

EVALUACIÓN COMPARATIVA DE UNA ESTRUCTURA SISMORRESISTENTE CON AISLACIÓN DE BASE FRENTE A DISEÑO TRADICIONAL CON BASE FIJA

Lucero, Germán; Möller, Oscar; Ascheri, Juan Pablo
Ingenieros Civiles

Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras, FCEIA, Universidad Nacional de Rosario.
gerlucerotuc@gmail.com

RESUMEN

El muy buen desempeño de las estructuras con aislación de base durante los terremotos destructivos ocurridos en Japón y costa oeste de USA en los años 90', combinado con los avances tecnológicos para la fabricación y confiabilidad de los aisladores, han producido un crecimiento muy significativo en la utilización de estos dispositivos para reducir la vulnerabilidad de las construcciones ante la ocurrencia de un terremoto severo. En nuestro País es todavía poco utilizado. Las ventajas en el uso de aisladores de base son: (a) El periodo fundamental de vibración del sistema se aumenta con respecto al diseño con base fija, disminuyendo significativamente la demanda de pseudoaceleraciones; (b) Se incrementa el amortiguamiento produciendo otra reducción adicional de la acción sísmica. En este trabajo se presenta el diseño de una estructura espacial de 3 niveles, sin aislación de base, solicitada por las acciones sísmicas según el INPRES-CIRSOC 103 Parte I y dimensionamiento por capacidad de acuerdo con la Parte II. Luego, se presenta el dimensionamiento de la misma estructura pero con aisladores de base, siguiendo los lineamientos del ASCE 7-16. Se realizan comparaciones de comportamiento y costo de ambas soluciones, obteniendo conclusiones de interés para la aplicación práctica.

ABSTRACT

The very good performance of base-isolated structures during the destructive earthquakes that occurred in Japan and the west coast of the USA in the 1990s, combined with technological advances in the manufacture and reliability of isolators, have produced a very significant growth in the use of these devices to reduce the vulnerability of buildings in the event of a severe earthquake. In our country it is still little used. The advantages in the use of base isolators are: (a) The fundamental period of vibration of the system is increased with respect to the fixed base design, significantly reducing the demand for pseudo-accelerations; (b) Damping is increased producing a further reduction in seismic action. This paper presents the design of a 3-level spatial structure, without base isolation, requested by seismic actions according to INPRES-CIRSOC 103 Part I and dimensioning by capacity according to Part II. Then, the dimensioning of the same structure but with base isolators is presented, following the guidelines of ASCE 7-16. Comparisons of behavior and cost of both solutions are made, obtaining conclusions of interest for practical application.

INTRODUCCIÓN

Hasta el año 2021, China posee unos 12000 edificios sísmicamente aislados, sigue Japón con alrededor de 10000, luego Rusia con 700, Italia con 400 (al año 2016), Estados Unidos con 200, Nueva Zelanda con 41 (al año 2016). En América Latina, Chile, en el año 2016 poseía 62 edificios aislados, y en el año 2021 pasó a 130 ¹. Este crecimiento, entre otros factores, se debe a la buena respuesta de las estructuras con aislamiento sísmico frente a los grandes terremotos y la mejor tecnología y confiabilidad en su fabricación. Aunque el concepto de aislamiento fue desarrollado para proteger nuevos edificios, es posible su extensión al campo de la rehabilitación de estructuras antiguas.

La incorporación de aisladores protege a la edificación contra los efectos destructivos del terremoto, desacoplando la estructura del suelo. Permite que la energía sea absorbida por el sistema de aislamiento, reduciendo la energía transferida a la estructura. “El aislamiento sísmico es un enfoque del diseño que se basa en el concepto de reducir la demanda sísmica en lugar de aumentar la capacidad resistente sísmica de la estructura” (Naeim & Kelly ²). El aislamiento sísmico funciona ubicando una conexión flexible entre el suelo y la estructura. Esto resulta en un sistema con un mayor período de vibración y mayor amortiguamiento efectivo, que conduce a una respuesta estructural y corte en la base reducido en comparación con una estructura de base fija. Los desplazamientos generalmente son mayores, pero se compensa con una mayor amortiguación. Bajo un fuerte terremoto, la mayoría de las deformaciones pueden dirigirse hacia el sistema de aislamiento en lugar de a la estructura misma ³.

El trabajo presenta la comparación entre dos estructuras, una de base fija y otra de base aislada. Se compara, por un lado, el comportamiento estructural mediante la distorsión de piso y los esfuerzos internos más significativos de los elementos principales. Por otro lado, se estudia el costo de construcción, de vigas, columnas y aisladores en primer lugar, luego, el costo de toda la estructura resistente, donde se agregan losas y fundaciones, y por último el costo global de la obra completa. En esta presentación no se consideran costos de reparación por daños luego de la ocurrencia de un terremoto, ni costos sociales.

ESTRUCTURAS ANALIZADAS

La estructura que se presenta es un edificio de 3 niveles ubicado en zona sísmica 4, tipo de suelo 2. El sistema resistente consiste en pórticos de hormigón armado en las dos direcciones principales de análisis. Se destina a oficinas, tiene una altura total de 10 m y superficie cubierta de 142 m².

En las Figuras 1 y 2 se muestran una planta de la edificación y un corte longitudinal de ambas estructuras. Se definen en dirección X los pórticos X1 (rojo), y en dirección Y, los pórticos Y2 (amarillo) e Y2 (verde). Los materiales utilizados son hormigón H-25 y acero ADN 420.

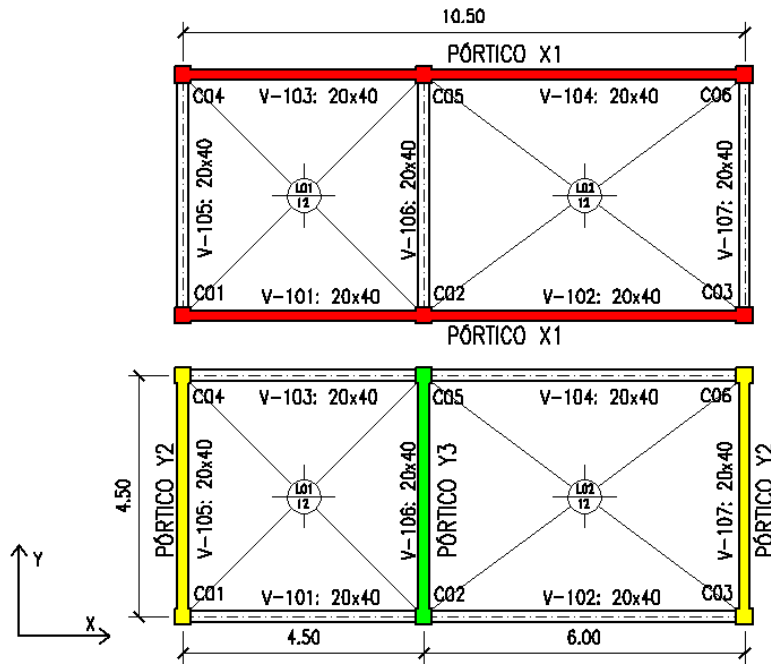


Figura 1. Planta tipo

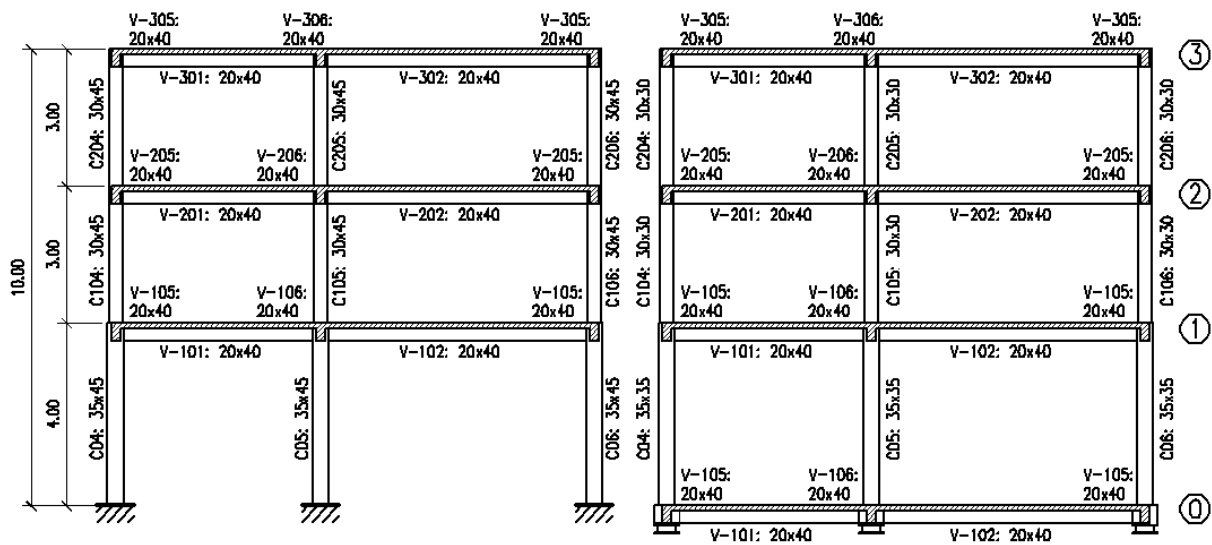


Figura 2. Corte longitudinal de estructura con base fija y base aislada

ESTRUCTURA CON BASE FIJA

El objetivo del diseño sismorresistente es el de analizar, diseñar y detallar las estructuras de manera tal que su comportamiento durante el evento del "Terremoto de Diseño" permita que incursionen en el campo inelástico con una adecuada performance.

Secciones

Las dimensiones de las secciones fueron inicialmente propuestas, verificando luego que las cuantías de armadura estuvieran dentro de los valores usuales y que se cumplieran los requisitos de rigidez mediante la verificación de distorsiones de piso.

Las columnas en planta baja tienen una sección de 35x45. Por encima, 30x45 cm. Las vigas tienen una sección de 20x40 cm. Las secciones verifican las limitaciones dimensionales del reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte II ⁴.

Cargas verticales

Se consideran las cargas verticales reglamentarias, cargas permanente D , sobrecarga L , con sus valores nominales del Reglamento CIRSOC 101 ⁵. El espesor de losa de hormigón es de 12 cm con un paquete típico de contrapiso, carpeta, piso y cielorraso. Además, existe mampostería de ladrillos cerámicos sobre vigas perimetrales e interiores.

Acciones horizontales

Las características de regularidad y altura de la edificación hacen posible la aplicación del método estático.

Se calcula el período fundamental de la estructura y se obtienen las cargas equivalentes. El período se calcula a partir de la dinámica estructural y resulta en la dirección X: $T_x = 0.90$ s, y en la dirección Y: $T_y = 0.81$ s.

El reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I ⁶ establece, independientemente del valor calculado, un período mínimo a utilizar en el análisis estructural. En función del sistema estructural y altura de la edificación, resulta para ambas direcciones 0.52 s.

Para el tipo de estructura de pórticos sismorresistentes en las dos direcciones de análisis, los factores de comportamiento son:

Factor de reducción $R = 7$ y factor de amplificación de deformaciones $C_d = 5.5$

Análisis estático

El corte basal V_0 se calcula como:

$$V_0 = C W = \frac{S_a \gamma}{R} = \frac{1.00}{7} 1818 = 0.143 \cdot 1818 = 259 \text{ kN} \quad (1)$$

Siendo: C el coeficiente sísmico de diseño, W es la carga gravitatoria total de la construcción sobre el nivel de referencia.

El corte en las dos direcciones de análisis resulta el mismo ya que se utiliza el período mínimo de 0.52 s. El corte en la base se distribuye en cada nivel, ver Figura 3, y se realiza el análisis de la estructura.

Se aplica la redistribución de momentos de tracción arriba (negativos) en apoyos de vigas, hasta el máximo de 30% ⁴, e incrementando los momentos de tramo para verificar equilibrio.

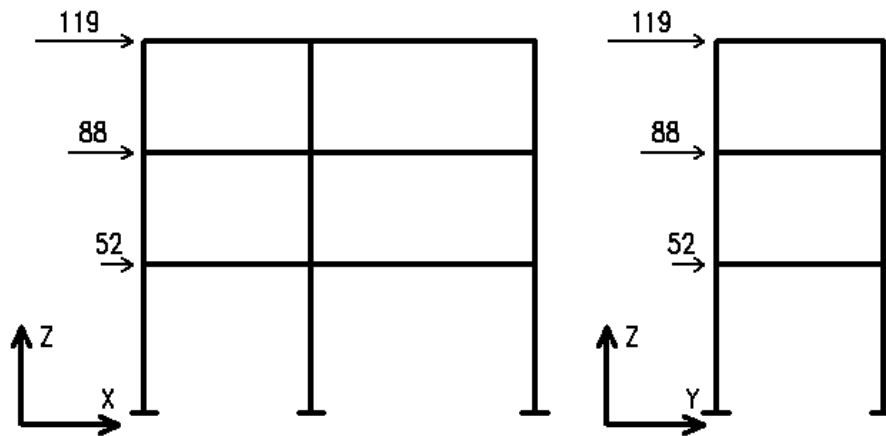


Figura 3. Fuerzas en cada nivel en dirección X e Y. Unidades en kN

Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de los elementos de hormigón armado se aplican las prescripciones del reglamento IC-103 Parte II⁴ y CIRSOC 201⁷. Se adopta un modelo de disipación de energía, con rótulas plásticas en la base de las columnas y en los extremos de las vigas.

A fin de evitar fallas frágiles, se asegura que la resistencia nominal (R_n) en las demás secciones, y para otros modos de falla, sea mayor o igual que la resistencia requerida derivada de la sobrerresistencia de las zonas de rótula plástica (R_o).

$$R_n \geq R_o \quad (2)$$

Siendo: R_n : la resistencia nominal de un componente de hormigón armado calculado utilizando las dimensiones y armaduras reales provistas, y las resistencias especificadas del hormigón y acero que se indican en el reglamento. R_o : la resistencia requerida originada por la sobrerresistencia de las rótulas plásticas, siguiendo los principios del diseño por capacidad.

Se indican en las Tablas 1 y 2 las armaduras resultantes en vigas y columnas:

Viga	Sección	Luz	Arm.Superior:	Arm.Perchas:	Arm.Inferior:	Estribos:
V101	20 x 40	4.5	2Ø12-----2Ø12	3Ø12	1Ø12, 3Ø12, 1Ø12	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V102	20 x 40	6.0	2Ø12-----2Ø12	3Ø12	1Ø12, 3Ø12, 1Ø12	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V201	20 x 40	4.5	2Ø12-----2Ø12	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V202	20 x 40	6.0	2Ø12-----2Ø12	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V301	20 x 40	4.5	2Ø12-----2Ø12	2Ø12	1Ø10, 2Ø12, 1Ø10	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V302	20 x 40	6.0	2Ø12-----2Ø12	2Ø12	1Ø10, 2Ø12, 1Ø10	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V105	20 x 40	4.5	1Ø16-----1Ø16	2Ø12	_, 2Ø16, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V205	20 x 40	4.5	2Ø12-----2Ø12	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V305	20 x 40	4.5	1Ø16-----1Ø16	2Ø12	1Ø10, 2Ø12, 1Ø10	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V106	20 x 40	4.5	1Ø12-----1Ø12	2Ø16	_, 2Ø16, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V206	20 x 40	4.5	2Ø12-----2Ø12	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V306	20 x 40	4.5	1Ø12-----1Ø12	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7

Tabla 1 – Armaduras en vigas

	Nivel	Seccion	h	Esquinas	Cara X	Cara Y	Estribos X (ZC)	Estribos Y (ZC)	Estribos (ZN)	Cuantia
C201	3	30 x 45	3.0	4 ϕ 16	2 ϕ 12	4 ϕ 16	4r ϕ 6c/7	3r ϕ 6c/7	c/12	0.0136
C101	2	30 x 45	3.0	4 ϕ 16	2 ϕ 12	4 ϕ 16	4r ϕ 6c/7	3r ϕ 6c/7	c/12	0.0136
C1	1	35 x 45	3.0	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	4r ϕ 6c/9	3r ϕ 6c/9	c/14	0.0156
C1	0	35 x 45	4.0	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	4r ϕ 6c/9	3r ϕ 6c/9	c/14	0.0156
C202	3	30 x 45	3.0	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	4r ϕ 6c/9	3r ϕ 6c/9	c/12	0.0182
C102	2	30 x 45	3.0	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	4r ϕ 6c/9	3r ϕ 6c/9	c/12	0.0182
C2	1	35 x 45	3.0	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	4r ϕ 6c/9	3r ϕ 6c/9	c/12	0.0156
C2	0	35 x 45	4.0	4 ϕ 20	2 ϕ 16	4 ϕ 16	4r ϕ 6c/9	3r ϕ 6c/9	c/12	0.0156

Tabla 2 – Armaduras en columnas

En la Figura 4 se muestran esquemas típicos del armado de los elementos

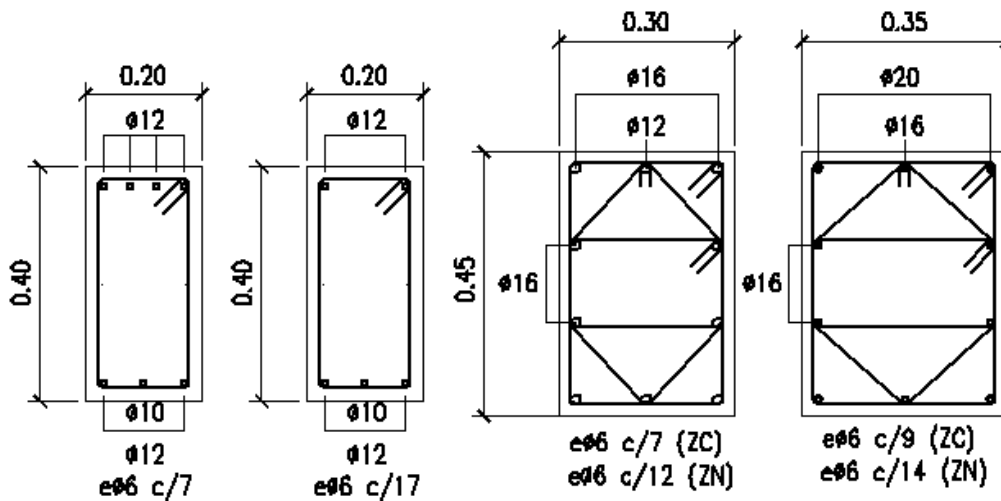


Figura 4. Secciones de viga V-301 y columnas C101 – C1

ESTRUCTURA CON BASE AISLADA

Uno de los motivos principales de la utilización de aisladores sísmicos es la reducción de aceleraciones, debido al incremento del período de la estructura. Simultáneamente se produce un aumento de los desplazamientos, compensado parcialmente por el mayor amortiguamiento introducido por los aisladores.

Los desplazamientos laterales de diseño y las fuerzas sobre las estructuras aisladas sísmicamente serán función de las deformaciones del sistema de aislamiento. En este trabajo, su evaluación se realiza siguiendo los lineamientos del ASCE 7-16⁸, cap.17. Se selecciona el procedimiento de Fuerzas laterales equivalentes, ya que se cumplen los requerimientos para su aplicación.

El ASCE 7-16⁸ define la acción sísmica a partir del *terremoto máximo considerado* (TMC), definido con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, equivalente a un período de retorno de 2475 años.

El *terremoto de diseño* está definido en IC-103 Parte I ⁶ para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, periodo de retorno 475 años, con ordenadas espectrales que dependen del tipo de suelo y zona sísmica. Se considera que el *terremoto máximo considerado* se obtiene amplificando el espectro del terremoto de diseño por un factor igual a 1.5 para zonas sísmicas 3 y 4, ver Figura 5, y por un factor de 1.25 para las otras zonas.

El sistema de aislamiento debe diseñarse a partir del *terremoto máximo considerado* (TMC) y no del terremoto de diseño (TD) ⁹.

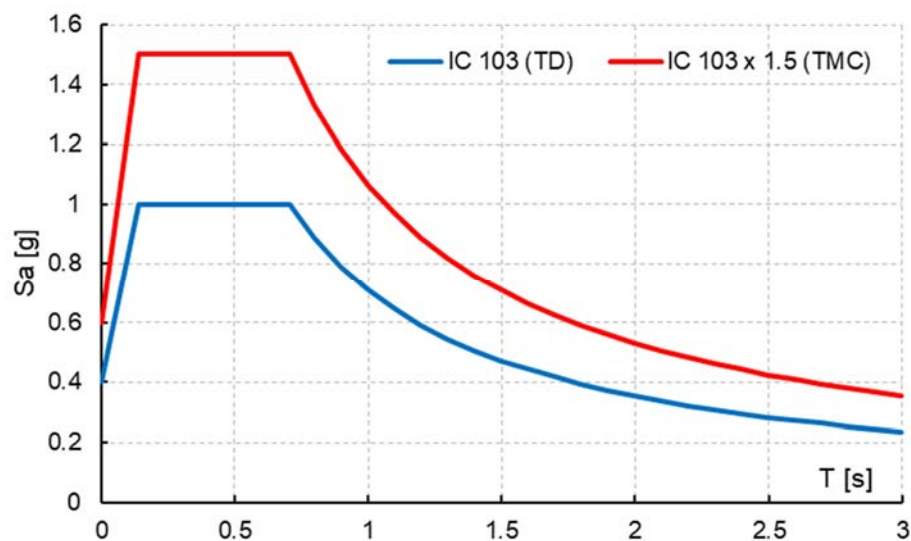


Figura 5. Espectro de pseudoaceleraciones para terremoto de diseño y terremoto máximo considerado, para Zona 4, tipo espectral 2.

Secciones

Las columnas en planta baja tienen una sección de 35x35. Por encima, 30x30 cm. Las vigas longitudinales y transversales tienen una sección de 20x40 cm.

El plano de aislamiento se ubica sobre las fundaciones. Se interpone con la superestructura un emparrillado de vigas y losas coladas in situ que proporciona continuidad a fin de transmitir las fuerzas debida al movimiento no uniforme del suelo.

Cargas verticales

Se utilizan las mismas cargas verticales de la estructura de base fija.

Desplazamientos laterales requeridos para el diseño

El sistema de aislamiento se *diseña para resistir el desplazamiento máximo* D_M , determinado en la dirección más crítica de a respuesta horizontal. Se calcula a partir:

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4 \pi^2 B_M} = \frac{9.81 \cdot 1.06 \cdot 2.6}{4 \pi^2 \cdot 1.8} = 0.38m \quad (3)$$

Siendo:

g : aceleración de la gravedad

S_{M1} : ordenada de pseudoaceleración espectral para el TMC, para 5% de amortiguamiento y para período de 1 segundo en unidades g.

T_M : periodo efectivo propuesto para la estructura aislada sísmicamente para el desplazamiento D_M .

B_M : coeficiente de amortiguamiento que depende del amortiguamiento efectivo β_M

Además se debe considerar un desplazamiento total máximo D_{TM} para incluir un desplazamiento adicional debido a la torsión

$$D_{TM} \geq 1.15 D_M \quad (4)$$

El diseño y dimensionado del sistema de aislamiento es un proceso iterativo. Se utiliza un aislador del tipo HDR (High Damping Rubber), cuyas propiedades mecánicas se obtienen del catálogo de aisladores de Bridgestone con las características dadas en la Tabla 3. El modelo histerético se representa en la Figura 6.

Diametro goma: D_2	500	mm
Diametro intero: D_1	15	mm
Altura: H_r	250	mm
Rigidez efectiva: k_{eff}	183.7	kN/m
Rigidez elástica: k_e	1311.3	kN/m
Rigidez posfluencia: k_d	131.1	kN/m
Fuerza de fluencia: F_y	22.6	kN

Tabla 3 – Geometría de aislador HDR

Los factores de modificación de propiedad máxima λ_{max} (límite superior) y mínima λ_{min} (límite inferior) se utilizarán para tener en cuenta la variación de los parámetros de diseño nominales de cada tipo de unidad de aislamiento para considerar los efectos de calentamiento causados por el movimiento dinámico cíclico, la velocidad de carga, el envejecimiento, la temperatura, exposición ambiental y contaminación. Los datos deberán ser provistos por el fabricante, en caso de ausencia, se puede considerar: $1.00 \leq \lambda_{max} \leq 1.80$, $0.60 \leq \lambda_{min} \leq 1.00$

Los parámetros resultantes se presentan en la Tabla 4.

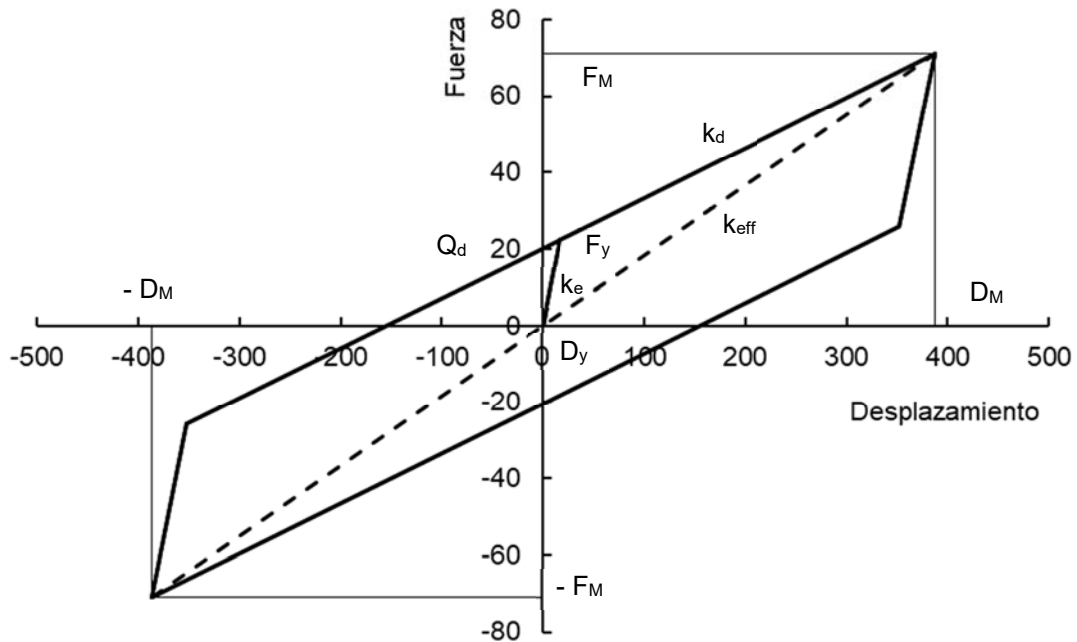


Figura 6. Modelo bilineal del aislador HDR. Unidades en kN, mm

Parámetro	Límite inferior	Valor nominal	Límite superior	Unidad
D_M	0.445	0.387	0.323	m
D_y	0.018	0.017	0.021	m
Rigidez efectiva: k_{eff}	156.2	183.7	227.8	kN/m
Rigidez elástica: k_e	1140.8	1311.3	1442.5	kN/m
Fuerza máxima: F_M	69.4	71.1	73.7	kN
Fuerza de fluencia: F_y	20.8	22.6	30.0	kN
Amortiguamiento efect: β_{eff}	16	17	22	%
Rigidez pos-fluencia: k_d	114.1	131.1	144.2	kN/m

Tabla 4 – Parámetros para límite inferior, valor nominal y límite superior

Se representa en la Figura 7 las propiedades bilineales nominales, límite superior y límite inferior del ciclo histerético del aislador.

Fuerzas horizontales mínimas requeridas para el diseño

El sistema de aislamiento y las fundaciones se construirán para soportar una fuerza sísmica mínima V_b , utilizando las propiedades del sistema de aislamiento más desfavorables, ya sea del límite superior o del límite inferior.

$$V_b = K_M D_M \quad (5)$$

Siendo K_M la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, y al adoptar en todas las columnas el mismo aislador, se puede obtener como $6k_{eff} = 6 \times 183.7 = 1102 \text{ kN/m}$.

La estructura por encima del sistema de aislamiento debe diseñarse con:

$$V_s = V_{st} / R_I \quad (6)$$

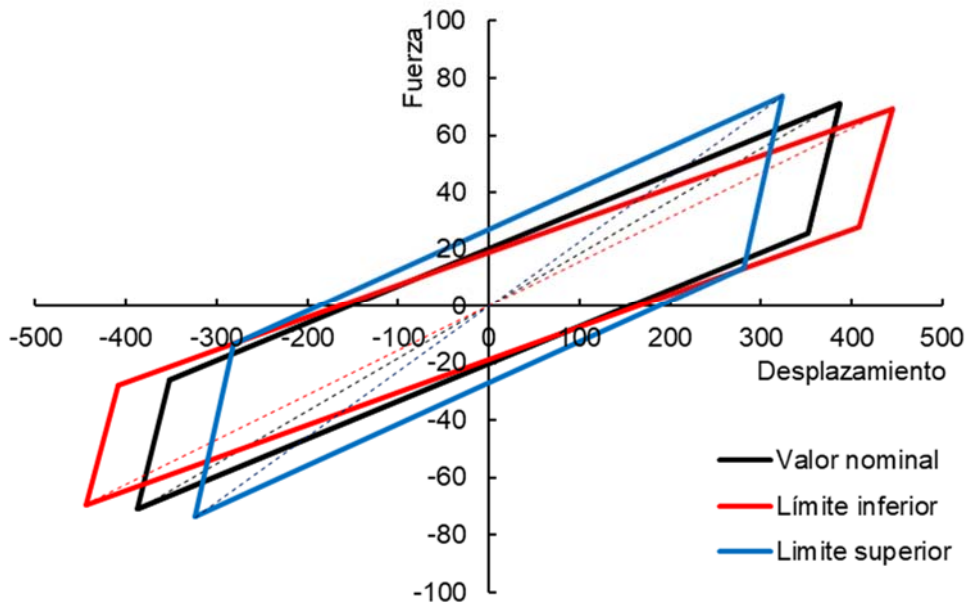


Figura 7. Límite superior e inferior para análisis del aislador. Unidades en kN, mm

Siendo R_I : factor de reducción global igual a $\frac{3}{8}$ del valor de R según la tipología estructural, con límites entre 1.00 y 2.00. Resulta $R_I = \frac{3}{8} \cdot 7 = 2.6 \rightarrow R_I = 2$

V_{st} es la fuerza sísmica de diseño total horizontal o corte en los elementos de la superestructura

$$V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W} \right)^{1-2.5 \beta_M} \quad (7)$$

Donde W es el peso de la estructura por encima del sistema de aislamiento, y W_s es el peso de la estructura por encima del sistema de aislamiento pero excluyendo el peso del nivel inmediatamente por encima de los dispositivos de aislamiento.

Serán iguales W_s y W si la distancia promedio entre la parte superior del aislador y la parte inferior del nivel inmediatamente por encima de los dispositivos no sea superior a 100 cm.

En la Figura 8 se esquematizan los cortes V_b y V_s

Análisis estático

Se determinan con ecs. (5), (6) y (7) los cortes para los límites inferior y superior de la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, cuyos valores se presentan en la Tabla 5. Las fuerzas equivalentes resultan iguales para ambas direcciones de análisis.

En la Figura 9 se muestra la distribución en altura del corte V_s para el valor nominal.

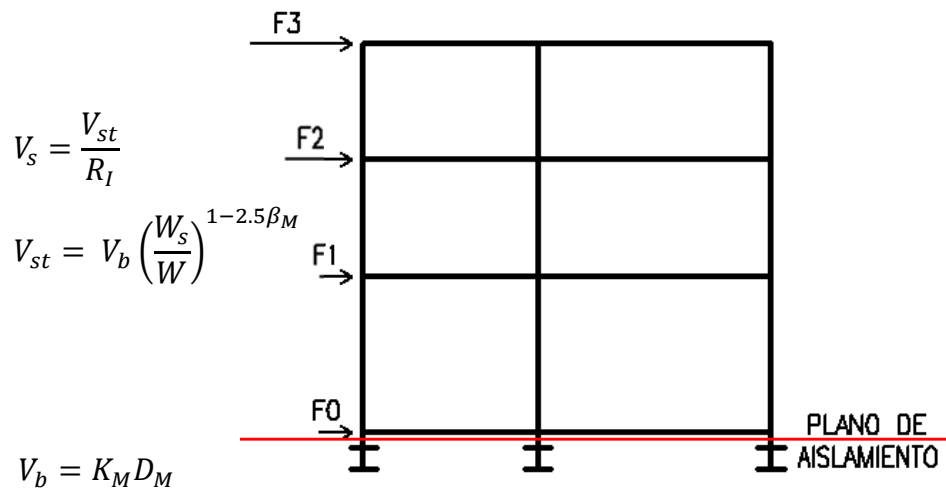


Figura 8. Fuerza sísmica para sistema de aislamiento V_b y para superestructura V_s

Parámetro	Límite inferior	Valor Nominal	Límite superior	Unidad
Rigidez del sistema: K_M	937.0	1102.3	1366.9	kN/m
D_M	0.445	0.387	0.323	m
Amortiguamiento: β_M	0.16	0.17	0.22	
Corte basal: $V_b = K_M D_M$	416.64	426.56	442.07	kN
Peso: W_s	1616.00	1616.00	1616.00	kN
Peso total: W	2240.00	2240.00	2240.00	kN
Corte de diseño: V_{st}	343.78	354.78	381.19	kN
Factor de reducción: R_I	2.00	2.00	2.00	
Corte superestructura: V_s	171.89	177.39	190.60	kN

Tabla 5 – Corte para infraestructura V_b y para superestructura V_s

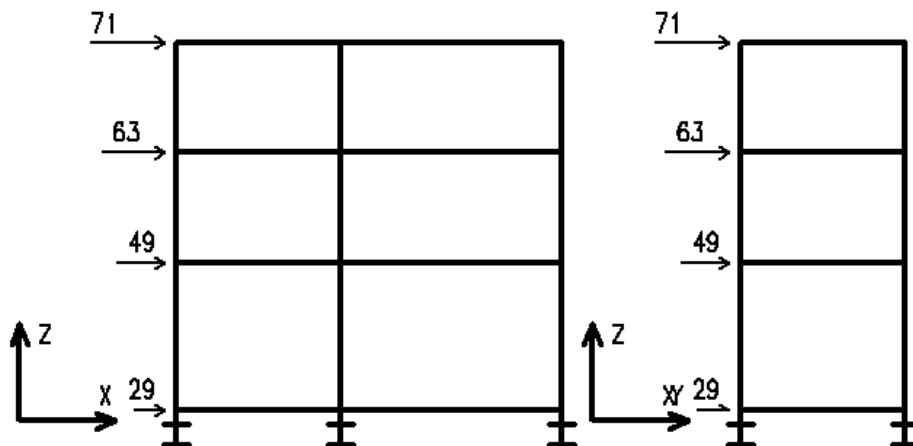


Figura 9. Fuerzas en cada nivel en dirección X e Y. Unidades en kN

Dimensionamiento

Los resultados del dimensionamiento de vigas se presentan en la Tabla 6, y para columnas en la Tabla 7. Detalles de armado se muestran en la Figura 10.

Viga	Sección	Luz	Arm.Superior:	Arm.Perchas:	Arm.Inferior:	Estribos:
V101	20 x 40	4.5	1Ø10-----1Ø10	3Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/8, 2rØ6c/17, 2rØ6c/8
V102	20 x 40	6.0	1Ø10-----1Ø10	3Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/8, 2rØ6c/17, 2rØ6c/8
V201	20 x 40	4.5	2Ø10-----2Ø10	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/8, 2rØ6c/17, 2rØ6c/8
V202	20 x 40	6.0	2Ø10-----2Ø10	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/8, 2rØ6c/17, 2rØ6c/8
V301	20 x 40	4.5	1Ø12-----1Ø12	2Ø12	_, 2Ø12, _	2rØ6c/8, 2rØ6c/17, 2rØ6c/8
V302	20 x 40	6.0	1Ø12-----1Ø12	2Ø12	_, 2Ø12, _	2rØ6c/8, 2rØ6c/17, 2rØ6c/8
V105	20 x 40	4.5	2Ø10-----2Ø10	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/8, 2rØ6c/17, 2rØ6c/8
V205	20 x 40	4.5	1Ø12-----1Ø12	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/8, 2rØ6c/17, 2rØ6c/8
V305	20 x 40	4.5	1Ø12-----1Ø12	2Ø12	_, 2Ø12, _	2rØ6c/8, 2rØ6c/17, 2rØ6c/8
V106	20 x 40	4.5	2Ø12-----2Ø12	2Ø12	_, 2Ø16, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V206	20 x 40	4.5	2Ø12-----2Ø12	2Ø12	_, 3Ø12, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7
V306	20 x 40	4.5	1Ø12-----1Ø12	2Ø12	_, 2Ø12, _	2rØ6c/7, 2rØ6c/17, 2rØ6c/7

Tabla 6 – Armaduras adoptadas en vigas

	Nivel	Seccion	h	Esquinas	Cara X	Cara Y	Estribos X (ZC)	Estribos Y (ZC)	Estribos (ZN)	Cuantia
C201	3	30 x 30	3.0	4Ø16	2Ø16	2Ø16	3.414rØ6c/12	3.414rØ6c/12	c/15	0.0179
C101	2	30 x 30	3.0	4Ø16	2Ø16	2Ø16	3.414rØ6c/12	3.414rØ6c/12	c/15	0.0179
C1	1	35 x 35	3.0	4Ø16	2Ø16	2Ø16	3.414rØ8c/12	3.414rØ8c/12	c/15	0.0131
C1	0	35 x 35	4.0	4Ø16	2Ø16	2Ø16	3.414rØ8c/12	3.414rØ8c/12	c/15	0.0131
C201	3	30 x 30	3.0	4Ø16	2Ø16	2Ø16	3.414rØ6c/12	3.414rØ6c/12	c/15	0.0179
C101	2	30 x 30	3.0	4Ø16	2Ø16	2Ø16	3.414rØ6c/12	3.414rØ6c/12	c/15	0.0179
C1	1	35 x 35	3.0	4Ø16	2Ø16	2Ø16	3.414rØ8c/12	3.414rØ8c/12	c/15	0.0131
C1	0	35 x 35	4.0	4Ø16	2Ø16	2Ø16	3.414rØ8c/12	3.414rØ8c/12	c/15	0.0131

Tabla 7 – Armaduras adoptadas en columnas

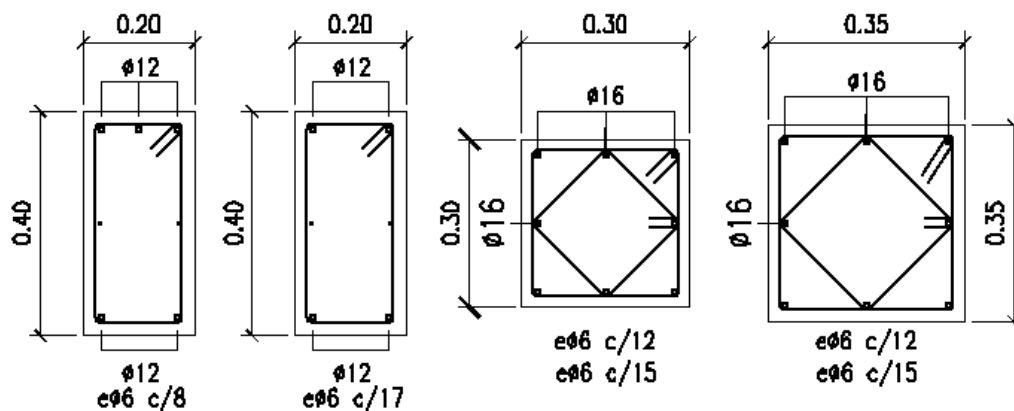


Figura 10. Secciones de viga V-301 y columnas C101 – C1

COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS

Período de la estructura

En la Figura 11 se muestran los espectros de aceleraciones y desplazamientos para *terremoto de diseño* y para *terremoto máximo considerado* para una relación de 5% de amortiguamiento. En el eje horizontal se marcan los períodos para estructura de base fija y de base aislada para las características nominales.

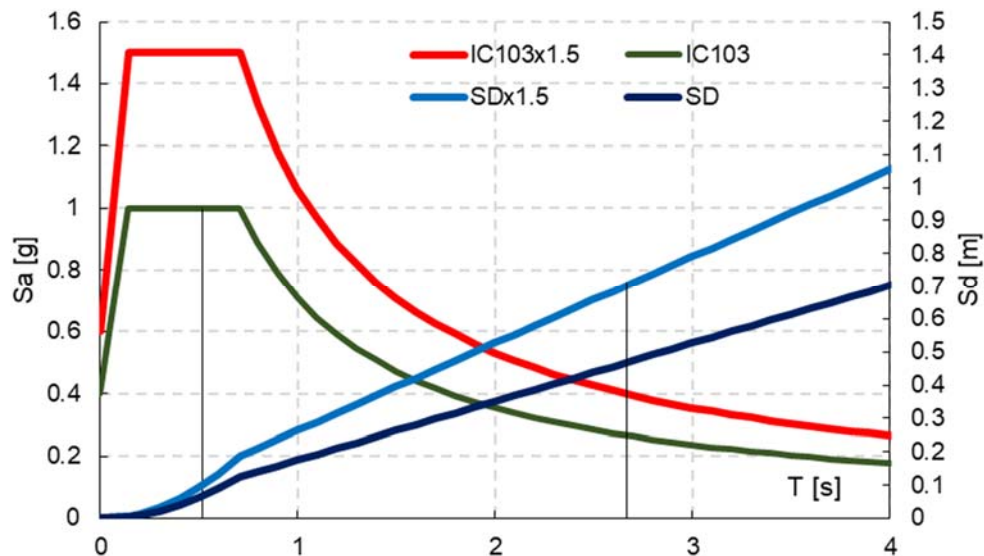


Figura 11. Espectro de aceleraciones y desplazamientos

En la Tabla 8 se indican las pseudoaceleraciones para las dos estructuras, incluyendo el factor de reducción y el de amortiguamiento.

	Base fija	Base aislada	
		Valor nominal	Unidad
Período: T	0.52	2.67	s
Coef de amortiguamiento: BM	-	1.70	
Aceleración elástica: Sa	1.00	0.40	g
R	7.00	2.00	
Sa/R , Sa/(BM RI)	0.14	0.12	g

Tabla 8 – Seudoaceleraciones para distintas estructuras

Desplazamientos y distorsiones de piso

En la Figura 12 se representan los desplazamientos para ambas estructuras. La tabla, a la derecha figura corresponde a la distorsión de piso.

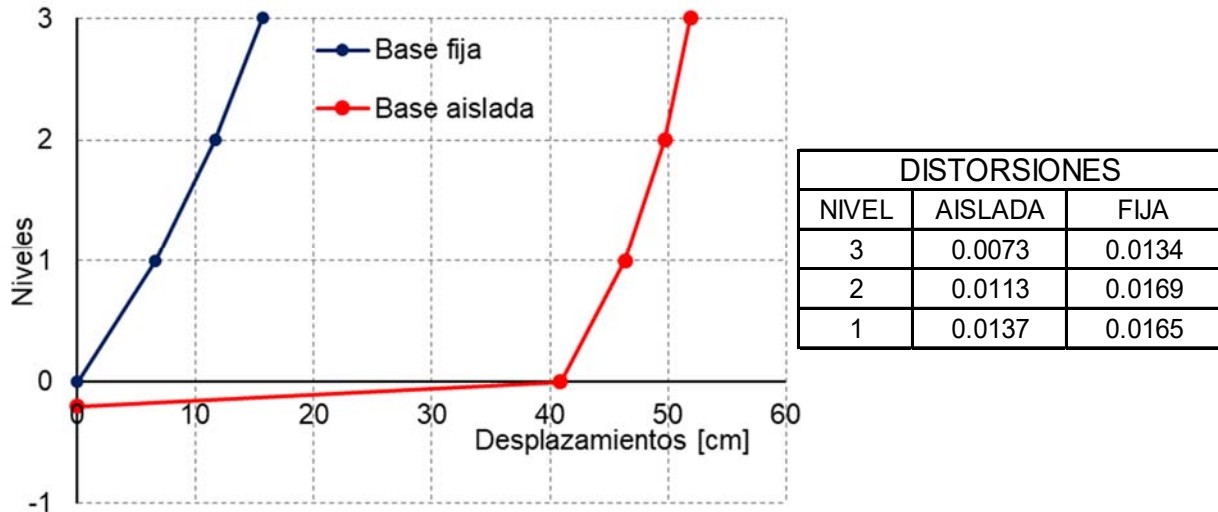


Figura 12. Desplazamientos y distorsión de piso en la dirección X

Se observa que, para la estructura de base aislada, la distorsión de piso en los niveles superiores es inferior al 0.015. En la estructura de base fija las distorsiones se encuentran en el entorno de 0.015.

Esfuerzos internos

En la Figuras 13 se superponen los momentos flectores requeridos para las vigas de los pórticos X1. En azul se representan los esfuerzos para base fija, en rojo para base aislada y en línea de trazo negra los fillos de las columnas. Se observa que la demanda de resistencia en los extremos disminuye especialmente para los momentos positivos.

En las Tablas 9 y 10 se indican los valores numéricos de los momentos a caras de columnas para los pórticos X1 e Y2. Además, se hace el promedio, por un lado, de los momentos negativos (izquierdo y derecho) y, por otro lado, el promedio de los momentos positivos (izquierdo y derecho) de cada tramo de viga.

VIGA	BASE FIJA				BASE AISLADA			
	IZQ -	IZQ +	DER -	DER +	IZQ -	IZQ +	DER -	DER +
301	25.0	16.5	23.4	23.4	18.6	5.3	17.5	17.5
302	24.2	1.3	23.0	15.2	17.7	0.3	20.0	11.3
201	48.8	32.7	46.5	46.5	38.6	12.5	40.3	40.3
202	47.6	5.9	45.9	28.7	37.0	1.7	38.8	21.9
101	56.4	49.5	54.8	40.9	45.0	25.2	48.4	24.5
102	55.4	17.3	54.6	24.9	43.7	8.5	47.1	9.5
303	25.7	21.9	25.7	21.9	14.2	8.3	14.2	8.3
203	42.1	31.2	42.1	31.2	29.2	16.8	29.2	16.8
103	47.5	39.9	47.5	39.9	39.6	30.6	39.6	30.6

Tabla 9 – Momentos a cara de columna. Unidades en kNm

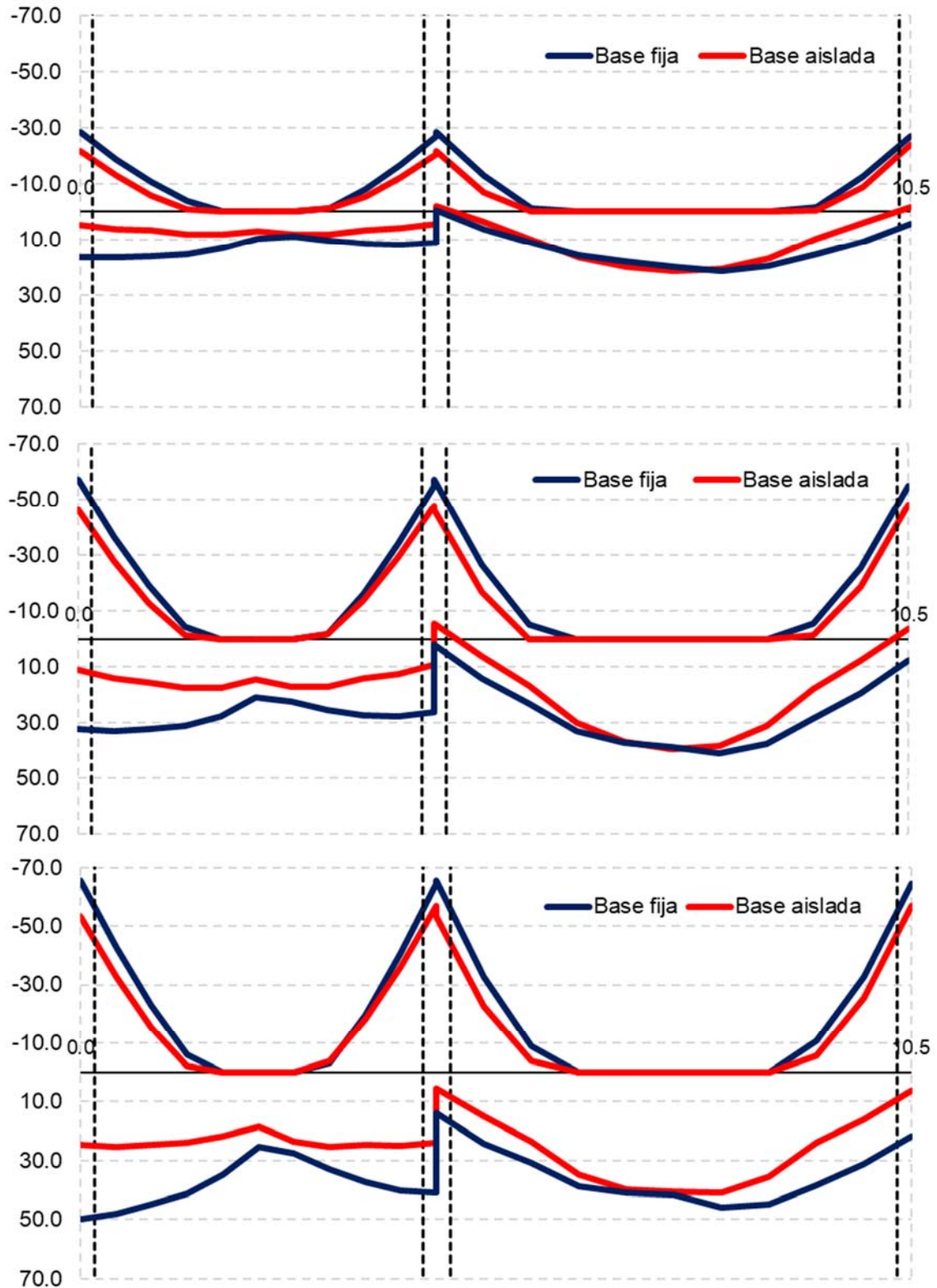


Figura 13. Diagrama de momentos requeridos en pórtico X1. Unidades en kNm, m

VIGA	BASE FIJA		BASE AISLADA		DIFERENCIA	
	-	+	-	+		
301	24.2	20.0	18.1	11.4	75%	57%
302	23.6	8.3	18.8	5.8	80%	70%
201	47.7	39.6	39.4	26.4	83%	67%
202	46.7	17.3	37.9	11.8	81%	68%
101	55.6	45.2	46.7	24.9	84%	55%
102	55.0	21.1	45.4	9.0	83%	43%
303	25.7	21.9	14.2	8.3	55%	38%
203	42.1	31.2	29.2	16.8	69%	54%
103	47.5	39.9	39.6	30.6	83%	77%
					77%	59%

Tabla 10 –Promedio entre momentos. Unidades en kNm

La comparación refleja que para la estructura aislada los esfuerzos de flexión se reducen a un 77% para los negativos, y a un 59% para los positivos.

COSTOS

Se analizan los costos de ambas estructuras. Primero se analiza el costo de vigas y columnas, en segundo lugar el costo de todos los elementos de la estructura de hormigón armado y por último el costo global de las edificaciones donde se incluyen los costos de los elementos no estructurales, instalaciones, etc. Los precios corresponden al mes de junio de 2022.

Costo de vigas y columnas

El costo directo de los elementos de vigas y columnas de la estructura de base fija y aislada se presenta en la Tabla 11

RESUMEN DE ESTRUCTURA DE BASE FIJA				
	H° [m3]	A° [kg]	COSTO [\$]	INCIDENCIA
VIGAS	7.75	933.55	620802	41.4%
COLUMNAS	8.64	1941.97	879636	58.6%
TOTAL			1500438	100.0%
RESUMEN DE ESTRUCTURA DE BASE AISLADA				
	H° [m3]	A° [kg]	COSTO [\$]	INCIDENCIA
VIGAS	10.31	1098.76	778949	35.3%
COLUMNAS	6.18	996.32	529594	24.0%
AISLADORES			900000	40.8%
TOTAL			2208543	100.0%

Tabla 11 – Costo de hormigón armado de vigas y columnas

El costo de vigas de la estructura aislada es mayor que en la solución con base fija porque se agregan las vigas del nivel inmediatamente por arriba de los aisladores. En cambio en las columnas donde la cantidad de elementos es igual en ambas soluciones, se observa un significativo menor costo en la solución con base aislada.

El costo de los aisladores fue computado a 30 us\$ / m². El valor total de vigas, columnas y aisladores, resulta 47% mayor para la estructura aislada.

Costo de la estructura

El costo directo de la estructura completa, incluyendo las losas y la fundación, se muestra en la Tabla 12.

RESUMEN DE ESTRUCTURA DE BASE FIJA				
	H° [m ³]	A° [kg]	COSTO [\$]	INCIDENCIA
VIGAS	7.75	933.55	620802	20.0%
COLUMNAS	8.64	1941.97	879636	28.4%
LOSAS	15.61	1092.99	1101028	35.5%
FUNDACIONES	9.05	807.02	496172	16.0%
TOTAL			3097638	100.0%
RESUMEN DE ESTRUCTURA DE BASE AISLADA				
	H° [m ³]	A° [kg]	COSTO [\$]	INCIDENCIA
VIGAS	10.31	1098.76	778949	18.6%
COLUMNAS	6.18	996.32	529594	12.7%
LOSAS	20.93	1465.13	1475907	35.3%
FUNDACIONES	9.05	807.02	496172	11.9%
AISLADORES			900000	21.5%
TOTAL			4180622	100.0%

Tabla 12 – Costo de hormigón armado de elementos estructurales

En esta comparación se incluyen las losas y la fundación. Nuevamente el costo de losas es mayor en la estructura aislada debido a la losa adicional en el nivel inmediatamente por encima de los aisladores. La diferencia ahora disminuye a 35% entre la solución con aisladores con respecto a la estructura con base fija. Observar que para este ejemplo la incidencia de los aisladores en el costo total de la estructura es 21.5%.

Costo global de la construcción

Finalmente en la Tabla 13 se presenta el costo de toda la construcción, incluyendo elementos no estructurales, instalaciones, etc, para las dos situaciones analizadas.

La relación entre el costo total de la construcción aislada frente a la de base fija es 4.5% mayor para el ejemplo estudiado.

	ITEMS	Unidad	BASE FIJA		BASE AISLADA	
			Costo [\$]	INCIDENCIA	Costo [\$]	INCIDENCIA
1	TRABAJOS PRELIMINARES	m2	295675	2.56%	295675	2.45%
2	MOVIMIENTO DE SUELOS	m3	5529	0.05%	5529	0.05%
3	ESTRUCTURAS	m3	3097638	26.85%	3280622	27.22%
4	AISLADORES DE BASE	gl	0	0.00%	900000	7.47%
5	MAMPOSTERIAS	m2	1108425	9.61%	1108244	9.19%
6	CAPAS AISLADORAS	m2	867	0.01%	867	0.01%
7	CUBIERTAS	m2	0	0.00%	0	0.00%
8	REVOQUES	m2	461871	4.00%	461795	3.83%
9	CONTRAPISOS	m3	8149	0.07%	8149	0.07%
10	CIELORRASOS	m2	260732	2.26%	260732	2.16%
11	REVESTIMIENTOS	m2	653277	5.66%	653277	5.42%
12	PISOS	m2	556086	4.82%	11769	0.10%
13	ZOCALOS	m	26286	0.23%	3707	0.03%
14	CARPINTERÍAS	m2	541517	4.69%	541517	4.49%
15	VIDRIOS	m2	46482	0.40%	46482	0.39%
16	PINTURAS	m2	1564994	13.56%	1564739	12.98%
17	INSTALACIONES ELÉCTRICAS	gl	974630	8.45%	974630	8.09%
18	INSTALACIONES SANITARIAS	gl	1512243	13.11%	1512243	12.55%
19	INSTALACIONES DE GAS	gl	132608	1.15%	132608	1.10%
20	EQUIPAMIENTO	gl	171720	1.49%	171720	1.42%
21	VARIOS	gl	118922	1.03%	118922	0.99%
CD	COSTO DIRECTO		11537648	100.00%	12053226	100.00%
I	IMPREVISTOS		576882	5.00%	602661	5.00%
GG	GASTOS GENERALES		2942100	25.50%	3073573	25.50%
BE	BENEFICIOS		1730647	15.00%	1807984	15.00%
	SUBTOTAL		16787278		17537443	
	IVA		3525328	21.00%	3682863	21.00%
PV	PRECIO FINAL (IVA INC.)		20312607		21220306	
	PRECIO \$/M2		135093		141130	

Tabla 13 – Costo global de la edificación

CONCLUSIONES

El presente trabajo compara dos estructuras, una con base fija, y otra con base aislada. Para la de base fija, se utilizan las prescripciones de los reglamentos argentinos y para la de base aislada el reglamento norteamericano.

Se comparan comportamientos estructurales y costos.

Las principales conclusiones obtenidas se pueden resumir en:

- Respecto a las dimensiones de los elementos, solamente a las columnas se redujo la sección, de 30x45 y 35x45, correspondiente a la estructura de base fija a 30x30 y

35x35 cm, correspondiente a la estructura de base aislada. Las vigas tienen la misma sección.

- Respecto a los periodos de vibración, el período para la estructura de base fija, según la dinámica estructural 0.90 s para la dirección X, y 0.81 s para la dirección Y. Para la estructura de base aislada, para las características nominales, el período elegido para el diseño fue de 2.6 s.
- Respecto al corte en la superestructura, la fuerza para la estructura de base fija resulta de 259 kN, mientras que para la de base aislada para su valor nominal es de 178 kN, lo que supone una reducción (178/259) al 68.7%.
- Respecto al comportamiento global de la estructura se observa que la distorsión de piso para la estructura de base fija es cercana al 0.015 en todos los niveles, límite dado para elementos estructurales. Para la estructura de base aislada, la distorsión de piso es máxima en el primer nivel con un valor de 0.0137 y disminuye en los niveles superiores. Esto significa que, ante el evento sísmico, la estructura aislada sufrirá menores daños en los elementos estructurales, no estructurales y percepción del movimiento que en la estructura de base fija.
- Respecto a la relación de las cuantías volumétricas ($\text{kg de A}^\circ / \text{m}^3 \text{ de H}^\circ$) de vigas y columnas de la estructura de base aislada respecto a la estructura de base fija, se obtuvo una reducción del 12% y 29% respectivamente.
- Respecto a los costos, la construcción con base fija resulta \$11 537 648, mientras que la construcción con base aislada resulta \$12 113 225, que significa 4.5% mayor. En la comparación del costo de los elementos estructurales la influencia es mayor, pero tiende a ser disminuido en el costo global de la obra al porcentaje señalado. Un problema no menor, es que los dispositivos de aislación son importados.
- En futuros trabajos se intentará incluir costos de reparación por daños cuando ocurren terremotos y costos sociales, es decir evaluar el costo del ciclo de vida, con el objetivo de realizar una mejor comparación entre los sistemas.

Bibliografía

- [1] – Seki, Matsutaro – “Asuntos mundiales para edificios con aislamiento sísmico”. Conferencias organizadas por ACHISINA (2022)
- [2] – Naeim & Kelly – Design of Seismic Isolated Structures (1999)
- [3] – New Zealand Society for Earthquake Engineering – Guideline for the Design of Seismic Isolation Systems for Buildings. (2019)
- [4] – INPRES – CIRSOC 103 – Parte II – Construcciones de hormigón armado (2021)
- [5] – CIRSOC 101 – Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras (2005)
- [6] – INPRES – CIRSOC 103 – Parte I – Construcciones en general (2018)
- [7] – CIRSOC 201 – Reglamento argentino de estructuras de hormigón (2005)



[8] – ASCE 7 – 16 – Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (2016)

[9] – Microcharla organizada por la Asociación de Ingenieros Estructurales – “Diseño y cálculo estructural de un edificio con sistema de aislamiento sísmico” (2022).