

Retos en el diseño sismorresistente del hospital de El Salvador en Santiago de Chile

Santiago de Chile, El Salvador hospital, seismic design challenges

Jose Roberto MARINSAMPALO

Master Ing. Sísmica

Euroestudios S.L.

Ingeniero Estructural

r.marin@euroestudios.es

Ignacio LOPEZ PICASSO

Ingeniero de Caminos

Euroestudios S.L.

Jefe Departamento Estructuras

i.lopez@euroestudios.es

RESUMEN

La importante amenaza sísmica que sufre Chile, ha generado mecanismos nacionales de control y supervisión de proyectos que aumentan de forma muy apreciable la seguridad de las estructuras que se edifican. En ese entorno se diseña el Hospital de El Salvador; sus peculiaridades estructurales motivaron la definición de comprobaciones específicas que dificultaron el desarrollo de su proyecto. La práctica nacional y el bagaje personal de los implicados en la revisión del diseño, marcaron una línea de comprobación en ocasiones alejada de criterios técnicamente objetivos.

ABSTRACT

The importance of the Chilean seismic risk has inducted the creation of national control and supervision mechanisms drastically increasing the structural safety of buildings. Within this context, El Salvador Hospital was designed; its particular structural elements caused the definition of specific checks making project development difficult. National standards and reviewer's personal background determined a checking philosophy sometimes far from technically objective criteria.

PALABRAS CLAVE: Diseño sísmico, Aislamiento de base, optimización, Desempeño, innovación

KEYWORDS: Seismic Design, Base Isolation, optimization, Performance, innovation

1. El contexto del diseño estructural en Chile.

El cálculo de estructuras en Chile, país que sufre constantes terremotos de muy importante magnitud, está muy condicionado por una fuerte percepción de riesgo y alto sentido de la responsabilidad por parte de los profesionales de la ingeniería nacional. Esta forma cauta de proceder ha quedado además institucionalizada en la obligatoriedad de incorporar en el diseño de cualquier estructura el criterio de agentes diferentes al del estudio encargado del cálculo. Estos agentes adicionales son; la asistencia técnica al inspector fiscal y el revisor estructural, ambos con un importante protagonismo en el diseño de manera que, las soluciones, cálculos, resultados, armados, detalles etc. deben estar consensuados y refrendados por todos ellos.

Las cotas de seguridad alcanzadas de esta manera son muy altas pero, ante la imposibilidad de encontrar soluciones satisfactorias para todos los implicados debido a la divergencia de criterios que en ocasiones resultan irreconciliables, es habitual llegar a una situación de envolvente de

cálculos pésimos que lastra en demasía el diseño estructural, en especial cuando los sistemas constructivos o las disposiciones estructurales propuestas no son comunes en el entorno regional.

2. El hospital El Salvador; Geometría y tipologías estructurales

El edificio corresponde a una estructura con uso hospitalario, aislada sísmicamente constituido por una superficie aproximada de 130.000 m² distribuido en cuatro torres de cuatro pisos sobre nivel basal. Las torres comparten dos placas comunes, continuas y sin juntas de dilatación en los dos primeros niveles sobre el sistema de aislamiento. Bajo los aisladores se encuentran dos pisos subterráneos adicionales, destinados a estacionamiento de vehículos ligeros, ocupando toda la proyección en planta del edificio, excepto bajo la zona del edificio Geriátrico, en la que no se ejecuta el tercer subterráneo.

El nivel basal de la superestructura aislada sísmicamente se encuentra a nivel de cielo segundo subterráneo. A este nivel se ha ubicado el sistema de aislamiento sísmico, bajo el cual se propone la construcción de un emparrillado de vigas continuo para acodalar el sistema de contención a cota de cielo de segundo subterráneo, colaborando muy significativamente en la contención de empujes del terreno, tanto estáticos como dinámicos.

Para resolver la subestructura, ubicada desde cielo del segundo subterráneo hasta nivel de fundaciones, se proyecta una solución de pórticos especiales [1].

La siguiente figura muestra la llegada del edificio al sector del muro perimetral, observándose la existencia de una dilatación a nivel de primer subterráneo entre la superestructura y los muros perimetrales, establecida en al menos 45 cm, debido al movimiento sísmico independiente que debe haber entre la estructura aislada y la no aislada. Asimismo puede observarse la configuración de apoyo del muro perimetral en su correspondiente zapata así como en los niveles de cielo de sótanos 3^o y 2^o.

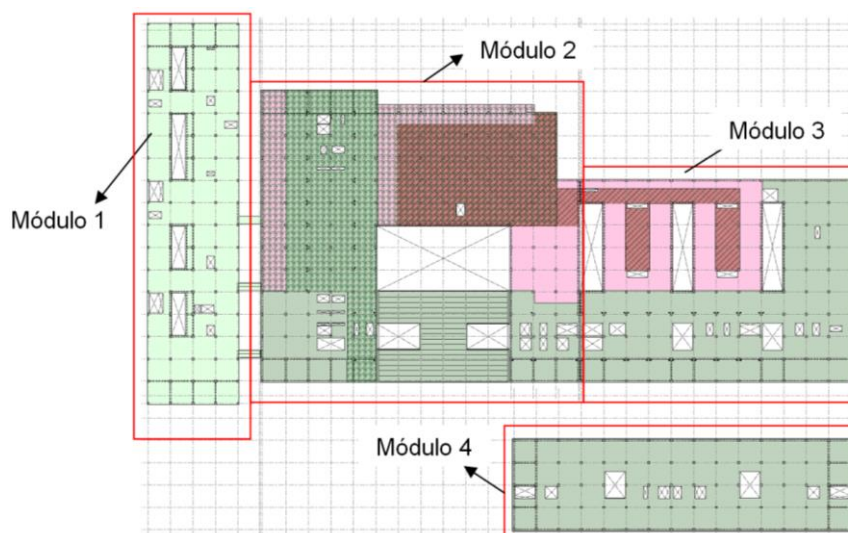


Figura 1. Módulos entre juntas

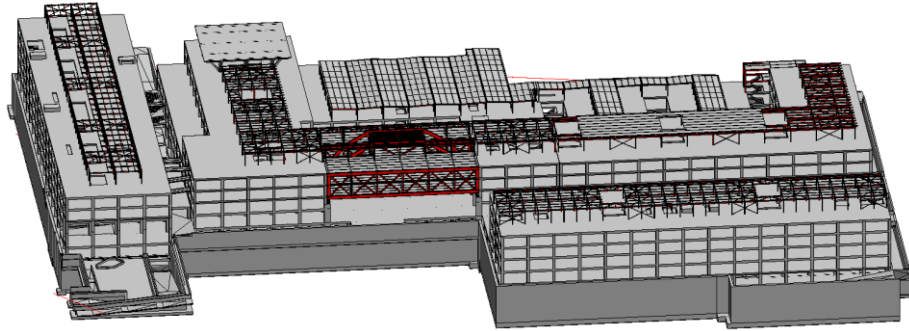


Figura 2. Vista 3D del hospital

3. Parámetros básicos de diseño

Se definen dos niveles de acción sísmica y por tanto dos espectros de respuesta con diferentes probabilidades de excedencia; el llamado nivel sísmico de diseño (SDI) y el nivel sísmico máximo posible (SMP). El primero con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años y el segundo con una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años. El nivel sísmico de diseño se usa para el diseño de los diferentes elementos estructurales mientras que el nivel máximo posible es usado para comprobar la estabilidad de los aisladores.

Tanto los marcos intermedios [1] (superestructura) como los marcos especiales [1] (subestructura) se diseñan salvaguardando el concepto de pilar fuerte – viga débil. Por otra parte, se introducen los detalles y consideraciones de armado por capacidad necesarios para facilitar el comportamiento dúctil que tanto los llamados marcos intermedios como los especiales exigen.

El diseño del aislamiento de base en el contexto de la amenaza sísmica y la normativa Chilena, proporciona unos parámetros elementales de dimensionamiento que facilitan enormemente el ajuste inicial y global del interfaz de aislamiento. El parámetro más determinante es el cortante mínimo que se ha de respetar independientemente del cortante de cálculo obtenido ya sea por una reducción de la acción sísmica por amortiguamiento o simplemente por ductilidad. Este cortante mínimo es la sexta parte de la aceleración básica de cálculo según la norma NCh433 [2]. Cualquier sistema de aislamiento sísmico que, por sus características de rigidez o amortiguamiento, genere un cortante mínimo inferior al mínimo normativo, puede considerarse como inadecuado por “sobre-aislamiento”; los esfuerzos obtenidos deberían ser amplificados para llegar al cortante mínimo normativo, desaprovechando enormemente la capacidad de amortiguación del sistema. Por tanto, la interfaz de aislamiento sísmico se diseña para proporcionar exactamente el cortante mínimo normativo.

Por otro lado, se considera que, un sistema de aislamiento sísmico que, proporcione como respuesta el cortante mínimo normativo, a costa de cierta demanda de ductilidad sobre la superestructura (la normativa Chilena permite hasta una $q=2$ para la superestructura) genera un desempeño, a nuestro juicio, insuficiente; diseñar el aislamiento sísmico para minimizar la demanda de ductilidad, no supone un incremento significativo de costes o exigencias técnicas. Esto es particularmente así en Chile, donde el espectro de diseño normativo presenta una rama de desplazamiento constante desde los dos segundos; ampliar el periodo efectivo fundamental de la estructura, todo lo que se quiera, por encima de los dos segundos, no tendrá la importante contrapartida de sufrir mayores desplazamientos que deberán sufrir tanto las unidades de

aislamiento como las juntas sísmicas entre elementos “móviles y estáticos”. Por otra parte, en el diseño del aislamiento de base se puede primar aumentar periodo efectivo frente incrementar amortiguación ya que, el control de desplazamientos con las unidades de aislamiento en uso, no acarreará grandes restricciones.

Considerando que el periodo fundamental de la estructura del hospital con base fija (sin sistema de aislamiento sísmico) ronda los 1,1 segundos y, aplicando la regla común de llegar a un modo fundamental con el triple de periodo para la estructura con base aislada, el parámetro siempre esquivo del desplazamiento objetivo es sabido gracias a la forma del espectro con desplazamiento constante desde los 2 segundos.

Sabiendo que el cortante basal es igual a la rigidez efectiva del sistema multiplicada por el desplazamiento objetivo, todo ello dividido por el factor de reducción de respuesta por ductilidad y que, estamos ajustando la interfaz de aislamiento para una respuesta de cortante igual al mínimo normativo tenemos la sencilla expresión:

$$V_s = A_0 \times masa = K_d \times D_d \times 1/q \quad (1)$$

Siendo V_s el cortante basal, A_0 la aceleración efectiva máxima del suelo [2], K_d la rigidez efectiva del sistema de aislamiento al desplazamiento de diseño y D_d el desplazamiento de diseño

De donde es sencillo despejar la rigidez efectiva del sistema y por ende, el periodo fundamental del sistema de aislamiento para la masa del edificio si previamente se ha elegido el factor de reducción de la respuesta por ductilidad q de la superestructura y el amortiguamiento con el que diseñaremos las unidades de aislamiento que, obviamente, reducirá el desplazamiento esperado según la expresión siguiente y la tabla acorde a la norma NCh2745 [3].

$$D_d = C_d / B_d \quad (2)$$

Donde C_d es el coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel de diseño [3] y B_d es el coeficiente numérico relativo a la razón de amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento de diseño (tabla 1)

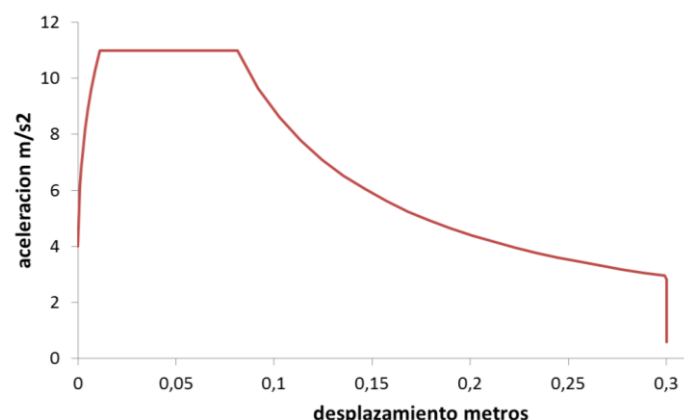


Figura 3. Espectro de respuesta expresado en función del desplazamiento basal

Amortiguamiento % del crítico	Bd
2	0.65
5	1.00
10	1.37
15	1.67
20	1.94
25	2.17
30	2.38

Tabla 1. Corrección por amortiguamiento.

Finalmente, para terminar de calibrar el sistema de aislamiento, es muy necesario tener en cuenta su capacidad de recuperación con posterioridad a un terremoto. La capacidad de recuperación se controla limitando la pendiente de la rama inelástica con la expresión:

$$F_d > 0,0025 \times W + F_{d/2} \quad (3)$$

Siendo $F_{d/2}$ El cortante correspondiente a la mitad del desplazamiento de diseño.

De esta manera el sistema de aislamiento queda configurado como sigue:

Amortiguamiento % del crítico	Teff (s)	Dd(mm)	q
11.9	3.44	195	1.295

Tabla 2. Parametros básicos del aislamiento de base.

Nótese como el parámetro reducción de la respuesta por ductilidad para la superestructura tiene un valor ligeramente superior a la unidad, lo que supondrá una pequeña demanda de ductilidad en contra del pretendido comportamiento absolutamente elástico que se marcó como objetivo. La razón está en la capacidad de recuperación del sistema; valores menores del factor de reducción de la respuesta por ductilidad “q” generaban sistemas de aislamiento con una pendiente de la rama inelástica demasiado tendida. En la figura 4 se representa en línea continua el diagrama bilineal del sistema de aislamiento considerando la rigidez post-elástica límite para cumplir el criterio de recentrado y, en línea discontinua, la rigidez efectiva al desplazamiento de diseño.

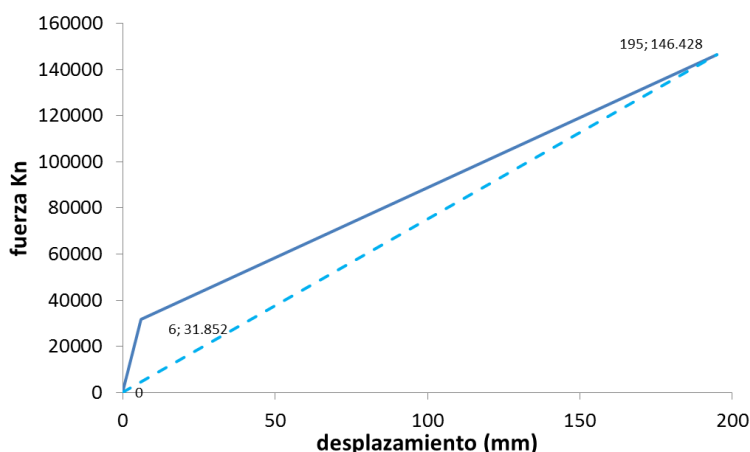


Figura 4. Relación fuerza-desplazamiento del sistema de aislamiento

4. Diseño del sistema de aislamiento

Como se ha mencionado con anterioridad, el espectro normativo Chileno presenta una rama de desplazamiento constante desde los dos segundos. Esto hace que los aisladores de goma, ya sea con núcleo de plomo como sin él, se muestren como los más viables desde el punto de vista económico. En general, la comprobación de estabilidad (pandeo) frente a los desplazamientos entregados por el máximo sismo posible, suele ser determinante en el diseño de las unidades de aislamiento de goma; si estos desplazamientos son muy grandes, la relación canto/alto necesaria en el aislador para garantizar su estabilidad, hacen económicamente y técnicamente inviable su aplicación en favor de aisladores friccionales de péndulo. La propiedad de desplazamiento constante del espectro elástico de respuesta, hacen de los aisladores de goma una opción técnicamente muy válida a pesar de la gran amenaza sísmica cuantificada en aceleración que presenta la región.

5. Diseño de forjados aligerados

5.1. Exigencias de diseño y comprobación “Extra” consensuadas con los agentes implicados

La normativa Chilena exige que el cociente máximo entre el desplazamiento de entrepiso de la estructura y la altura del piso por sobre el sistema de aislamiento, calculado mediante análisis de respuesta espectral, no exceda 0,0025.

Si las derivas son resultado de un análisis de respuesta en el tiempo considerando las características de fuerza-deformación de los elementos no-lineales del sistema resistente a las fuerzas laterales, el cociente entre el desplazamiento de entrepiso y la altura se limita a 0,003.

Para realizar estas comprobaciones la norma chilena NCh433 [2], establece en su artículo 8.6 que para la determinación de la distribución de esfuerzos y de las deformaciones sísmicas en estructuras que no presentan problemas de tipo P-delta se puede usar la inercia bruta de la sección de hormigón sin agrietar y sin considerar el efecto de la armadura, I_g y el módulo del hormigón E_c . Sin embargo, la tipología estructural de forjados aligerados con escasas vigas, poco común en el país, motivó la necesidad de generar mecanismos de comprobación más exigentes para compensar las reticencias que la falta de cotidianeidad suscitaba en los revisores.

De esta manera se adoptó una reducción de inercia de los elementos estructurales siguiendo las prescripciones del código ACI-318S-08 [1], el cual en su artículo 8.8 describe la rigidez a considerar en los elementos de estructura de hormigón armado para calcular las deflexiones laterales derivadas de las fuerzas laterales de servicio. De esta manera se consideró una rigidez equivalente igual al 50% de la inercia bruta para las vigas e igual al 30% para los forjados. La reducción de inercia prescrita por el ACI para los pilares se consideró poco relevante en el caso tratado.

Si bien la cantidad de vigas que puede observarse en las plantas de estructura de los pisos superiores parece reducida, la proporción de esfuerzos de origen sísmico que pasa a través de las columnas conectadas a vigas, en relación al esfuerzo sísmico total que soporta el edificio, es bastante elevada. Esto se explica debido a la mayor rigidez que presentan estos pórticos frente al resto de la estructura.

En general, el corte tomado por las columnas conectadas a vigas, a nivel de su base en el primer piso (donde los bloques comienzan a ser independientes) es mayor que el 65% del cortante total de cada bloque.

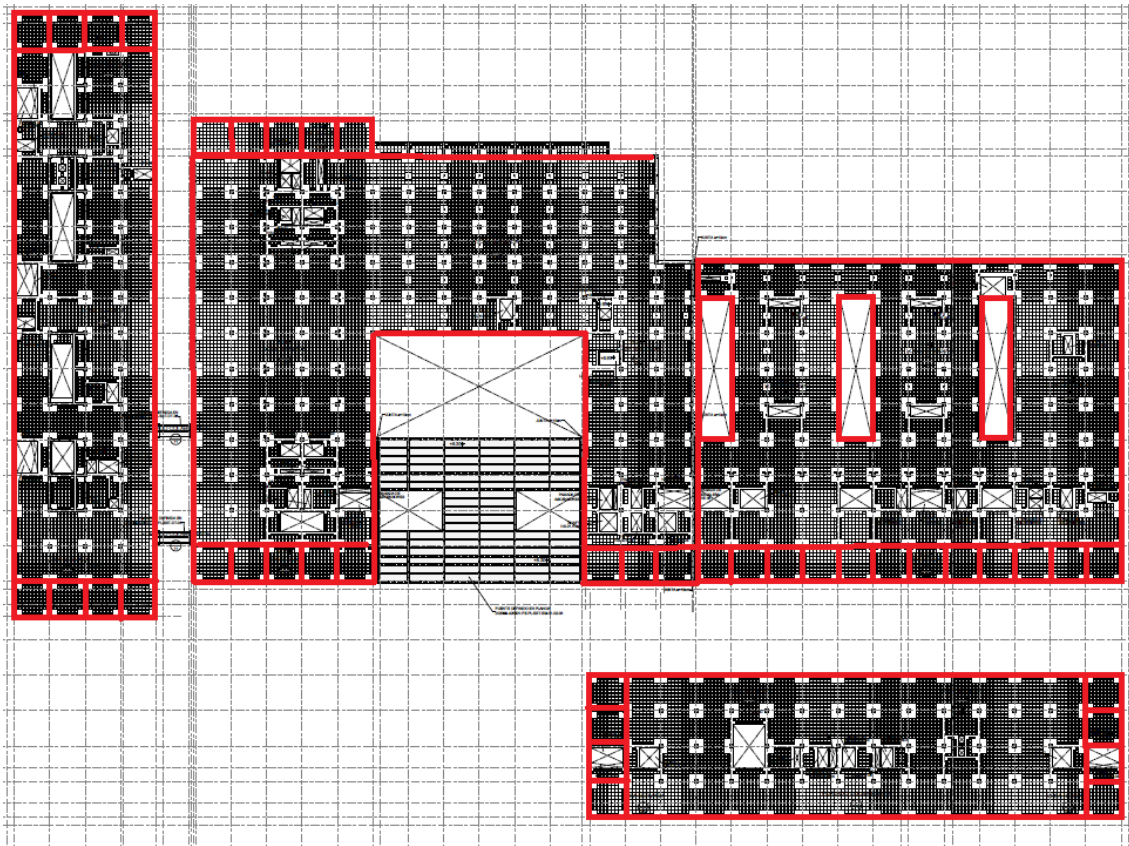


Figura 5. Planta típica. En rojo vigas de canto perimetrales

6. Armado de los forjados aligerados

A pesar de la bajísima demanda de ductilidad que la aplicación del sistema de aislamiento sísmico genera en la superestructura, la práctica nacional, muy acertadamente celosa en la aplicación de los criterios de diseño por capacidad que aseguran la ductilidad de los elementos estructurales en edificios con base fija, ha predisposto a los revisores estructurales a esperar el mismo detallado de los elementos estructurales en edificios diseñados con aislamiento de base donde la demanda de ductilidad es aproximadamente un séptimo de la que se espera en un edificio convencional. Esta exigencia se presenta incluso cuando, como se apuntaba anteriormente, la mayor parte del cortante es tomado por los pórticos con vigas de canto distribuidos en el perímetro de edificio.

Por tanto, el muy positivo bagaje adquirido en el conocimiento del detallado de elementos de hormigón para su comportamiento dúctil, ha cercenado la posibilidad de aprovechar las ventajas que presenta el esperado comportamiento prácticamente elástico que se presenta en la superestructura gracias al diseño con aislamiento sísmico de la base.

Siguiendo los principios del diseño por capacidad, todos los macizados del forjado en el encuentro con los pilares están armados a cortante. Igualmente, todas las nervaduras que se encuentran en el área correspondiente a la banda de soportes se arman con cercos cerrados tal y como se muestra en las imágenes siguientes. Es relevante mencionar que, soluciones comunes en el ámbito nacional como, los forjados postesados de losa maciza de escaso espesor combinados

con capiteles de mayor canto, no son sometidos a la exigencia de armado de cortante por criterios de capacidad cuando se aplican en edificios con asilamiento de base.

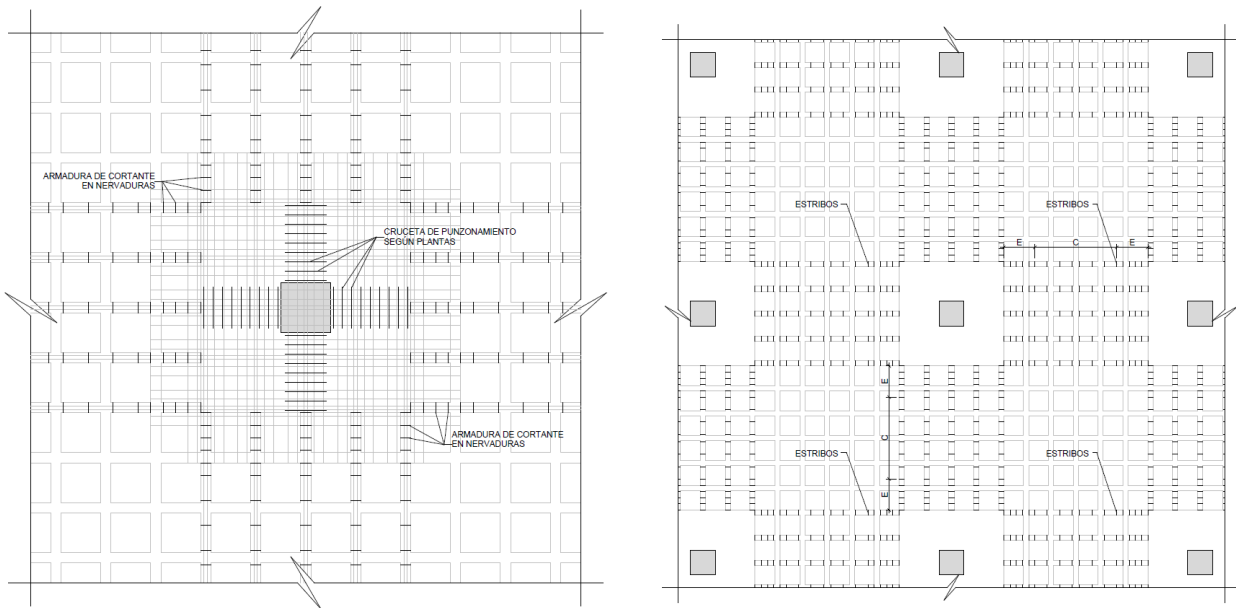


Figura 6. Esquemas de armado de cortante en forjados

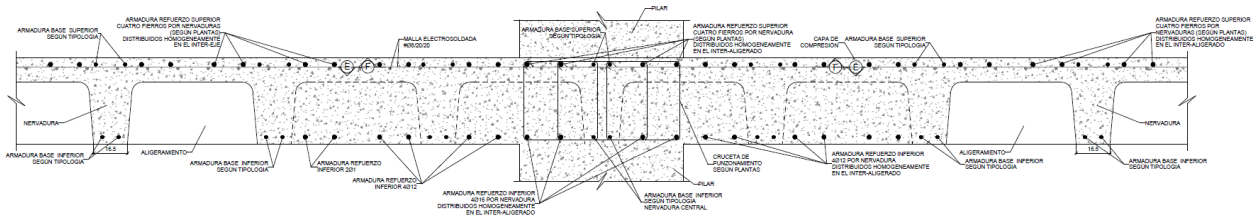


Figura 7. Sección tipo de forjado por capitel

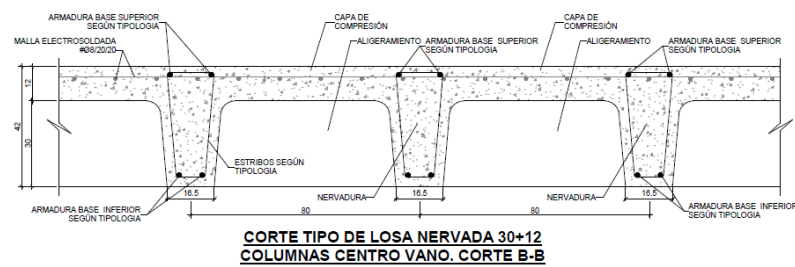
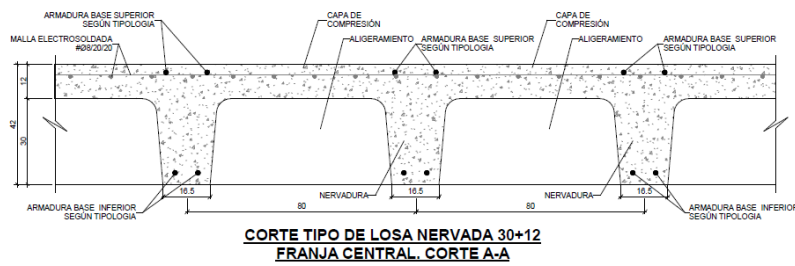


Figura 8. Secciones tipo de forjado

7. Diseño del edificio puente

7.1. Exigencias de diseño y comprobación “Extra”, intransigencia en el cumplimiento de aspectos normativos genéricos

Para el diseño del edificio puente, proyectado en estructura metálica, se plantea la necesidad de hacer una comprobación de vibraciones. Para ello se sigue la metodología que se puede consultar en: Floor Vibrations Due to Human Activity [4].

Se establecen tres niveles de comprobación; vibración del puente metálico considerando los modos globales de la estructura de acero, vibración local de las vigas principales y, finalmente, vibración local de las viguetas. La figura 9 muestra cómo, independientemente de la frecuencia de vibración que pudiera tener el modo vertical principal, considerando la globalidad de la estructura del puente, la gran masa de este, imposibilita que el uso habitual de las instalaciones pueda generar vibraciones molestas. Este hecho queda patente en que, la línea roja a trazos, función de la frecuencia y de la masa considerada en el análisis, no presenta ningún punto de intersección con los límites definidos según el uso dado a la estructura.

En los otros dos casos, estudio de las vigas principales y, estudio de las viguetas, la línea a trazos, función de la masa correspondiente al área de forjado que soportan y de la frecuencia de vibración vertical del elemento estructural estudiado, si presentan puntos de intersección con los límites establecidos en función del uso. En estos casos y, como se muestra en las figuras 10 y 11 el diseño de vigas y viguetas quedó seriamente condicionado por la necesidad de dotar a estos elementos de la rigidez necesaria para obtener modos de vibración con frecuencias alejadas del rango que pudiera generar molestias.

A pesar de que la metodología de cálculo propuesta muestra con claridad el probable desempeño estructural y su relación directa con sus características mecánicas, se exige el cumplimiento del artículo 10 de la norma NCh 1537 [5] donde, de forma genérica y sin matices se dice que las estructuras deben ser diseñadas de tal manera que tengan frecuencias naturales mayores que 5Hz para vibraciones verticales. Como se ha mostrado, este parámetro, por sí solo, no es capaz de proporcionar una información concluyente.

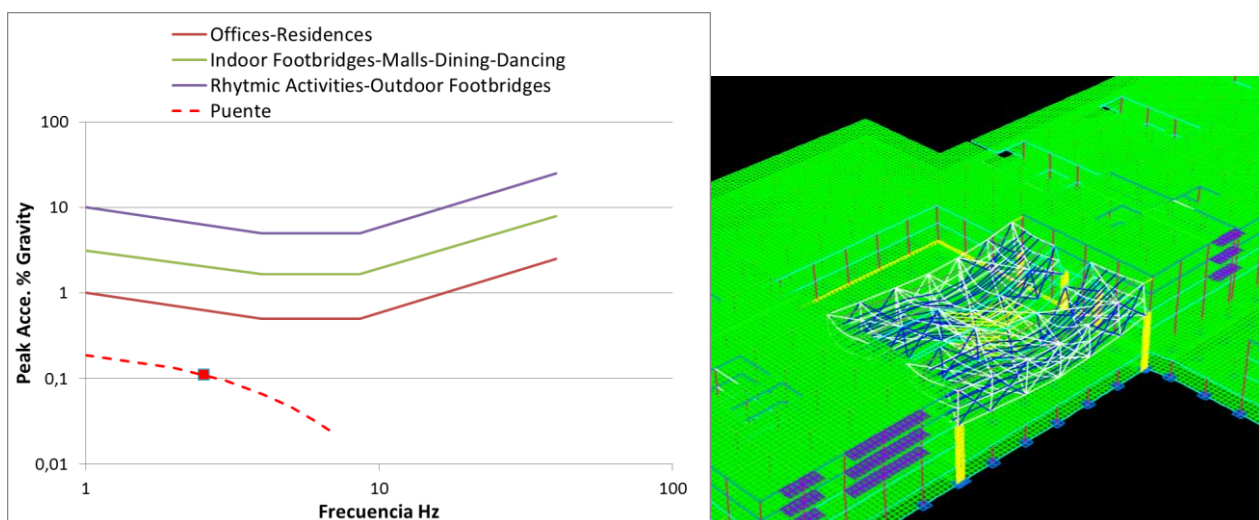


Figura 9. Control vibraciones en la globalidad de la estructura

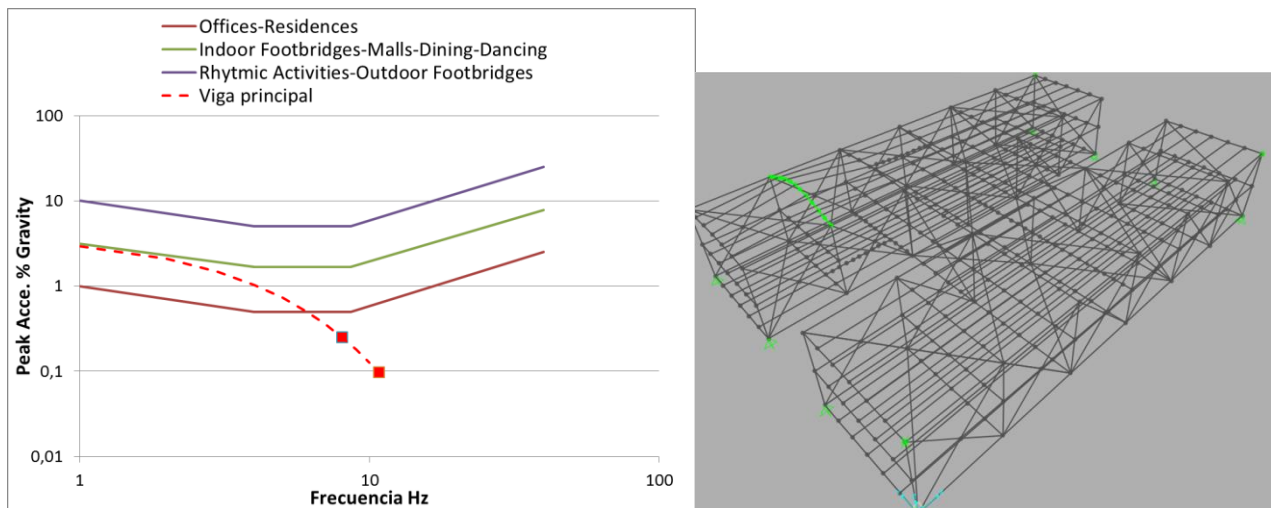


Figura 10. Control vibraciones en viga principal

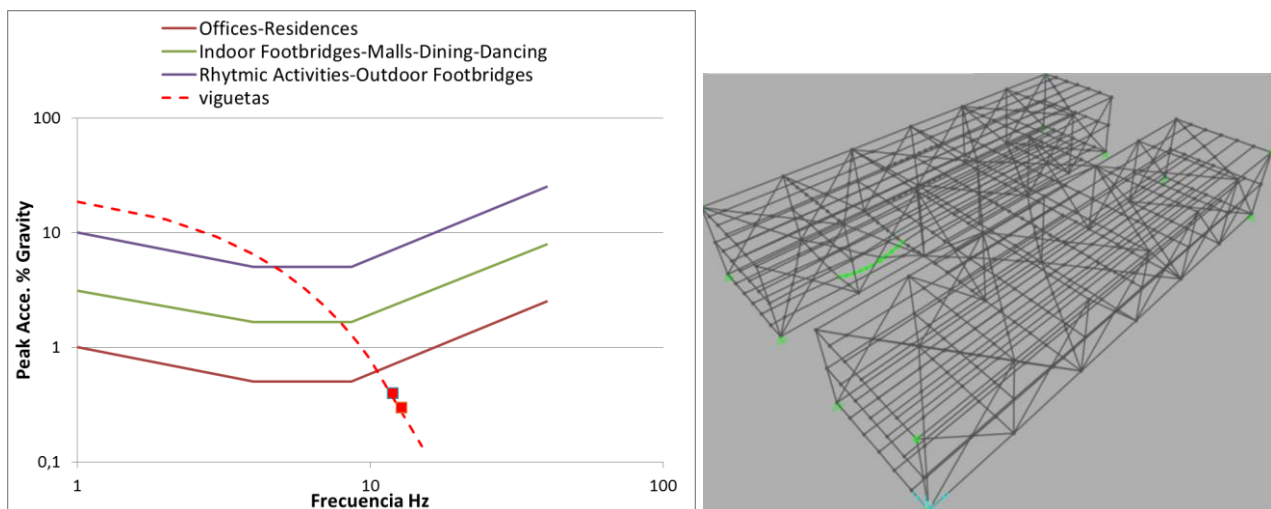


Figura 11. Control vibraciones en vigueta

8. Conclusiones

La seguridad en el diseño estructural es una máxima que debe seguirse con rigor extremo. Sin embargo, en la cada vez más relevante disciplina de la revisión y evaluación de proyectos, es importante privilegiar un conocimiento profundo y desprejuiciado que fomente la constitución de directrices técnicas alejadas todo lo posible de los dictados de la costumbre, el hábito o la tradición, para no favorecer soluciones que pudieran ser problemáticas a pesar de su popularidad o, rechazar o lastrar diseños que, a pesar de tener un carácter inusual, pudieran aportar soluciones que, además de ser válidas, pudieran enriquecer la tecnología estructural.

Referencias

- [1] ACI 318-5, Requisitos de reglamento para concreto estructural.
- [2] Nch 433 of 1996, modificada en 2009, Diseño sísmico de edificios.
- [3] Nch 2745-2003, Análisis y diseño de edificios con aislamiento sísmico.
- [4] Floor vibrations due to human activity, American Institute of Steel Construction, October 2003.
- [5] Nch 1537 of 2009, Diseño estructural – cargas permanentes y cargas de uso.