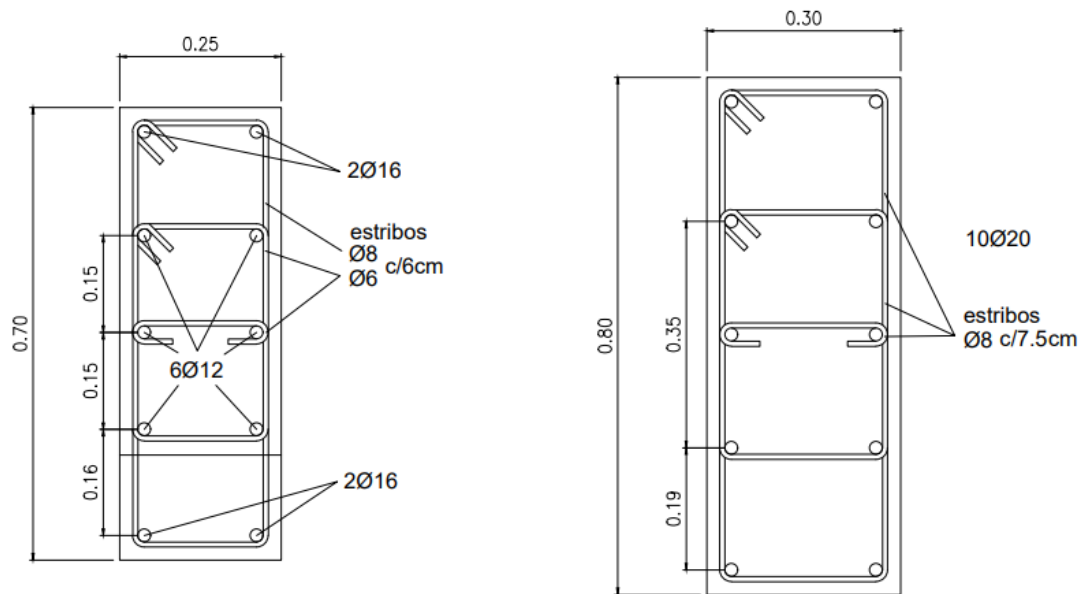


Figura 54 Esquemas de armado de columnas, sección transversal



10.5 DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA

Los requisitos para el diseño de nudos viga-columna en este reglamento son muy similares a los explicados para INPRES-CIRSOC 103, PII 1991.

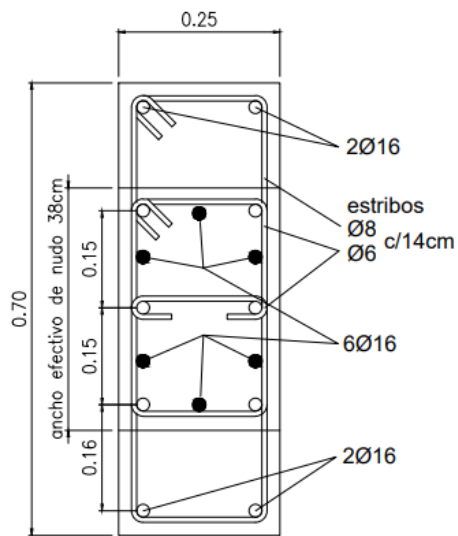
Se calcula el área efectiva del nudo, dentro de la cual debe pasar la totalidad de la sección de cálculo de armadura longitudinal de las columnas.

En base a la armadura realmente dispuesta de las vigas se calcula el esfuerzo de corte en el nudo, que debe ser inferior a los valores máximos establecidos en el reglamento.

La armadura transversal en el nudo será al menos igual a la máxima correspondiente a los extremos de las columnas concurrentes, mientras que la armadura vertical de los planos paralelos al de flexión de vigas, entre barras de esquina deberá ser igual al 40% de la máxima dispuesta en un plano perpendicular.

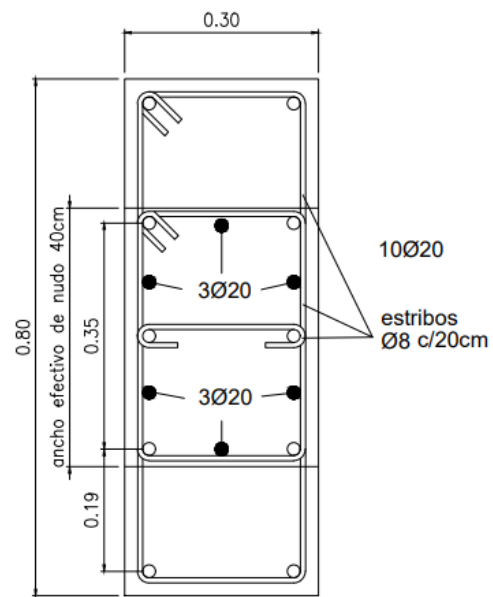
Al igual que en el dimensionado según INPRES-CIRSOC 103, PII 1991, se deben adicionar 2 barras $\varnothing 16$ en el nudo 40, y 2 barras $\varnothing 20$ en el nudo 42 para cumplir con el requisito de armadura vertical.

C460
(25x70)



las barras negras indicadas se agregan en los nudos en una longitud igual a la medida desde la cara inferior de la viga

C502
(30x80)



las barras negras indicadas se agregan en los nudos en una longitud igual a la medida desde la cara inferior de la viga

Figura 55 Esquemas de armado de nudos

CAPÍTULO XI: ANÁLISIS COMPARATIVO

11.1 CONCEPTOS INVOLUCRADOS EN LOS REGLAMENTOS

A continuación, se muestra un cuadro comparativo sobre diferentes conceptos de diseño y como son tenidos en cuenta en los reglamentos de diseño sismorresistente estudiados a lo largo del presente trabajo.

Concepto	INPRES-CIRSOC 103, 1991	INPRES-CIRSOC 103, 2018/2021
Regularidad estructural	Se consideran ejes de simetría en función de la excentricidad geométrica como porcentaje de las dimensiones de la planta, y alineación vertical de centros de masa de cada piso.	La regularidad en planta se evalúa en función de desplazamientos horizontales relativos dentro de los pisos. La regularidad en altura se evalúa según desplazamientos relativos entre pisos. Estos valores dependen fuertemente de la distribución de centros de masa y rigidez.
Ductilidad	Pórticos con ductilidad completa utilizan un factor de reducción para el espectro de pseudoaceleraciones $R=5$.	Pórticos con ductilidad completa utilizan un factor de reducción $R=7$.
Mecanismo de colapso	Para considerar una estructura con ductilidad global se especifica que no se tengan concentraciones de deformaciones inelásticas, y tener uniformidad en la disipación de energía.	Se realiza un análisis del mecanismo de colapso, con recomendaciones y limitaciones sobre las zonas de formación de rótulas.
Rótulas plásticas	Extremos de vigas y columnas. Para aumentar la confiabilidad sobre fallas frágiles, se tiene en cuenta la posibilidad de que se produzcan desviaciones desfavorables de las características resistentes de los materiales que controlan el comportamiento flexional de los extremos de vigas (PII Art.3.2)	Puede considerar formación de rotulas en centros de vigas y corrimientos de puntos de inflexión en columnas. Se determinan en función del mecanismo de colapso adoptado y los diagramas de esfuerzos obtenidos del análisis elástico.
Sobrerresistencia	No se utiliza el concepto de sobrerresistencia de rótulas plásticas.	Se incorpora el concepto de sobrerresistencia de las zonas de deformación inelástica para modificar los esfuerzos de diseño.

Esfuerzos de diseño	Aumenta por factores preestablecidos los esfuerzos obtenidos del análisis elástico (Corte $\times 1,35$ y momento en columnas $\times 1,35$).	Los esfuerzos de corte en vigas se obtienen a partir de los momentos nominales de las rótulas plásticas y su sobrerresistencia. Los esfuerzos en las columnas se obtienen a partir de la sobrerresistencia de las vigas.
---------------------	--	--

11.2 SECCIONES DE ACERO RESULTANTES – COMPARATIVA ECONÓMICA

Un aspecto importante a considerar respecto al dimensionado de estructuras de hormigón armado es la cantidad de acero de refuerzo a colocar, componente que tiene un impacto significativo en el precio final de la estructura. Se desarrolla entonces una comparativa de las cantidades de acero resultantes del cálculo por cada una de las metodologías analizadas en el presente trabajo.

Para realizar esta comparativa se computan las barras de acero longitudinal y transversal de cada viga y columna, incluyendo en las últimas las armaduras de sus nudos superiores. La cantidad de acero contenida en cada elemento individual se computa finalmente en kilogramos, para simplificar la comparación, y poder estimar un costo monetario de las diferencias.

	103 Parte II (1991)			103 Parte II (2021)			Δ Kg	Δ %
	$\Sigma Ab \cdot L$ (cm3)	$\Sigma Abe \cdot P \cdot L / s$ (cm3)	Kg	$\Sigma Ab \cdot L$ (cm3)	$\Sigma Abe \cdot P \cdot L / s$ (cm3)	Kg		
Viga 24	6050	2015	62,9	4592	2003	51,4	-11,5	-18%
Viga 25	1387	796	17,0	1457	720	17,0	0,0	0%
Viga 811	7176	1928	71,0	5730	3197	69,6	-1,4	-2%
Viga 812	7176	1928	71,0	5730	3197	69,6	-1,4	-2%
Viga 982	1195	660	14,5	1488	756	17,5	3,0	21%
Viga 983	5811	2015	61,0	4721	1945	52,0	-9,0	-15%
Subtot. vigas	28794	9341	297	23717	11817	277	-20,3	-7%
Columna 460	9679	6627	127,2	7290	7419	114,7	-12,5	-10%
Columna 502	14514	11739	204,8	14514	8704	181,1	-23,7	-12%
Subtot. columnas	24193	18365	332	21804	16123	296	-36,1	-11%
Totales	52987	27706	629	45522	27940	573	-56,4	-9%

Tabla 51 Cálculo de cantidad de acero de refuerzo resultante para cada dimensionado

El primer dato que arroja la comparativa es que el dimensionado realizado según el nuevo reglamento de estructuras sismorresistentes (2021) resulta en una disminución del 9% del acero de refuerzo.

Analizando un poco más en profundidad los resultados de la tabla, se observa que, para los elementos diseñados según el nuevo reglamento, el volumen de acero longitudinal de las vigas

disminuye. Esto se debe a que el requisito de armadura mínima del reglamento anterior es más exigente que el del nuevo reglamento.

La armadura transversal, en cambio, aumenta para el diseño por capacidad, ya que los requisitos de espaciado de estribos se vuelven más exigentes, y el corte último considerado es el resultante de la rotulación de los extremos de la viga, mientras que en el antiguo reglamento se utiliza el obtenido del análisis elástico de la estructura.

En el caso de las columnas, la disminución en el acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal para la estructura diseñada por capacidad responde a dos factores:

- La cuantía mínima en el nuevo reglamento es de 0,008, un 20% inferior a la considerada en el reglamento de 1991.
- La expresión de cálculo para armadura transversal por confinamiento resulta en mayores secciones para el antiguo reglamento.

La diferencia del 9% en la cantidad de acero a colocar en la estructura equivale a 12.8 kg de acero por cada m³ de estructura de hormigón armado. Extrapolando esta diferencia a la totalidad de las vigas y columnas del edificio, la diferencia esperada de acero sería de 3320 kg. Esta cantidad de acero tiene actualmente un precio de mercado de aproximadamente 4500 USD.

Si bien esta diferencia en la cantidad de acero aplica únicamente para el edificio analizado, este dato permite suponer que para estructuras de características similares diseñadas en zona sísmica 1 la aplicación del diseño por capacidad y los requerimientos del nuevo reglamento no conllevarán a un aumento significativo del acero de refuerzo como podría haberse supuesto inicialmente. Esto puede explicarse, como se menciona anteriormente, a los requisitos de armadura longitudinal mínima considerados en cada uno de los reglamentos.

11.3 COMPORTAMIENTO/DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA ANTE ACCIONES SÍSMICAS

La diferencia fundamental entre las metodologías de diseño estudiadas en el presente trabajo es la influencia sobre el comportamiento de la estructura ante las cargas sísmicas de diseño. El diseño por capacidad tiene como objetivo obtener estructuras con un mecanismo de falla



determinado, minimizando la incertidumbre respecto a qué sectores de la estructura sufrirán los daños provocados por las acciones sísmicas.

Para la estructura diseñada por capacidad en el capítulo VIII, se puede asegurar que ante acciones laterales severas se formarán en primer lugar rótulas plásticas en las vigas y en las bases de las columnas, quedando protegidos estos elementos ante fallas por corte o anclaje.

Respecto a la estructura diseñada en el capítulo VII, si bien se encuentra diseñada para tener cierta ductilidad en los extremos de los elementos, no tiene determinado un mecanismo de falla. No se puede asegurar que dicha estructura sufra la formación de rótulas plásticas en extremos de vigas previo a la falla por cortante, como así tampoco se puede asegurar que las columnas sufran la formación de rótulas en su base.

Otros aspectos importantes considerados en el diseño por capacidad son la posibilidad de formación de rótulas en los centros de vigas debido a la carga gravitatoria, y el corrimiento del punto de influencia del diagrama de momentos en columnas. Al no considerar estos puntos en el diseño de armaduras, la estructura diseñada según el reglamento de 1991 corre el riesgo de sufrir la formación de rótulas plásticas en zonas de sus elementos en donde la armadura transversal no se haya diseñado para tal fin.

CAPÍTULO XII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

12.1 CONCLUSIONES

En base al análisis y resultados obtenidos, se puede ver la importancia de realizar un análisis estructural integro, desde la génesis de la estructura, hasta el detallamiento del armado a realizar en obra.

En el inicio del proyecto, resulta necesario adoptar un sistema resistente adecuado, que asegure un comportamiento dinámico favorable, sin dejar de lado que dicho sistema deberá ser compatible con el proyecto arquitectónico y el proceso constructivo. Esto significa, en relación al desempeño ante acciones sísmicas, un sistema con la mayor regularidad posible tanto en planta como en altura, que facilite el desarrollo de las deformaciones inelásticas en las zonas deseadas, y cumpla con el mecanismo de falla adoptado ante la eventualidad de un sismo severo.

Una vez hechas las consideraciones anteriores, es de vital importancia construir un modelo computacional que refleje lo más fielmente posible el comportamiento real de la estructura, por lo que se deben realizar verificaciones numéricas para asegurar la confiabilidad del modelo y detectar los potenciales errores que surgen en el ingreso de datos en el software.

Según los procedimientos aplicados y resultados obtenidos en el presente trabajo se puede concluir que la metodología de diseño por capacidad presenta una ventaja significativa en desempeño estructural y seguridad respecto a la metodología tradicional de diseño sismorresistente.

Las mejoras mencionadas surgen a partir de la diferencia que existe en los objetivos de diseño. Mientras que el diseño tradicional se enfoca en dotar a la estructura de la resistencia necesaria para no fallar ante una sollicitación determinada, la importancia y centralidad que tienen los mecanismos de falla y la ductilidad de los elementos en el nuevo reglamento tienen por finalidad generar estructuras capaces de evitar el colapso ante sollicitaciones superiores a las esperadas.

Los mecanismos de colapso bien determinados, y el detallado minucioso de las zonas sollicitadas en las estructuras diseñadas por capacidad dan como resultado edificaciones más seguras ante acciones sísmicas severas. Esta metodología, entonces, genera edificios que resguardan de mejor manera las vidas de sus habitantes.

En cuanto al apartado económico, se encontró que, para el edificio estudiado, emplazado en zona sísmica 1, el diseño por capacidad resultó en una estructura más económica debido al ahorro de acero de refuerzo. Esto se debe a que los esfuerzos de diseño resultan en armaduras cercanas a las mínimas para todos los elementos, y el anterior reglamento considera mayores secciones de armadura mínima.

Este dato permite concluir que, al menos para estructuras sometidas a las solicitaciones de la zona 1, la aplicación del nuevo reglamento no necesariamente conlleva a un aumento en la densidad de armaduras. Esto aparece como contraposición a la creencia de que el diseño por capacidad resulta en estructura antieconómicas.

12.2 RECOMENDACIONES

En base al análisis realizado sobre las dos metodologías estudiadas y presentadas se proponen las siguientes recomendaciones.

- ❖ Difundir y capacitar a los profesionales en la implementación del diseño por capacidad para el diseño de nuevas edificaciones debido a las mejoras en seguridad estructural presentadas respecto al diseño tradicional ante acciones sísmicas extremas, superiores a las consideradas como recurrentes durante la vida útil de los edificios.
- ❖ Realizar un estudio acerca de las diferencias presentadas en el dimensionado estructural por capacidad mediante la utilización de un software de diseño y un cálculo y dimensionado manual de armaduras como el realizado en el presente trabajo. Esto permitirá implementar con mayor facilidad el diseño por capacidad en el ámbito profesional.
- ❖ Estudiar la influencia de la interacción suelo-estructura sobre el comportamiento de la superestructura ante acciones laterales, y comparar las diferencias presentadas respecto a la simplificación considerada de empotramientos perfectos en bases de columnas.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Neville, A., Brooks, J., 2010. *Concrete technology*.
- Kosmatka, S. et al., 2004. *Diseño y Control de Mezclas de Concreto, Portland Cement Association*.
- Nilson, A., 1997. *Diseño de Estructuras de Concreto*.
- Park, R., Paulay, T., 1975. *Estructuras de Concreto Reforzado*.
- Paulay, T., Priestley, M., 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*.
- CIRSOC, 2005. *Reglamento CIRSOC 101: Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño Para Edificios y Otras Estructuras*. En vigencia legal a partir de 2013 (Resolución 247/2012)
- CIRSOC, 2005. *Reglamento CIRSOC 102: Reglamento Argentino de Acción del Viento Sobre las Construcciones*. En vigencia legal a partir de 2013 (Resolución 247/2012)
- CIRSOC, 2005. *Reglamento CIRSOC 104: Reglamento Argentino de Acción de la Nieve y del Hielo Sobre las Construcciones*. En vigencia legal a partir de 2013 (Resolución 247/2012)
- CIRSOC, 2005. *Reglamento CIRSOC 201: Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*. En vigencia legal a partir de 2013 (Resolución 247/2012)
- CIRSOC, 1984. *Reglamento CIRSOC 201: Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado*. En vigencia legal hasta 2012
- INPRES-CIRSOC, 1991. *Reglamento INPRES-CIRSOC 103: Normas Argentinas Para Construcciones Sismorresistentes. Parte I: Construcciones en General*. En vigencia legal hasta 2012
- INPRES-CIRSOC, 1991. *Reglamento INPRES-CIRSOC 103: Normas Argentinas Para Construcciones Sismorresistentes. Parte II: Construcciones de Hormigón Armado y Hormigón Pretensado*. En vigencia legal hasta 2012
- INPRES-CIRSOC, 2018. *Reglamento INPRES-CIRSOC 103: Reglamento Argentino Para Construcciones Sismorresistentes. Parte I: Construcciones en General*. En vigencia legal a partir de 2019 (Resolución 30/2019)



- INPRES-CIRSOC, 2021. *Reglamento INPRES-CIRSOC 103: Reglamento Argentino Para Construcciones Sismorresistentes. Parte II: Construcciones de Hormigón Armado.*
En trámite de aprobación
- PCA, 2002. *PCA Notes on ACI 318-02.*
- Hoff, H., 1958. *Beobachtungen über den Bauschingereffekt an weichen und mittelharten Stählen.*
- Cátedra de Hormigón Armado y Pretensado UNC, 2021. *Apuntes de cátedra.*



ANEXOS

A. ESFUERZOS OBTENIDOS Y CÁLCULO DE ARMADURAS SEGÚN CIRSOC 201 (2005)

En las siguientes tablas se muestran los esfuerzos obtenidos del modelo elástico y las armaduras de cálculo resultantes de la aplicación de los requisitos del reglamento CIRSOC 201 (2005).

La Tabla 52, 54 y 55 muestran los esfuerzos y armaduras para las vigas. Las filas resaltadas en naranja muestran las combinaciones que tienen los mayores esfuerzos, sobre las que se calculan armaduras. Las filas resaltadas en verde son las armaduras calculadas para las combinaciones que incluyen acción sísmica.

Las Tabla 55 y 57 muestran los esfuerzos y armaduras de cálculo necesarias para las columnas.

Elemento	25		L 2,85		25x30		Momentos redistribuidos			Asmin 2,22 cm ²		Avmin 1,96 cm ² /m		Al adic. Tors.				
	Vmax ext	Vmax 1/3	M3 izq	M3 cent	M3 der	T	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der	Izquierda	Centro	Derecha	Av ext		Av cent			
1,2 D + 1,6 L + 0,5 S	13,8	3,8	2,8	2,2	-10,5	0,7	4,9	4,3	-8,4	As inf	As sup	As inf	As sup	As inf	As sup	1,96	1,96	
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wx	9,8	2,7	2,1	1,3	-7,6	6,9												
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wy	11,4	3,3	2,0	1,5	-9,6	0,5												
1,2 D +/- 1,6 Wx + 0,5 L +	11,8	3,4	2,4	1,7	-9,2	13,5	4,2	3,5	-7,4									
1,2 D +/- 1,6 Wy + 0,5 L +	14,9	4,5	2,3	2,2	-13,2	0,8	4,9	4,8	-10,6									
1,3 (Wsismo) +/- Ex(91)	13,3	3,7	2,6	2,1	-10,2	4,0												
1,3 (Wsismo) +/- Ey(91)	16,5	4,9	2,6	2,5	-14,1	1,4	5,4	5,3	-11,3									
0,9 D +/- 1,6 Wx	8,0	2,4	1,7	1,2	-6,3	13,1												
0,9 D +/- 1,6 Wy	11,2	3,5	1,5	1,6	-10,4	0,5												
0,85 (Wsismo) +/- Ex(91)	8,9	2,5	1,7	1,4	-6,9	3,9												
0,85 (Wsismo) +/- Ey(91)	12,0	3,7	1,7	1,9	-10,8	1,3												

Elemento	24		L 5,3		25x50		Momentos redistribuidos			Asmin 3,88 cm ²		Avmin 1,96 cm ² /m		Al adic. Tors.				
	Vmax ext	Vmax 1/3	M3 izq	M3 cent	M3 der	T	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der	Izquierda	Centro	Derecha	Av ext		Av cent			
1,2 D + 1,6 L + 0,5 S	55,0	16,3	-56,0	32,9	-57,8	0,7	-44,8	44,3	-46,2	As inf	As sup	As inf	As sup	As inf	As sup	1,96	1,96	
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wx	36,0	10,8	-36,3	19,7	-38,8	13,2												
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wy	38,7	12,0	-42,6	19,8	-43,3	1,2												
1,2 D +/- 1,6 Wx + 0,5 L +	43,1	12,9	-45,3	24,0	-39,9	25,9	-36,2	32,5	-31,9									
1,2 D +/- 1,6 Wy + 0,5 L +	49,5	15,4	-58,1	24,4	-54,6	1,9												
1,3 (Wsismo) +/- Ex(91)	51,4	15,0	-53,3	29,7	-52,8	5,9												
1,3 (Wsismo) +/- Ey(91)	57,5	16,5	-65,2	30,1	-61,7	3,7	-52,2	42,8	-49,4									
0,9 D +/- 1,6 Wx	28,2	7,1	-30,2	15,1	-29,5	25,7												
0,9 D +/- 1,6 Wy	34,7	10,8	-43,0	15,4	-38,3	1,7												
0,85 (Wsismo) +/- Ex(91)	34,0	9,9	-35,6	19,4	-35,0	7,0												
0,85 (Wsismo) +/- Ey(91)	40,0	12,5	-47,5	19,8	-43,9	3,4												

Tabla 52 Cálculo de armaduras según CIRSOC 201 (2005) – Vigas 24 y 25

Elemento	811		L 5,875		25x55														
	Vmax ext	Vmax 1/3	M3 izq	M3 cent	M3 der	T	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der	Asmin	4,30 cm2	Izquierda	Centro	Derecha	Avmin	1,96 cm2/m	Al adic.	Tors.	
1,2 D + 1,6 L + 0,5 S	59,3	15,2	-40,7	38,7	-71,5	5,9	-32,6	49,9	-57,2										
1,2 D + 1,6 S + 0,8 Wx	56,3	19,4	16,5	23,8	-82,2	2,5													
1,2 D + 1,6 S - 0,8 Wx	49,4	12,7	-61,6	24,0	-7,9	4,9													
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wy	39,3	12,7	-27,4	23,9	-47,1	6,3													
1,2 D + 1,6 Wx + 0,5 L +	81,1	26,7	43,0	34,5	-127,6	2,8	60,0	51,5	-110,6										
1,2 D - 1,6 Wx + 0,5 L +	71,1	19,4	-101,5	28,9	27,5	7,3	-81,2	39,1	37,7										
1,2 D +/- 1,6 Wy + 0,5 L +	47,0	17,2	-33,0	29,0	-57,3	10,5													
1,3 (Wsismo) +/- Ex(91)	64,7	19,5	-56,4	35,1	-86,3	6,5													
1,3 (Wsismo) +/- Ey(91)	57,5	18,9	-39,9	35,3	-71,6	10,3	-32,0	46,5	-57,3										
0,9 D + 1,6 Wx	64,9	20,5	50,5	24,6	-108,1	2,0													
0,9 D - 1,6 Wx	57,6	19,2	-90,5	24,8	40,7	3,2													
0,9 D +/- 1,6 Wy	30,8	11,5	-22,0	18,3	-37,8	9,0													
0,85 (Wsismo) +/- Ex(91)	45,8	15,5	-43,7	23,7	-63,6	4,6													
0,85 (Wsismo) +/- Ey(91)	38,6	14,1	-27,3	23,3	-48,9	8,4													

Elemento	812		L 5,875		25x55														
	Vmax ext	Vmax 1/3	M3 izq	M3 cent	M3 der	T	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der	Asmin	4,30 cm2	Izquierda	Centro	Derecha	Avmin	1,96 cm2/m	Al adic.	Tors.	
1,2 D + 1,6 L + 0,5 S	58,0	15,1	-70,1	38,0	-40,6	6,9	-56,1	49,1	-32,5										
1,2 D + 1,6 S + 0,8 Wx	49,7	10,9	-7,6	23,9	-62,3	3,8													
1,2 D + 1,6 S - 0,8 Wx	54,6	16,7	-79,8	26,8	16,4	5,4													
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wy	37,4	12,0	-44,6	23,4	-28,2	7,0													
1,2 D + 1,6 Wx + 0,5 L +	72,2	21,3	23,9	30,5	-102,5	4,7	26,9	33,4	-82,0										
1,2 D - 1,6 Wx + 0,5 L +	78,7	25,6	-124,4	32,5	41,0	7,5	-106,8	50,1	58,6										
1,2 D +/- 1,6 Wy + 0,5 L +	44,3	12,4	-53,9	28,3	-34,4	10,6													
1,3 (Wsismo) +/- Ex(91)	62,8	18,9	-83,9	34,6	-56,9	8,0													
1,3 (Wsismo) +/- Ey(91)	54,9	18,0	-67,4	34,7	-42,4	11,8	-53,9	45,7	-33,9										
0,9 D + 1,6 Wx	58,8	19,1	39,1	24,8	-91,4	3,0													
0,9 D - 1,6 Wx	63,0	20,9	-105,3	33,9	52,1	5,6													
0,9 D +/- 1,6 Wy	28,6	5,8	-34,8	17,9	-23,3	8,7													
0,85 (Wsismo) +/- Ex(91)	44,5	15,0	-61,9	22,8	-44,2	5,9													
0,85 (Wsismo) +/- Ey(91)	36,5	10,6	-45,3	22,9	-29,7	9,7													

Tabla 53 Cálculo de armaduras según CIRSOC 201 (2005) – Vigas 811 y 812

Elemento	982		L 2,85		20x30	
	Vmax ext	Vmax 1/3	M3 izq	M3 cent	M3 der	T
1,2 D + 1,6 L + 0,5 S	12,9	3,5	-4,4	2,8	-7,1	2,0
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wx	11,9	2,8	-3,3	2,1	-6,4	4,0
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wy	12,8	3,9	-5,9	2,6	-8,1	1,2
1,2 D +/- 1,6 Wx + 0,5 L +	13,8	3,3	-4,0	2,7	-7,7	7,4
1,2 D +/- 1,6 Wy + 0,5 L +	15,6	4,6	-8,7	3,2	-11,2	1,7
1,3 (Wsismo) +/- Ex(91)	13,6	3,8	-5,1	2,9	-7,7	3,3
1,3 (Wsismo) +/- Ey(91)	16,9	5,7	-7,9	3,5	-11,8	1,9
0,9 D +/- 1,6 Wx	10,4	2,3	-2,9	1,9	-5,9	7,0
0,9 D + 1,6 Wy	12,3	4,4	2,9	2,6	-9,3	0,9
0,9 D - 1,6 Wy	11,6	3,1	-7,6	2,3	2	1,1
0,85 (Wsismo) +/- Ex(91)	9,2	2,6	-3,6	1,9	-5,3	2,8
0,85 (Wsismo) +/- Ey(91)	12,4	4,5	2,6	2,7	-9,4	1,4
0,85 (Wsismo) - Ey(91)	12,4	4,5	-6,5	2,7	0,8	1,4

Momentos redistribuidos		
M3 Izq	M3 Cent	M3 Der
-7,0	5,2	-9,0
-6,3	5,5	-9,4
-2,3	2,8	-4,7
4,8	4,5	-7,4
-6,1	3,8	3,5
4,5	4,6	-7,5

Asmin 1,77 cm ²						Avmin 1,57 cm ² /m		Al adic. Tors.
Izquierda		Centro		Derecha		Av ext	Av cent	
As inf	As sup	As inf	As sup	As inf	As sup			
	0,71	0,52			0,91	1,69	1,69	0,85
	0,64	0,55			0,96	1,89	1,89	0,95
	0,23	0,28			0,47	4,1	4,1	1,64
0,48		0,45			0,75	1,57	1,57	
	0,62	0,38		0,35		1,57	1,57	
	0,45	0,46			0,76	1,57	1,57	0,8

Elemento	983		L 5,3		25x50	
	Vmax ext	Vmax 1/3	M3 izq	M3 cent	M3 der	T
1,2 D + 1,6 L + 0,5 S	48,1	16,6	-39,9	24,8	-49,1	7,8
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wx	37,5	12,9	-32,0	18,0	-37,4	11,0
1,2 D + 1,6 S +/- 0,8 Wy	41,5	15,3	-39,3	17,7	-46,1	4,7
1,2 D +/- 1,6 Wx + 0,5 L +	41,0	13,0	-37,6	20,9	-41,9	18,9
1,2 D +/- 1,6 Wy + 0,5 L +	47,0	19,4	-52,2	20,3	-59,3	6,5
1,3 (Wsismo) +/- Ex(91)	48,3	16,8	-41,9	23,8	-49,7	10,2
1,3 (Wsismo) +/- Ey(91)	54,6	21,2	-53,0	23,8	-64,5	7,2
0,9 D +/- 1,6 Wx	28,7	10,0	-27,1	14,3	-28,7	16,7
0,9 D +/- 1,6 Wy	36,2	15,0	-41,8	14,5	-46,1	4,2
0,85 (Wsismo) +/- Ex(91)	32,1	11,3	-28,4	15,7	-33,5	8,0
0,85 (Wsismo) +/- Ey(91)	38,3	15,7	-39,5	15,9	-48,3	5,0

Momentos redistribuidos		
M3 Izq	M3 Cent	M3 Der
-31,9	33,7	-39,3
-30,1	28,9	-33,5
-33,5	33,0	-39,8
-42,4	35,6	-51,6

Asmin 3,88 cm ²						Avmin 1,96 cm ² /m		Al adic. Tors.
Izquierda		Centro		Derecha		Av ext	Av cent	
As inf	As sup	As inf	As sup	As inf	As sup			
	1,85	1,95			2,28	3,24	3,24	2,1
	1,74	1,67			1,94	4,95	4,95	3,22
	1,94	1,91			2,31	4,23	4,23	2,75
	2,47	2,06			3,02	2,99	2,99	2

Tabla 54 Cálculo de armaduras según CIRSOC 201 (2005) – Vigas 982 y 983

Elemento	C 460		L 3,33		25x70		Cuantía mínima (1%)		Cuantía necesaria
	P	V2	V3	T	M2	M3			
0,85 (Wsismo) + Ex(91)	-750	1,6	2,4	0,2	12,8	28,9	< 1%		
0,85 (Wsismo) + Ex(91)	-918	-13,0	-5,1	-0,5	5,7	27,3	< 1%		
0,85 (Wsismo) + Ey(91)	-794	-3,7	7,7	0,1	50,1	14,7	< 1%		
0,85 (Wsismo) + Ey(91)	-857	-7,0	-7,1	-0,7	32,8	10,4	< 1%		
0,9 D - 1,6 Wx	-1041	-32,4	-10,3	-0,1	17,8	62,7	< 1%		
0,9 D - 1,6 Wy	-809	-6,1	-11,3	0,2	39,0	12,4	< 1%		
0,9 D + 1,6 Wx	-530	23,7	7,9	-0,1	22,3	53,5	< 1%		
0,9 D + 1,6 Wy	-762	-2,7	8,9	-0,4	45,0	7,5	< 1%		
1,2 D - 1,6 Wx + 0,5 L + 0,5 S	-1416	-35,0	-10,5	-0,1	20,9	65,4	< 1%		
1,2 D - 1,6 Wy + 0,5 L + 0,5 S	-1185	-8,7	-11,5	0,1	36,8	18,3	< 1%		
1,2 D + 1,6 L + 0,5 S	-1401	-9,5	-1,5	-0,2	12,2	21,7	< 1%		
1,2 D + 1,6 S - 0,8 Wx	-1190	-19,8	-5,6	-0,1	14,1	35,8	< 1%		
1,2 D + 1,6 S - 0,8 Wy	-1074	-6,6	-6,1	0,0	16,1	14,4	< 1%		
1,2 D + 1,6 S + 0,8 Wx	-935	8,3	3,5	-0,2	14,8	24,0	< 1%		
1,2 D + 1,6 S + 0,8 Wy	-1051	-4,9	4,0	-0,3	26,4	11,9	< 1%		
1,2 D + 1,6 Wx + 0,5 L + 0,5 S	-906	21,1	7,6	-0,2	24,6	50,8	< 1%		
1,2 D + 1,6 Wy + 0,5 L + 0,5 S	-1138	-5,3	8,6	-0,5	47,2	13,5	< 1%		
1,3 (Wsismo) + Ex(91)	-1192	-1,4	1,7	0,2	16,8	35,8	< 1%		
1,3 (Wsismo) + Ex(91)	-1360	-16,0	-5,8	-0,5	7,9	30,4	< 1%		
1,3 (Wsismo) + Ey(91)	-1235	-6,7	7,0	0,0	51,9	21,6	< 1%		
1,3 (Wsismo) + Ey(91)	-1299	-10,0	-7,8	-0,7	30,9	17,3	< 1%		

Tabla 55 Cálculo de armadura longitudinal Columna 460

Elemento	C 502		L 3,33		30x80		Cuantía mínima (1%)		Cuantía necesaria
	P	V2	V3	T	M2	M3			
0,85 (Wsismo) + Ex(91)	-1632	15,3	0,8	0,5	14,0	43,5	< 1%		
0,85 (Wsismo) + Ex(91)	-1643	-12,9	-4,3	-0,9	5,2	39,6	< 1%		
0,85 (Wsismo) + Ey(91)	-1602	5,1	4,1	0,2	61,0	9,9	< 1%		
0,85 (Wsismo) + Ey(91)	-1672	-1,4	-5,4	-1,3	47,9	7,0	< 1%		
0,9 D - 1,6 Wx	-1558	-53,4	-11,1	-0,1	23,3	111,8	< 1%		
0,9 D - 1,6 Wy	-1588	-2,5	-7,4	0,4	50,2	5,1	< 1%		
0,9 D + 1,6 Wx	-1421	55,2	10,3	-0,3	32,4	114,7	< 1%		
0,9 D + 1,6 Wy	-1391	4,3	6,6	-0,8	59,2	7,9	< 1%		
1,2 D - 1,6 Wx + 0,5 L + 0,5 S	-2337	-52,8	-11,7	-0,3	21,2	110,9	< 1%		
1,2 D - 1,6 Wy + 0,5 L + 0,5 S	-2367	-1,9	-8,0	0,3	48,1	4,1	< 1%		
1,2 D + 1,6 L + 0,5 S	-2862	2,0	-2,4	-0,4	15,3	3,4	1,26% (30,33cm ²)		
1,2 D + 1,6 S - 0,8 Wx	-2060	-25,7	-5,4	-0,3	10,9	55,8	< 1%		
1,2 D + 1,6 S - 0,8 Wy	-2075	-0,2	-3,6	0,0	20,8	0,8	< 1%		
1,2 D + 1,6 S + 0,8 Wx	-1992	28,7	5,3	-0,3	20,8	60,8	< 1%		
1,2 D + 1,6 S + 0,8 Wy	-1977	3,2	3,4	-0,6	34,5	5,7	< 1%		
1,2 D + 1,6 Wx + 0,5 L + 0,5 S	-2200	55,8	9,7	-0,4	34,4	115,7	< 1%		
1,2 D + 1,6 Wy + 0,5 L + 0,5 S	-2170	4,9	6,0	-0,9	61,3	8,9	< 1%		
1,3 (Wsismo) + Ex(91)	-2498	15,9	-0,1	0,3	19,1	44,6	< 1%		
1,3 (Wsismo) + Ex(91)	-2510	-12,3	-5,2	-1,1	10,3	38,6	< 1%		
1,3 (Wsismo) + Ey(91)	-2469	5,7	3,2	0,0	63,0	10,9	< 1%		
1,3 (Wsismo) + Ey(91)	-2539	-0,7	-6,3	-1,4	45,9	8,1	< 1%		

Tabla 56 Cálculo de armadura longitudinal Columna 502



B. ESFUERZOS OBTENIDOS Y CÁLCULO DE ARMADURAS SEGÚN INRPES-CIRSOC 103 (1991)

En la Tabla 57 se muestran los esfuerzos modificados para el dimensionado de las columnas. Los momentos flectores y los esfuerzos de corte se amplifican por 1,35 para obtener los esfuerzos últimos de diseño. La excentricidad de la carga axial (M/P) se verifica para cumplir con el mínimo de 10% impuesto por el artículo 5.4.1. En caso de que la excentricidad sea menor a la mínima, se incrementa el momento último considerado.

En la Tabla 58 se muestra el cálculo de armaduras transversales por confinamiento y pandeo de barras longitudinales para las zonas críticas de extremos de columnas.

Elemento	460		L 3,33		25x70		h=0 (base)		ey (%)	ex (%)	M2 modif	M3modif	Para dimensionar		Cuantia necesaria
	P	V2	V3	T	M2	M3	M2	M3							
0,85 (Wsismo) + Ex(91)	-750	2,2	3,2	0,2	17,3	39,1				20,8%		39,1	17,3	39,1	<1%
0,85 (Wsismo) + Ex(91)	-918	-17,5	-6,9	-0,5	7,7	36,8				16,0%		36,8	7,7	36,8	<1%
0,85 (Wsismo) + Ey(91)	-794	-5,0	10,4	0,1	67,6	19,9	12,2%				67,6		67,6	19,9	<1%
0,85 (Wsismo) + Ey(91)	-857	-9,4	-9,6	-0,7	44,3	14,1	7,4%				60,0		60,0	14,1	<1%
1,3 (Wsismo) + Ex(91)	-1192	-1,9	2,2	0,2	22,6	48,3				16,2%		48,3	22,6	48,3	<1%
1,3 (Wsismo) + Ex(91)	-1360	-21,6	-7,9	-0,5	10,7	41,0				12,1%		41,0	10,7	41,0	<1%
1,3 (Wsismo) + Ey(91)	-1235	-9,1	9,5	0,0	70,1	29,1	8,1%				86,5		86,5	29,1	<1%
1,3 (Wsismo) + Ey(91)	-1299	-13,5	-10,5	-0,7	41,7	23,3	4,6%				90,9		90,9	23,3	<1%

Pmax (KN)		4725													
Elemento	502		L 3,33		30x80		h=0 (base)		ey (%)	ex (%)	M2 modif	M3modif	Para dimensionar		Cuantia necesaria
	P	V2	V3	T	M2	M3	M2	M3							
0,85 (Wsismo) + Ex(91)	-1632	20,6	1,1	0,5	18,9	58,8				12,0%		58,8	18,9	58,8	<1%
0,85 (Wsismo) + Ex(91)	-1643	-17,4	-5,7	-0,9	7,0	53,5				10,9%		53,5	7,0	53,5	<1%
0,85 (Wsismo) + Ey(91)	-1602	6,8	5,6	0,2	82,3	13,3	6,4%				128,1		128,1	13,3	<1%
0,85 (Wsismo) + Ey(91)	-1672	-1,9	-7,3	-1,3	64,7	9,5	4,8%				133,8		133,8	9,5	<1%
1,3 (Wsismo) + Ex(91)	-2498	21,5	-0,1	0,3	25,8	60,2				8,0%		75,0	25,8	75,0	<1%
1,3 (Wsismo) + Ex(91)	-2510	-16,5	-7,0	-1,1	13,9	52,1				6,9%		75,3	13,9	75,3	<1%
1,3 (Wsismo) + Ey(91)	-2469	7,7	4,4	0,0	85,1	14,7	4,3%				197,5		197,5	14,7	<1%
1,3 (Wsismo) + Ey(91)	-2539	-1,0	-8,6	-1,4	61,9	11,0	3,0%				203,1		203,1	11,0	<1%

Tabla 57 Cálculo de esfuerzos de diseño para columnas según INPRES-CIRSOC 103 (1991)

	Pmax	n u*	Ab	Ak	Ash1 (cm2)	Ash2 (cm2)
Columna 460 25x(70)	1360	0,37	1750	1386	1,93	2,46
Columna 460 (25)x70	1360	0,37	1750	1386	0,62	0,78
Columna 502 30x(80)	2539	0,50	2400	1976	2,21	3,44
Columna 502 (30)x80	2539	0,50	2400	1976	0,76	1,18

Tabla 58 Cálculo de armaduras transversales por confinamiento y pandeo de barras longitudinales



C. ESFUERZOS OBTENIDOS Y CÁLCULO DE ARMADURAS SEGÚN INRPES-CIRSOC 103 (2021)

En la Tabla 59 se muestran los momentos obtenidos del modelo elástico para las vigas, y la redistribución de momentos según se explica en el capítulo VI del presente trabajo.

Una vez adoptadas las armaduras longitudinales para las vigas, determinadas en el capítulo VIII, se calculan los momentos por capacidad, y los cortes por capacidad resultantes (Tabla 60). Con estos cortes determinados se calculan las armaduras transversales necesarias para resistir al esfuerzo cortante.

En la Tabla 61 se muestran los valores de armadura transversal necesaria por confinamiento y pandeo de barras, luego las resultantes de comparar dichas secciones con las necesarias por corte (Tabla 62), y finalmente se comparan dichas secciones con las armaduras transversales necesarias según los requisitos del Reglamento CIRSOC 201 para las combinaciones que no incluyen acción sísmica (Tabla 63). Para el armado final se consideran las mayores armaduras en cada sección de las vigas.

Elemento	25 2,85 25x30		Momentos redistribuidos			
Combinaciones a utilizar	M3 izq	M3 cent	M3 der	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der
0,84 D +/- Ex(18)	1,4	0,9	-5,3	3,2	2,7	-4,2
0,84 D +/- Ey(18)	1,4	1,1	-7,1	3,2	2,9	-5,7
1,26 D + f1 L +/- Ex(18)	2,5	1,9	-9,2	4,3	3,7	-7,4
1,26 D + f1 L +/- Ey(18)	2,4	2,1	-11,0	4,2	3,9	-8,8

Elemento	24 5,3 25x50		Momentos redistribuidos			
Combinaciones a utilizar	M3 izq	M3 cent	M3 der	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der
0,84 D +/- Ex(18)	-25,6	14,0	-25,5	-20,5	19,1	-20,4
0,84 D +/- Ey(18)	-31,5	13,8	-29,7	-25,2	19,9	-23,8
1,26 D + f1 L +/- Ex(18)	-48,0	27,2	-47,8	-38,4	36,8	-38,2
1,26 D + f1 L +/- Ey(18)	-53,9	27,3	-52,0	-43,1	37,9	-41,6

Elemento	811 5,875 25x55		Momentos redistribuidos			
Combinaciones a utilizar	M3 izq	M3 cent	M3 der	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der
0,84 D +/- Ex(18)	-28,4	16,9	-41,7	-22,7	23,9	-33,4
0,84 D +/- Ey(18)	-20,7	16,9	-33,7	-16,6	22,3	-27,0
1,26 D + f1 L +/- Ex(18)	-43,6	32,1	-70,3	-34,9	43,5	-56,2
1,26 D + f1 L +/- Ey(18)	-36,0	32,3	-62,3	-28,8	42,1	-49,8

Elemento	812 5,875 25x55		Momentos redistribuidos			
Combinaciones a utilizar	M3 izq	M3 cent	M3 der	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der
0,84 D +/- Ex(18)	-40,8	16,4	-28,2	-32,6	23,3	-22,6
0,84 D +/- Ey(18)	-33,1	16,4	-20,4	-26,5	21,8	-16,3
1,26 D + f1 L +/- Ex(18)	-68,5	31,5	-43,8	-54,8	42,7	-35,0
1,26 D + f1 L +/- Ey(18)	-60,9	31,6	-36,0	-48,7	41,3	-28,8

Elemento	982 2,85 20x30		Momentos redistribuidos			
Combinaciones a utilizar	M3 izq	M3 cent	M3 der	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der
0,84 D +/- Ex(18)	-2,9	1,6	-4,3	-2,3	2,3	-3,4
0,84 D +/- Ey(18)	-4,4	1,8	-5,9	-3,5	2,8	-4,7
1,26 D + f1 L +/- Ex(18)	-4,5	2,7	-7,0	-3,6	3,9	-5,6
1,26 D + f1 L +/- Ey(18)	-6,0	2,9	-8,6	-4,8	4,4	-6,9

Elemento	983 5,3 25x50		Momentos redistribuidos			
Combinaciones a utilizar	M3 izq	M3 cent	M3 der	M3 Izq	M3 Cent	M3 Der
0,84 D +/- Ex(18)	-22,8	12,5	-26,8	-18,2	17,5	-21,4
0,84 D +/- Ey(18)	-28,9	12,6	-33,0	-23,1	18,8	-26,4
1,26 D + f1 L +/- Ex(18)	-38,1	22,1	-45,3	-30,5	30,4	-36,2
1,26 D + f1 L +/- Ey(18)	-44,2	22,1	-51,5	-35,4	31,7	-41,2

Tabla 59 Momentos de combinaciones sísmicas según INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2018) y redistribución

	Momentos por capacidad				Cortes por capacidad		Cortes combinaciones												
	V25 izq	V25 der	V24 izq	V24 der	V25	V24	Combinacion	V25 izq	V25 der	V24 izq	V24 der	V25 izq	V25 cent	V25 der	V24 izq	V24 cent	V24 der		
Sismo Y →	Mn	0,0	24,4	75,5	75,5	VE0→	1,26D + f1L +Ey	15,0	26,6	-1,8	89,7	Vu(KN)	15,0	25,1	26,6	90,8	87,0	89,7	
	M0b	0,0	34,2	105,7	105,7		14,6	0,84D + Ey	15,0	21,1	20,0	68,6	vu(Mpa)	0,2	0,4	0,4	0,8	0,7	0,8
Sismo Y ←	Mn	0,0	24,4	75,5	75,5	VE0←	1,26D + f1L - Ey	-14,2	-2,6	-90,8	0,7	0,16 f'c	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	
	M0b	0,0	34,2	105,7	105,7		-14,6	0,84D - Ey	-14,2	-8,1	-69,0	-20,4	0,85 vf'c	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
							r		-0,95	-0,30	-0,22	-0,23	0,25(2+r)vf'c	1,2		1,9	2,0	2,0	
													Verifica?	Si	Si	Si	Si	Si	Si
													Av(cm2/m)	1,34	2,25	2,38	4,64	4,45	4,58

	Momentos por capacidad				Cortes por capacidad		Cortes combinaciones												
	V811 izq	V811 der	V812 izq	V812 der	V811	V812	Combinacion	V811 izq	V811 der	V812 izq	V812 der	V811 izq	V811 cen	V811 der	V812 izq	V812 cen	V812 der		
Sismo X →	Mn	94,2	139,7	94,2	117,0	VE0→	1,26D + f1L +Ex	16,2	108,7	3,8	94,5	Vu(KN)	95,1	104,1	108,7	107,5	102,9	94,5	
	M0b	131,8	195,6	131,8	163,8		58,5	0,84D + Ex	35,3	85,2	26,6	75,4	vu(Mpa)	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8	0,7
Sismo X ←	Mn	117,0	94,2	139,7	94,2	VE0←	1,26D + f1L - Ex	-95,1	-2,6	-107,5	-16,8	0,16 f'c	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	
	M0b	163,8	131,8	195,6	131,8		-52,8	0,84D - Ex	-76,0	-26,1	-84,7	-35,9	0,85 vf'c	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
							r		-0,37	-0,24	-0,25	-0,38	0,25(2+r)vf'c	1,9		2,0	2,0	1,9	
													Verifica?	Si	Si	Si	Si	Si	Si
													Av(cm2/m)	4,39	4,8	5,02	4,96	4,75	4,36

	Momentos por capacidad				Cortes por capacidad		Cortes combinaciones												
	V982 izq	V982 der	V983 izq	V983 der	V982	V983	Combinacion	V982 izq	V982 der	V983 izq	V983 der	V982 izq	V982 cen	V982 der	V983 izq	V983 cen	V983 der		
Sismo Y →	Mn	24,0	24,0	75,5	75,5	VE0→	1,26D + f1L +Ey	18,2	41,4	4,3	90,2	Vu(KN)	40,2	35,9	41,4	87,7	79,0	90,2	
	M0b	33,6	33,6	105,7	105,7		29,2	0,84D + Ey	22,2	36,6	21,3	72,2	vu(Mpa)	0,8	0,7	0,8	1,3	1,2	1,4
Sismo Y ←	Mn	24,0	24,0	75,5	75,5	VE0←	1,26D + f1L - Ey	-40,2	-17,0	-87,7	-1,8	0,16 f'c	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	
	M0b	33,6	33,6	105,7	105,7		-29,2	0,84D - Ey	-36,2	-21,8	-70,7	-19,8	0,85 vf'c	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
							r		-0,55	-0,53	-0,24	-0,22	0,25(2+r)vf'c	1,7		1,7	2,0	2,0	
													Verifica?	Si	Si	Si	Si	Si	Si
													Av(cm2/m)	3,6	3,21	3,71	4,48	4,04	4,61

Tabla 60 Momentos por capacidad en vigas según las armaduras dispuestas, y cortes por capacidad resultantes para las combinaciones. Armaduras necesarias por corte.

Estribos por confinamiento y pandeo de barras en zona de formación potencial de rotulas plasticas

	Viga 25			Viga 24		
	izq	centro	der	izq	centro	der
	-	-	Ø6 c/7cm	Ø6 c/9cm	Ø6 c/16cm	Ø6 c/9cm
Av(cm2/m)	-	-	8,09	6,29	3,54	6,29
	Viga 811			Viga 812		
	izq	centro	der	izq	centro	der
	Ø6 c/7cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/7cm	Ø6 c/7cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/7cm
Av(cm2/m)	8,09	4,72	8,09	8,09	4,72	8,09
	Viga 982			Viga 983		
	izq	centro	der	izq	centro	der
	Ø6 c/7cm	Ø6 c/12cm	Ø6 c/7cm	Ø6 c/9cm	Ø6 c/16cm	Ø6 c/9cm
Av(cm2/m)	8,09	4,72	8,09	6,29	3,54	6,29

Tabla 61 Armaduras transversales en vigas por confinamiento y pandeo de barras longitudinales

Secciones de armaduras transversales resultantes s/INPRES-CIRSOC 103 Parte II

	Viga 25			Viga 24		
	izq	centro	der	izq	centro	der
Av(cm2/m)	1,34	2,25	8,09	6,29	4,45	6,29
	Viga 811			Viga 812		
	izq	centro	der	izq	centro	der
Av(cm2/m)	8,09	4,80	8,09	8,09	4,75	8,09
	Viga 982			Viga 983		
	izq	centro	der	izq	centro	der
Av(cm2/m)	8,09	4,72	8,09	6,29	4,04	6,29

Tabla 62 Secciones de armadura transversal resultantes según requisitos de INPRES-CIRSOC 103 Parte II (2021)

Secciones de armaduras transversales s/CIRSOC 201 (Combinaciones que no incluyen sismo)

	Viga 25			Viga 24		
	izq	centro	der	izq	centro	der
Av(cm2/m)	4,38	4,38	4,38	4,95	4,95	4,95
	Viga 811			Viga 812		
	izq	centro	der	izq	centro	der
Av(cm2/m)	2,73	2,73	2,73	3,01	2,80	3,01
	Viga 982			Viga 983		
	izq	centro	der	izq	centro	der
Av(cm2/m)	4,10	4,10	4,10	4,95	4,95	4,95

Tabla 63 Armaduras transversales necesarias para combinaciones que no incluyen sismo. Los valores en negrita resultan superiores a los necesarios por combinaciones sísmicas.

En la Tabla 64 a 67 se muestran los esfuerzos, armaduras longitudinales adoptadas y los cortes por capacidad resultantes en las vigas de todos los niveles por encima de las dimensionadas previamente. Estos cortes por capacidad se utilizarán a continuación para obtener el esfuerzo axial último para dimensionar las columnas.

Una vez obtenidos los cortes por capacidad se calculan las cargas axiales últimas para las columnas (Tabla 67). El cálculo del factor de sobrerresistencia de vigas se muestra en la Tabla 68. Junto con los cortes calculados según el artículo 2.3.1.8.2 se calculan los momentos últimos a considerar en los capiteles de las columnas (Tabla 69).

Vigas por encima de 25						Vigas por encima de 24					
Nivel	Dimen.	M max +	M max -	As inferior	As superior	Nivel	Dimen.	M max +	M max -	As inferior	As superior
2	25x30	4,1	17,9	2Ø12	2Ø12	2	25x55	51	110,5	4Ø12	5Ø12
3	25x30	4,4	19,2	2Ø12	2Ø12	3	25x55	51,2	116,6	4Ø12	5Ø12
4	25x30	4,4	19,1	2Ø12	2Ø12	4	25x55	51,9	114,4	4Ø12	5Ø12
5	25x30	4,4	18	2Ø12	2Ø12	5	25x55	51,4	109,9	4Ø12	5Ø12
6	25x30	4,1	17,6	2Ø12	2Ø12	6	25x55	52,8	101,4	4Ø12	4Ø12
7	25x30	4,1	16,8	2Ø12	2Ø12	7	25x55	52,4	90,2	4Ø12	4Ø12
8	25x30	5,5	23,8	2Ø12	2Ø12	8	25x55	77,8	100,6	4Ø12	4Ø12

Momentos por capacidad: Portico 2 (Vigas 25 y 24)					Cortes por capacidad							
Nivel	Sismo Y →				Sismo Y ←				Sismo Y →		Sismo Y ←	
	Tramo A		Tramo B		Tramo A		Tramo B		VEo→		VEo←	
	lzq	Der	lzq	Der	lzq	Der	lzq	Der	Tramo A	Tramo B	Tramo A	Tramo B
8	0	34,2	132	132	0	34,2	132	132	14,6	55,5	-14,6	-55,5
7	0	34,2	132	132	0	34,2	132	132	14,6	55,5	-14,6	-55,5
6	0	34,2	132	132	0	34,2	132	132	14,6	55,5	-14,6	-55,5
5	0	34,2	132	164	0	34,2	164	132	14,6	62,2	-14,6	-62,2
4	0	34,2	132	164	0	34,2	164	132	14,6	62,2	-14,6	-62,2
3	0	34,2	132	164	0	34,2	164	132	14,6	62,2	-14,6	-62,2
2	0	34,2	132	164	0	34,2	164	132	14,6	62,2	-14,6	-62,2
1	0	34,2	106	106	0	34,2	106	106	14,6	44,5	-14,6	-44,5

Tabla 64 Cortes por capacidad de las vigas de niveles superiores coincidentes con las vigas 24 y 25

Vigas por encima de 811						Vigas por encima de 812					
Nivel	Dimen.	M max +	M max -	As inferior	As superior	Nivel	Dimen.	M max +	M max -	As inferior	As superior
2	25x55	59,4	150,4	4Ø12	6Ø12	2	25x55	61,6	152	4Ø12	6Ø12
3	25x55	52,3	142,9	4Ø12	6Ø12	3	25x55	55,1	145,8	4Ø12	6Ø12
4	25x55	48,4	131	4Ø12	6Ø12	4	25x55	49,8	133,9	4Ø12	6Ø12
5	25x55	46,9	119,7	4Ø12	5Ø12	5	25x55	46,4	122,9	4Ø12	5Ø12
6	25x55	47,9	106,5	4Ø12	5Ø12	6	25x55	47,3	110,1	4Ø12	5Ø12
7	25x55	47,4	92,7	4Ø12	5Ø12	7	25x55	46,8	93	4Ø12	5Ø12
8	25x55	71,4	114,4	4Ø12	5Ø12	8	25x55	70,8	118,2	4Ø12	5Ø12

Momentos por capacidad: Portico 1 (Vigas 811 y 812)								Cortes por capacidad				
Nivel	Sismo X →				Sismo X ←				Sismo X →		Sismo X ←	
	Tramo A		Tramo B		Tramo A		Tramo B		VEo→		VEo←	
	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Tramo A	Tramo B	Tramo A	Tramo B
8	132	164	132	164	164	132	164	132	52,8	52,8	-52,8	-52,8
7	132	164	132	164	164	132	164	132	52,8	52,8	-52,8	-52,8
6	132	164	132	164	164	132	164	132	52,8	52,8	-52,8	-52,8
5	132	164	132	164	164	132	164	132	52,8	52,8	-52,8	-52,8
4	132	196	132	164	164	132	196	132	58,5	52,8	-52,8	-58,5
3	132	196	132	164	164	132	196	132	58,5	52,8	-52,8	-58,5
2	132	196	132	164	164	132	196	132	58,5	52,8	-52,8	-58,5
1	132	196	132	164	164	132	196	132	58,5	52,8	-52,8	-58,5

Tabla 65 Cortes por capacidad de las vigas de niveles superiores coincidentes con las vigas 811 y 812

Vigas por encima de 982						Vigas por encima de 983					
Nivel	Dimen.	M max +	M max -	As inferior	As superior	Nivel	Dimen.	M max +	M max -	As inferior	As superior
2	20x30	4,9	15,3	2Ø12	2Ø12	2	20x50	24,3	60,4	3Ø12	3Ø12
3	20x30	5,9	16,5	2Ø12	2Ø12	3	20x40	17,1	45,4	3Ø12	3Ø12
4	20x30	5,7	16,9	2Ø12	2Ø12	4	20x40	17,3	43,7	3Ø12	3Ø12
5	20x30	4,7	15,1	2Ø12	2Ø12	5	20x40	17,3	42,3	3Ø12	3Ø12
6	20x30	4,4	12,1	2Ø12	2Ø12	6	20x40	17,4	39,8	3Ø12	3Ø12
7	20x30	4,2	11,9	2Ø12	2Ø12	7	20x40	17,2	37,7	3Ø12	3Ø12
8	20x30	4,6	9,2	2Ø12	2Ø12	8	20x40	23	38,9	3Ø12	3Ø12

Momentos por capacidad: Portico 3 (Vigas 982 y 983)								Cortes por capacidad				
Nivel	Sismo Y →				Sismo Y ←				Sismo Y →		Sismo Y ←	
	Tramo A		Tramo B		Tramo A		Tramo B		VEo→		VEo←	
	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Izq	Der	Tramo A	Tramo B	Tramo A	Tramo B
8	33,6	33,6	69,1	69,1	33,6	33,6	69,1	69,1	29,2	30,0	-29,2	-30,0
7	33,6	33,6	69,1	69,1	33,6	33,6	69,1	69,1	29,2	30,0	-29,2	-30,0
6	33,6	33,6	69,1	69,1	33,6	33,6	69,1	69,1	29,2	30,0	-29,2	-30,0
5	33,6	33,6	69,1	69,1	33,6	33,6	69,1	69,1	29,2	30,0	-29,2	-30,0
4	33,6	33,6	69,1	69,1	33,6	33,6	69,1	69,1	29,2	30,0	-29,2	-30,0
3	33,6	33,6	69,1	69,1	33,6	33,6	69,1	69,1	29,2	30,0	-29,2	-30,0
2	33,6	33,6	89,1	89,1	33,6	33,6	89,1	89,1	29,2	38,7	-29,2	-38,7
1	33,6	33,6	105,7	105,7	33,6	33,6	105,7	105,7	29,2	46,0	-29,2	-46,0

Tabla 66 Cortes por capacidad de las vigas de niveles superiores coincidentes con las vigas 982 y 983

PE	C460	C502
Sismo X →	-445	23
Sismo X ←	422	23
Sismo Y →	-31	-343
Sismo Y ←	31	343
PD	873	1655
Pf1L	109	271
Pu combinaciones		
1,26D+f1L+/-Ex	1631	2379
0,84D+/-Ex	288	1413
1,26D+f1L+/-Ey	1240	2700
0,84D+/-Ey	702	1047

Tabla 67 Cálculo de cargas axiales últimas Pu en columnas

Factor de sobrerresistencia flexional de vigas				
Nudo 1	C460	25x70		
	$\Sigma M0$	ΣME	ϕ_{ob}	
	Sismo X →	131,8	11,0	12,0
	Sismo X ←	163,8	11,0	14,9
	Sismo Y →	139,3	10,8	12,9
Sismo Y ←	139,3	10,8	12,9	
Nudo 2	C502	30x80		
	$\Sigma M0$	ΣME	ϕ_{ob}	
	Sismo X →	327,4	23,0	14,2
	Sismo X ←	327,4	23,0	14,2
	Sismo Y →	139,9	9,3	15,1
Sismo Y ←	139,9	9,3	15,1	

Tabla 68 Cálculo de factor de sobrerresistencia flexional de vigas

Momentos ultimos ($\phi_{ob} * \omega * ME - 0,30 * hb * Vu$) en capitel de columnas				
	M3		M2	
	Sismo X →	Sismo X ←	Sismo Y →	Sismo Y ←
C460	76,6	98,9	86,2	86,2
C502	180,4	180,4	327,5	327,5
Momentos ultimos ($\omega * Mu$) en base de columnas				
	M3		M2	
	1,26D+f1L+/-Ex	0,84D+/-Ex	1,26D+f1L+/-Ey	0,84D+/-Ey
C460	17,6	13,2	23,3	20,9
C502	19,4	17,9	30,3	28,3

Tabla 69 Momentos últimos para el dimensionado en capiteles y bases de columnas

Una vez dimensionadas las armaduras longitudinales de las columnas según se muestra en el Capítulo VIII, se dimensionan las armaduras transversales como se muestra en la Tabla 70 y Tabla 71.

Separacion de estribos	
6 db	7,2 cm
h/4 ó b/4	6,25 cm
Adoptada	6 cm

Por pandeo de barras longitudinales		
rama	Ate (seccion de cada rama)	db
1 y 2	0,079	Ø6
3, 4 y 5	0,059	Ø6

Por confinamiento			
Ag	0,175	m ²	asumiendo estribos del 8
Ac	0,131704	m ²	
ps	0,008		
m	23,52941176		
Ag/Ac	1,328737168	>1.2	
ps*m	0,199394958	<0.4	verifica
Ash Y	0,221	cm ²	
Ash X	1,610	cm ²	

Por resistencia al corte		
Ln	3,3	m
Mu x (Capitel)	98,9	kNm
Mu y (Capitel)	86,2	kNm
Pumax/f'c*Ag	0,44	> 0.1
Pumin/f'c*Ag	0,08	< 0.1
MoC X	210	
MoC Y	584	
Vu X	93,74	kN >1.7 Vsism
Vu Y	203,02	kN >1.7 Vsism
0,16*f'c*Acv	588	kN
0,85*vf'c*Acv	682	kN
vc = 0 ya que el grado de compresion es menor a 0.1		
Vn = Vu/φ y Vn = Vs + Vc; Vc=0		
Av X	0,638	cm ²
Av Y	0,439	cm ²
Av adop	2 ramas Ø8 + 3 ramas Ø6 c/6cm	

Tabla 70 Cálculo de armaduras transversales para la columna C460

Separacion de estribos Max	
6 db	12 cm
h/4 ó b/4	7,5 cm
Adoptada	7,5 cm

Por pandeo de barras longitudinales		
rama	Ate (seccion de cada rama)	db
Todas	0,123	Ø6

Por confinamiento			
Ag	0,24	m ²	asumiendo estribos del 8
Ac	0,189504	m ²	
ps	0,013		
m	23,52941176		
Ag/Ac	1,266464032	>1.2	
ps*m	0,308039216	<0.4	verifica
Ash Y	0,944	cm ²	
Ash X	1,791	cm ²	

Por resistencia al corte		
Ln	3,3	m
Mu x	180,4	kNm
Mu y	327,5	kNm
Pumax/f'c*Ag	0,47	> 0.1
Pumin/f'c*Ag	0,28	> 0.1 calcular vc
MoC X	456	
MoC Y	1148	
Vu X	192,95	kN >1.7 Vsism
Vu Y	447,14	kN >1.7 Vsism
0,16*f'c*Acv	806	kN
0,85*vf'c*Acv	935	kN
pef x	0,0065	direccion X
ub x	620,56	< 0.2raizf'c
uc x	344,12	kN/m ²
Vc x	71,58	kN
Vs x	121,37	kN
pef y	0,0052	direccion Y
ub y	560,60	< 0.2raizf'c
uc y	310,87	kN/m ²
Vc y	70,88	kN
Vs y	376,26	kN
Av X	0,834	cm ²
Av Y	0,884	cm ²
Av adop	5 ramas Ø8 c/7,5cm	

Tabla 71 Cálculo de armaduras transversales para la columna C502

En las siguientes tablas se muestra el cálculo de verificación de tensiones máximas en los nudos viga-columna.

NUDO 1	Direccion Y		Direccion X		
	<p>C460 (25x70)</p> <p>V - 982: 20X30</p>		<p>C460 (25x70)</p> <p>V - 811: 25X55</p>		
Lb1	2,3	m	Lb1	0	m
Lnb1	2,85	m	Lnb1	0	m
Mob1	33,6	kNm	Mob1	0	kNm
Lc1	3,33	m	Lc1	3,33	m
Lb2	4,6	m	Lb2	5,6	m
Lnb2	5,3	m	Lnb2	5,88	m
Mob2	106	kNm	Mob2	164	kNm
Lc2	3	m	Lc2	3	m
bj	0,25	m	bj	0,375	m
Ajh	0,175	m ²	Ajh	0,09375	m ²
Vcol	23,06	kN	Vcol	49,28	kN
Vjh	346,20	kN	Vjh	282,94	kN
Max Vjh	735	kN	Max Vjh	393,75	kN

Tabla 72 Cálculo de nudo viga-columna (C460)

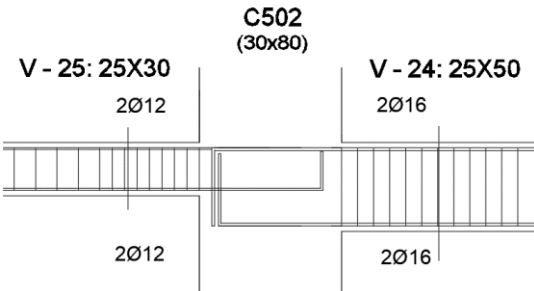
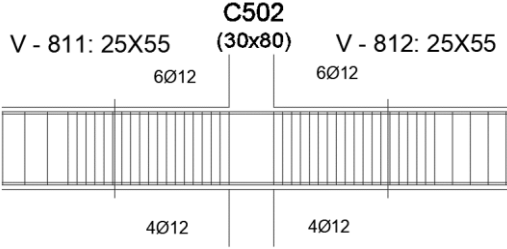
NUDO 2	Direccion Y		Direccion X		
					
Lb1	2,35	m	Lb1	5,6	m
Lnb1	2,85	m	Lnb1	5,88	m
Mob1	34,2	kNm	Mob1	195,58	kNm
Lc1	3,33	m	Lc1	3,33	m
Lb2	4,75	m	Lb2	5,6	m
Lnb2	5,3	m	Lnb2	5,88	m
Mob2	106	kNm	Mob2	131,8177778	kNm
Lc2	3	m	Lc2	3	m
bj	0,3	m	bj	0,4	m
Ajh	0,24	m ²	Ajh	0,12	m ²
Vcol	23,88	kN	Vcol	78,68	kN
Vjh	345,39	kN	Vjh	290,58	kN
Max Vjh	1008	kN	Max Vjh	504	kN

Tabla 73 Cálculo de nudo viga-columna (C502)

En la Figura 56 y la Figura 57 se muestran los ábacos nominales utilizados para la verificación de esfuerzos en las columnas. Las líneas en rojo son las interpolaciones estimadas de cuantías de armadura transversal dispuestas en las columnas a verificar.

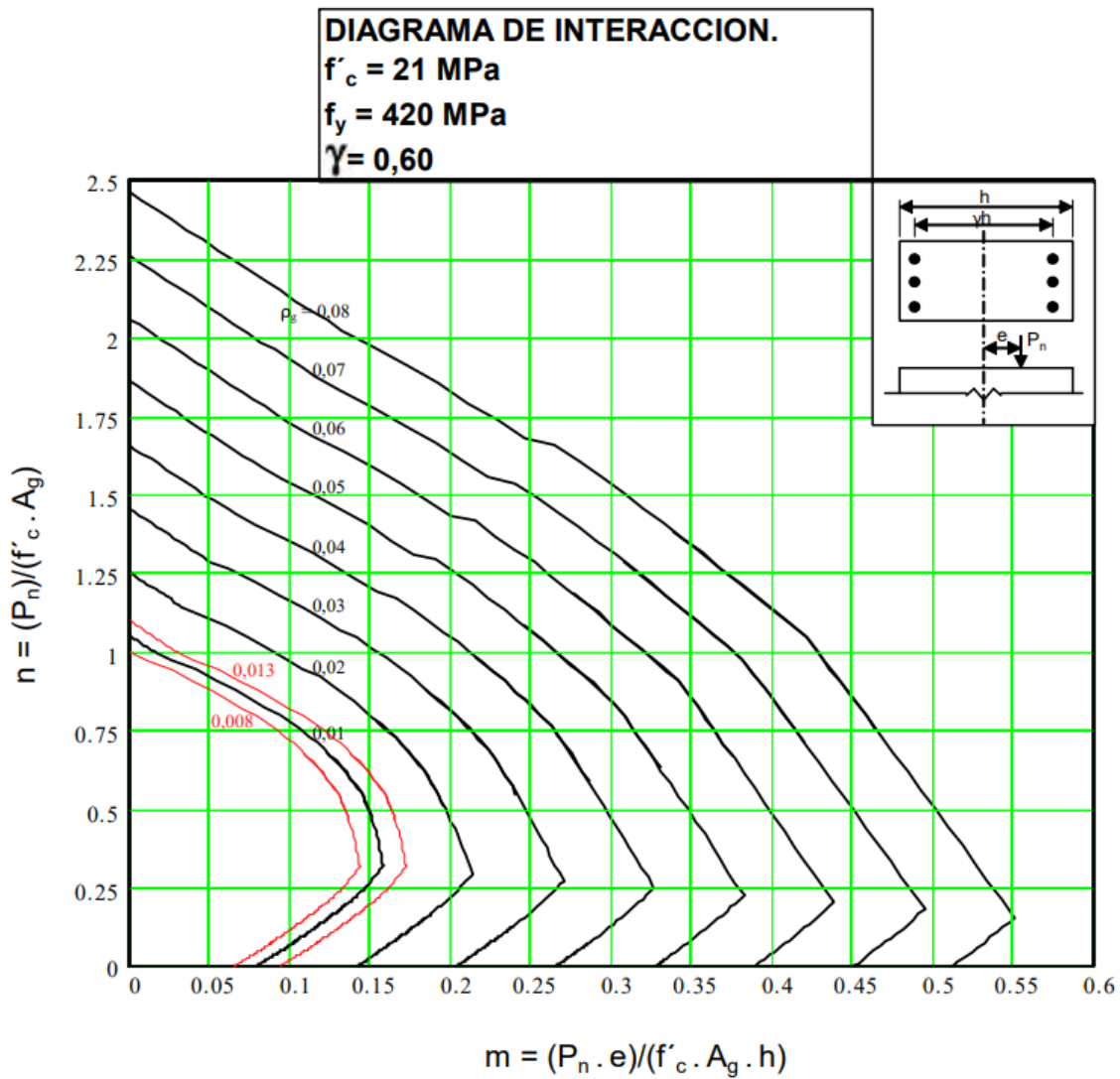


Figura 56 Ábaco nominal utilizado para verificar flexo-compresión en la dirección Y de las columnas (según CIRSOC 201, 2005)

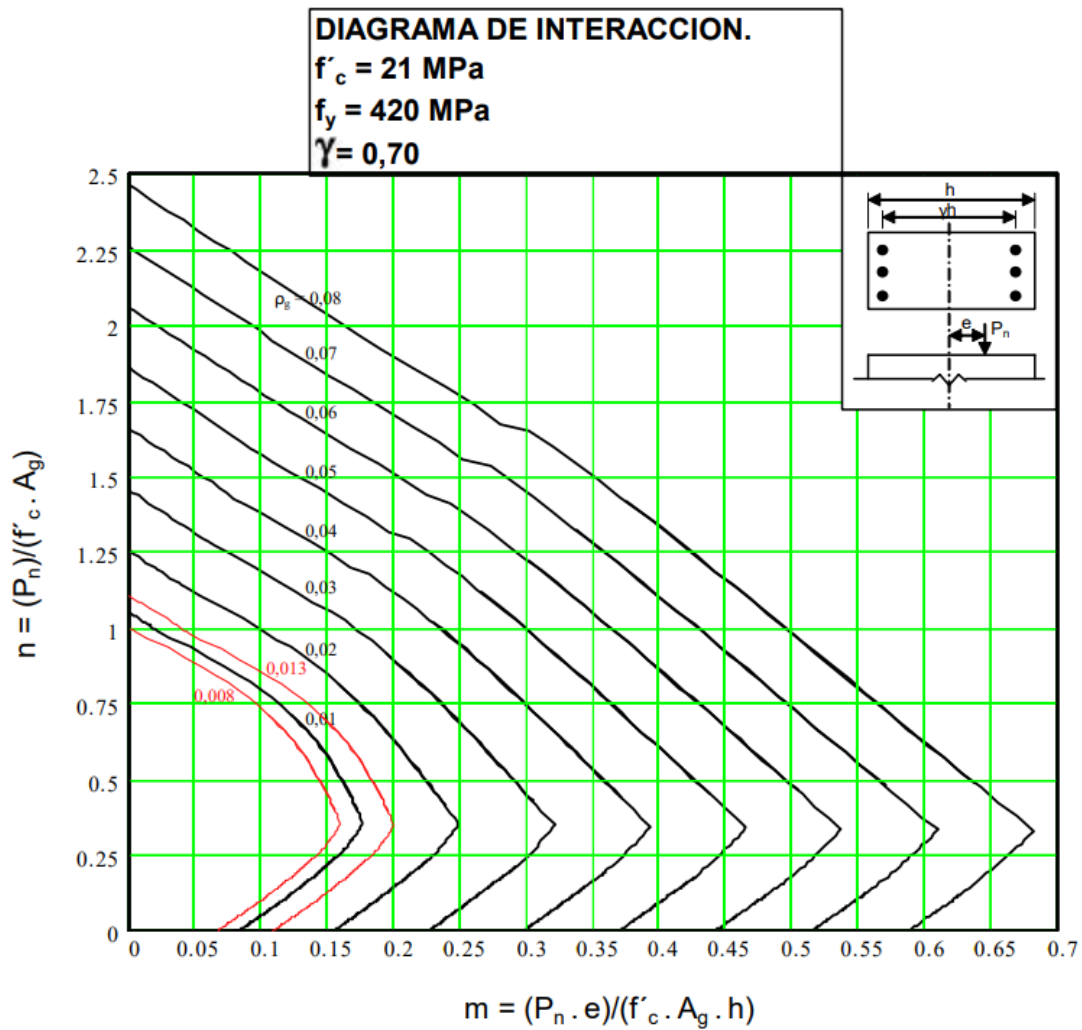


Figura 57 Ábaco nominal utilizado para verificar flexo-compresión en la dirección X de las columnas (según CIRSOC 201, 2005)