

CONFERENCES GIVEN AT THE PROGRAM: “KNOWLEDGE DOES NOT STOP DR. ROBERTO AGUIAR” PART 2

Roberto Aguiar⁽¹⁾, Brian Cagua⁽²⁾, Daniela Calle⁽³⁾

⁽¹⁾ Profesor. Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción. Universidad de Fuerzas Armadas ESPE. Av. Gral. Rumiñahui s/n, Valle de los Chillos. r.raquiar@espe.edu.ec

⁽²⁾ Maestría en Estructuras. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. b.cagua@espe.edu.ec

⁽³⁾ Estudiante de Ingeniería Civil. Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. dgcalle@espe.edu.ec

Received: Enero 2022. Accepted: Febrero 2022 Published: June 2022

ABSTRACT

The program called: "Knowledge does not stop Dr. Roberto Aguiar", was born as a way to make confinement more bearable due to the coronavirus pandemic. This initiative was launched in the last months of 2020 and its objective has been to bring together outstanding researchers from Latin America, students graduated from master's degrees or in doctoral courses at prestigious universities in the United States, Chile and Mexico, recently graduated doctors and a large number of prominent professionals who have presented the results of their research work. The events have been held on Monday of each week at 7:00 p.m. in Ecuador.

The quality of the papers presented has set the precedent for these conferences to be considered as magisterial, therefore, a video record of each of them has been generated. Aware of the contribution to the scientific community, all these videos can be found on the **CEINCI-LAB** Blog and in this article a summary of the last conferences is presented with their respective audiovisual registration link.

Keywords: "Knowledge does not stop"; **CEINCI-LAB**, Magisterial Conferences; Seismic Engineering; Seismic Hazard; Structural engineering.

CONFERENCIAS DICTADAS EN EL PROGRAMA: “EL CONOCIMIENTO NO SE DETIENE DR. ROBERTO AGUIAR” PARTE 2

RESUMEN

El programa denominado: "El conocimiento no se detiene Dr. Roberto Aguiar", nació como una forma de hacer más llevadero el confinamiento por la pandemia del coronavirus. Esta iniciativa se puso en marcha en los últimos meses del 2020 y su objetivo ha sido reunir a destacados investigadores de América Latina, estudiantes egresados de maestría o en cursos de doctorado en prestigiosas universidades de Estados Unidos, Chile y México, Doctores recién graduados y un amplio número de profesionales destacados que han presentado los resultados de sus trabajos de investigación. Los eventos han llevado a cabo los lunes de cada semana a las 19h00 de Ecuador.

La calidad de los trabajos presentados ha marcado el precedente para que estas conferencias se consideren como magistrales, por tanto, se ha generado un registro en videos de cada una de ellas. Conscientes del aporte a la comunidad científica todos estos videos se encuentran en el Blog de **CEINCI-LAB** y en el este artículo se presenta un resumen de las últimas conferencias con su respectivo link de registro audiovisual.

Palabras Claves: "El conocimiento no se detiene"; CEINCI-LAB, Conferencias Magistrales; Ingeniería Sísmica; Peligro Sísmico; Ingeniería Estructural.

Identificación y evaluación de registros impulsivos cercanos a falla

Conferencia No. 41

Autor: Dr. Dante Sebastián Panella

Link: <https://vimeo.com/616576208/c22c1098a9>

Fecha: 27/09/2021



Resumen: La ciudad de Mendoza presenta una importante actividad sísmica donde los grandes terremotos se han caracterizado por fallas activas que se encuentran cercanas a centros urbanos, lo cual pone de manifiesto que la región está expuesta al fenómeno de sismos de campo cercano.

Como bien se sabe hay una diferencia entre los registros impulsivos y registros vibratorios, (Figura 1), con los datos de desplazamiento, velocidad y aceleración, se puede saber de qué tipo de registro se trata, los sismos impulsivos presentan bajo contenido de frecuencia en tiempos cortos, los registros vibratorios poseen alto contenido de frecuencia y baja amplitud, tiene un desarrollo más prolongado en el tiempo. Se estudia el criterio de Ibaceta y Saragoni (2002), los cuales realizan clasificaciones de registros impulsivos y terremotos vibratorios. Si el tiempo de la demanda es mayor al vibratorio es un terremoto vibratorio, y por el contrario, si el tiempo de la demanda es menor al tiempo vibratorio, es un registro impulsivo.

En cuanto a la evaluación de impulsividad se desarrolla un nuevo parámetro llamado “longitud desarrollada de velocidad”, la cual es la longitud que alcanza el trazo del registro de velocidades si el mismo fuera extendido como un hilo (Figura 2). Lo que significa que el valor relativamente bajo de L_{dv} , representa carácter impulsivo, valor alto L_{dv} , representa terremoto vibratorio, PGV elevado revela la presencia de al menos un pulso, PGV bajo indica ausencia de pulsos, y valores bajos de L_{dv} y elevados de PGV conducen a IP pequeños.

Para sustentar la base de datos de registro sísmicos, se utiliza la NGA-West2, la cual es reconocida en el plano internacional y pertenece a PEER. Se ha considerado una magnitud de mínimo de 5,5 y se consideró todos los registros con una distancia R_{JB} de 31 km. (Figura 3).

La clasificación de movimiento tipo pulso, donde se cuenta con un parámetro llamada IP_R donde si toma valores mayores a 0,7, el registro es considerado pulso (Figura 4), y si se toma valores menores a 0,7, el registro es considerado no pulso (Figura 5). Por otro lado, se determinó los niveles de impulsividad (Figura 6). Se realizó la variación de impulsividad con respecto a la orientación de la falla, donde se encontró que en muchos casos la dirección del índice de impulsividad difiere con respecto a la dirección normal al plano de falla.

Como último se realizó el análisis de los pulsos, donde por el método de Baker J. W podemos observar que en la zona A1 no existe coincidencia ya que se dan registros tipo pulso, y, de acuerdo al método, se considera que son ambiguos. Por lo cual se analizó todos los casos, obteniendo resultados diferentes a los que considera Baker J. W.

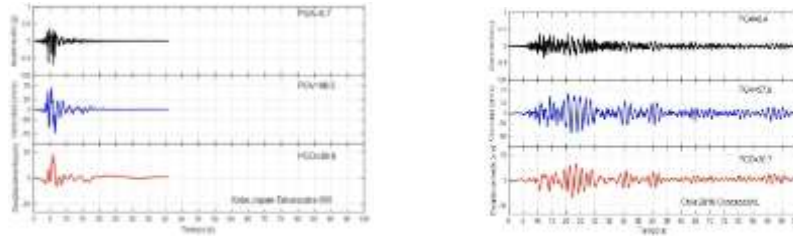


Figura 1. Registro impulsivo y registro vibratorio.

$$Ld_v = \sum_{i=1}^n (\sqrt{(\Delta t)^2 + (\Delta v_i)^2})$$

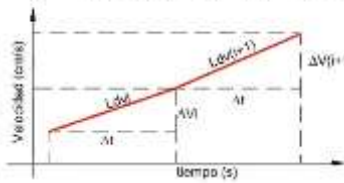


Figura 2. Longitud desarrollada de velocidad.



Figura 3. Base de datos.

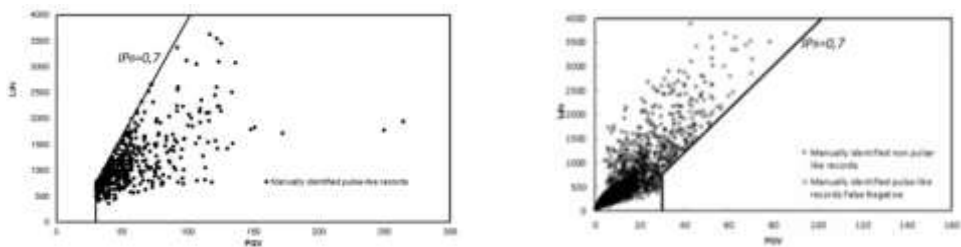


Figura 4 - 5. Factor IP_R .

IP	Registros Tipo Pulso	Impulsividad
$IP \leq 12$	41	Elevada
$12 < IP \leq 20$	188	Media o Moderada
$20 < IP \leq 40$	234	Baja

Figura 6. Niveles de impulsividad.

Efectos de la Regularización de los Materiales en la Simulación Cíclica de Elementos de Hormigón Armado

Conferencia No. 42

Autor: Dr. Juan Diego Pozo

Link: <https://vimeo.com/622970650/3407559db5>

Fecha: 04/10/2021



Resumen: El diseño sísmico tradicional presenta un modelo lineal elástico al inicio de su curva y a medida que el desplazamiento del último piso aumenta los elementos comenzarán a agrietarse entrando en un rango no lineal de la estructura. Estos diseños están basados en códigos prescriptivos que nos presentan la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) que asumen que la estructura se entrará en un rango no lineal. Sin embargo, no se ha presentado un modelo que analice el desempeño sísmico de una estructura y donde se pueda saber en qué parte del rango no lineal se encuentra la misma.

Con los avances computacionales que se tiene en la actualidad se puede diseñar basado en el desempeño sísmico haciendo uso de modelos no lineales. Existen diferentes tipos no lineales que pueden ser utilizados (Figura1), cada uno capturando el comportamiento no lineal de una diferente manera. El uso de estos modelos puede llegar a ser complejos por lo que se presentan diferentes guías de modelamiento no lineal. Por esta razón esta investigación busca proveer guías de modelamiento para análisis sísmico no lineal de elementos de hormigón armado como columnas y muros, usando modelos de plasticidad distribuida.

Se hace uso de estos modelos numéricos basados en fibra para simular muros de hormigón armado bajo compresión (Figura 2). Estos modelos regularizan el comportamiento tensión-deformación post-pico de los materiales de hormigón y acero basándose en ecuaciones de energía de fallo las cuales han sido calibradas de forma experimental. Si bien los desplazamientos últimos de los muros de hormigón armado calculados por estos modelos han sido precisos, la deformación local y las demandas de deformación del material son muy sensibles a la malla seleccionada. Es por eso que en este estudio se ha propuesto la normalización de las curvaturas de la sección en una supuesta longitud crítica, lo que nos da como resultado un proceso de dos pasos. El primero es utilizar las ecuaciones aproximadas que dependen de la estructura pero que son difíciles de implementar en un análisis cíclico.

Bajo la limitación anteriormente mencionada, se estudia el efecto de la regularización del material en elementos de hormigón armado proponiendo un modelo de plasticidad distribuida donde se unan ambas metodologías, “plastic hinge integration” donde se obtienen las curvaturas global no objetivo y local no objetivo con la regularización de los materiales, obteniendo así un modelo que posee una respuesta global objetiva y local objetiva en un solo proceso ahorrando costos computacionales. Se evaluó 8 muros esbeltos de hormigón armado de distintos espesores (Figura 3) a los cuales se le aplicó distintas cargas axiales. La condición de muro esbelto hace que se obtenga una componente predominantemente de flexural.

Este trabajo demuestra que la sensibilidad de los resultados del análisis puede reducirse significativamente al hacer uso de modelos de material regularizado y un método de integración de rótula plástica en un amplio rango de longitudes de rótula plástica asumidas. Esta combinación también puede predecir las curvas y deformaciones de la sección de muros de hormigón armado sin la necesidad de un paso de regularización separado.

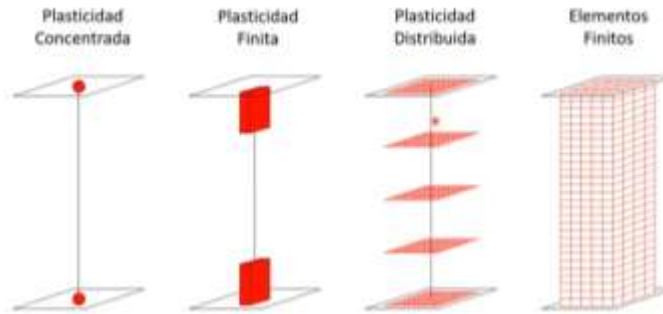


Figura 1. Modelos no lineales

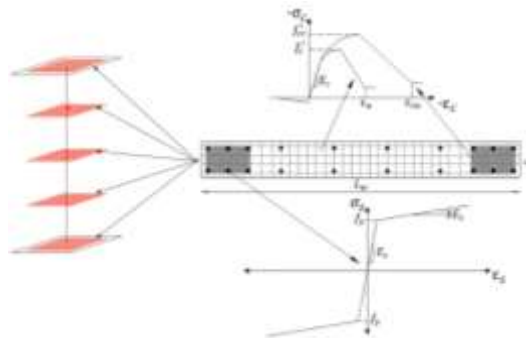


Figura 2. Modelos no lineales

Wall ID	Reference	t (mm)	l_w (mm)	H_{eff} (mm)	H_{zff} (mm)	$\frac{P}{l_w A_g}$	E_c (MPa)	K	δ_w (mm)
WSH4	Dazio et al. 2009	150	2000	4580	2.3	0.057	40.9	1.00	73.0
WSH6	Dazio et al. 2009	150	2000	4320	2.3	0.108	45.6	1.27	92.9
RW1	Thomsen and Wallace 2004	101.6	1219	3810	3.1	0.102	31.6	1.18	82.2
WP1	Segura and Wallace 2018	152.4	2286	8560	3.7	0.096	35.8	1.30 (¹ 1.31)	34.9
WP2	Segura and Wallace 2018	152.4	2286	8560	3.7	0.083	41.7	1.49 (¹ 1.50)	43.7
WP3	Segura and Wallace 2018	152.4	2286	8560	3.7	0.081	42.4	1.28 (¹ 1.38)	37.6
WR10	Oh et al. 2002	200	1500	3000	2.0	0.076	36.2	1.19	86.1
HPCW03	Deng et al. 2008	100	1000	2100	2.1	0.175	57.2	1.30	52.8

¹ Effective height, H_{eff} = height between the base of the wall to the point of zero moment
² Values in parenthesis correspond to the west boundary region (Segura and Wallace 2018)

Figura 3. Ensayos en muros de hormigón armado

Comportamiento cíclico de muros de entramado ligero de madera en edificios de mediana altura

Conferencia No. 43

Autor: M. Sc. Paúl Orellana Ochoa

Link: <https://vimeo.com/629724525/5d1d3ce1c1>

Fecha: 11/10/2021



Resumen: El entramado ligero de madera (ELM) es una estructura formada por piezas de madera separadas a una distancia definida y fijadas a marcos cerrados que se utiliza comúnmente para la construcción de viviendas de una o dos plantas, sin embargo, en los últimos años se ha aplicado este sistema en edificaciones de mediana altura a través de la configuración constructiva marco-plataforma, tal como se muestra en las Figuras 1 y 2.

El sistema resistente de la configuración marco-plataforma se compone de los diafragmas de piso que transfieren las cargas gravitacionales y laterales hacia los elementos verticales: muros de corte. Cuando se analiza el comportamiento cíclico de estos muros se obtienen las denominadas curvas de histéresis mostradas en la Figura 3, estas curvas no poseen linealidad, forman ciclos de histéresis que implica la disipación de energía, presentan efecto Pinching o estrechamiento y degradación de rigidez y resistencia a medida que aumentan los ciclos de carga y descarga.

En la Figura 4 se observa que el incremento del número de pisos para este tipo de sistema provoca un aumento considerable en las cargas gravitacionales y sísmicas, dicho incremento no se encuentra considerado en las normas de diseño debido a que están elaboradas para estructuras de baja altura. De igual forma, estudios existentes acerca de los efectos de cargas gravitacionales sobre el comportamiento de muros ELM para edificios de mediana altura no describen su comportamiento cíclico. Estas situaciones son el motivo principal de realizar ensayos que exploran el comportamiento cíclico de este tipo de sistema en donde se refleja que el comportamiento de la conexión entramado-panel controla el comportamiento del muro, razón por la cual es fundamental definir un adecuado espaciamiento y distribución de clavos en los paneles.

Para la caracterización del comportamiento cíclico de muros ELM en edificios de mediana altura se realizan ensayos experimentales en muros a escala real, con diferente longitud y espaciamiento de clavos, a los cuales se les induce el corte a través de una carga lateral cíclica con control de desplazamientos, compresión axial constante y momento flector cíclico mediante el uso de actuadores, tal como se detalla en la Figura 5.

Los resultados experimentales de los ensayos muestran diferentes modos de falla como: fractura de clavos, desprendimiento y pandeo del panel, estas fallas se asemejan a las obtenidas cuando no se considera la carga gravitacional. De igual forma se observa que las curvas de histéresis mantienen un comportamiento no lineal con la diferencia de presentar una reducción del efecto Pinching.

Las conclusiones presentadas indican que el aumento en la longitud del muro y la reducción del espaciamiento de los clavos contribuyen a una mayor resistencia lateral, mayor desplazamiento último y menor ductilidad. Por otra parte, los efectos de la carga axial y el momento flector son los responsables de incrementar la resistencia, rigidez inicial y amortiguamiento del muro, además de contribuir a que los ciclos de histéresis sean más amplios.



Figura 1. Construcción con entramado ligero de madera (ELM).

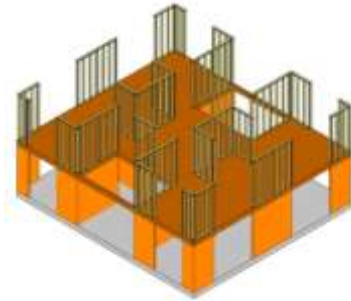


Figura 2. Configuración marco-plataforma en construcciones con ELM.

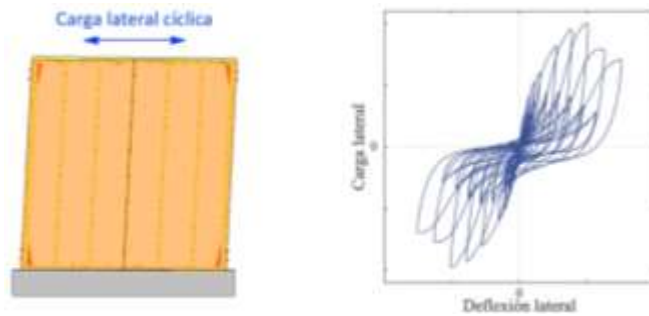


Figura 3. Muros de ELM, comportamiento cíclico y curvas de histéresis.

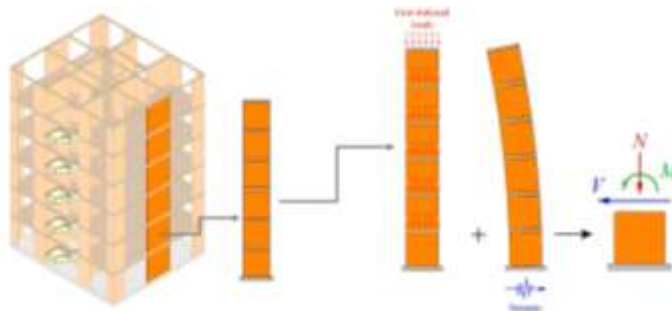


Figura 4. Muros de ELM en edificios de mediana altura, cargas gravitacionales y sísmicas.

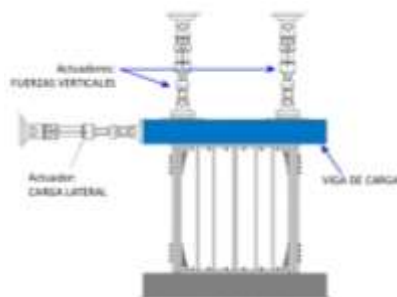


Figura 5. Configuración del ensayo.

Factores de diseño sísmico para edificaciones de madera en Latinoamérica

Conferencia No. 44

Autor: Dr. Xavier Estrella

Link: <https://vimeo.com/635828047/3caca2f44b>

Fecha: 18/10/2021



Resumen: En la práctica diaria de la ingeniería estructural, los factores de diseño sísmico son usados como una primera aproximación para estimar las demandas de fuerza y deformación en edificaciones que son diseñadas empleando métodos lineales, pero que se espera respondan dentro del rango no-lineal. En referencia al caso de estudio que es Chile a las edificaciones de madera, el código establece un factor de modificación de la respuesta $R = 5.5$, y una deriva de entrepiso elástica Δ_{max} igual a $0.002h$ como límite máximo.

El objetivo de la investigación es buscar hasta cuanto se puede flexibilizar los factores de diseño sísmico sin comprometer el desempeño de las edificaciones de madera. Siguiendo la metodología FEMA P-695, esta investigación abarcó: (1) pruebas experimentales de materiales, conexiones, y especímenes a escala real, (2) desarrollo de modelos numéricos no-lineales detallados y simplificados, (3) creación de un nuevo set de registros sísmicos FEMA P-695 para zonas de subducción, y (4) análisis del desempeño sísmicos de un exhaustivo conjunto de arquetipos estructurales.

En primer lugar, se llevó a cabo una campaña experimental para entender mejor el comportamiento de muros de madera diseñados para edificios de mediana altura (Figura 1), así como también se desarrollaron modelos numéricos para extrapolar los resultados de laboratorio hacia otras tipologías de muros que no fueron ensayadas. Como siguiente etapa, se propuso una matriz de análisis de 201 edificaciones con distintas arquitecturas ubicadas a lo largo de Chile, diseñadas con los factores sísmicos actuales presentes en la normativa NCh 433 ($R = 5.5$ y $\Delta_{max} = 0.002$) y con otros valores menos conservadores ($R = 6.5$ y $\Delta_{max} = 0.004$).

Para cada una de las edificaciones propuestas se desarrolló un modelo numérico no-lineal y se condujeron análisis estáticos y dinámicos incrementales para evaluar su respuesta lateral frente a la demanda sísmica chilena (Figura 2). Los resultados muestran que los factores de diseño que actualmente se encuentran en la normativa NCh 433 son adecuados y conducen a edificaciones que tienen una buena respuesta sísmica, además, se demuestra que un aumento del valor de R y de Δ_{max} permite diseñar edificaciones menos robustas y más atractivas en términos económicos, pero que aún presentan un desempeño sísmico adecuado para garantizar la resiliencia de las ciudades frente a terremotos de magnitud mediana y severa (Figura 3).

De esta manera, se obtienen diseños estructurales que maximizan el balance costo-beneficio de las edificaciones marco-plataforma, permitiendo un mejor aprovechamiento de las propiedades intrínsecas del sistema estructural

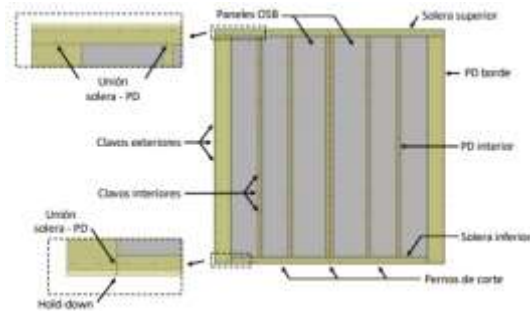


Figura 1 Representación gráfica del modelo no-lineal para muros marco-plataforma

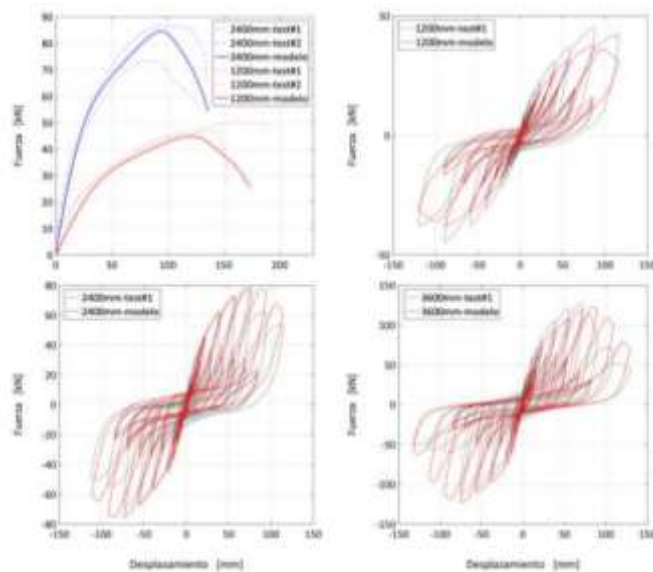


Figura 2 Comparación de los resultados de las modelaciones monotónicas y cíclicas del modelo numérico propuesto con las respuestas experimentales.

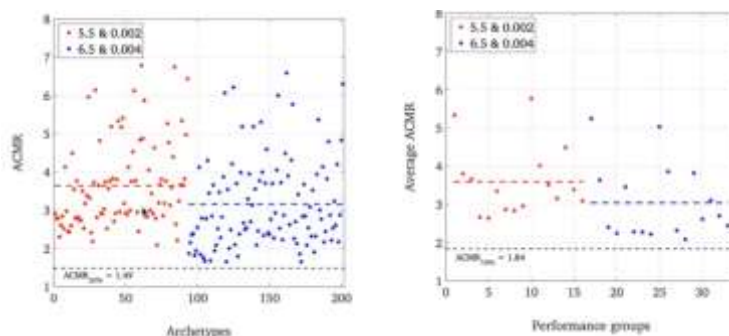


Figura 3 Izquierda) Valores ACMR para edificaciones analizadas. Derecha) Valores ACMR promedio para edificaciones analizadas.

Algoritmo de optimización para la determinación de Zonas fuentes

Conferencia No. 45

Autor(a): M. Sc (c). Patricio Palacios B.

Link: <https://vimeo.com/638921386/c289e98d18>

Fecha: 14/02/2022



Resumen: En el presente trabajo se hablará sobre la primera parte del trabajo realizado por el Ing. Patricio Palacios, el mismo que estará dividido en 5 partes: Algoritmo de optimización para la determinación de zonas fuente, Selección de Ecuaciones de Predicción de movimiento, Planteamiento del árbol lógico, Mapas de peligro sísmico, Desagregación sísmica.

Para el cálculo de las zonas fuente (Figura 1), las mismas que tienen un alto grado de incertidumbre se utilizarán datos de entrada expuestos por varios investigadores en el PEER Report No. 2018/03 que es un catálogo en el cual muestran las curvas de peligrosidad sísmica que servirán para el cálculo y realización de un mapa de peligro sísmico, además se utilizará un análisis probabilístico para calcular la probabilidad de un suceso sísmico a partir de probabilidades condicionadas.

Para linealizar las ya antes mencionadas incertidumbres, se utiliza un catálogo de homogenización, lo que se busca es pasar estas incertidumbres a una magnitud común y luego realizar la revisión del catálogo para eliminar la duplicidad de registros. (Figura 2)

Es necesario discriminar los sismos replicas y premonitores, un evento principal independiente se define como el mayor sismo de un grupo de terremotos y un catálogo de terremotos son agrupaciones sísmicas que no se ajustan al modelo de Poisson, ya que este modelo requiere independencia temporal de los terremotos. No existe una norma que nos indique que método utilizar para la clasificación de los sismos, por lo que esta clasificación depende de la metodología y criterios de la persona que esté a cargo de la clasificación,

Existen métodos deterministas como el método de Gardner y Knopoff y el método de Reasenberg, están los métodos estocásticos como lo son el método de Zhuang y Hainz que nos permiten la desagrupación y clasificación de sismos dentro de un catálogo preestablecido.

Una parte importante es la tectónica regional, ya que es necesario considerar que está pasando dentro del territorio, en un trabajo de investigación de Turquía se tienen evidenciados claramente las regiones de zonas fuentes de las cuales se pueden ocasionar eventos sísmicos, mediante la agrupación de estas zonas se generan los catálogos. (Figura 3)

Con todo este proceso de agrupación y clasificación de catálogos sísmicos se pueden determinar las zonas fuentes, las mismas que pueden ser cortical, intrafase o intraplaca, estas zonas fuentes contienen los eventos sísmicos que están caracterizados por su ubicación espacial y su ubicación de profundidad. (Figura4)

Dentro de lo que es el algoritmo de optimización, una vez determinados los parámetros ya antes mencionados como son la caracterización y discriminación de las zonas fuente, se

realiza un ajuste del parámetro B con base a los eventos sísmicos aledaños. La idea es acercarlos los criterios calculados a una tendencia cercana a 1.

En base a esto es necesario optimizar las superficies y generar una zona fuente que nos permitan buscar valores cercanos a 1, sin embargo, hasta tener un criterio sólido de los parámetros A y B se seguirá en investigación para generar un mapa de peligro sísmico en base a criterios técnicos.

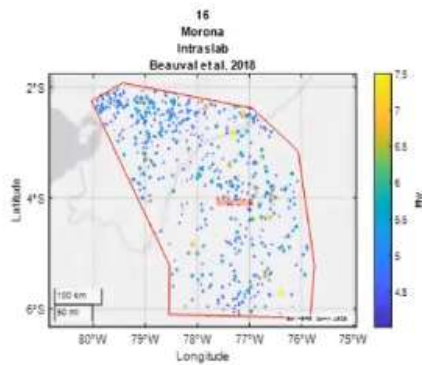


Figura 1. Zonas fuente investigación Beauval et al 2018

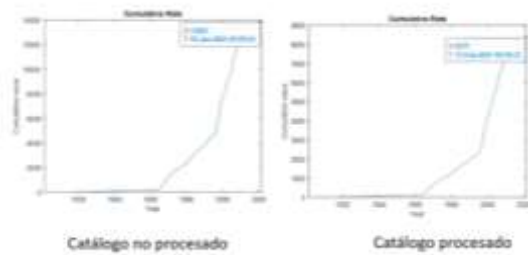


Figura 2. Catálogo procesado y no procesado mediante el método de Reasember



Figura 3. Esquema de límites de placas para Ecuador

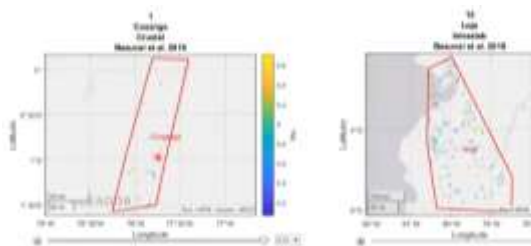


Figura 4. Modelo de zona fuente dentro del Ecuador

Modelación y análisis de daño de un edificio de muros de hormigón armado

Conferencia No. 46

Autor: Dr.(c) José Gallardo

Link: <https://vimeo.com/641344908/ec468336f1>

Fecha: 01/11/2021



Resumen: En la actualidad, los edificios con muros de hormigón armado (HA) se utilizan para soportar fuerzas laterales en países con alto índice de sismicidad ya que brindan una alta rigidez y resistencia lateral, se usan para edificios de altura media a alta en países sísmicos como Chile, Colombia, Estados Unidos, etc., en donde se ha comprobado un buen desempeño sísmico, por ejemplo, en el terremoto de Chile de 2010 con menos del 2% de los edificios gravemente dañados (Wallace, y otros, 2012), los daños observados a estas estructuras fueron fallas por corte, por exceso de carga axial, daños en losas, etc., como se puede observar en la Figura 1. Este porcentaje sufrió daños severos localizados en su mayoría en pisos inferiores.

Se han desarrollado y propuesto varios modelos numéricos para simular el mecanismo de falla y el comportamiento de los muros de hormigón armado, son los macromodelos y los micromodelos, como se puede observar en la Figura 2, en esta investigación se utilizó solo aquellos denominados micromodelos ya que pueden simular con mayor precisión las distribuciones de tensión y deformación con el objetivo de validar un modelo de muro de elementos finitos no lineal, y la relación constitutiva tensión-deformación del material de un edificio real durante el terremoto de Chile de 2010; y analizar la incertidumbre de la respuesta del edificio ante cambios paramétricos del modelo. (Gallardo, de la Llera, Santa María, & Chacon, 2021)

El modelo de elementos finitos NRCW, ocupa el caparazón de capas para simular el comportamiento del concreto, cada elemento está constituido por 4 nodos con 6 grados de libertad (GDL) por nodo, la sección transversal se subdivide en capas a través del espesor, lo que se adapta a la geometría de las capas y refuerzo. Se ubican tres puntos de integración a través del espesor de cada capa, dos ubicados en las superficies externas y uno en el centro de cada capa como se indica en la Figura 3. Además, cada punto de integración en cada capa se considera una fórmula de material de tensión plana.

El modelo de hormigón, se basa en la teoría de daño plástico propuesto por Faria, esta quiere decir que la tensión del material es igual a la suma de las tensiones positiva y negativa, en otras palabras, es igual a la matriz de elementos elásticos o rigidez elástica multiplicado por la deformación elástica, esto está basado en las curvas unilaterales para hormigón que trabaja a Compresión y a tracción, como lo indica en la Figura 4. Para barras de acero se consideró el comportamiento asimétrico asociado con el pandeo de las barras de refuerzo (en compresión) y el endurecimiento por tracción (en tracción) se incluye una ley de tensión uniaxial bilineal de tracción/compresión deferente, como se muestra en la Figura 5.

Se estableció 4 modelos de muros, W1 y W2 se consideran muros no confinados mientras W3 y W4 son muros confinados como se observa en la Figura 6; se miden cinco parámetros de respuesta para evaluar la precisión del modelo y calibrar los diferentes parámetros del material, se comparó los resultados entre ensayos de muros y el modelo de elementos finitos dando resultados similares como se indican en las Figuras 7 y 8. Como caso de estudio presenta un edificio real de muros HA que sufrió severos daños estructurales durante el terremoto de Chile de 2010 en la ciudad de Concepción.



Figura 1 Daños después de un sismo.



Figura 2 Izq. Macromodelos, Der. Micromodelos.

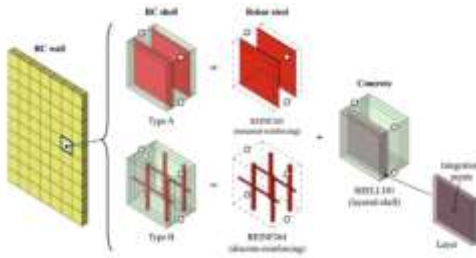


Figura 3 Tipos de elementos finitos y su ensamblaje.

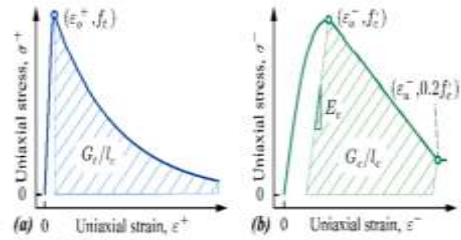


Figura 4 Esquemas de las leyes de tensión-deformación uniaxial

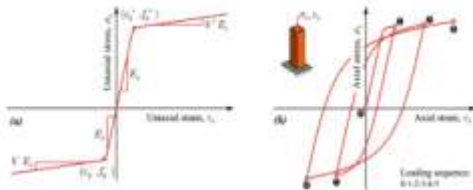


Figura 5 Bosquejos de las leyes de tensión-deformación del modelo de hormigón.

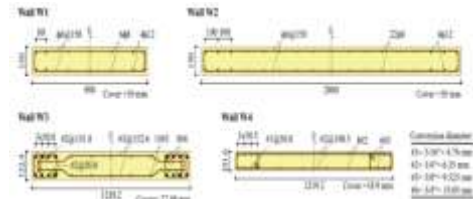


Figura 6 Sección transversal de especímenes experimentales de muros HA.

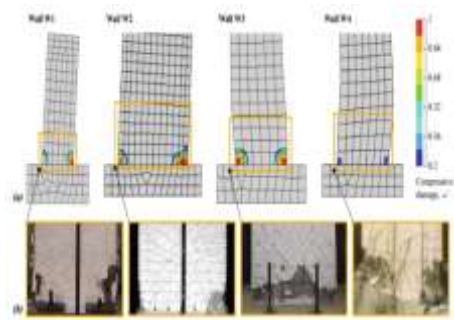
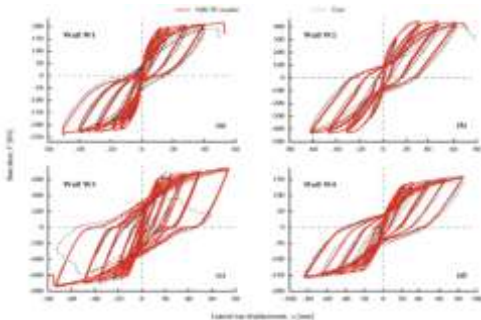


Figura 7 y 8 Comparación entre las respuestas de carga-deformación experimentales y simuladas.

Análisis sísmico no lineal de puentes: Calibración de modelos y guía práctica para ingenieros.

Conferencia No. 47

Autor: Dr. Rodrigo Astroza

Link: <https://vimeo.com/643770644/f712de4deb>

Fecha: 8/11/2021



Resumen: El patrimonio de puentes en Chile es de más de \$ 2.203 millones de dólares, muchos de ellos con longitud mayor a 30 metros y una vida útil de 35 a 65 años, los puentes tienen un rol muy importante en la comunicación de un país, por lo tanto, es vital que el comportamiento de este tipo de sistemas sea adecuado durante un terremoto.

En el terremoto de Maule 2010 más de 300 puentes presentaron daño (Figura 1) y 25 colapsaron, estos representan el 3% del inventario de Chile.

Para evitar estos acontecimientos es importante poder asegurar un buen desempeño en estas estructuras cuando hay un evento sísmico considerado, con esto aparece la ingeniería sísmica basada en desempeño (Figura 3), donde se puede evaluar como realmente va a ser el comportamiento de una estructura durante un terremoto dado, primero hay una evaluación sísmica donde interesa tener registros sísmicos representativos que se hacen a través de medidas de intensidad, después se evalúa el comportamiento de la estructura a través de parámetros de demanda para evaluar la respuesta estructural y definir como es la respuesta de algunos componentes estructurales, después hay la definición de estados límite, un análisis de daños y finalmente un análisis de pérdida que se refiere a los costos por daño y nuevas reparaciones.

Guía para análisis sísmico no-lineal de puentes: se representó un caso de estudio enfocado en un puente de tipología típica chilena “Puente Águila Norte” (Figura 2), después se caracterizó dinámicamente el puente y el sitio, para determinar las propiedades modales, en el puente se utilizaron métodos como PSI y SSI y la caracterización del sitio con el método de Nakamura, se desarrollaron estudios de amenaza sísmica, considerando enfoques determinísticos y probabilísticos, después se pasa a un modelamiento numérico a gran escala para ver la amplificación dinámica de los puntos de una cuenca cercana al puente, después se pasa al modelamiento de estructuras, modelos en el software OPENSEES donde se incluyen los efectos no lineales, adicionalmente se desarrolló un modelamiento detallado y calibración de ensayos experimentales, se desarrolló también el modelo adaptado en SAP2000 ya que es un software de mayor uso por los profesionales y estudiantes.

Toda esta información se resumió en una guía (Figura 4) que permite a un ingeniero estructural conocer cómo realizar un análisis no lineal de un puente y como puede ser implementado en un software muy usado como es el SAP2000.

Modelamiento de puente instrumentado: Se desarrolló en el puente Marga-Marga, es el primer puente en Chile con aislación sísmica, tiene una red de movimiento fuerte instalada desde su construcción y tiene 24 canales de aceleración, se realizó un modelo de elementos finitos (Figura 5), y el aislador sísmico (Figura 6) para el análisis no lineal que se calibró con 23 ensayos de componentes usando datos medidos durante el terremoto del 27F, determinando tres parámetros óptimos: la tensión de fluencia, la rigidez elástica

y el factor de crecimiento, para que la respuesta del modelo sea lo más parecida a la respuesta experimental, una vez calibrado el modelo no lineal permite estimar respuestas de la estructura que no fueron medidas durante el terremoto y entregar una buena predicción de la respuesta, además de ver deformaciones en los aisladores sísmicos y la respuesta momento-curvatura en las columnas del puente. Usando el modelo calibrado, se reconstruyen respuestas no medidas del puente y se investigan los efectos de la aislación sísmica.

Se requirió medidas en el puente para reproducir adecuadamente su respuesta durante el terremoto y se desarrolló un modelo no lineal del puente Marga-Marga, así mismo se observó alta variabilidad en los parámetros estimados entre ensayos.



Figura 1: Puente Llacolén



Figura 2: Puente Águila Norte

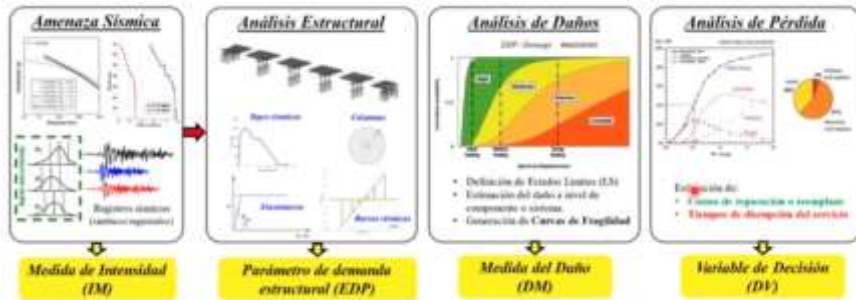


Figura 3: Ingeniería sísmica basada en desempeño



Figura 4: Guía para el análisis sísmico

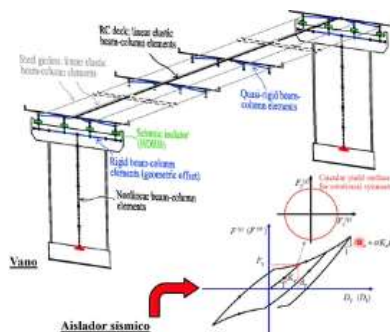


Figura 5: Modelamiento del puente con elementos finitos

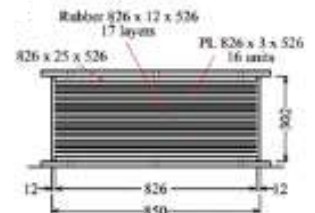


Figura 6: Aislador sísmico

Experiencias en el reforzamiento sísmico de estructuras

Conferencia No. 48

Autor: Dr. Roberto Aguiar

Link: <https://vimeo.com/646276394/77e516d56c>

Fecha: 15/11/2021



Resumen: Se presenta las experiencias del Dr. Aguiar como métodos importantes de adquirir conocimiento mediante los estudios y soluciones brindadas en diferentes estructuras que necesitaron reforzamiento. El presente resumen trata de cuatro casos importantes como: colocación de un generador en BANECUADOR, reparación de mampostería dañada durante un sismo, bajar el peso de la estructura es la clave para reforzar estructuras (uso de espumaflex) y finalmente, la ampliación de losas.

El análisis estructural del lugar en donde se colocó el generador necesitó que esté reforzado, este análisis y reforzamiento se lo realizó conjuntamente con Alexander Aguiar Gerente general de FIRMESA. En primer lugar, se tomó la decisión de colocar el generador en el tercer piso como se muestra en el plano (Figura 1) lo que provocó inconvenientes al momento de subir el generador de 4 metros de largo, 2 metros de ancho, mismo que tiene con un peso de tres toneladas, así mismo se presentó el desafío de subir los materiales para el reforzamiento las vigas de 6 metros de longitud.

La viga se subió por la ventana con la coordinación del banco y policía metropolitana. Para subir el generador se buscó una construcción vecina que cuente con un espacio suficiente para el ingreso de la grúa y del generador logrando así colocar el generador en el tercer piso (Figura 2) y poder llevar al sitio mediante montacargas. Para el reforzamiento estructural se cortó varillas de 7/8”, en pedazos de 18 centímetros de longitud para que ingrese 14 centímetros y sobresalga 4 centímetros para tuerca y rodela, En las vigas de 6 metros se procede a realizar anclajes espaciados cada 30 centímetros, en forma alternada después de colorar las varillas, las placas y los amortiguadores se procede a colocar el generador sobre una base de malla espacial (Figura 3).

Para la reparación de mampostería dañada durante un sismo de 1998, se utilizó grapas de varilla de acero, pero no son convenientes puesto que posteriormente en el sismo del 2016 se ven las fisuras en el mismo lugar. En el sismo del 2016, en el edificio BUZIOS, se observó fisuras en el ascensor, y se vieron afectadas vigas de acople entre muros, unión de escaleras con muro de gradas. Las reparaciones la realizaron con material epóxico. Una solución que optaron por los daños de mampostería fue derribar lo que había (Figura 4) y realizarla de nuevo con gypsum, ya que es un material que trabaja de una forma correcta porque baja el peso y es mucho más flexible.

Para el reforzamiento de estructuras la clave es bajar el peso, una de las experiencias, fue el uso de poliestireno expandido(espumaflex) en PRODUBANCO puesto que se tenía contrapisos de 10 a 15 centímetros esto es un peso muy elevado por lo que se procedió a sacar (Figura 5) y colocar (Figura 6) el material en los 11 pisos de la estructura, para posteriormente poner una capa pequeña de hormigón. Dejando juntas de dilatación de 3 metros.

Otra experiencia fue en el Hospital RODRÍGUEZ ZAMBRANO de Manta, en donde se reforzó con disipadores de energía TADAS y en las paredes se redujo el peso con Steel Frame. Este hospital reforzado quedó como nuevo porque se pidió que los perfiles de acero para acabados estén ocultos en las paredes. Las tuberías fueron de un material termo tratados que son flexibles y las columnas fueron recubiertas con madera, esto lo

indicó el constructor manifestando que no se necesitaba el uso de resina epóxica en dichas columnas.

Y por último se trata un tema donde se manifiesta no se admite daño, esta grada fue demolida y en su lugar se colocó una estructura de acero, aunque el Dr. Roberto Aguiar ostentó que la estructura de grada podría ser reforzada.

Con estos ejemplos de estudio se pudo concluir que bajar peso es la clave en reforzamiento de estructuras de tal manera que con el reforzamiento se vuelva a la carga normal, así mismo para ampliaciones de losa, lo importante es buscar apoyos.

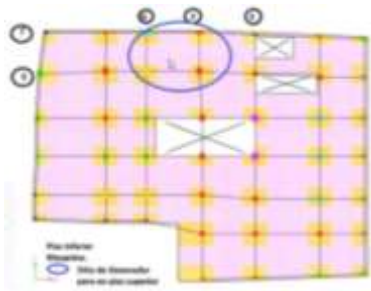


Figura 1. Ubicación del Generador



Figura 2. Subida del Generador



Figura 3. Colocación del generador



Figura 4. Demolición de mampostería



Figura 5. Demolición de contrapisos expandido



Figura 6. Colocación de poliestireno

Desarrollo de la construcción de estructuras de madera en Países Sísmicos Método de análisis y diseño, aspectos normativos

Conferencia No. 49

Autor: Dr. Peter Dechent

Link: <https://vimeo.com/648859716/0e4b9eebfc>

Fecha: 22/11/2021



Resumen: La madera es un material que está evolucionando de manera exponencial hoy en día, es denominado el material de construcción del siglo XXI, son productos con mejores propiedades estables y homogéneas y que cumplen con las necesidades estructurales y normativas.

El Recurso forestal de Chile, comprende hectáreas dedicadas a la plantación de pino, lo que se pretende con esto es lograr pasar de un país forestal a un país maderero ya que la madera juega un rol fundamental como material de construcción.

Toda madera se debe cortar en forma de contrachapado que son las láminas que dan la resistencia requerida, también se suele realizar cortes tangenciales para formar las tablas que suelen tener defectos como pandeo, alabeado y combado.

Existen varios terremotos que han colapsado estructuras de madera, por esta razón la parte más importante de un proyecto es una buena estructuración asegurando una buena disposición adecuada de los muros. La madera se va a comportar muy bien cuando existe falta de tejido estacional. Para que la estructura no colapse, se usa un sistema constructivo de marco liviano tipo de plataforma que utiliza muros de corte como ponente principal del sistema.

Para el diseño de una edificación de madera, se debe enfrentar generalmente mediante el método estático, la estimación de cargas sísmicas laterales, mediante la distribución de un área tributaria y método de diseño estático. La fuerza sísmica, que es la aceleración, actúa sobre la masa de la estructura, esta causa que el diafragma horizontal que es la losa, tenga deflexión en su plano y las fuerzas sísmicas vayan hacia los muros. Cuando la fuerza del viento actúa sobre el área exterior de la edificación, esta se transmite desde los muros perpendiculares de la acción del viento hacia el diafragma horizontal que es la losa y esta hacia los diafragmas verticales que son los muros.

Los edificios de CLT son capas apiladas, cada capa está compuesta por tablas, generalmente de tres a siete capas con espesores de 15 mm a 240mm La laminación cruzada ofrece mayor estabilidad para las losas en las dos direcciones y muros más largos y altos estos paneles deben estar generalmente unidos mediante tornillos auto perforantes y conectores de placa metálica a atracción-compresión y cables o barras para postensado.

El comportamiento de las cargas sísmicas, nos indica que tiene buena capacidad al corte y son resistentes, ya que se comportan elásticamente con deformaciones pequeñas, la deformación y liberación de energía se produce a nivel de los conectores.

Se han realizado varios ensayos importantes para paneles CLT y conectores en estructuras a escala real; se pudo determinar que tienen buen desempeño desde el punto de vista de resistencia y rigidez ante el comportamiento elástico, existe una mala disipación de energía que se concentra localmente en las conexiones. Por lo tanto, es necesario

desarrollar un sistema menos rígido y con menor disipación de energía ya que los paneles CLT tiene buenas propiedades para cargas estáticas.

En las estructuras de madera, también se usan disipadores de energía ya que mejoran el comportamiento frente a cargas sísmicas que sumado al uso del sistema balón, ayuda a un mejor desempeño de la estructura. Se ha determinado en varios ensayos de estructuras de tres pisos ante cargas cíclicas que se tiene la curva de corte basal y desplazamiento sólo en el primer piso y estas son muy estables y en los pisos superiores las curvas de corte desplazamientos son similares a la de primer piso, pero con un corte menor, indicando la correcta modulación de la estructura.

Los aisladores que se han colocado son de péndulo friccional y están bajo una losa de 1 m de espesor para dar peso y evitar el volcamiento de la estructura, estos no presentan problema con la esbeltez como los elastómeros que si traen problemas.

Por esta razón se ha realizado la construcción de edificios híbridos entre hormigón y estructuras de madera de CLT, estas construcciones representan un campo de ampliación que no agrede a las normas de construcción de madera frente a las cargas laterales como viento y sismos. Estas construcciones híbridas no tienen problema a la resistencia y permiten crecer en altura y se debe tener especial cuidado en las conexiones.

Como conclusión se puede decir que las alternativas para potenciar el uso del CLT en la construcción de edificios, es la construcción aislada sísmicamente, y la construcción híbrida con pisos de CLT y marcos gravitacionales de madera.



Figura 1. Terremoto Northridge 1994



Figura 2. Huracán Andrew 1992



Figura 3. Ensayo de Conectores.



Figura 4. Ensayo de edificación de CLT

Métodos Bayesianos para la calibración de modelos y análisis probabilístico de estructuras

Conferencia No. 50

Autor: MSc. José Barros Cabezas

Link: <https://vimeo.com/651377627/3040455165>

Fecha: 29/11/2020



Resumen: En la actualidad la mayoría de construcciones son de estructuras PRM (pórticos rellenos de mampostería) usualmente de hormigón o acero. Gran parte de los países alrededor del mundo, utilizan este sistema estructural, los países que reportan grandes daños durante sismos, presentan un uso extensivo de este sistema y fallos estructurales. Figura1, Ecuador es uno de estos países. Sin embargo, cuando se presenta un fenómeno de esta naturaleza y a pesar de que es la estructura por excelencia que sabemos construir, queda en evidencia que no necesariamente sabemos cómo funciona este tipo de estructura.

En función de esta problemática el motivo de la investigación es poder usar una metodología que permita evaluar las deformaciones de estos sistemas que ya existen. La gran pregunta es ¿Cómo estimar el comportamiento de este sistema estructural?, la realidad incluye todas las incertidumbres que tenemos sobre los datos propios del sistema y modelo que vayamos a utilizar. Si se plantea proponer un nuevo modelo se debe adoptar uno de dos posibles caminos, determinista o probabilista.

El camino determinista tiene un set de parámetros que nos presentaran un único resultado a pesar de pudiera no serlo, además que esta alineada con las metodologías actuales, sin embargo, esto asume que conocemos casi a perfección las condiciones del problema adoptando en realidad una idea probabilista. El camino probabilista tiene como intención generar una respuesta que nos sugiere un rango de valores que podrían serlo alineándose mejor con la realidad, pues se aceptan incertidumbres, lamentablemente esto resulta complejo en los softwares de uso común.

La Metodología Bayesiana puede ser usada para estos casos pues “Teorema de Bayes es un análisis de probabilidad en base a un conocimiento previo (prior), una nueva evidencia y la probabilidad de que esa evidencia efectivamente explique este otro evento A” (Barros Cabezas, 2021) Figura2 como para ponerlo en contexto, por ejemplo, lo que pasa últimamente con el tema del COVID-19 es lo que usan los médicos para llegar a un diagnóstico, se nos presentan una serie de información y evidencian que generan probabilidades. La Metodología Bayesiana consiste en:

- 1.-Elegir datos, el modelo, los parámetros de calibración y una métrica.
- 2.-Elegir una distribución y rango de los parámetros en base a información previa.
- 3.-El algoritmo evalúa la métrica en el espacio de parámetros y “elige” los valores θ que minimizan la métrica. Se generan nuevas distribuciones de los parámetros θ .
- 4.-El algoritmo repite el proceso hasta alcanzar una tolerancia o un número máximo de pasos.

Caso de estudio Modelo desarrollado en 2020 en base a una regresión, plantea una probabilidad a ciegas ya que permite utilizar resultados de laboratorios como constitutivas para los modelos no lineales desarrollados en laboratorio en base a evaluación estructural con ASCE 41-17.

La curva de fragilidad que sostienen los modelos antes mencionados se explica en el Modelo Determinístico; en línea azul se puede ver el modelo corregido, en negro el promedio Bayesiano y plateado tenemos el intervalo confiable del Modelo Bayesiano. Se puede observar que al actualizar el modelo determinístico siendo este un modelo mucho más confiable, el modelo Bayesiano pudo identificar esto dentro del rango de confianza más-menos una desviación estándar.

Finalmente es destacable que se debe tener cuidado con la falsa impresión de exactitud cuando se utilizan modelos complejos, así mismo un modelo simplificado que explique el comportamiento de un elemento estructural permite evaluar el conocimiento que tenemos sobre un sistema determinado.



Figura 1. Países que usan sistemas de estructura PRM

$$\begin{array}{c}
 \text{Posterior} \\
 \downarrow \\
 P(A|B) = \frac{P(B|A) * P(A)}{P(B)} \\
 \uparrow \\
 \text{Evidence}
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \text{Likelihood} \\
 \downarrow \\
 P(B|A) \\
 \uparrow \\
 \text{Prior} \\
 P(A)
 \end{array}$$

Figura 2. Teorema de Bayes

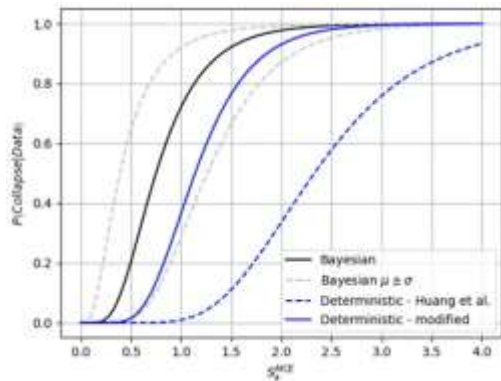


Figura 3. Resultados del modelo propuesto

CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS DE ESPE CON AISLADORES SÍSMICOS

Conferencia No. 51

Autor: Dr. Roberto Aguiar Falconí

Link: <https://vimeo.com/653930170/6e871f4ad9>

Fecha: 06/12/2021



Resumen: Para los nuevos bloques del Centro de Investigaciones y de Post Grado de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, se tenía un plano inicial estructural común y corriente, el Dr. Aguiar propone la implementación de aisladores sísmicos, siendo estos nuevos bloques diseñados por el Dr. Roberto Aguiar y Dr. Pablo Caiza, con el asesoramiento del Dr. Michael Constantinou y el Dr. Enrique Morales quienes aportaron con conocimientos para mejorar la obra, siendo una de las dificultades la colocación de aisladores en la construcción, por lo cual se realizó una prueba en laboratorio teniendo el siguiente proceso de colocación:

Primero teniendo el armado de la cimentación y el pedestal se procede a colocar 4 celosías en los lados para apoyar y que resista la carga del aislador, siendo está conformada por 4 formas triangulares, una por cada lado y en los extremos se tienen elementos verticales con patas para que tenga un mejor apoyo (Figura 1), además de esto se puso 4 varillas trasversales en las esquinas soldadas a la armadura del pedestal para que se sujeten de mejor manera con el objetivo de que no exista ningún movimiento de los elementos (Figura 2).

Luego se continúa a soldar los bocines a la placa para colocarla en el pedestal y poder nivelarla. Se fija los ejes a las cadenas las cuales deben dejar un espacio para fundir posteriormente. La placa debe ser soldada en las varillas para asegurar que la misma no se mueva, a continuación, se realiza lo que es conocido como Lechada aplicando Concryl la cual será útil para la hidratación del hormigón y a su vez funciona como aditivo para pegar el hormigón que ya está fundido con el nuevo hormigón.

La placa tiene un orificio en la mitad, el cual sirve para el vaciado de hormigón, cabe aclarar que al momento de aplicar esto en la obra, se notó pequeñas deformaciones por lo cual se decidió completar la placa sin el agujero en el centro y ahora se realizaría el vaciado de hormigón por los lados de las cadenas. Este vaciado debe dejar 5 cm de espaciamiento en el tope para poder colocar Grout, que es más resistente, pero primero se procede a hidratar el hormigón.

Finalmente se colocan los aisladores con la ayuda del perno y la rodela. El aislador tiene un mecanismo interior el cual es cóncavo para al momento del desplazamiento siempre regrese al centro la cual es su posición inicial (Figura 3). Ahora todo este procedimiento de laboratorio se lo replico en la obra, pero se debe tener en cuenta que es fundamental dejar caminos para después de algún sismo tener la posibilidad de observar las condiciones de los aisladores (Figura 4).

Hay que tener en cuenta que la colocación de los aisladores es mejor hacerla directamente sobre la cimentación, los cuales conectaran de igual manera por bocinas a las columnas. En los nuevos bloques se colocó aisladores en la cimentación y también en el primer piso, pero aquí se debe tener en cuenta 2 cosas, este bloque no tenía ni gradas ni ascensores (Figura 5), y las columnas deben trabajar elásticamente por lo cual se coloca

una gran cantidad de armadura (Figura 6). También existe un bloque en el que existen aisladores en el primer piso y existen escaleras, lo que se hizo es separar las escaleras y colgarles en la losa.

En una parte de los nuevos bloques fue necesario el uso de vigas en celosía tipo PRATT para el auditorio de la ESPE, las cuales trabajan muy bien para cuando se tiene grandes luces, se utilizó la ayuda del programa CEINCI-LAB proporcionado por Isacc Romero para realizar el cálculo de la celosía.

En base a estas experiencias se debe aprovechar de las experiencias realizadas por personas que han tenido la oportunidad de diseñar estructuras con aisladores sísmicos y hacer uso de CEINCI-LAB ya que es un sistema de computación que permite calcular estructuras complicadas en forma sencilla, sin embargo, para su uso se requiere saber estructuras y dinámica de estructuras.



Figura 1. Celosías en pedestal



Figura 2. Varillas transversales



Figura 3. Aislador sísmico



Figura 4. Camino para futuras revisiones de los aisladores



Figura 5. Aisladores colocados en primer piso

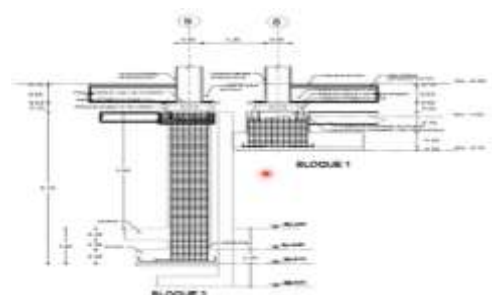


Figura 6. Armado de columnas cuando los aisladores sísmicos van en 2do piso

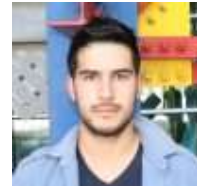
Efecto de la componente Vertical del movimiento del suelo en el desempeño sísmico de puentes simplemente armados

Conferencia No. 52

Autor: M.sc. Teodoro Esteban Amaya

Link: <https://vimeo.com/656383125/efb2ced352>

Fecha: 13/12/2021



Resumen: Los puentes son construcciones de mucha importancia en la infraestructura de un país, mantienen conectadas las redes viales, ciudades, poblaciones, etc. Son estructuras que deben estar operativas en todo momento en especial en eventos sísmicos.

La influencia de la componente vertical, aceleración vertical, es un componente que no se considera tanto en los análisis como en la práctica de diseño por diferentes motivos, la amplitud de la aceleración del sismo es menor que la aceleración horizontal, los peak de aceleración no ocurre al mismo tiempo que el de la aceleración horizontal y por último la mención acertada de ingeniería que los puentes son robustos, resistentes en la dirección vertical esperando que no se dañen en esa dirección. Sin embargo, estudios actuales y experiencias obtenidas en diferentes sismos grandes de los últimos años nos dicen que se debe considerar la componente vertical para el cálculo y diseño de puentes.

Es necesario analizar cómo se diferencian las componentes de las aceleraciones horizontales y verticales, el primer parámetro es la amplitud de los peak de la aceleración horizontal y vertical en donde se analiza la relación V/H de PGA, para lo cual empleamos la regla de 2/3 para representar la componente vertical del sismo. (Ecuación 1)

Como segundo punto debemos analizar la componente vertical asociada al arribo de ondas "P" y la componente horizontal asociada al arribo de ondas "S", esto tiene una implicancia en el contenido de frecuencias de los distintos tipos de registros sísmicos.

Como tercer punto debemos analizar cómo afecta la aceleración vertical a las resistencias de los elementos estructurales, como la resistencia al corte mediante la siguiente normativa ACI318, AASHTO LRFD, EUROCODE 2, Priestley et al. (2004).

En los sismos en Chile se concentró la aceleración vertical en los elementos de interconexión de los puentes (Figura1-2), es decir en la interfaz entre la superestructura y subestructura. Existieron daños por desplazamientos, ruptura de viga, rotaciones excesivas que produjo impacto de viga de puente con llaves de corte, colapso por pérdida de soporte vertical, en Chile para restringir desplazamientos verticales del tablero se emplean anclajes sísmicos verticales pero con el sismo fluyen los anclajes (Figura 3). Y adicionalmente no se observó daño en columnas ya que esto obedece al criterio de diseño sísmico de Chile (Figura 4-5). Para comprender este comportamiento es necesario analizar la tipología de puentes en Chile, un puente típico en Chile tiene dos vanos con vigas pre tensadas, la losa que se apoya sobre las vigas tiene una continuidad a los largo de todo el puente, vigas discontinuas simplemente apoyadas a sus extremos en los estribos y la pila del puente, a su vez asentadas sobre apoyos elastoméricos diseñados con llaves de corte de sacrificio en donde su función es impedir los desplazamientos transversales del tablero del puente pero estos apoyos presentan una limitada capacidad para transmitir esfuerzos a la sub estructura, son elementos que fallan antes de comprometer la sub estructura del puente por eso la explicación que las columnas se observan intactas después de un sismo.

Para mejorar el funcionamiento de los puentes ante un sismo es necesario analizar el comportamiento de los apoyos elastoméricos, para esto si consideramos un puente que solamente soporta las cargas gravitacionales (peso propio), tomando en cuenta solo los apoyos en los dos estribos del puente, tendremos una simetría en la constitutiva fuerza deformación, las mismas cargas verticales se convierten en fuerzas iguales resistentes al desplazamiento horizontal, en otro caso asumiendo que un apoyo se comprima y el otro apoyo se descomprima, por esa variación de la fuerza axial en el apoyo elastomérico tendremos una asimetría en la constitutiva fuerza deformación, el caso que está más cargado tendrá fuerza de fluencia mayores y esto se traduce a fuerzas resistentes al desplazamiento horizontal por lo cual como las fuerzas no son iguales tiene una mayor tendencia a la rotación.

Con esto se puede concluir que los anclajes sísmicos verticales aumentan la fuerza de conexión entre subestructura y superestructura. Producen mayor transición de esfuerzos a las columnas, así mismo estos anclajes aumentan las probabilidades de daño en columnas, es por esto que los anclajes sísmicos basados en cables pretensados tienen un mejor desempeño que anclajes basados en barras sísmicas.

$$RE_v = \left(\frac{2}{3}\right)RE_H$$

Ec. 1 Regla de 2/3 para representar componente vertical



Figura. 1-2 Daño de puentes en el Terremoto de Maule 2010



Figura 3. Daño en anclajes sísmicos verticales



Figura 4 – 5. Columnas sin daño después de un sismo en Chile

Efecto de los pernos de anclaje y la flexibilidad del suelo sobre la respuesta sísmica de tanques de almacenamiento de líquidos

Conferencia No. 53

Autor: M.Sc. Francisco Antonio Jaramillo

Link: <https://vimeo.com/658798093>

Fecha: 20/12/2021



Resumen Los tanques cilíndricos tienen múltiples usos, generalmente en instalaciones nucleares e industriales. Es así que cuando los tanques cilíndricos reciben una fuerte excitación sísmica, la principal característica que presentan es el levantamiento del fondo debido a la presión hidromecánica que se produce sobre las paredes del tanque. Generando daño y colapso, de esta manera provocando la pérdida del líquido contenido.

Se presentan tres tanques típicos de acero inoxidable con geometría generalmente utilizada en tanques de almacenamiento de petróleo para realizar el análisis respectivo. Se consideraron dos formas de interacción:

- i) la interacción entre el tanque y el líquido contenido;
- ii) la interacción entre el sistema tanque-fluido y el medio que lo soporta (suelo).

En la Figura 1 se muestra el modelo donde se considera el suelo como un espacio homogéneo elástico, una fundación rígida completamente indeformable y el tanque de acero con su sistema de anclaje. Las propiedades de los materiales para los tres tanques considerados fueron las mismas.

Cuando los tanques fueron sometidos a una fuerte sacudida, la placa base flexible se levantó parcialmente y los pernos de anclaje cedieron. Se consideraron cuatro flexibilidades de suelo diferentes y tres ductilidades de anclaje diferentes para los tanques analizados. (Jaramillo, 2021). La Figura 2 muestra la vista esquemática del modelo suelo-fundación-estructura. Razón por la cual no se asume deslizamiento entre la base y los cimientos del tanque, tampoco se considera torsión.

El modelo aquí propuesto es capaz de tener en cuenta las tres componentes del movimiento del suelo, sin embargo, se usó solamente las componentes laterales del movimiento sísmico dejando para un próximo estudio los efectos de la componente vertical. La figura 3 representa los grados de libertad del sistema tanque-líquido, medidos relativos a la fundación y suelo.

Un sistema de anclaje típico utilizado en tanques de soporte continuo se muestra en la figura 4, diseñado para trabajar solo en tensión. Se tiene 7 ciclos de prueba. El uso de estos sistemas de anclaje con apoyo continuo proporciona beneficios estructurales, uno de ellos es un incremento de la capacidad de resistencia al volcamiento, el control del levantamiento parcial de la base y también funciona como elementos capaces de disipar energía localmente. En la figura 5 muestra las deformaciones para condiciones de suelo rígidas y flexibles, estas deformaciones están por encima del valor límite permitido, esto no ocurre en la condición de suelo flexible. Este estudio presenta dos metodologías de análisis mostrando que el sistema estructural tiende a tener una mayor reducción en la respuesta cuanto esté asentado sobre suelo flexible o blando y sin poner de lado el número de anclajes que es elevado.

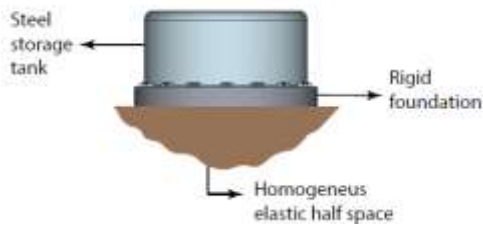


Figura 1: Modelo de estructura analizada.

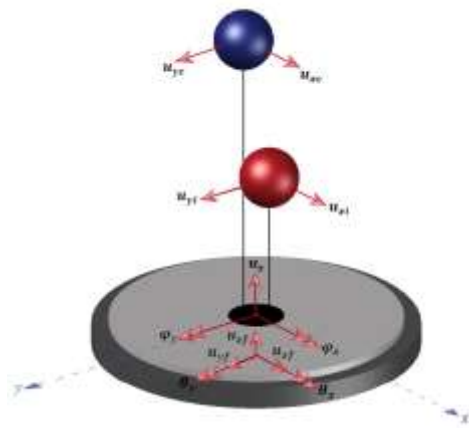


Figura 2. Vista esquemática del modelo suelo-fundación-tanque con los grados de libertad considerados

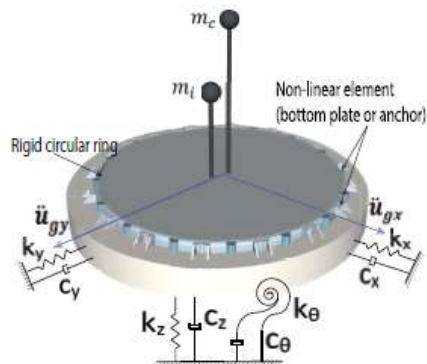


Figura 3. Modelo simplificado tridimensional del sistema tanque-líquido.

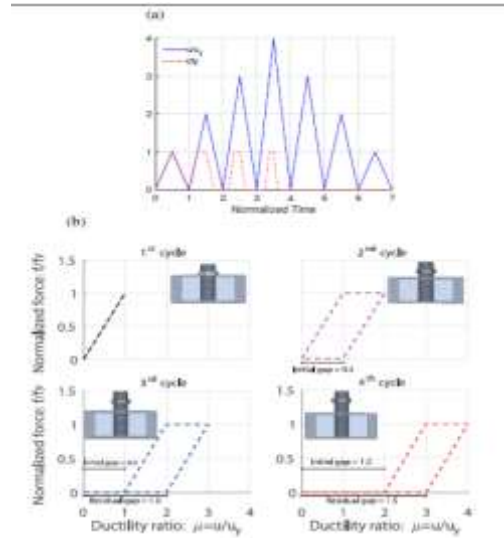


Figura 4. Relación fuerza-deformación para el elemento de anclaje: (a) fuerza y desplazamiento durante los siete ciclos de prueba impuestos, y (b) comportamientos de la histéresis y gap de apertura/cierre.

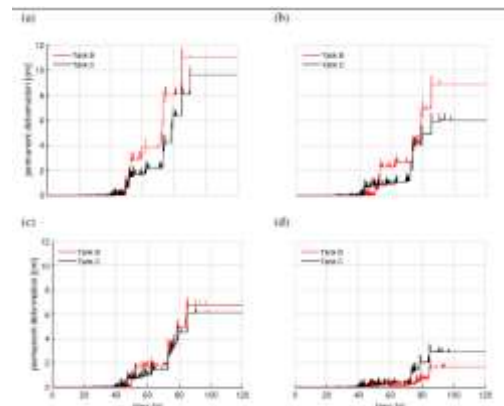


Figura 5. Evolución en el tiempo de las deformaciones efectiva y permanente de los pernos de anclaje para el registro compatible de Curicó: (a) suelo rígido, (b) $V_s = 400$ m/s, (c) $V_s = 300$ m/s y (d) $V_s = 200$ m/s

Disipadores de energía metálicos en edificios de H.A., rellenos con muros de albañilería

Conferencia No. 54

Autora: MSc. Silvana Romero

Link: <https://vimeo.com/660971939>

Fecha: 27/12/2021



Resumen: En países como Ecuador y Perú, los sistemas de pórticos de Hormigón Armado han sido muy utilizados debido al bajo costo que representan frente a otros sistemas, como muros rígidos o sistemas duales. Estos países al estar localizados en zonas de alta sismicidad, se han producido varios terremotos, lo que ha dejado grandes pérdidas humanas como materiales, por lo que en la actualidad se buscan nuevos sistemas de reforzamiento de estructuras para disipar la energía en la estructura frente a estos sucesos. En cuanto al reforzamiento, existen varias alternativas, una de ellas es el uso de disipadores pasivos como se muestra en la Figura 1, estos elementos también considerados como disipadores metálicos, poseen una tecnología muy utilizada actualmente y lo que buscan es limitar las deformaciones inelásticas en los elementos estructurales. Es por eso que al intentar reforzar este tipo de estructuras se debe utilizar los sistemas secundarios (albañilería), en este caso una configuración ampliamente utilizada es el sistema **Chevron** el cual son elementos muy rígidos como se presenta en la Figura 2, que sirve de soporte para los disipadores y que permiten disipar la energía a la estructura principal.

Es así que teniendo en cuenta estas consideraciones surge la idea de utilizar estos muros como soportes para colocar los disipadores. En la Figura 3 se muestra la representación de un sistema de pórticos en la cual se coloca un muro de albañilería y la propuesta consistió en dilatar el muro tanto de las columnas como de la viga inferior, es decir los muros están apoyados a la estructura principal en sus extremos, ya que si se dilata los muros de la estructura principal, por un lado se logra que se mantenga la flexibilidad del sistema y por otro lado evita que los muros sufran daño, por lo tanto, se realiza una propuesta aplicable a sistemas de pórticos para mejorar la respuesta estructural con disipadores mediante muros de albañilería. El estudio realizado en el presente trabajo se compone de 2 partes como se muestra en la Figura 4, la primera es un modelo bidimensional de 2 pisos y 1 vano lo cual se representa el pórtico relleno de muros con elementos **Shell** que va a asegurar un comportamiento elástico, haciendo el uso del análisis estático no lineal. Y la segunda parte consistió en aplicar el modelo en una estructura tridimensional en la cual inicialmente se estudian las deformaciones inelásticas que se producen en las vigas en las que posteriormente se colocarán los disipadores y lograrán reducir el daño relacionado a las vigas.

De igual manera para trabajar con los tensores de corte en estos muros, lo recomendable no es trabajar con la tensión máxima sino con una tensión promedio tal como se muestra en la Figura 5, debido a que este muro se va a comportar elásticamente. Asimismo, para determinar el número de disipadores con el que se va a trabajar se debe tener en cuenta la homogeneidad de las tensiones que se produzcan en estos sistemas, debido a que los disipadores serán los que absorben la energía disipada en función de las fuerzas laterales aplicadas. Cuando estos muros permanezcan elásticos podemos representarlos con diagonales equivalentes y así disminuyan el costo y se logre la flexibilidad en la estructura. Por lo tanto, al representar los muros con elementos **Shell** y diagonales equivalentes se obtienen resultados bastante aproximados en cuestión a la deformación de los

disipadores, tomando en cuenta que la energía disipada se puede observar mejor cuando se realiza otro tipo de análisis(tiempo-historia).

Como parte final y conclusión se puede decir que una adecuada distribución de capacidad de los disipadores de altura, permite reducir la cantidad de disipación sobre toda la estructura, logrando resultados similares en la respuesta, en algunas columnas se presentó un incremento de la demanda, por lo que habrá que seguir estudiando que sucede con estos elementos y si es necesario reforzar las columnas del primer piso.



Figura 1. Disipadores histeréticos de energía sísmica.

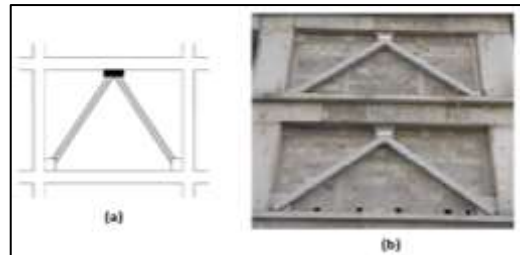


Figura 2. (a) Sistema Chevron-Disipador. (b) Proyecto Paradox, México 2016

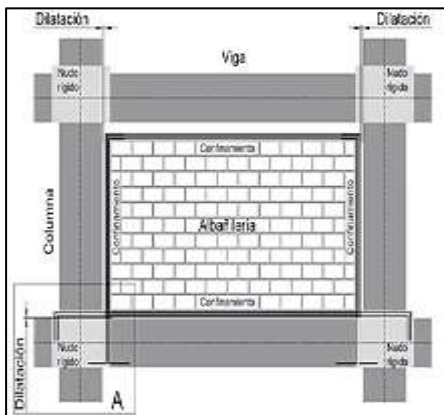


Figura 3. Comportamiento del muro en el plano

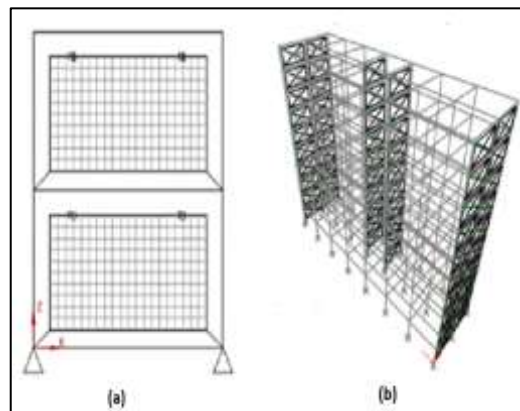


Figura 4. (a) Modelo bidimensional con muros Shell. (b) Modelo tridimensional

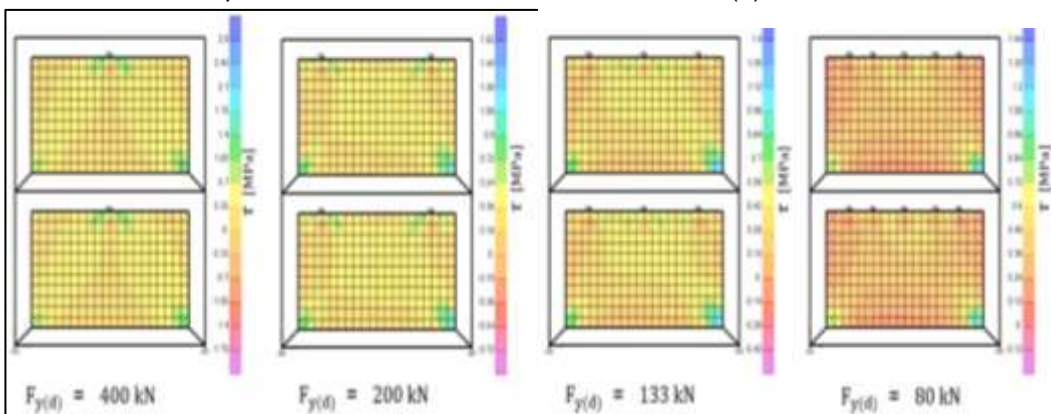


Figura 5. Disipadores de energía por muro para obtener un comportamiento elástico

Aislamiento sísmico con dispositivos resilientes a impacto lateral y vertical

Conferencia No. 55

Autor: Dr. José Luis Almazán

Link: <https://vimeo.com/662407898/cf5f1a4857>

Fecha: 03/01/2022



Resumen: El Aislamiento sísmico con dispositivos resilientes a impacto lateral y vertical se ve motivada por razones como: la extensión del uso de aislación sísmica con potencial levantamiento en apoyos, evitar el uso de sistemas de restricción de levantamiento, acotar riesgos de impacto lateral y vertical debido a la incertidumbre asociada a la intensidad del sismo, y entregar una seguridad adicional a estructuras aisladas “espaciales”.

Los aisladores comunes con péndulos simples, péndulos dobles y péndulos triples, evitan que el desplazamiento supere un cierto umbral; dentro de la práctica habitual este tipo de dispositivo cuenta con un anillo perimetral que restringe el desplazamiento horizontal. Para mejorar las restricciones del desplazamiento se propone un dispositivo IR-FPS (Figura 1), el mismo cuenta con un deslizador interno compuesto por un cuerpo superior e inferior, ambos se conectan entre sí a partir de una superficie plana de alto rozamiento, la superficie se activa al momento de ocurrir un impacto lateral, adicionalmente cuenta con un disco de goma interno para evitar el impacto metal con metal. Al no aplicarse cargas los elementos de goma del aislador permanecen con su forma inicial, pero una vez cargado el aislador el disco de goma interno se comprime y llena el vacío interno (Figura 2), llegado a un cierto nivel de carga el aislador queda con una rigidez similar a cualquier aislador.

Para el estudio numérico impacto lateral se modelo un dispositivo a grandes desplazamientos, tomando cuatro puntos de contacto en la cara superior, inferior y en la superficie de alto roce interno, estos al alcanzar el límite máximo activan la interface de aislamiento interno y la fuerza se contrala (Figura 3), todos estos resultados dependerán tanto del ángulo de inclinación como del coeficiente de roce de la superficie. Al momento que el deslizador interno alcanza su límite máximo se produce un impacto rígido (Figura 4). El diseño de este tipo dispositivos se lo hace con el fin de que nunca ocurra impacto interno.

Como parte del estudio numérico impacto lateral se modelo una estructura en 3D afectados con registros sísmicos impulsivos, adicional estudio se realizó un estudio experimental que cuenta con tres partes, la primera parte estudia la compresión pura, la segunda parte experimenta con carga lateral, y la parte 3 impacto lateral y Causi-Levantamiento (Figura 5). Los resultados que se obtienen muestran que el dispositivo es capaz de reducir entre el 50% y 65% la respuesta de la superestructura, donde se asume un comportamiento lineal.

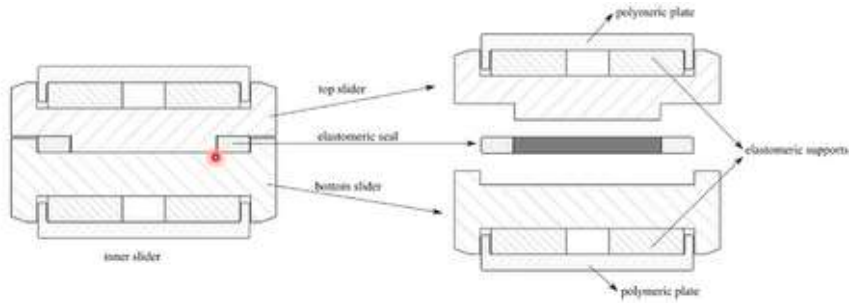


Figura 4 Dispositivo IR-FPS



Figura 2 Dispositivo IR-FPS a) Sin carga b) Sometido a cargas

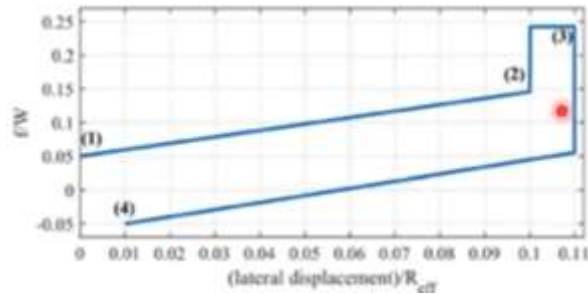


Figura 3 Desplazamiento lateral vs F/W

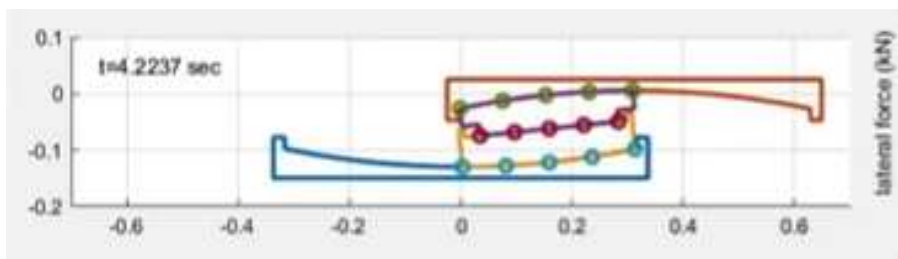


Figura 4 Deslizador interno alcanzando su límite máximo



Figura 5 Causi-Levantamiento

Daño acumulado debido a secuencias sísmicas

Conferencia No. 56

Autor: Dr. Pablo Quinde

Link: <https://vimeo.com/664532576/6a867403ca>

Fecha: 10/01/2022



Resumen: Una de las limitaciones en la mayoría de las regulaciones es que se adopta un terremoto único y poco común para el diseño, e ignora la fluencia de las secuencias sísmicas, ya que parten del hecho que una estructura será rehabilitada poco tiempo después de que ocurra un sismo intenso. Para realizar un diseño sismo resistente necesitamos dos etapas principales: las demandas sísmicas y el modelado estructural.

Para conocer el estado de la estructura de un sismo, tenemos lo que son las curvas de desempeño, las cuales en el eje de las “y” tenemos el cortante Basal y en el eje de las “x” tenemos el desplazamiento, es decir, mientras más se deforme la estructura, vamos a tener un peor comportamiento y un poco control, por lo que debemos procurar mantenernos dentro del límite elástico. (Figura 1). La ciudad de México al ser construida prácticamente sobre lodo, ya que la laguna fue rellenada, presenta varios efectos, como que cualquier sismo afecte a la ciudad así este sea lejano, y se puede ver que las amplificaciones en suelos blandos son enormes. (Figura 2). En el Ecuador la realidad es casi similar a la de México, por ejemplo, tenemos el edificio Cabo Coral, Hotel Italia y el edificio Cevallos, los cuales no se reforzaron en el sismo de 1998 y fueron demolidos después del sismo del 2016. (Figura 3).

El primer paso cuando se produce un sismo es realizar una evaluación estructural rápida, pero pueden surgir problemas, como sobredimensionamientos de daños estructurales, el segundo paso es realizar estudio detallados, para así conocer que reforzamiento adecuado vamos a realizar y que nos haga aumentar la resistencia, rigidez, que nos permita controlar las patologías estructurales que hacen que la estructura sea deficiente. Para mejorar la capacidad lateral de la estructura podemos utilizar sistemas de control de respuesta sísmica, generar muros de concreto o contravientos restringidos al pandeo. (Figura 4). Al calcular los registros de respuesta de pseudo aceleración o desplazamiento, podemos intuir que son los mismos, ya que para calcular los espectros solo necesitamos las demandas máximas, pero al hacer esto no estamos considerando la demanda real. Si analizamos el comportamiento plástico de un oscilador de 2.0 s para el registro completo, podemos ver que los ciclos histeréticos a diferencia del registro recortado presenta más curvas, lo que quiere decir que existe mucha más energía disipada, la cual está relacionada con el daño estructural y se la conoce como energía histerética disipada. La energía histerética ($E_{H\mu}$) define la cantidad de energía que un sistema debe disipar, pero no contiene suficiente información para asociarla completamente con el daño estructural, ya que la energía total disipada podría ser similar para dos o más respuestas estructurales diferentes, por lo cual debemos normalizar esta energía ($NE_{H\mu} = E_{H\mu} / F_y X_y$).

Como conclusión se tiene que, en algunas estructuras en Ciudad de México, el daño acumulado al que han estado expuestas en los últimos 40 años es muy grande y es comparable o mayor a la energía plástica disipada durante los terremotos mas intensos registrados en todo el mundo. En sismos intensos de larga duración una estructura puede fallar antes de alcanzar los valores de desplazamiento máximo establecidos con los estándares sísmicos tradicionales.

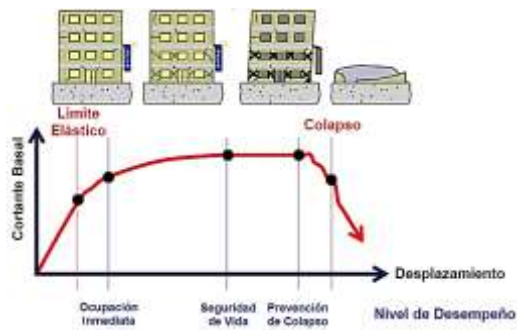


Figura 1. Curva de Desempeño

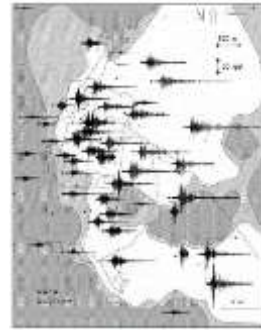


Figura 2. Amplificaciones causadas por los sismos



Figura 3. Edificio Cabo Coral, Hotel Italia, Edificio Cevallos



Figura 4. Sistemas de control de respuesta sísmica, contravientos restringidos al pandeo, muros de concreto.

Optimización Topológica de Estructuras

Conferencia No. 57

Autor: Dr. Patricio Cendoya

Enlace del video: <https://vimeo.com/667030657/7fa5423e07>

Fecha: 17 de enero de 2022



Resumen Cada día los recursos son limitados y lo que buscan los ingenieros hoy en día es fabricar estructuras livianas y eficientes al tener un balance entre el peso de la estructura y su rigidez, las técnicas de optimización estructural se dividen en tres tipos: la optimización de dimensiones (OD) (Figura 1), de formas (FO) (Figura 2) y la optimización topológica (OT). (Figura 3).

La optimización topológica es una metodología que busca encontrar la mejor distribución de material en un dominio en específico de diseño inicial, con ciertas condiciones de contorno y una carga conocida se puede encontrar una distribución eficiente del material para cada una de las restricciones conocidas, es decir se mueven o se reubican selectivamente ciertos elementos de un dominio discretizado en porciones finitas de material para conseguir un diseño más eficiente como se puede observar en la figura 4, la optimización topológica llega a obtener estructuras del tipo orgánicas.

Dentro de la matemática de la optimización topológica existen varios modelos, como el modelo de variable discreta que fue uno de los primeros en desarrollarse, en este modelo la variable puede tomar dos valores, 0 que significa que no hay material o 1 que quiere decir que hay material, en el segundo modelo de variable continua en donde la variable incógnita como lo puede ser la densidad puede tener un valor continuo que puede estar ubicado entre 0 y 1 pueden existir zonas de grises al tener densidades intermedias. Actualmente alrededor del año 2010 aparece un nuevo modelo que combina lo mejor de cada tipo de optimización topológica denominada SIMP-BESO o soft Kill BESO.

El tipo de optimización topológica BESO-SIMP o soft Kill-Beso nace como una variante dentro del método BESO, diferenciándose del mismo en que los elementos ineficientes no son removidos del análisis, sino que son reemplazados por elementos de baja densidad a través del esquema SIMP, además, este nuevo esquema soluciona algunas dificultades de convergencia del método BESO, al obtener un proceso más estable en la búsqueda del óptimo (Huang y Xie, 2010), el cual requiere una menor cantidad de iteraciones.

El Dr. Patricio Cendoya desarrolló un modelo de optimización topológica para procesos de manufactura aditiva en el año 2020 que consistió en llevar todos los algoritmos de optimización topológica a impresoras 3D en el afán de optimizar materiales. La topología resultante es una representación matemática (imagen ráster) no apta para su construcción, materialización y/o producción industrial debido a que la forma de sus bordes es de forma irregular o escalonada producto de la remoción y/o adición de elementos finitos definidas por las respectivas normativas. Finalmente, es necesario exportar la geometría definitiva a un procesador para su manufactura (o impresión 3 D), como se puede observar en la Figura 5.

Aplicaciones a estructuras de Edificación: El diseño de estructuras con características sustentables y sísmicamente resistentes es un requerimiento del diseño estructural moderno. Considerando que las técnicas de optimización topológica han demostrado su eficiencia en el diseño de partes y piezas para la estructuración como por ejemplo en Torre Santa María, Santiago-Chile (Figura 6)

Finalmente, la implementación de un esquema de OT del tipo soft kill BESO con restricciones del tipo volumétrico y verificación de desplazamientos de entrepiso, permite obtener una primera aproximación para la forma y distribución de elementos resistentes en sistema de arriostramiento lateral en edificios de baja altura, así mismo la combinación de técnicas de alisado de borde sobre la imagen ráster con criterios del tipo constructivo y de trayectoria de fuerzas desde sus puntos de aplicación a las fundaciones, permite definir conceptualmente elementos y formas estructurales manufacturables.

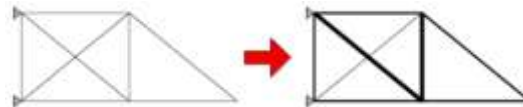


Figura 1. Optimización de dimensiones



Figura 2. Optimización de formas.

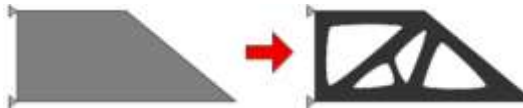


Figura 3. Optimización topológica.

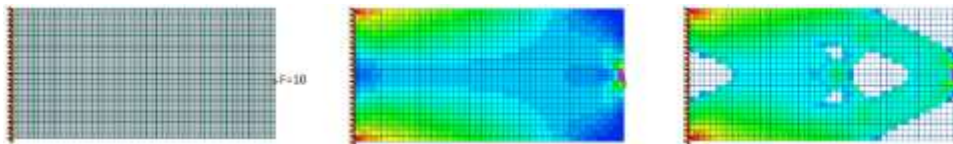


Figura 4. Proceso de Optimización Topológica

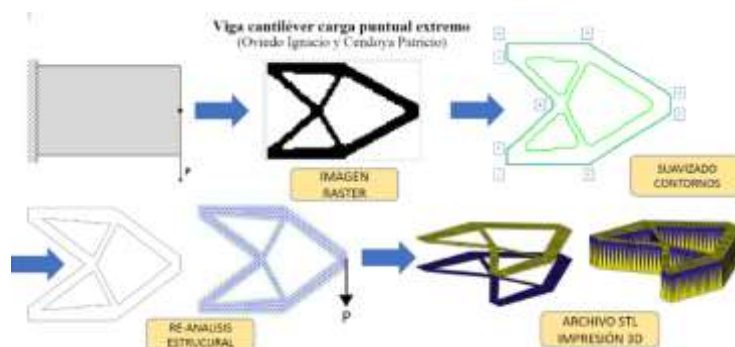


Figura 5. Proceso de optimización topológica para llegar a la impresión 3D.

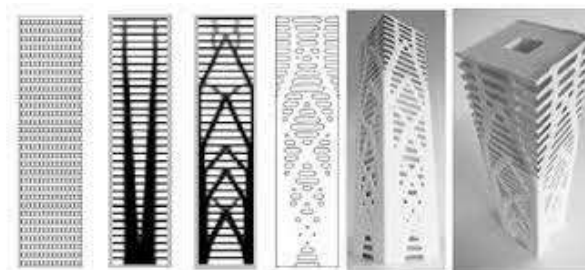


Figura 6. Modelos de optimización Topológica de Torre Santa María, Santiago (Fuente: Arturo Lyon)

Evaluación dinámica de losas de concreto colado sobre láminas de acero acanaladas y corrugadas (steel deck) sometidas a actividades humanas

Conferencia No. 58

Autor: Dr. Gelacio Juárez Luna

Link: <https://vimeo.com/669650219/feeb412235>

Fecha: 24/01/2022



Resumen Actividades como saltar, bailar, caminar, correr y actividades rítmicas, comúnmente causan problemas de vibraciones en estructuras. Este inconveniente se ha intensificado debido a la aparición de aceros modernos de alta resistencia que permiten el diseño de estructuras más delgadas y ligeras. Sin embargo, con el aumento de la esbeltez, la sensibilidad de las estructuras a las vibraciones aumenta. (Tal como se muestra en la Figura 2-4)

Los análisis de vibraciones realizados para estos casos coinciden en afirmar que los problemas son debidos a frecuencias naturales de la estructura, las cuales se encuentran en el rango de las frecuencias producidas por las personas en movimiento y representa un caso típico de resonancia. Este efecto se ha detectado en losas tipo (steel deck). (Tal como se muestra en la Figura 1)

El estudio del efecto que tienen las personas sobre la estructura se basa en considerar a las personas no sólo como una fuerza externa sino como un sistema dinámico que altera las propiedades de la estructura. (Tal como se muestra en la Figura 03)

Para disminuir las vibraciones en estructuras se puede modificar la respuesta al reforzar los elementos estructurales o al implementar un sistema de control. La implementación de sistemas de control mediante la adecuación del amortiguamiento del sistema o por el cambio en la frecuencia natural alejando la posibilidad de resonancia.

Se presentan los resultados de pruebas de vibración ambiental y forzada realizadas en un tablero de losa de concreto colado sobre lámina acanalada de acero acanalada y corrugada (LCSLA). El tablero tiene dimensiones de 10 x 4.20m, que se apoyan sobre vigas secundarias, que a su vez se apoyan sobre vigas principales. El modelado de las LCSLA es detallado, pues el concreto se malló con elementos finitos tipo sólidos 3D, la lámina con elementos finitos tipo cascarón, las vigas y columnas con elementos finitos tipo viga-columna y la malla electrosoldada con elementos tipo barra. Los modelos numéricos se validan con la frecuencia natural y aceleraciones por actividades humanas obtenidas de pruebas experimentales. En la superficie de contacto entre el concreto y el acero se asumió acoplamiento perfecto, por lo que no se modelaron los conectores de cortante. En el modelado de la LCSLA se muestra la influencia que tiene los apoyos, pues dependiendo del modelado de las columnas se presentan formas modales en el plano que influyen en el cálculo de aceleraciones. (Tal como se muestra en la Figura 5-6)

Las variables que se estudian son: calibre de lámina, espesor de la capa de concreto sobre la parte superior de la lámina de acero, separación de vigas secundarias, tamaño de tableros, incremento de inercia de vigas principales, secundarias y columnas, incremento del módulo elástico del concreto, así como uso de concretos ligeros en la losa de concreto.

Para reducir la aceleración producida por actividades humanas se sugiere el incremento de vigas secundarias, incremento de espesores de losa de concreto, pero con concreto ligero, e incremento del módulo elástico del concreto. Se demuestra que existen otros modos, distintos al modo fundamental, que tiene mayor participación en la respuesta.

Finalmente, se determinó que el obtener frecuencias mayores a 8 Hz, no garantiza comodidad a la percepción de la aceleración como se recomienda en las NTCEA-17, pues se tienen aceleraciones mayores a las permisibles de hasta un 370%.

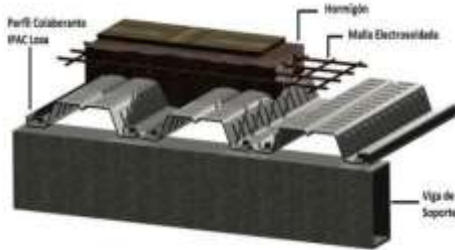


Figura 1. Losa de concreto colado sobre lámina de acero

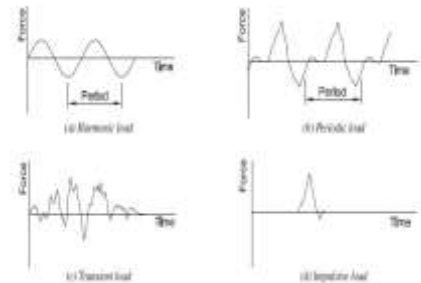


Figura 2. Vibraciones de Piso Debidas a la Actividad Humana

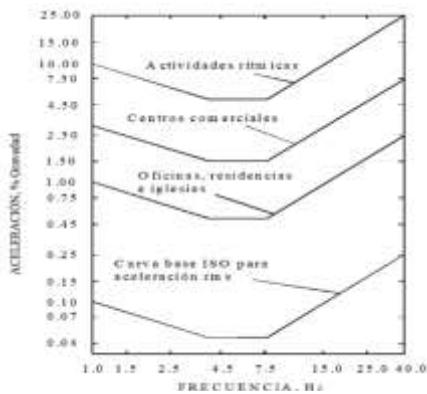


Figura 3. Frecuencia Hz

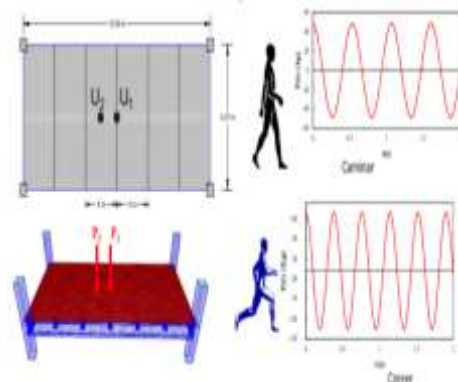


Figura 4. Cálculo de la frecuencia de pasos



Figura 5. Colocación de sensores

Tabla de Sobrecarga Admisible		Sobrecarga admisible en losas de acero con pernos															
Espesor (cm)	Perforación (mm)	Espesor de losa (cm)															
		14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	
10	10	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	12	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
12	10	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	12	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
15	10	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	12	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
20	10	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	12	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
25	10	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
	12	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	

Figura 6. Sobrecarga admisible en losas de acero con pernos

Curvas de Fragilidad para Evaluar el Daño Sísmico en Edificios de Muros de Hormigón Armado

Conferencia No. 59

Autor: Dra (c). María José Echeverría

Link: <https://vimeo.com/672173886/8564c547cd>

Fecha: 31/01/2022



Resumen Debido a la naturaleza sísmica de Chile la aplicación de muros estructurales en construcciones civiles ha sido de uso común en edificios de mediana y gran altura, dichos elementos estructurales se caracterizan por ser delgados y no confinados, además de que vista la construcción en planta se tiene una distribución tipo “espina de pescado” en donde se coloca un corredor a lo largo de la construcción y las demás distribuciones nacen del mismo como se observa en la Figura 1. Sin embargo, tras el sismo ocurrido en febrero de 2010 con una magnitud de 8,8 en escala de Richter (La tragedia en 2010, 2015) la normativa chilena cambió y se volvió más estricta. Con respecto a las construcciones tradicionales previos al sismo estas por lo general presentaban una altura de 17 pisos con un espesor de losa de 14,5 cm y espesor de muro de 19,8 cm, estos datos serán utilizados posteriormente para el diseño de un modelo prototipo con el fin de analizar la vulnerabilidad sísmica de este tipo de edificios.

Para la determinación de las curvas de fragilidad se utilizó la metodología PEER-PBEE en donde se toma en cuenta tres diferentes variables: Análisis de la Amenaza (IM), Análisis Estructural (EDP) y Análisis de Daños (DM). De esta forma se comienza el análisis determinando el con la elección del modelo a analizar para lo cual se utilizó un modelo de elementos finitos para un edificio arquetipo, mostrado en la Figura 2, utilizando el software DIANA. Con estos datos se realizan análisis tiempo-historia no lineales de muros tipo RW2 y TW2, los cuales se muestran en la Figura 3, y se estiman parámetros de demanda ingenieril globales como lo son la máxima deriva de techo y la máxima deriva de piso, además de resultados locales como máxima rotación en la sección crítica, dichos resultados se muestran en la Figura 4.

Posteriormente para el análisis sísmico se tomó una base de datos 4020 registros, los cuales fueron filtrados hasta obtener 15 en los que se analizarían 8 niveles de amenaza, teniendo períodos de retorno entre 72 y 4975 años, que junto a los EDPs antes obtenidos sirven para la determinación de ecuaciones simples que expresen la relación entre ellos. Tras el análisis de diferentes fuentes bibliográficas como lo son VISION 2000, ASCE 41-17, HAZUS C2H2 y Hoult et. al. Se observó que la determinación de estados límites varía ampliamente entre fuentes y que ninguna se adaptaba eficientemente a los característicos edificios chilenos que además de las particularidades antes mencionadas suelen presentar muros con forma de bandera que soportan grandes cargas axiales y poseen un comportamiento frágil, por lo que en base a las ecuaciones obtenidas anteriormente se determinaron eficientemente nuevas curvas, las cuales se muestran en la Figura 5, con estados límites de diseño más estrictos pero que se adaptan a lo observado en el sismo de 2010 y se recalca el hecho de que muestran la misma probabilidad de exceder determinado estado límite tanto para EDPs locales como para globales.

Finalmente se concluye que las curvas de fragilidad obtenidas y sus respectivos estados límite de daño establecidos son fiables para su uso en análisis de edificios con

muros de hormigón armado de mediana altura y con especificaciones similares a las presentadas.

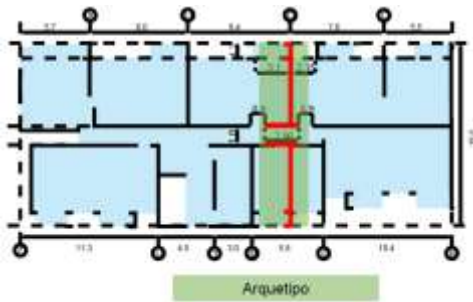


Figura 1. Vista en Planta del Caso de Estudio y Delimitación del Modelo

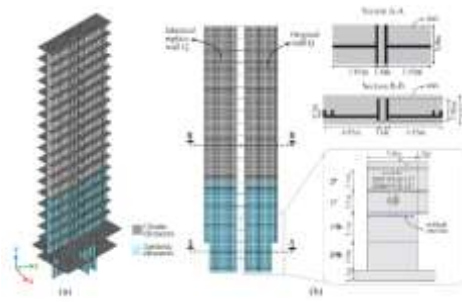


Figura 2. Modelo Arquetipo implementado en el Software DIANA

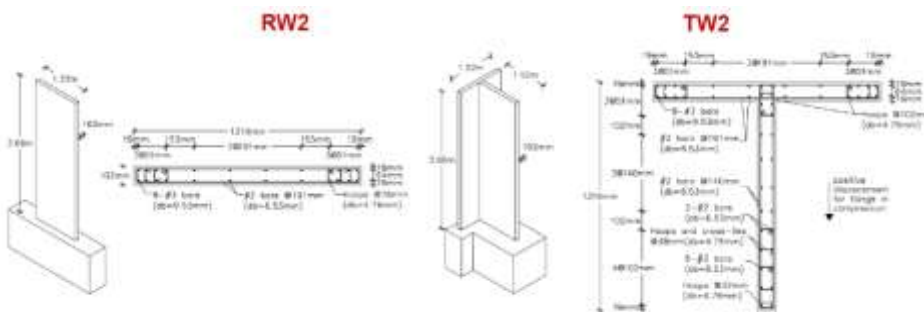


Figura 3. Especificaciones de los muros tipo RW2 Y TW2

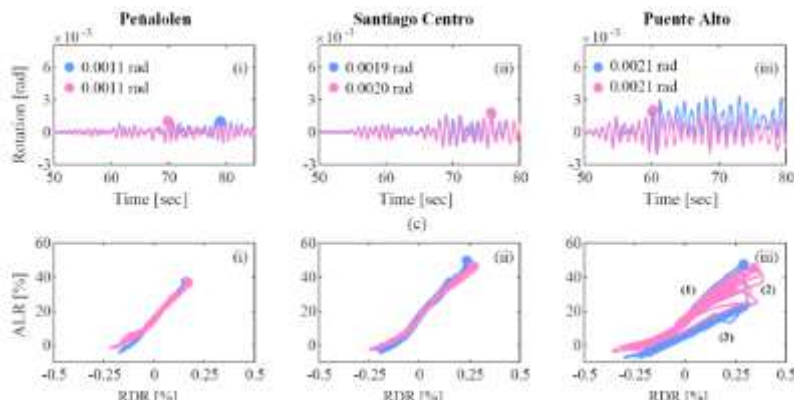


Figura 4. Resultados de Análisis Tiempo-Historia No Lineales para EDPs locales y globales

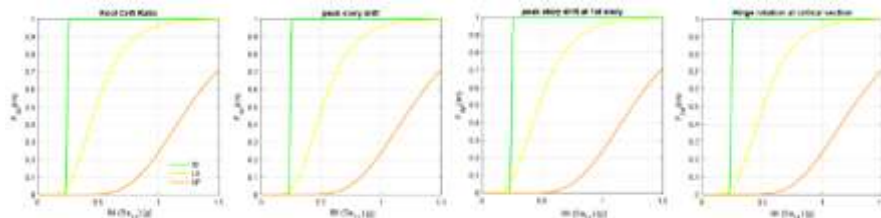


Figura 5. Curvas de Fragilidad Resultantes

La importancia de la redundancia en la respuesta de estructuras ante sismos

Conferencia No. 60

Autor: Dr. Arturo Tena Colunga

Link: <https://vimeo.com/674682998/2ff786cb2c>

Fecha: 07/02/2022



Resumen: La redundancia hace referencia a la existencia de una gran cantidad de líneas de defensa continuas y resistentes ante cualquier condición de carga, que causa un alto grado de hiperestaticidad, permite un aumento en rigidez, una mayor capacidad de carga y la estructura tiene la capacidad de recuperarse, factores que son muy importantes en el diseño sísmico.

Ante la carga lateral generada por un sismo, la redundancia depende de la geometría de la estructura, condiciones de frontera, refuerzo y detallado estructural, el comportamiento dinámico y el patrón de cargas. En el diseño sísmico resistente actual se establece el diseño de viga débil – columna fuerte, que permite una mejor resistencia ante una carga lateral, lo que no sucede cuando se tiene un piso débil y redundancia baja. Las estructuras en zonas fuertemente sísmicas y que poseen poca redundancia tienen fallas en su dirección corta como se indican en la figura 1 y 2, incluso llegan a colapsar como sucedió con: el conjunto de edificios esbeltos destinados a vivienda mostrado en la figura 3 y el viaducto Hanshin en la figura 4 que cayó por falta de redundancia en su lado corto.

Un estudio del efecto de redundancia para condiciones idealizadas realizado por Husain y Tsopelas, 2004 concluye que el factor de redundancia depende de: el número de crujías, longitudes de claros, número de niveles, patrón de cargas laterales, cargas distribuidas sobre vigas y la ductilidad de los elementos. En un estudio realizado por Aguiar, 2007 encontró un factor de redundancia medio de 1.6 indicado en la figura 5 para las estructuras en estudio y también se llegó que, a mayor ductilidad de curvatura (vigas y columnas) mayor es el factor de redundancia.

El factor de redundancia varía de acuerdo al reglamento de cada país, es así que en Estados Unidos es denominado ρ , el cual es mayor cuando la estructura se encuentra en zonas de alta sismicidad, dicho factor modifica a las fuerzas de diseño por sismo. En México el Manual de Diseño de Obras Civiles (MOC-2008), propone el factor de corrección por redundancia ρ con valores de 1.25, 1.0 y 0.8 dependiendo de los marcos en la dirección de análisis y la cantidad de crujías que posea. El factor de redundancia influye en la reducción del espectro inelástico como se muestra en la figura 6, en una estructura poco redundante se diseña con aceleraciones espectrales más grandes.

La redundancia es de gran importancia para el diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado, al igual que el aumento de crujías, las cuales toman importancia conforme la altura de la estructura, mejorando su comportamiento global. Los estudios realizados por el Dr. Arturo Tena Colunga demuestran que la redundancia afecta de distinta manera la capacidad de deformación y de resistencia, dependiendo las características del sistema estructural empleado. En un sistema flexible la redundancia favorece a la capacidad de deformación, mientras que en un sistema rígido la redundancia favorece a la sobre resistencia. También concluye que la propuesta original del MOC-2008 y que se mantiene en el MOC-2015 está conceptualmente en el rumbo de lo correcto y es susceptible de revisión y mejoras que se verán reflejadas en futuras revisiones.



Figura 1. Edificio Laguna Beach
Caracas 1967



Figura 2. Edificio Petunia
Caracas 1967

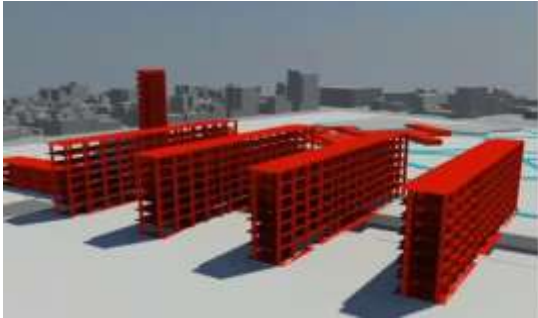


Figura 3. Multifamiliares Juárez, Roma Sur – Ciudad de México 1985



Figura 4. Viaducto Hanshin
Kobe, Japón 1995

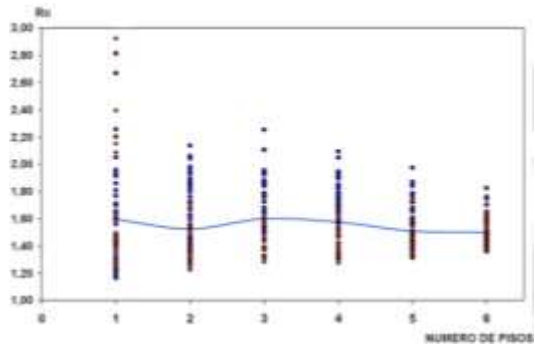


Figura 5. Valores de R_R en estructuras de 2 y 3 vanos, Aguiar, 2007

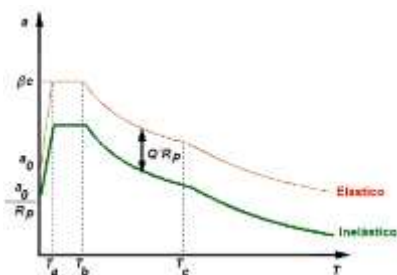


Figura 6. Espectro elástico e inelástico

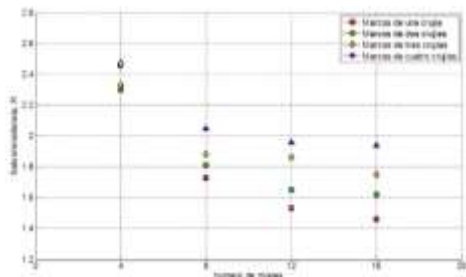


Figura 7. Sobre resistencia desarrollada en marcos dúctiles