

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

Roberto Aguiar⁽¹⁾ y Brian Cagua⁽²⁾

⁽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. raguiar@espe.edu.ec

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

Received: September 2021. Accepted: October 2021. Published: December 2021

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 first 40 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”

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. Consientes 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 40 primeras 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.

Reforzamiento sísmico del Hospital Rodríguez Zambrano de la ciudad de Manta con disipadores de energía

Conferencia No. 1

Autor: Dr. Roberto Aguiar

Link: <https://vimeo.com/482884237>

Fecha: 23/11/2020

Resumen: Actualmente la filosofía de diseño se orienta a crear estructuras con mucha ductilidad y que ante un sismo severo se presente daños en puntos localizados, su objetivo principal está direccionada a salvar vidas, con el fin de que la estructura no colapse y se comporte adecuadamente en el rango no lineal, es decir que disipe la mayor parte de energía.

La Filosofía de diseño por ductilidad, plantea que la energía sísmica que se produce en un terremoto es el resultado de la energía elástica debido a la velocidad, más la energía de deformación debido a los desplazamientos, más la energía disipada. Esta energía producida por el terremoto es absorbida por la estructura, la cual, al llegar al límite empieza a disipar dicha energía; el proyectista estructural decide las zonas de daño donde se va a disipar la energía, para lo cual el "detallamiento" de vigas y columnas debe tener incursiones en el rango inelástico durante un sismo. La estructura no va a colapsar y se cumple con el fin de salvar vidas.

El nuevo enfoque de diseño sísmico con disipadores de energía o aisladores sísmicos, es que la disipación de energía se da en estos elementos, donde la energía sísmica es el resultado de la energía elástica, más la energía de deformación, más la energía disipada en los aisladores y se espera que el daño en la estructura sea mucho menor, pero sobre todo el objetivo principal es que el daño vaya directamente a los disipadores. La idea principal es que en las partes débiles de la estructura se coloquen los disipadores, para cuando se presente el terremoto, se disipe la energía en estos elementos sin ningún daño a las vigas y en las columnas. Se realiza el cálculo estructural y se puede determinar qué elementos tienen grandes sollicitaciones.

Para el reforzamiento que se realizó en el Hospital Rodríguez Zambrano de Manta, que se encuentra conformado por 3 Bloques estructurales, se colocaron diagonales y disipadores TADAS, en este caso la conexión utilizada fue soldada-apernada a las placas Gusset, además se realizaron reforzamientos en las juntas tomando en cuenta siempre los desplazamientos, de igual manera se reforzó la cimentación en referencia a las cargas, se realizaron trabajos de remoción de mampostería extremadamente anchas y pesadas, así como los pisos no contemplados en el diseño original. Se optaron por nuevos materiales para la mampostería, siendo estos: Gypsum y Steel framing, utilizados a partir del segundo piso, por ser mucho más liviano que el bloque tradicional y sobre todo por ser más flexible, obteniendo mayor ductilidad y mejor comportamiento. Se destaca que el Dr. Aguiar no contempló subir un piso en los Bloques estructurales 1 y 3, esto es de responsabilidad de la compañía constructora. Es importante mencionar que, la estructura no sufrió ningún daño o problema estructural (durante el sismo de 2016).



Figura 1. Diseño por ductilidad



Figura 2. Diseño convencional



Figura 3 y 4. Aisladores sísmicos utilizados en reforzamiento de Produbanco y la ULEAM respectivamente



Figura 5 y 6. Reforzamiento Hospital Rodriguez Zambrano y disipadores sísmicos TADAS, al inicio del reforzamiento

Caracterización de la Peligrosidad Sísmica empleando la metodología probabilista y determinista.

Conferencia: No. 2

Autor: Dra. Alicia Rivas Medina

Link: <https://vimeo.com/485773030>

Fecha: 30/11/2020

Resumen: Esta investigación se centra en el diseño sísmico de proyectos hidroeléctricos. Para este tipo de proyectos se requieren estrictamente conocer características del movimiento del suelo en zonas circundantes y en un tiempo determinado, y a partir de ese movimiento del suelo esperado, diseñarlas para que puedan soportar estos eventos. Tanto la evaluación probabilista y determinista estiman la peligrosidad sísmica en un emplazamiento concreto, en los que se define la fuente sísmica, la atenuación de la onda y el efecto de suelo.

Para el estudio de las fuentes sísmicas se buscó conocer dónde y cómo se producen. La mayoría de ellas se dan en fallas geológicas activas que existen en la corteza terrestre, se toman zonas sismogénicas que abarcan áreas donde se van a generar sismos de características similares partiendo de un modelo de independencia temporal, en el cual podemos ajustar modelos de recurrencia sísmica como es la recta de Gutenberg Richter.

Como siguiente paso se analizó la trayectoria o propagación de la onda que se va atenuando en el trayecto desde la fuente al emplazamiento debido a la expansión geométrica de ondas. Se eligieron los modelos de movimientos fuertes que mejor se adaptaron a la zona de estudio (cortical o subducción), entre ellos tenemos Campbell and Bozorgnia (2014), Chiou and Youngs (2014), Zhao *et al.* (2016), Abrahamson *et al.* (2017), Idini *et al.* (2017), Montalva *et al.* (2017). Estos modelos tratan de predecir movimientos anteriormente registrados y para efectos de este estudio se utilizó el registro del sismo de Pedernales en la ciudad de Manta del 2016.

Se analizó el efecto de sitio que nos indica la manera en que el suelo va a condicionar una amplificación en las ondas sísmicas, por lo que conocer el tipo de suelo es fundamental y se lo puede hacer incluyendo el efecto de sitio en las ecuaciones de predicción del movimiento GMPE o estimando la aceleración en roca y aplicando factores de amplificación (PGA). Una vez conocidas estas variables, se da inicio a la evaluación sísmica probabilista y como resultado tenemos las curvas de peligrosidad que establecen probabilidades de excedencia en un tiempo determinado de diferentes niveles de aceleración asociadas a un periodo de retorno; de estas curvas se obtuvieron los espectros de peligrosidad uniforme (UHS) que han sido generados ya considerando los efectos de sitio.

Posteriormente se dio paso a la desagregación de la peligrosidad que identifica qué sismo, denominado sismo de control, está contribuyendo más a la excedencia del movimiento en cuestión, para un periodo de retorno y vibración concretos. Finalmente, una vez obtenidos estos sismos de control, se hizo una selección de las fuentes sísmicas que podrían estar generando estos movimientos y, mediante la estimación determinista se logró obtener los espectros específicos de respuesta necesarios para poder definir el espectro de diseño de las estructuras.

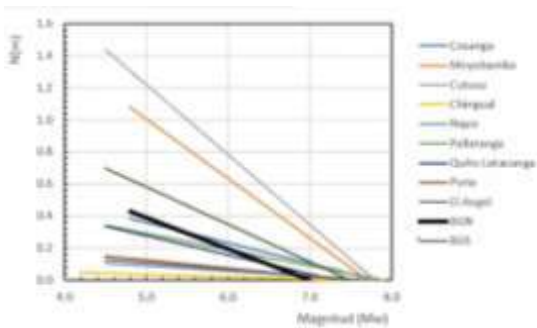


Figura 1. Rectas de Gutenberg Richter para zonas sismogénicas en Ecuador.

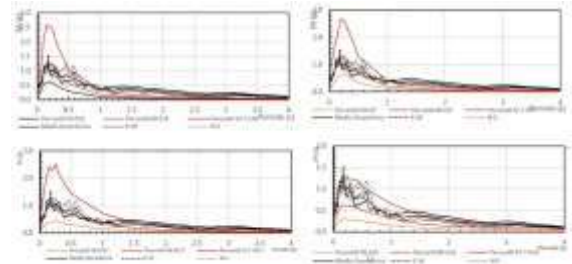


Figura 2. Predicción del registro del sismo de Pedernales en la ciudad de Manta.

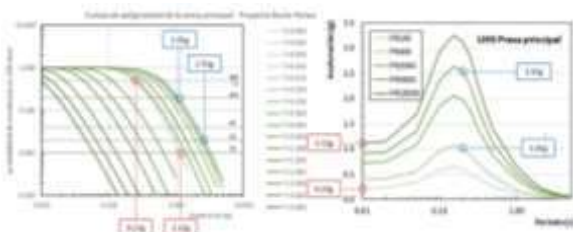


Figura 3. Obtención de espectros UHS a partir de curvas de peligrosidad.

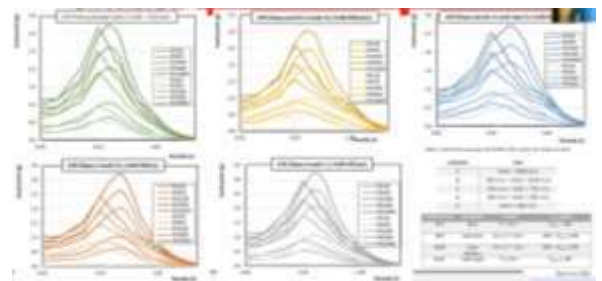


Figura 4. Espectros UHS obtenidos para cada dique de las Presas.

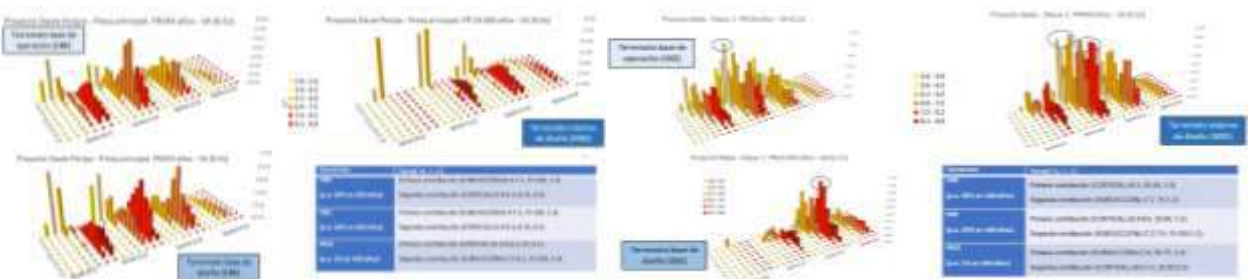


Figura 5. Desagregación de la peligrosidad sísmica y selección de sismos de control.

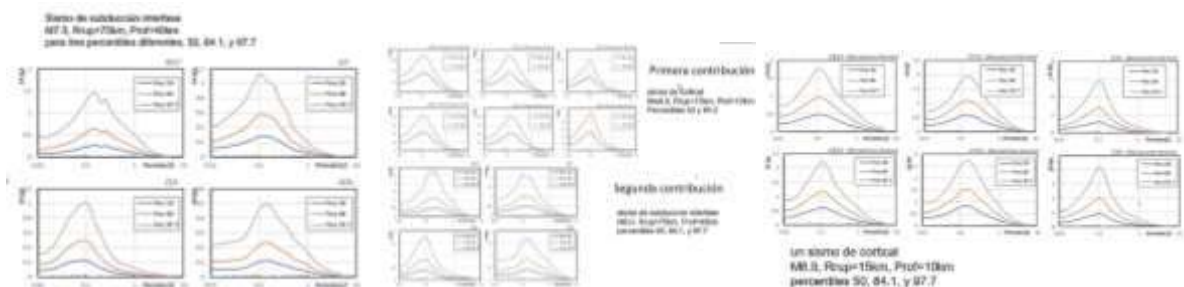


Figura 6. Estimación determinista de los sismos de control y espectros de peligrosidad específicos obtenidos.

Escalamiento de sismos de subducción a ser utilizados en un Proyecto Hidroeléctrico.

Conferencia No. 3

Autor: Ing. Brian Cagua, MDO. MSc(c).

Link: <https://vimeo.com/488353322>

Fecha: 07/12/2020

Resumen: **CEINCI-LAB** con sus aplicaciones al peligro sísmico permite conocer a través de las ecuaciones del movimiento fuerte los espectros de sitio. El proyecto hidroeléctrico es uno de los de mayor importancia del país, por su emplazamiento se caracteriza por estar ubicado en suelos tipo C y D, su evaluación permite conocer las condiciones de dicho proyecto y determinar la necesidad de reforzar la estructura para el caso de eventos sísmicos similares o superiores al acontecido el 16 de abril de 2016.

En la metodología probabilística, los espectros para la componente horizontal de movimiento del terreno se determinan mediante la definición de fuentes sísmo genéticas, que por medio de la atenuación de la onda y los efectos del sitio permiten encontrar curvas de peligrosidad y espectros de peligro sísmico uniforme. Para el escalamiento de sismos se debe determinar la desagregación sísmica para el período fundamental de la estructura, obteniendo así los sismos de control de acuerdo a su Magnitud (M), Distancia (R) y el Épsilon (E), definiendo de esta manera los eventos sísmicos, los mismos que van a ser escalados para un rango de periodos que depende del tipo de estructura y para un espectro objetivo dado.

En el caso del proyecto hidroeléctrico los espectros de peligrosidad específica para un terremoto base de diseño (DBE) se enfocan en dos contribuciones, la primera un sismo cortical de magnitud 6.0 con una profundidad de 10 km y una segunda contribución con un sismo de subducción interface de magnitud 8.0 y una profundidad de 40 km. Para el análisis dinámico se debe seleccionar sismos compatibles al menos con: la magnitud, la distancia de fuente, tipo de falla y la aceleración espectral, para la cual se toma como referencia la desagregación del peligro sísmico para el periodo de retorno establecido y un rango de periodos espectrales. En el estudio se aplicó el método de los promedios ponderados.

La selección del acelerograma debe considerar el tipo de fallas y debe ser compatible con el tipo de suelo de la zona de implantación de la estructura. Para la evaluación de la estructura, las normativas determinan la selección de un número mínimo de sismos, mismos que deben ser tratados mediante la corrección de la línea base. Dado que en ocasiones dichos valores se encuentran desplazados con respecto a la línea de aceleración, se supone que parte del reposo y vuelve al mismo una vez terminado el evento sísmico, además de un filtrado de la señal. También es importante conocer la severidad, intensidad o potencial de daño de movimiento sísmico, debido a que esto se puede correlacionar con la medida de intensidad y el daño estructural observado.

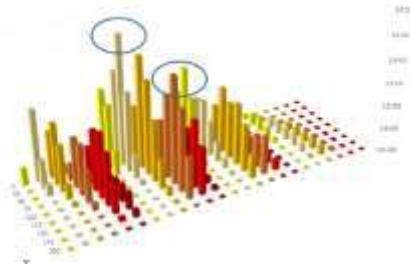


Figura 1. Desagregación de la peligrosidad sísmica

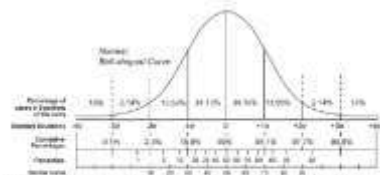


Figura 2.34 Función de distribución normal y relación entre la desviación estándar y los percentiles.

Tabla 2.17 Relación entre la desviación estándar y los percentiles

Percentil	0.5	0.1	0.7	99.9
Estándar	$\mu + 1.2\sigma$	$\mu + 1.6\sigma$	$\mu + 2\sigma$	$\mu + 3\sigma$

Figura 2. Función de distribución y relación entre la desviación estándar y los percentiles.

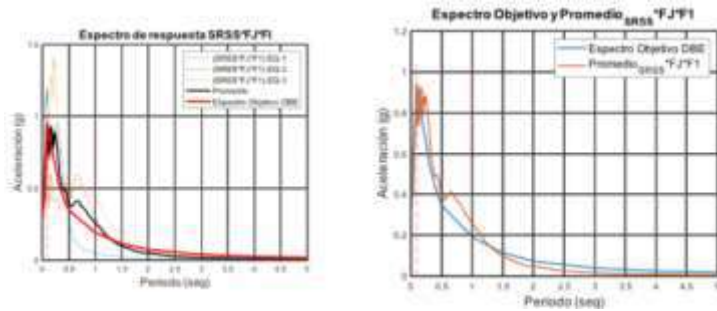


Figura 3 y 4. Espectros SRSS y Espectro SRSS escalado y espectro objetivo PP.

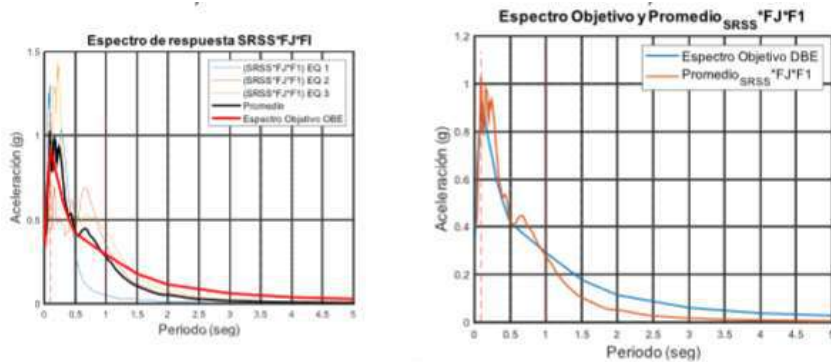


Figura 5 y 6. Espectros SRSS D2 y espectro SRSS escalado y espectro objetivo D2.

Tratamiento de señales sísmicas y escalamiento de sismos corticales

Conferencia No. 4

Autor: Ing. Patricio Palacios B.

Link: <https://vimeo.com/491002092>

Fecha: 14/12/2020

Resumen: Nuestro país está afectado por un complejo sistema de fallas que nacen en el golfo de Guayaquil y se extienden por todo el callejón interandino afectando a la peligrosidad sísmica. En el Ecuador se registran eventos de sismicidad histórica que permiten homogeneizarlos, y agruparlos en polígonos para denominar las zonas fuente. La investigación de Parra (2015), es una investigación donde indica las zonas fuentes principales y trabaja con sismos de magnitudes similares. De manera teórica el proceso para tratamiento de señales sísmicas debe ser: obtener el catálogo sísmico, homogenización del catálogo, discriminación de réplicas y premonitores, demanda sísmica, caracterización de las fuentes sísmicas, ecuaciones predictivas del movimiento del suelo, y el cálculo de peligro sísmico; todo esto se realiza mediante los siguientes puntos: **I) Amenaza Sísmica:** Cuenta con dos procesos: Método Determinista, y el Método Probabilístico, que trabaja con la probabilidad anual de excedencia asociado a un movimiento de suelo. Para determinar la amenaza sísmica en el Ecuador se ha trabajado con las zonas fuente de Beauval *et al.* (2018), y con el programa CRISIS. Luego se ha considerado los efectos de sitio puesto que pueden producir un daño potencial inesperado, utilizando la Guía NEHRP (2015). **II) Proyecto de estudio:** Toma en cuenta el tipo de suelo ya que este genera amplificaciones dinámicas y podría provocar que la estructura colapse, la amplificación dinámica se representa con los factores de sitio, existen modelos de estudio como, Abrahamson y Silva (2014), Campbell y Bozorgnia (2013) que relacionan la aceleración con un factor de amplificación, estos factores deben ser considerados al realizar el estudio de Peligrosidad Sísmica. Consecuentemente se debe caracterizar las estructuras mediante el periodo de vibración, este dato es importante porque servirá en el rango de escala para el proyecto. **III) Base de datos para la selección de sismos:** Se cuenta con varias fuentes entre ellas se menciona la base de datos PEER basada en la web, el Centro Sismológico Nacional Universidad de Chile, Servicio Geológico Colombiano, IG EPN, entre otros. Todos ellos presentan diversas formas de obtener las aceleraciones requeridas. **IV) Selección de señales sísmicas:** Se realiza de tal manera que considera aspectos sismológicos, geológicos, geotécnicos y geométricos, esto hace referencia cuando se tiene una zona identificada por los tipos de eventos. Mediante el estudio de Peligrosidad Sísmica se obtienen curvas de peligro sísmico, espectros de aceleración y estudios de desagregación sísmica, este estudio logra una mejor selección de sismos, los cuales deben ser consistentes en magnitud, profundidad, PGA y tipo de suelo. **V) Tratamiento de señales sísmicas:** Una vez seleccionados los sismos, adecuada y consistentemente con el proceso de sismicidad histórica del punto escogido, se realiza corrección por línea base, aplicación de filtros, duración significativa (INTENSIDAD DE ARIAS), poder destructivo (Araya y Saragoni, 1984), transformada de Fourier, transformada de Wavelet, y la obtención de espectros de aceleración velocidad y desplazamiento.

VI) Escalamiento de señales sísmicas: Emplea el método de periodos ponderados, el cual consiste en escalar la amplitud del registro y mantener el contenido frecuencial invariable.

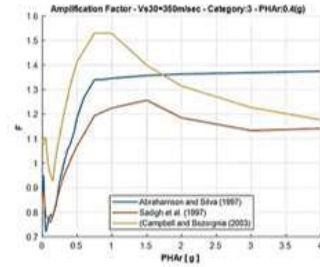
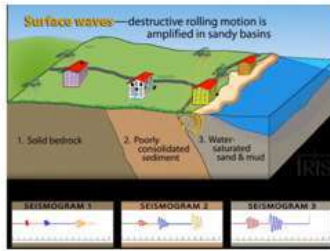


Figura 1 y 2 Amenaza Sísmica- Efectos de sitio y Amplificación dinámica.

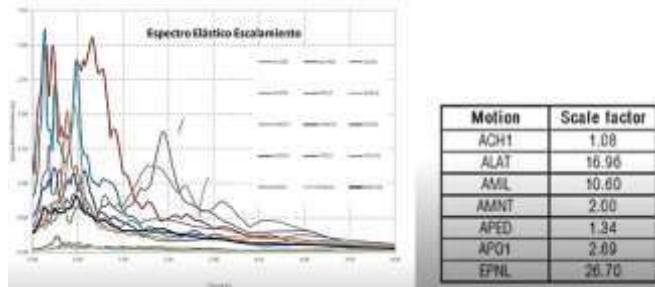


Figura 3. Selección de señales sísmicas- escalamiento sismos Pedernales 2016.

EQ	Evento	Año	Mw	Ia (m/s)		Ds (s)		Pd (cm-s)		F (Hz)	
				(NS)	(EO)	(NS)	(EO)	(NS)	(EO)	(NS)	(EO)
1.0	Eje Cafetero	1999	6.3	2.75	2.79	10.93	9.4	4.36	3.1	4.25	1.81

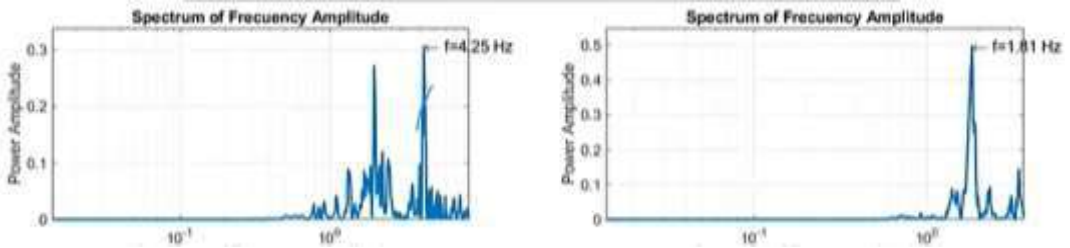


Figura 4. Transformada de Fourier: Espectro de Amplitud de frecuencia y tabla de datos Evento Eje cafetero Colombia.

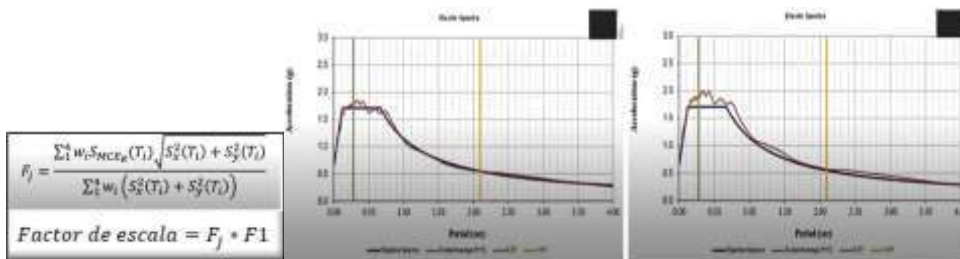


Figura 5. Escalamiento de señales sísmicas mediante factor Fj.

Muros estructurales con cabezales

Conferencia No. 5

Autor: Ing. Pablo Caiza, Ph.D

Link: <https://vimeo.com/497096669/d53bb416f2>

Fecha: 04/02/2021

Resumen: Al saber que los cambios en la ingeniería nunca se detienen, desde tiempos remotos se vio claramente la necesidad no sólo de proteger la vida, sino además de controlar los daños y los costos asociados en obras constructivas, es por ello por lo que fue necesaria la implementación de alternativas como los muros estructurales con cabezales. Estos elementos permiten que una estructura aporticada desempeñe de mejor manera la distribución de esfuerzos, canjeando resistencia por capacidad de deformación; sin embargo, hay que considerar que hay un límite determinado por la importancia de los efectos de segundo orden (P-delta). Si bien, está estructura brinda rigidización no exenta ciertas consideraciones importantes para su diseño en planta y elevación, conectividad con diafragmas, cimentaciones y secciones del muro. En planta se deben diseñar muros simétricos para evitar que se generen fuerzas desniveladas que produzcan torsión en planta.

El muro como elemento estructural importante, debe considerar ciertos aspectos en su diseño, como el evitar un espacio libre desde el nivel del suelo para no provocar el efecto de piso débil; no dar discontinuidad al muro para evitar zonas de concentración de esfuerzos; no dejar espacios en la conectividad entre diafragmas, es este caso una de las opciones para anclar las columnas y el muro es ampliar la cimentación, de esa manera se transmite mejor los esfuerzos, así como también se puede diseñar una estructura formada por muros y pórticos, en su base todos los paneles del pórtico están cerrados para ayudar a transmitir mejor los esfuerzos.

El muro consta de una armadura vertical, horizontal y una columna embebida (cabezales), debido a las deformaciones y esfuerzos grandes en los extremos de la estructura, dentro de las tipologías estructurales de muros se va a encontrar tipo T, L, C, I. En el cortante de diseño las cargas actuantes tienen que ser menor o igual que las cargas resistentes, estas cargas se multiplica por factores de sobre resistencia, se usa el valor de 1.5 para muros esbeltos, adicionalmente se utilizan valores ϕ entre 0.6 o 0.75. Las zonas de compresión que deben reforzarse son elementos especiales de borde y zonas donde se van a formar las rótulas plásticas. Es importante colocar el refuerzo longitudinal mínimo en los extremos de los muros para evitar formación de fisuras, y flexión secundaria bien distribuida en la región de articulación plástica del muro.

La Dra. Ana Haro gracias a una serie de ensayos de elementos de borde sometidos a cargas axiales cíclicas, definió que, al limitar la deformación por tensión de las varillas a un valor máximo, la cantidad de refuerzo, las propiedades geométricas y mecánicas de la zona de compresión, se podría garantizar un desempeño estructural estable.

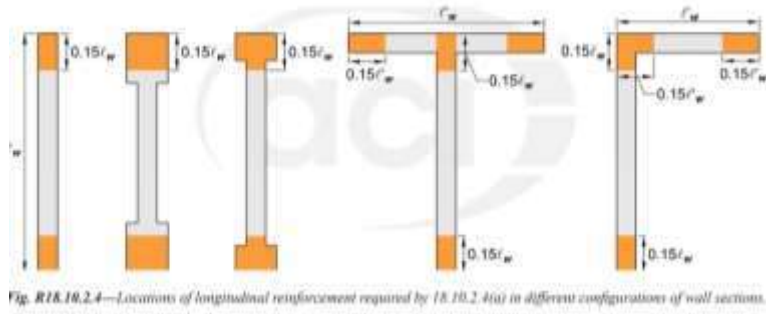


Figura 1. Ubicación de refuerzo longitudinal mínimo en extremos de muro.

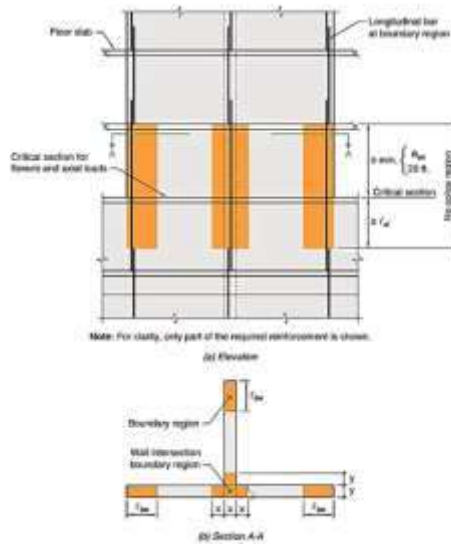


Figura 2. Altura de elementos de borde donde no se permiten traslapes.

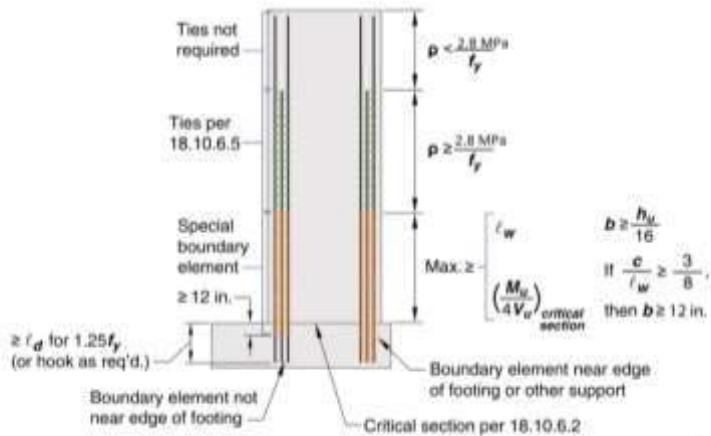


Figura 3. Extensión de los elementos de borde.

Análisis no lineal con **CEINCI-LAB** y Open Sees

Conferencia No. 6

Autor: Ing. Julia Pilatasig, MSc(c)

Link: <https://vimeo.com/499433077/367ec7f105>

Fecha: 11/02/2021

Resumen: A nivel nacional y mundial existen investigadores que han desarrollado una serie de funciones de acoplamiento en **CEINCI-LAB** y en OpenSees respectivamente. Para un conocimiento previo, **CEINCI-LAB** se maneja como un sistema de computación realizado en Matlab para trabajar el análisis de estructuras tridimensionales, pórticos planos con diagonales en V invertida y X, en múltiples pisos. La ventaja de utilizar **CEINCI-LAB** es la facilidad con que se generan las estructuras y la ventaja de utilizar OpenSees es que cuenta con una gran cantidad de funciones para análisis no lineal; por este motivo es eficiente trabajar con estos dos sistemas de computación.

El análisis no lineal considera una situación más real para la estructura, tomando en cuenta el comportamiento de los materiales y de su geometría general, en este análisis la rigidez depende del desplazamiento y debido a su pérdida produce un cambio de posición de cargas que llegan a depender también de sus desplazamientos, de acuerdo a lo anterior, se aplica el método de Pushover para obtener el desempeño de una estructura ante cargas horizontales.

Se puede optimizar el esfuerzo computacional de trabajo de acuerdo al modelo para representar la no linealidad del material y la no linealidad geométrica; en este caso se emplean modelos de plasticidad concentrada, discretizando en 5 partes a los elementos, para vigas por modelo IMK y en forma de una curva "Backbone" con transformación geométrica lineal, columnas con el modelo elastoplástico y P-delta, diagonales de acero con un modelo bilineal de Menegotto-Pinto y una transformación geométrica corrotacional.

Se ha desarrollado en **CEINCI-LAB** el método de Pushover con rutinas ya programadas en Matlab que dan resultados de comportamiento gradual y formación de daños en la estructura como son las rotulas plásticas, para ello se tiene: Pushover nivel 1 en donde se puede trabajar con una sola sección en los elementos y distintos pórticos, incluyendo diagonales en X y V invertida, donde se obtiene la curva de capacidad sísmica que se representa mediante el cortante basal vs. desplazamiento en el tope. Pushover nivel 2 presenta el beneficio de utilizar distintas secciones al ingresar los datos geométricos de cada elemento, se puede generar estructuras regulares e irregulares, considerando ejemplos académicos a los análisis en estructuras irregulares. Pushover nivel 3 crea elementos de enlace que presentan una excentricidad horizontal en la viga con respecto a las diagonales de acero, el tipo de falla que determinan los elementos de enlace depende de su longitud.

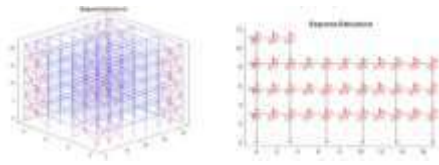


Figura 1. Esquemas Estructurales obtenidos a través de los sistemas de computación **CEINCI-LAB**.

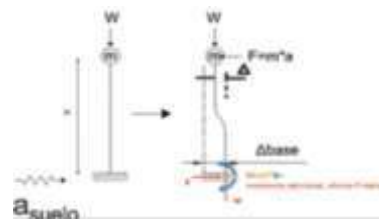


Figura 6. Esquema de efecto P-delta en columnas para la transformación geométrica

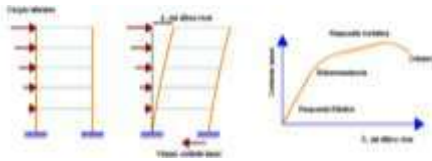


Figura 2. Esquemas con cargas laterales aplicadas por el método de Pushover y curva de capacidad sísmica.



Figura 7. Esquemas de comportamiento gradual, formación de rotulas plásticas y diagrama de momento-curvatura.



Figura 3. Modelo de Pórtico en **CEINCI-LAB** procesado al sistema OpenSees.

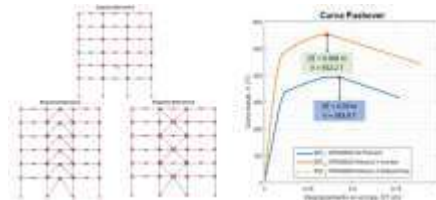


Figura 8. Esquemas estructurales, generación de curva en Pushover Nivel 1.

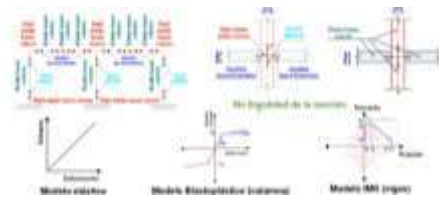


Figura 4. Esquemas de modelo de plasticidad concentrada de acuerdo a la no linealidad del material en OpenSees.

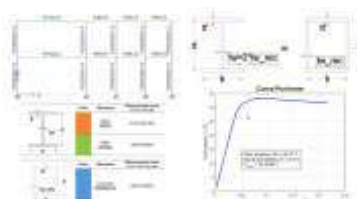


Figura 9. Esquemas estructurales y generación de secciones diferentes para cada elemento en Pushover Nivel 2.

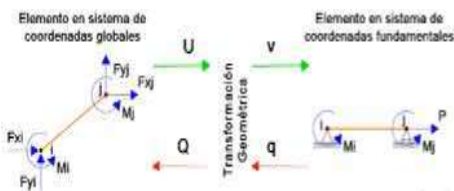


Figura 5. Esquemas de elementos en sistemas de coordenadas globales y fundamentales para la transformación geométrica.

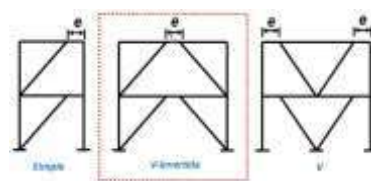


Figura 10. Esquemas estructurales y generación de elementos de enlace en los vanos que existen diagonales en Pushover Nivel 3.

Detalles para el diseño de nudos híbridos en vigas de Hormigón Armado.

Conferencia No. 7

Autor: Ing. Jordy Miele Ph.D

Link: <https://vimeo.com/501994561/496e95832f>

Fecha: 18/01/2021

Resumen: En el Ecuador los edificios de hormigón armado con losas compuestas (Steel Deck), han incrementado notablemente debido a que los costos son bajos, además de la evidente reducción de un 30% del peso con respecto a las losas tradicionales en una zona altamente sísmica donde la reducción de masa es preponderante. Este sistema de losas se desarrolló para pórticos de acero, sin embargo, se ha empleado para el uso en pórticos de Hormigón Armado.

Los patrones de daños encontrados en condiciones de sismo muestran que, el Steel Deck y vigas secundarias de acero, se construyeron simplemente apoyadas en los pórticos de hormigón armado y no contribuyeron a que la losa forme un diafragma rígido con el resto de la estructura. Por otro lado, en las vigas con nudo de apoyo móvil se evidenció la formación de rótulas plásticas por efecto del sismo, ya que la losa compuesta no contribuyó en lo absoluto a resistir la acción del movimiento, debido a que estaban desconectadas de los pórticos y la estructura tuvo mayor deriva de piso. En cambio, en un nudo híbrido de viga de acero se tiene menor deriva de piso, debido a que limita los desplazamientos, giros y permite la acción conjunta de la losa formando un diafragma horizontal que contribuye a repartir las cargas horizontales.

Para la resistencia de la viga con nudos híbridos se experimentó 12 especímenes con la finalidad de verificar que nudos tiene más resistencia y el mecanismo o forma de falla. Durante el primer ensayo se analizó en la gráfica (Carga vs Deformación), que el nudo pasante tiene una resistencia levemente superior del 9% a la viga con nudo anclado, esto se atribuye al efecto de la mejor distribución de las cargas desde la viga secundaria pasante al hormigón.

En el primer ensayo también se observó la formación de abanicos y esto indica la forma como están actuando los puntales de compresión de manera que, para poder coser estas grietas se emplean estribos suspensores con el fin de evitar la aparición prematura de fisuras, además atenúa la perturbación del nudo, resistiendo mayor carga y por último mejora un 22% a la resistencia de la viga.

Para finalizar, el progreso de daños en las vigas ensayadas indica que, para cargas inferiores a la formación de grietas a tracción, el hormigón forma un puntal de compresión desde la viga de acero al borde inferior de la viga, para ello es importante el uso de estribos suspensores. En tal virtud, es recomendable emplear suspensor y utilizar conexiones pequeñas que no invadan más del 50% de la altura de la viga.



Figura 1. Daños en loseta de hormigón. **Figura 2.** Daños en placa colaborante.



Figura 3. Nudo Pasante.



Figura 4. Nudo Anclado.

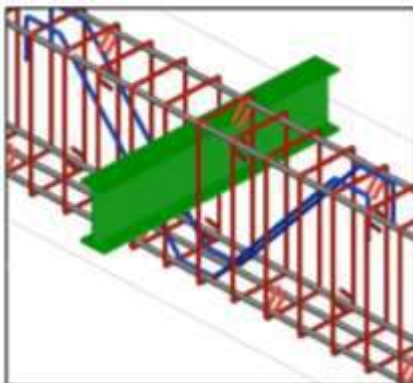


Figura 5. Estribo suspensor.

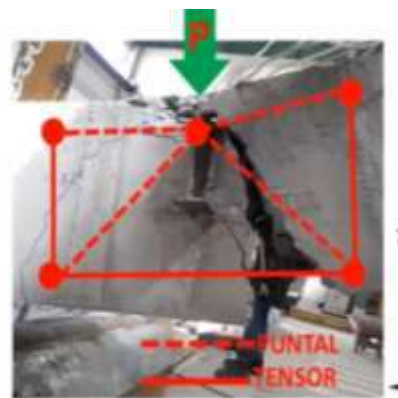


Figura 6. Formación de abanicos.

Capacidad sísmica Residual de muros de Hormigón Armado

Conferencia No. 8

Autor: Dr. Jorge Moscoso

Link: <https://vimeo.com/507329039/e30209fbad>

Fecha: 23/11/2020

Resumen: ¿Se sentirían seguros en un edificio que soportó uno o varios terremotos?, es la pregunta con la que el Dr. Jorge Moscoso comenzó su conferencia, haciendo referencia a la importancia que tiene estudiar los componentes estructurales de un edificio después de cualquier sismo. Esta importancia se refleja en casos como los terremotos de Taiwan, ciudad de Taipei en 1998 y 1999, que ocasionaron distintos daños en 67 escuelas y el colapso de 4 edificios de hormigón armado; investigaciones sugieren que el sismo de 1998 generó un daño que no fue cuantificado previamente, lo que ocasionaría estas pérdidas.

En una base de datos de Chile de 2000 edificios, solo el 2% de ellos presentaron daños con necesidad de reparación o demolición, lo que genera una nueva pregunta, ¿cómo se comportarían ante el siguiente terremoto los edificios que no presentaron daños significativos?; es por ello que el objetivo de la investigación es determinar la capacidad sísmica residual de muros de hormigón armado con daño sísmico inicial.

Para este estudio, se siguió la metodología del FEMA 306, donde se detalla que, para determinar la capacidad residual de un elemento, es necesario tener por lo menos dos especímenes de estudio, que tienen que ser idénticos tanto en materiales como en geometría. El primer espécimen representa un elemento sin daño previo, y el segundo es un elemento con daño. El ensayo se hizo mediante una probeta colocada cerca del muro, con una viga superior que aplica carga axial por medio de 4 gatos hidráulicos, dos a cada lado del muro (figura 2); esto se aplicó en 6 muros, los 4 primeros con mayor elevación, pero todos con el mismo armado. Para el análisis se usó un protocolo de carga con undamage (sin daño previo) y damage (con daño previo). Al realizar el ensayo no se puede apreciar fácilmente la evolución del agrietamiento, por lo que se utilizó correlación de imágenes digitales DIC (figura 3). El primer damage al inicio del ensayo no muestra las grietas, debido a que se mantuvo la carga axial durante los dos protocolos de carga, ocasionando que las grietas se cerraran. Esto muestra lo que ocurre en los edificios, un terremoto genera grietas, pero como se mantiene la carga axial, estas se cierran, provocando que no se puedan apreciar los daños, por consiguiente, se puede determinar que la estructura sufriría de más daños y hasta su posible colapso frente a un nuevo sismo.

Con el análisis se obtienen curvas de histéresis de fuerza-deformación, con su respectiva envolvente o Backbone, y que mediante una relación bilineal del FEMA, permite determinar, resistencia máxima, resistencia de fluencia, rigidez, deformación de fluencia y deformación última, las cuales son utilizadas para determinar los factores λ_K (rigidez), λ_Q (resistencia) y λ_D (deformación) valores que son requeridos para un estudio más analítico.

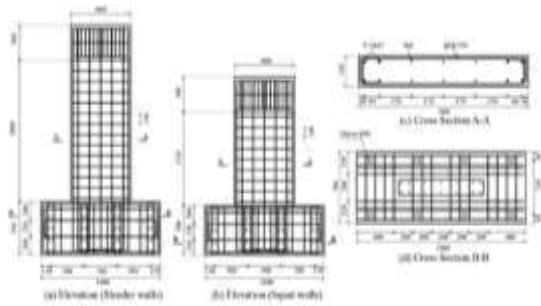


Figura 1. Geometría y armado de los muros utilizados en el ensayo

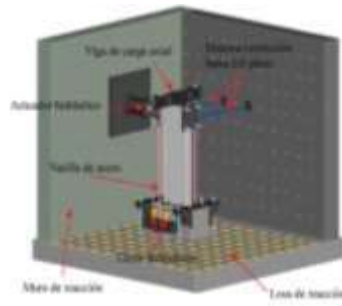


Figura 2. Esquema del ensayo utilizado en el ensayo



Figura 3. Ensayo y modelos de muros

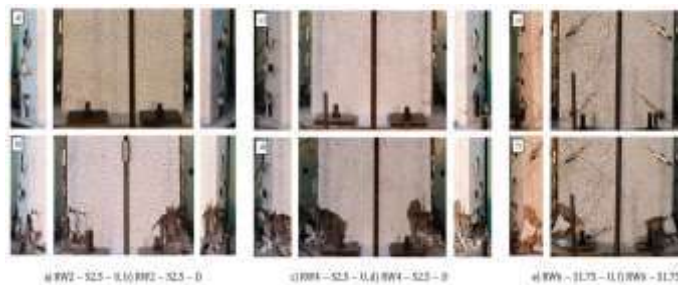


Figura 4. Resultados del ensayo: daños por flexo-compresión, grietas y pérdida de recubrimiento en cada muro

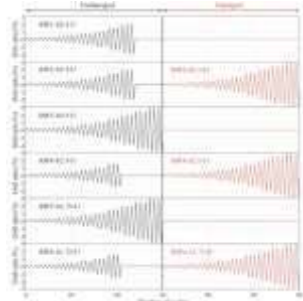


Figura 5. Protocolo de carga

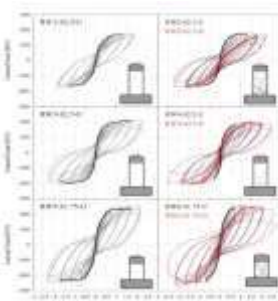


Figura 6. Curvas de Histéresis (fuerza-deformación)

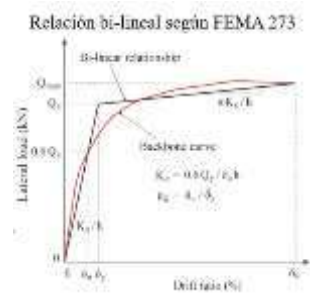


Figura 7. Relación bilineal FEMA 273.

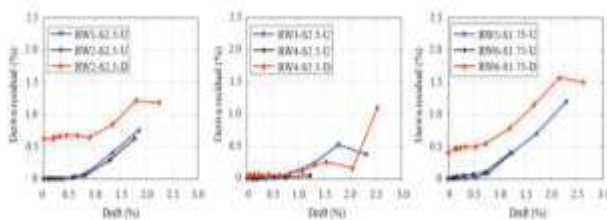


Figura 8. Deformación residual obtenida de cada ensayo

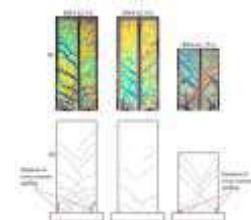


Figura 9. DIC y apariencia final de los muros

Análisis Sísmico de Estructuras mixtas de hormigón armado y cartelas de acero, usando CEINCI-LAB

Conferencia No. 9

Autor: Ing. Jorge Isaac Romero Abarca

Link: <https://vimeo.com/510042399/82c952ecac>

Fecha: 08/02/2021

Resumen: El Dr. Roberto Aguiar inicia la sesión con un homenaje póstumo hacia el Dr. Miguel Camino, quien falleció el 3 de febrero del 2021. Posteriormente, el Ing. Jorge Romero empieza su conferencia señalando el alto peligro sísmico que presenta Ecuador, condición principalmente producida por la subducción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana, motivo por el cual se han presentado diversos eventos sísmicos de alta magnitud en el país. El expositor menciona un continuo proceso de desarrollo y aprendizaje posterior a cada sismo, señalando tres puntos fundamentales: la actualización de normas, formas de reforzamiento de estructuras y nuevos dispositivos de protección sísmica. Se analiza como ejemplo la estructura del Bloque 2 del Hospital Rodríguez Zambrano de Manta, misma que después del terremoto del abril 2016, fue reforzada con disipadores TADAS, dónde también se colocó estructuras con cartelas y elementos de enlace, en la tesis del Ing. Romero.

Se presenta las diversas funciones y los resultados obtenidos mediante el uso del Sistema de Computación **CEINCI-LAB**, se hace una explicación del funcionamiento y uso del sistema y se realiza un primer cálculo para la estructura de hormigón armado sin reforzamiento, de dónde se obtiene un periodo de 0.9593 [s] y un indicador de rigidez $H/T = 22.51$, correspondiente a una estructura flexible. Se prosigue con el análisis de la misma estructura ya reforzada con elementos de enlace de 0.5m de longitud, obteniendo un periodo de 0.874 [s] y una relación $H/T = 24.70$ por lo que se define a la estructura como flexible, observándose un aumento en el índice.

El expositor comparte, además, nuevas funciones desarrolladas para **CEINCI-LAB** que permiten el diseño y utilización de armaduras tipo PRATT, tipo HOWE y tipo WARREN, presentando las funciones, **glinea_armadura**, misma que reporta las coordenadas **X**, **Y** y el número de nudos **nod** que componen la cercha y **gn_armadura**, la cual genera el nudo inicial **NI** y nudo final **NJ**, el número de elementos longitudinales **n_hor**, número de elementos verticales **n_ver** y el número de elementos diagonales **n_diag** que forman la armadura.

El ingreso de datos en estas funciones se compone de tipo de armadura (simétrica o continua), dirección de la diagonal, número de vanos, altura externa de la viga, altura central hasta el nivel base y nivel superior del elemento y la longitud de la cercha. El ponente explica de manera detallada el proceso de utilización e implementación de estas nuevas funciones, las cuales mencionó fueron desarrolladas para acoplarse al sistema de programas y funciones ya existentes en **CEINCI-LAB**.



Figura 1. Epicentros de terremotos mayores a 6.5 grados en Magnitud Richter (1900-2017). **Figura 2.** Hospital Rodríguez Zambrano ubicado en Manta.

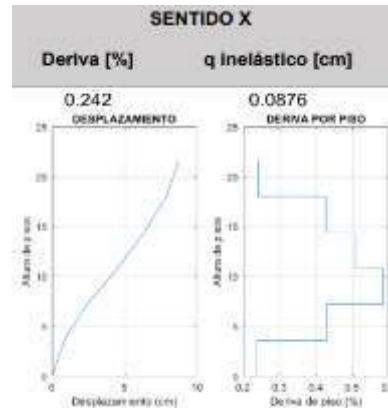
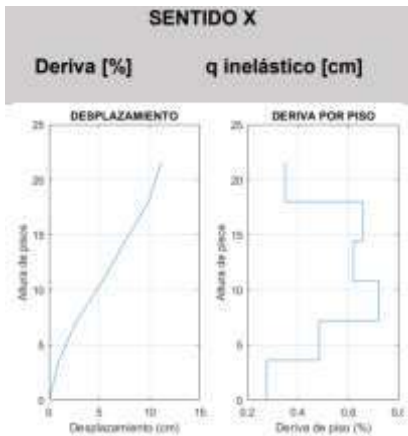


Figura 3. Deriva de piso en sentido X para estructura sin reforzamiento.

Figura 4. Deriva de piso en sentido X para estructura con reforzamiento.

```
[X,Y,nod]=glinea_armadura(nvanos,hv_ext,hv_centro_inf,hv_centro_sup,L)
[Ni,Nj,n_hor,n_ver,n_diag]=gn_armadura(tipo,d_central,nvanos,hv_ext)
```

Figura 5. Nuevas funciones implementadas.

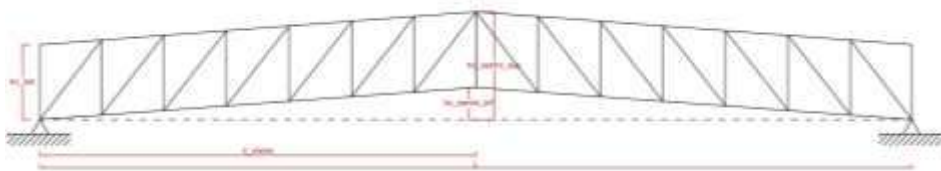


Figura 6. Elementos necesarios para el ingreso de datos en las nuevas funciones.

Análisis No Lineal y Disipadores de Energía

Conferencia No. 10

Autor: Ing. David Mora, MSc.

Link: <https://vimeo.com/512760247/8ded5b73eb>

Fecha: 15/02/2021

Resumen: Tradicionalmente los edificios son diseñados para que la energía de los terremotos sea disipada a través del daño de sus elementos estructurales, como columnas y vigas. Por lo tanto, después de un sismo fuerte se prevé que habrá gran daño estructural y los edificios deberán ser reparados o reemplazados.

Los disipadores, son dispositivos diseñados para dañarse en vez de otros elementos y así disipar la energía sísmica en los edificios, u otras estructuras. En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), solo hace referencia al empleo de los análisis no lineales de historia en el tiempo para edificios con estos dispositivos, sin embargo, no son análisis comunes en ingeniería civil. Por tanto, para poder aplicar un diseño con disipadores de energía se necesita aplicar un diseño de análisis dinámico no lineal.

Por otro parte, también se hace mención del análisis estático no lineal o Pushover, el cual se emplea para encontrar la curva de capacidad sísmica ante la aplicación de cargas laterales a la estructura, hasta llevarle a un desplazamiento objetivo o al colapso. Después del Pushover se puede determinar los niveles de desempeño, es decir, se determina que para cada elemento o sección tenemos una deformación o daño, el cual, esta normado por el ASCE 41. En cuanto al análisis dinámico, se hace referencia al método beta de Newmark para un sistema de n grados de libertad, para la resolución de la ecuación diferencial de movimiento, la cual describe el comportamiento de una estructura en cada punto de un registro de aceleración.

Para el análisis dinámico no lineal se realizó un chequeo de convergencia con Newton Raphson, el cual puede ser aplicado para la construcción de los diagramas momento curvatura mediante el método de fibras. Además, haciendo este análisis se encuentra periodos, modos de vibración y frecuencias, llegando a una expresión en donde la solución de la misma varía según los factores de amortiguamiento.

Bajo este contexto, se puede intuir el funcionamiento de los disipadores de energía metálicos por sus siglas en ingles BRB (Buckling Restrained Braced) y disipadores de energía viscoelásticos. El funcionamiento o activación del disipador metálico BRB, se da a través, del desplazamiento, el cual produce una fuerza axial que al final ocasiona el daño, y que a su vez origina el amortiguamiento, este se concentra en la parte intermedia del disipador y es ahí donde se produce la zona de fluencia; para evitar el pandeo de estos elementos, se los recubre con hormigón, acero o con algún material deslizante.

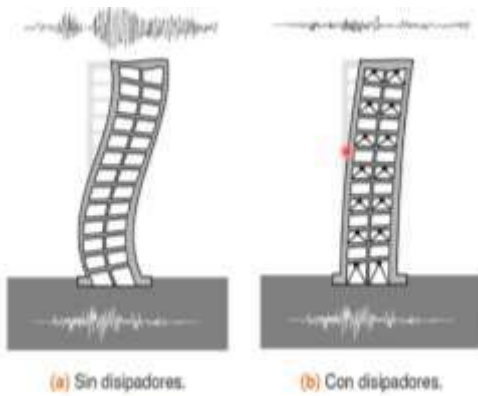


Figura 1. Estructura (a) Sin disipadores, (b) Con disipadores..



Figura 2. Ubicación del Disipador.

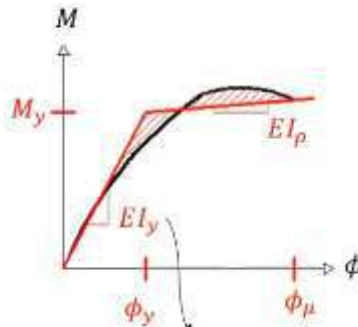


Figura 3. Bilinealización de la Curva Momento Curvatura.

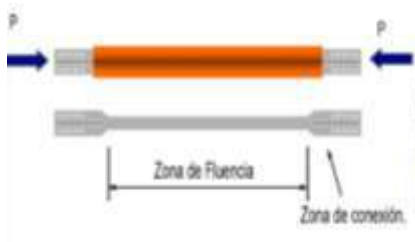


Figura 4. Disipador metálico BRB.



Figura 5. Ensayo de Disipador de energía BRB con núcleo reemplazable, realizado en EPN.

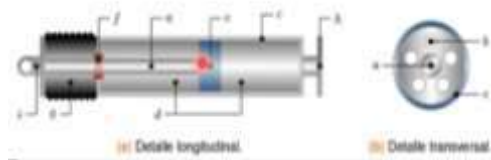


Figura 6. Disipador Viscoelástico, (a) Detalle longitudinal, (b) Detalle transversal.

Muros de Acero

Conferencia No. 11

Autor: Ing. Telmo Andrés Sánchez, Ph.D.

Link: <https://vimeo.com/515578912/8d6d1ac043>

Fecha: 22/02/2021

Resumen: El SPSW es un sistema de resistencia de carga lateral, que usa la resistencia post pandeo de la placa, consiguiendo alta ductilidad y rigidez de la fluencia de la tensión diagonal en el campo de acción. Las cargas laterales generan pandeo debido a la compresión diagonal en la placa y tracción en las diagonales opuestas de la placa, previamente onduladas por el pandeo, efecto conocido como acción del campo de tensión, principio en el cual se basa la disipación del sistema. El comportamiento ante el cortante en vigas de acero de gran peralte usadas en puentes, en sus respectivas zonas de pandeo inelástico y elástico, presentan un efecto de acción del campo de tensión, relacionando conceptos con el sistema SPSW presentando conceptos similares a los de una viga en vertical.

El diseño del sistema incluye la placa y elementos de borde, e inicia con el cálculo el ángulo alfa, donde ocurre la acción del campo de tensión con respecto a la vertical, el modelo analítico divide a la placa en secciones (división recomendada de 10 elementos) capturando correctamente el comportamiento del sistema, comprobado en ensayos experimentales (Driver et al., 1998), que presentan lazos de histéresis donde se observa la alta rigidez y resistencia que aporta el sistema SPSW con respecto a una estructura sin muros.

El SPSW provee disipación de energía debido a la fluencia de la placa, acompañado de la ductilidad de la deformación plástica de las vigas, las columnas deben permanecer elásticas, excepto su base que puede formar nudos plásticos. La resistencia de diseño del panel está dada por la resistencia a fluencia en cortante, se verifica la rigidez en elementos de borde para asegurar la distribución de fuerzas en la placa. Las soldaduras pueden dimensionarse con la resistencia de la placa, las vigas y columnas cumplirán con límites de alta ductilidad y las vigas adoptarán requisitos de arriostramiento para secciones medianamente dúctiles. El correcto diseño de los elementos de anclaje en función de la fuerza de cortante de la placa es fundamental para asegurar el acoplamiento entre placa y elementos de borde. Las placas se unirán con juntas de penetración completa.

Los muros de acero son una alternativa a considerar en el diseño y reforzamiento de estructuras, aunque arquitectónicamente intrusivo, presenta ventajas al reemplazar la placa ante disipación de energía por eventos sísmicos o al comparar su proceso constructivo con un muro convencional y aunque el costo directo puede ser más alto, este se compensa con costos indirectos significativamente menores.

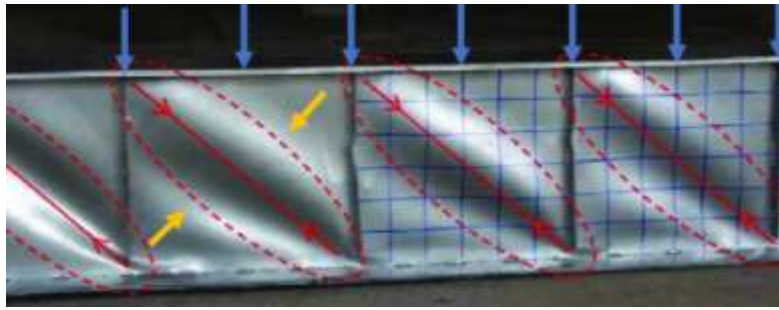


Figura 1. Acción del Campo de Tensión (Ardalani et. al., 2017).



a)



b)

Figura 2. a) Plastificación en la plancha 1,82% de deriva. b) Desprendimiento del panel de los elementos de borde 3,07% de deriva. (Berman y Bruneau, 2005).

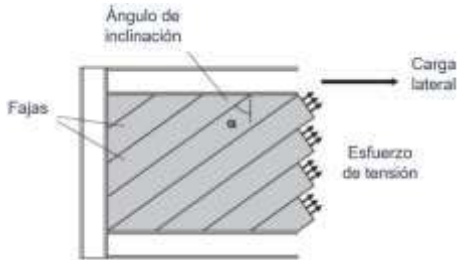


Figura 3. Alfa y secciones del sistema.

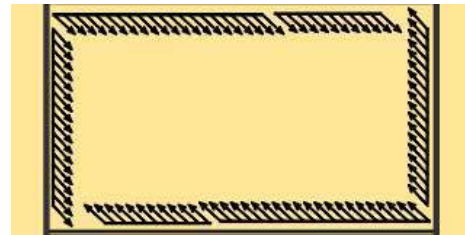


Figura 4. Fuerzas en la placa.

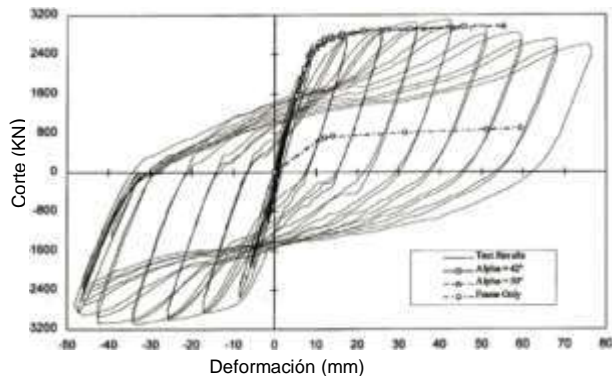


Figura 5. Ensayo Experimental y Modelo Analítico (Driver et al., 1998).

Reforzamiento de estructuras afectadas por el terremoto de Chile 2010

Conferencia No. 12

Autor: Ing. Jorge Moscoso Ph.D

Link: <https://vimeo.com/518388839/f621c9f928>

Fecha: 01/03/2021

Resumen: En 2010 Chile sufrió un terremoto de magnitud 8.8, generando daños en edificaciones habitacionales de gran altura que contenían muros de hormigón armado. Estudios posteriores al terremoto, demostraron que de una muestra de 2000 edificios un 2% sufrió daño, lo cual implicaba reparar o demoler; con este antecedente un grupo de edificaciones afectadas fueron reparadas y nuevamente puestas en venta. Las edificaciones sufrieron daño debido a tres razones importantes: discontinuidad en altura (muros bandera), aumento de la carga axial y falta de confinamiento en los bordes; lo cual generó daños como la pérdida de recubrimiento, aplastamiento del borde inferior, pandeo de refuerzo longitudinal y pandeo fuera del plano. Con todos estos antecedentes las reparaciones tenían como objetivos principales: aumentar la capacidad de deformación, mejorar la resistencia del muro, realizar adiciones de elemento de borde, aumentar la resistencia al corte y generar reparaciones de daño leve.

Motivados por esta experiencia, el grupo de trabajo del Dr. Moscoso buscó determinar la capacidad sísmica de muros de hormigón armado antes y después de una reparación, para lo cual construyeron 6 muros semejantes a los edificios afectados, estos se construyeron con un pedestal para asentarse y así posterior al daño se pudieran reparar. Mediante un actuador hidráulico, en laboratorio, se generaron daños semejantes al terremoto del 2010, en los muros y se realizaron los mismos ensayos tanto para las muestras originales sin daños y para las reparadas posterior al daño. Para la reparación se usaron tres métodos: reducción de resistencia a flexión (RFS), adición de elementos de borde (AWBM) y el incremento de resistencia a corte (ISS). Posterior a los ensayos se demostró que la resistencia a compresión de los muros reparados fue mayor a la resistencia original, lo cual exige todas las normas de rehabilitación estructural como el ACI 309, FEMA y la ASCE.

Finalmente se evaluó la capacidad sísmica de los muros reparados, en donde se evidenciaron grietas horizontales y diagonales, pérdida del recubrimiento en los elementos de borde, pandeo, fractura en los bordes inferiores, fractura del refuerzo horizontal y vertical, todo esto generó fallas de flexo compresión en los bordes, fallas por encima de las reparaciones y fallas de balanceo. Así se demostró que las reparaciones provocaron que cambien los modos de falla, además todas las técnicas de reparación implementadas aumentaron la resistencia máxima, pero no todas aumentaron la ductilidad.



Figura 1. Aplastamiento del borde inferior y pandeo longitudinal en muro de hormigón después del terremoto de Chile del 2010.

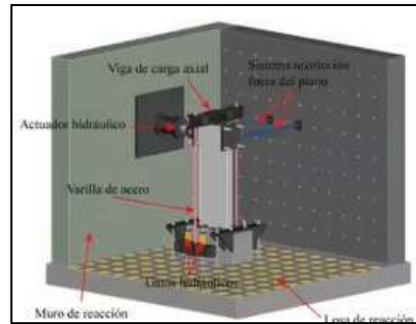


Figura 4. Esquema de ensayo para muros de prueba.



Figura 2. Reparaciones de daños leves con inyección epóxica de grietas.



Figura 5. Muro RW6 sin reparación listo para ensayarse.



Figura 3. Aumento de resistencia al corte con encamisado de hormigón.



Figura 6. Muro RW6-R reparado listo para ensayarse.

Construcción de viviendas utilizando Fardos de Paja producidos en Ecuador

Conferencia No. 13

Autor: Ing. Paulina Viera Ph.D (c)

Link: <https://vimeo.com/521232164/5562b5b256>

Fecha: 08/03/2021

Resumen: En la actualidad, surge una problemática ambiental con respecto a la producción de los materiales para la construcción como el cemento y el acero. La producción de este tipo de materiales genera un alto grado de emisión de gases de efecto invernadero, además de provocar la destrucción del hábitat y flora de donde se obtienen las materias primas para su fabricación. Es así, que se busca resurgir en el uso de los fardos de paja para la construcción, este material ya se ha utilizado desde 1904 en la construcción de las primeras casas con fardos de paja en el Estado de Nebraska y en 1921 se construye la primera casa en Francia que aún se mantiene hasta la actualidad. La paja con la aparición del cemento ha ido perdiendo terreno en el sector de la construcción; por lo que, en 1988, los bio-construtores Matts Mhyman y Judy Knox impulsan nuevamente la construcción con fardos de paja en EEUU.

Se elige la paja como material de construcción debido a su disponibilidad en la mayoría de zonas climáticas, no causa problemas de reciclaje y es de origen natural. Los muros de fardos de paja pueden soportar una carga superior a los 500 kg por metro lineal de muro portante, muestra un buen comportamiento sísmico por su ductilidad y capacidad de deformarse elásticamente, y además tiene la ventaja de ser un buen conductor térmico con lo que se puede llegar a una eficiencia energética en la construcción. En cuanto a sustentabilidad, la bala paja es el material de construcción más sumidero de CO₂, absorbiendo 2 kg por cada kg de material.

Ensayos realizados en la UCE, determinaron la caracterización de los fardos de paja que se pueden obtener en el Ecuador, los cuales son: la densidad de 70 kg/m³, el contenido de humedad de 15%, conductividad térmica de 0.045 W/mK, resistencia a compresión de 0.6 kg/cm², una carga máxima de 25.1 kN y el módulo de elasticidad que oscila en los 150 psi – 1.03 N/mm².

En 2016, la UCE del Ecuador construyó un modelo a escala real de una vivienda tipo Nebraska, en donde su sistema estructural se basa en muros de fardos de paja portante, vigas collar para su compresión y revoco de terrocemento, en la localidad de Quivillungo, provincia de Bolívar. Otra propuesta se realizó en el sector de San Rafael en Quito con la técnica Poste-Viga, en la que los muros son reforzados con postes tipo columnas en forma de escalera rellenas de paja; ambos sistemas evitan los puentes térmicos en las juntas y en el techo para no exista pérdida de calor, y cuentan con cimentaciones que tienen sobrecimientos para la protección contra la humedad. Hay que tomar en cuenta que la ayuda comunitaria es esencial para que los costos pueden reducirse hasta un 50% respecto a una estructura convencional de hormigón armado de similares dimensiones.



Figura 4. Casa con fardos de paja en el Estado de Nebraska, construida en 1904



Figura 4. Vigas collar para la compresión de fardos de faja.

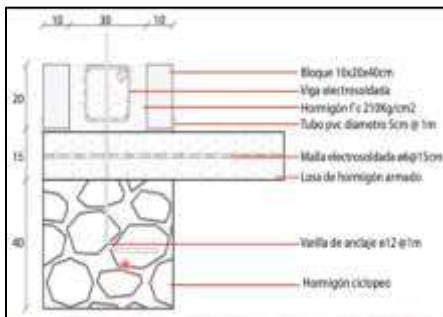


Figura 2. Propuesta de cimentación para la construcción de una casa con fardos de paja.



Figura 5. Colocación de paja humedecida con agua y cal en el techo para evitar puentes térmicos



Figura 3. Recolección de fardos de paja, en Calacalí-Ecuador.



Figura 6. Construcción de una vivienda con fardos paja, tipo Nebraska.

Análisis de estructuras con dos sistemas, uno que resiste cargas verticales y otras cargas sísmicas

Conferencia No. 14

Autor: Ing. Francisco Flores PhD.

Link: <https://vimeo.com/524071355/0e44d18213>

Fecha: 15/03/2021

Resumen: Esta conferencia se ha enfocado en el desempeño de la estructura cuando se considera la influencia del sistema de gravedad por su rol importante frente a sismos de alta intensidad evaluados experimentalmente, analíticamente y observaciones.

La metodología FEMA P-695 provee un procedimiento para establecer factores de respuesta tales como: factor de reducción sísmica R , sobre resistencia y factor de amplificación de deformaciones para sistemas estructurales sísmicos nuevos. Esta metodología utiliza técnicas de análisis no-lineal, estáticos y dinámicos, modelamiento, diseño y datos de laboratorio.

Para evaluar la influencia del sistema de gravedad en el colapso de estructuras de acero, se modelan explícitamente todos sus componentes (columnas, vigas y conexiones), investigando la influencia a la resistencia a flexión de las conexiones, la influencia de las columnas del sistema de gravedad e influencia de traslapes en columnas; con edificios que tienen la misma configuración. La resistencia a flexión de las conexiones parcialmente rígidas consideradas como porcentaje del momento plástico de la viga (0%, 35%, 50% y 70%), al 0% implícitamente se evaluó la influencia de las columnas. Para poder determinar si existe fluencia a grandes deformaciones de las columnas se utilizó dos tipos de materiales, uno elástico, otro con fibras con material elasto-plástico y traslapes con cero capacidades flexural.

Por consiguiente, la mejora causada por el sistema de gravedad disminuye cuando se consideran los traslapes en el análisis y la fluencia en las columnas del sistema de gravedad ocurrió en los casos en donde las conexiones tienen una resistencia flexural mayor a 30% M_p .

La influencia de la continuidad de la columna de gravedad en el rendimiento sísmico tiene en cuenta la rigidez continua debido a que el número de columnas en sistema de gravedad normalmente es bastante mayor al número de columnas en el sistema sismo-resistente. Todas las columnas del sistema de gravedad son agrupadas en un solo elemento basado en tres suposiciones: todas las columnas son articuladas en la base y continuas a lo largo de su altura, las conexiones del sistema de gravedad tienen poca capacidad a flexión, y las columnas no fluyen. En consecuencia, se debe localizar los traslapes lo más lejos posible de la base de las columnas para proveer mayor continuidad, la rigidez continua prevé o reduce la probabilidad de tener concentraciones de derivas o pisos débiles, la rigidez requerida por las columnas del sistema de gravedad se puede obtener directamente del Pushover.

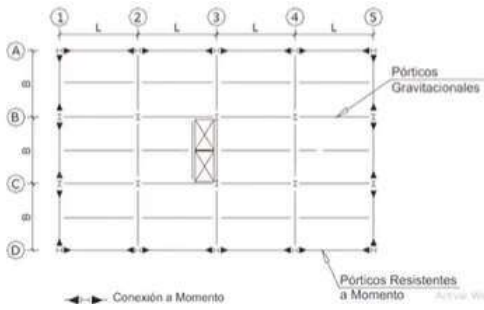


Figura 1. Sistemas de diseño de los pórticos especiales sismorresistentes de acero (PEA).



Figura 2. Metodología FEMA-695.

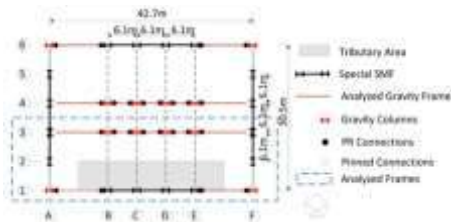


Figura 3. Edificio modelado para el desarrollo de la investigación.

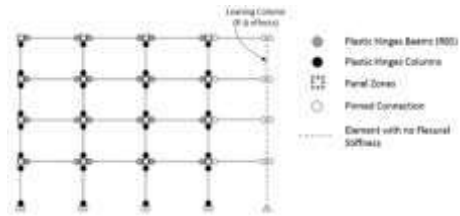


Figura 4. Modelo Pórticos Especiales de Acero.

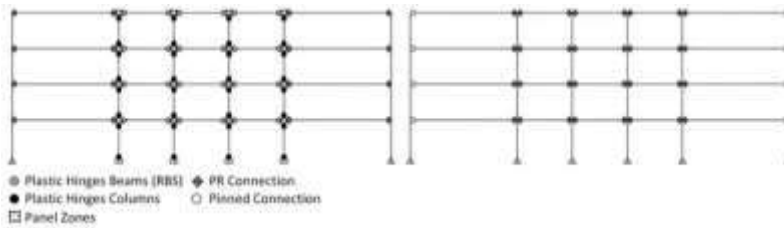


Figura 5. Modelamiento Sistema de Gravedad.

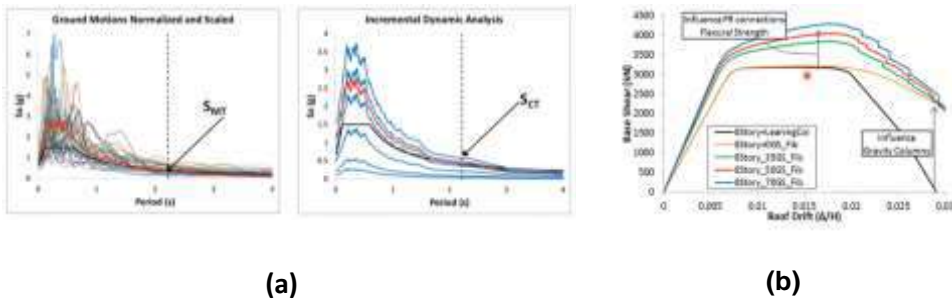


Figura 6. a) Escalamiento Sísmico y b) Pushover Curves (8-Story Model).

¿Qué aspectos importantes debemos tener en cuenta para la aplicación exitosa del Aislamiento Sísmico en Estructuras?

Conferencia No. 15

Autor: Ing. Arturo Tena Colunga PhD.

Link: <https://vimeo.com/527606587/705adabef0>

Fecha: 22/03/2021

Resumen: La diferencia del comportamiento dinámico entre una estructura convencional y una estructura con aisladores de base, es que la convencional al aplicar el sismo va a resistir a través de su deformación y va sufrir desplazamientos, aceleraciones y velocidades; mientras que las que tienen aisladores al aplicar el sismo va producir que estos elementos especiales sean los que tomen el movimiento y se desplacen, por lo tanto, la estructura se movería como un cuerpo rígido perfecto sin experimentar desplazamientos relativos y aceleraciones relativas.

El aislamiento sísmico ofrece grandes ventajas en estructuras que están desplazadas en suelos firmes y rocas. En los suelos firmes las aceleraciones más grandes están entre periodos cortos a periodos intermedios. En los desplazamientos con periodos cortos tendremos, en los suelos firmes desplazamientos no muy altos, y si, alargo el periodo, los desplazamientos serán mucho más grandes, en el caso dónde se incrementa el amortiguamiento viscoso equivalente, los desplazamientos tendrán valores más bajos. Los objetivos de usar aislamiento sísmico son disminuir las fuerzas de inercia en la superestructura mediante el incremento del periodo y del amortiguamiento en estructuras desplantadas en terreno firme y lograr que la superestructura permanezca esencialmente elástica durante un sismo de gran magnitud, concentrando la respuesta no lineal en el sistema de aislamiento. La flexibilidad del aislamiento en la dirección vertical es muy rígida, por lo tanto, las aceleraciones si van a afectar a las estructuras, porque se genera una mayor excitación donde hay mayor rigidez como en la dirección vertical. Dentro de las precauciones a tomar en suelo firme con respecto a los movimientos del terreno, se debe considerar el vigilar la proximidad a una falla activa donde se debe considerar el impacto de aceleraciones verticales, y también tomar en cuenta los efectos de sitio que se encuentran en el Manual de Diseño de Obras Civiles: Capítulo C.3.2 (2019). El plano de apoyo del aislamiento sísmico tiene que ser perfecto en mantenerse a nivel antes de que llegue el sismo.

No se recomienda usar aislamientos en terrenos blandos, ya que, hay una incertidumbre de intervalos de periodos y pueden existir asentamientos diferenciales. En suelos de transición se debe hacer un estudio integral del peligro sísmico, interacción suelo estructura, e idoneidad estructural y del sistema de aislamiento. En el diseño de estructuras en zonas de alto riesgo sísmico, particularmente con aislamiento sísmico las prioridades son: asegurar las vidas de las personas que las habitan y perseverar el patrimonio de la gente, minimizando el daño. Los ingenieros deben tener en cuenta que la ingeniería estructural debe ser buena, no barata.



Figura 5. Estructura Convencional



Figura 6. Estructura con Aisladores de Base

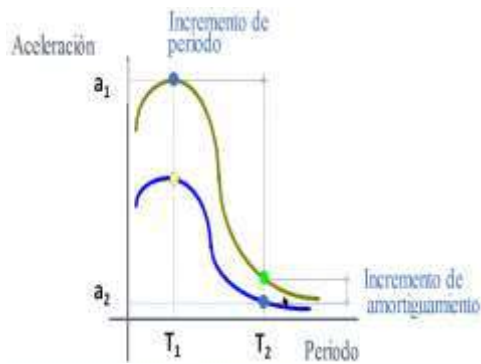


Figura 7. Aceleración vs Periodo

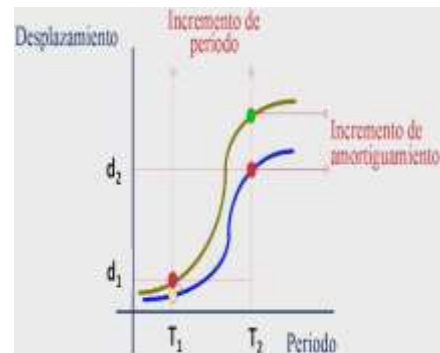


Figura 8. Desplazamiento vs Periodo



Figura 9. Estructura en Zona de falla

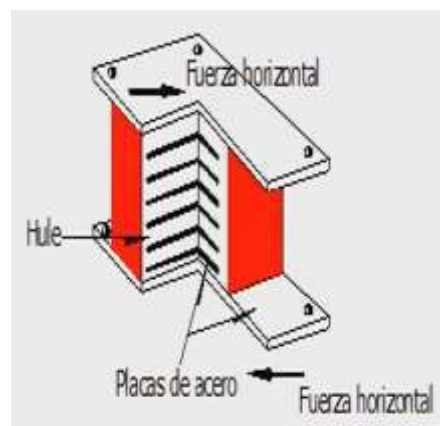


Figura 10. Elastómeros con corazón de plomo

Determinación de parámetros dinámicos en edificios a través del procesamiento de señales de vibración ambiental y sus aplicaciones.

Conferencia No. 16

Autor: Ing. Klever Gastón Parra

Link: <https://vimeo.com/530578084>

Fecha: 29/03/2021

Resumen: En esta conferencia se presenta el desarrollo de la ecuación experimental para encontrar el período de vibración (T) de las estructuras de hormigón armado, mediante los parámetros dinámicos tras el procesamiento de datos de las señales de vibración ambiental, obtenidos por los sensores ubicados en las diferentes zonas de las estructuras analizadas, con el fin de analizar la relación H/T y tener una clasificación en base a las normas de Ecuador, Chile y Perú. Los limitantes para la aplicación de la ecuación experimental es que, dicha ecuación es aplicable únicamente a estructuras regulares y con alturas de hasta 60 metros.

Es importante conocer la instrumentación sísmica en las estructuras, se debe interpretar todas las aplicaciones de los ensayos de las vibraciones ambientales. El trabajo se fundamenta en la investigación realizada para la titulación de pregrado del autor, en el año 2015. Mediante la instrumentación de 150 edificios ubicados en Quito, desde la Av. Río Coca hasta la Av. Patria, se implementó sensores que determinaron los parámetros dinámicos, los cuales se colocaron en varias zonas de la edificación. Además de ello, como resultado se obtuvo periodos, amortiguamiento, formas modales, movimiento por el viento y por el tránsito de personas. En el año 2016 ocurre el sismo en Manta con el cual aparece la idea de saber qué pasó con los edificios antes evaluados. En base a este planteamiento, se obtienen nuevos datos para el análisis, el procesamiento de señales mediante la corrección de la señal con filtros y conversión de unidades, mediante el modelo más conocido el Peak Picking (PP) que se fundamenta en la Transformada Rápida de Fourier (TRF) para la corrección de datos que sirvió para hallar los periodos fundamentales de las estructuras. Para el desarrollo de la ecuación, se determina el periodo de cada estructura en función de la altura de piso y su ecuación correspondiente. Cabe destacar que se realiza comparaciones con las normas de Chile y Perú dando una categoría muy flexible a nuestras estructuras, ya que los otros países son muy estrictos en cuanto a consideraciones como derivas y priorizan la construcción con muros de hormigón armado, no obstante, en nuestro país es muy común la construcción con pórticos.

Finalmente, el estudio se basa en la investigación por parte de Guendelman, quien tiene 3 casos para la relación H/T: estructura con subsuelo, estructura sin subsuelo o altura total de la estructura, en este caso se va a utilizar H como la altura desde el nivel del suelo y se observa que el 91% de las estructuras analizadas aparecen en un rango de rigidez normal, solo el 4% son rígidos y el 5% flexible, por lo tanto, con el pasar del tiempo y los eventos sísmicos cabe destacar que la estructura pierde rigidez lateral.

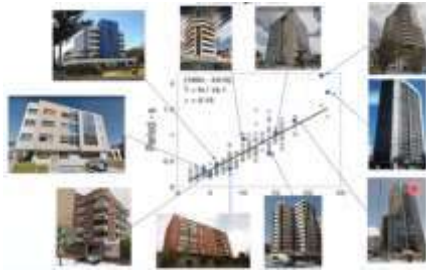


Figura 11. Relación período- número de pisos aplicando la ecuación experimental del año 2015.

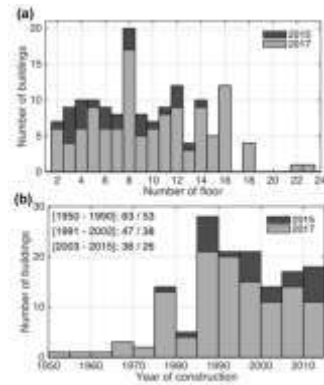


Figura 12. Distribución de las edificaciones ensayadas en 2015 y 2017, según número de plantas (a) y año de construcción (b).



Figura 13. Ubicación geográfica de los edificios probados en 2017, clasificados según el cambio de frecuencia en comparación con los valores de 2015.

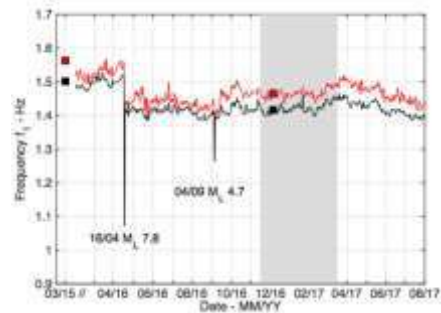


Figura 4. Monitoreo continuo del edificio EPN-IG durante la secuencia sísmica del terremoto de Pedernales M7.8.

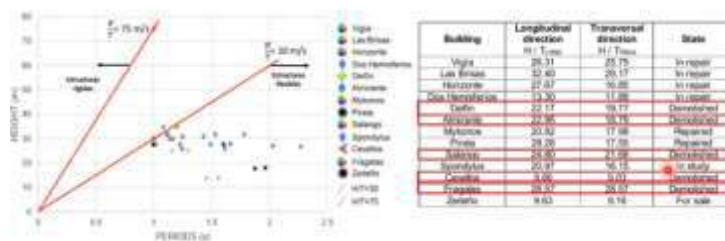


Figura 14. Relación H/T. Fuente (Aguiar R, Zambrano V, 2018).

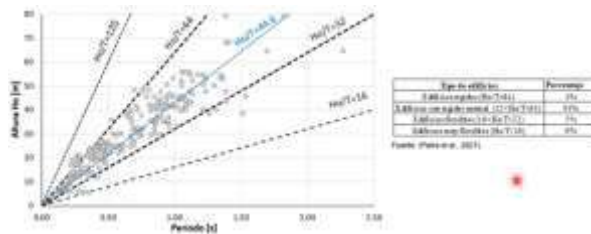


Figura 15. Relación H/T en edificios ensayados. Fuente Parra, 2021.

Análisis y Diseño de Estructuras de acero con CEINCI-LAB

Conferencia No. 17

Autor: Ing. Brian Cagua, MDO. MSc(c)

Link: <https://vimeo.com/533373157/7f98696771>

Fecha: 05/04/2021

Resumen: CEINCI-LAB es un sistema de computación que fue desarrollado como un complemento académico. Actualmente se está implementando funciones para realizar el análisis y diseño mediante el cálculo sísmico y estático de estructuras de acero en base a la normativa ecuatoriana (NEC-SE-AC-2015), además de normativas extranjeras.

En países como EEUU es típico tener dos sistemas estructurales, uno que resista únicamente cargas gravitacionales y otro que resista cargas laterales y gravitacionales. Las nuevas funciones de CEINCI LAB permiten realizar el análisis de los pórticos que resiste cargas laterales y gravitacionales considerando únicamente acciones en el plano. Es importante resaltar que las estructuras de acero tienen un comportamiento diferente a las de hormigón armado por las condiciones en función de las conexiones. Además, el comportamiento de la estructura de acero depende de la esbeltez, dicho parámetro es muy importante para el diseño además del pandeo, que es un fenómeno que se conoce como “la inestabilidad elástica”, que se da en los elementos a compresión. El prediseño de vigas se realiza en base a las cargas gravitacionales aplicadas de manera uniformemente distribuida, y el diseño por capacidad se realiza considerando que las secciones pueden desarrollar su máxima capacidad a flexión. Se recomienda verificar el principio de “viga débil – columna fuerte” para asegurar un mecanismo de falla dúctil.

En el análisis sísmico se calcula desplazamientos, derivas y fuerzas de corte en cada piso. En el análisis estático se aplican las cargas gravitacionales y sísmicas para obtener las fuerzas en los elementos, se aplica las combinaciones de cargas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y se obtiene las envolventes de la demanda para compararlas con las capacidades de los elementos. También se verifica que la relación viga/columna sea menor a la unidad para que se asegure un comportamiento sismorresistente adecuado con la disipación de energía en las vigas.

Para realizar el análisis con CEINCI-LAB se desarrollan programas o rutinas en Matlab. En esta conferencia se ha presentado las nuevas funciones de análisis y de diseño de una estructura de acero conformada por vigas y columnas, con conexiones con capacidad a momento. Se inicia el estudio desde el prediseño de los elementos; posteriormente se realiza el análisis sísmico de dos formas: la primera empleando el Método Estático y la segunda con el Método Espectral. El uso de las nuevas funciones de CEINCI-LAB facilitan la entrada de datos y permiten que el usuario pueda visualizar los resultados de manera sencilla, en gráficos con colores en función de la relación demanda versus capacidad de los elementos, de manera similar a la que se presenta en programas comerciales.

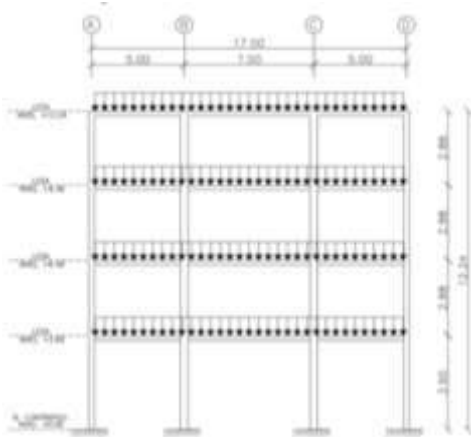


Figura 1. Geometría del pórtico analizado.



Figura 2. Secciones del pórtico con base en un prediseño.

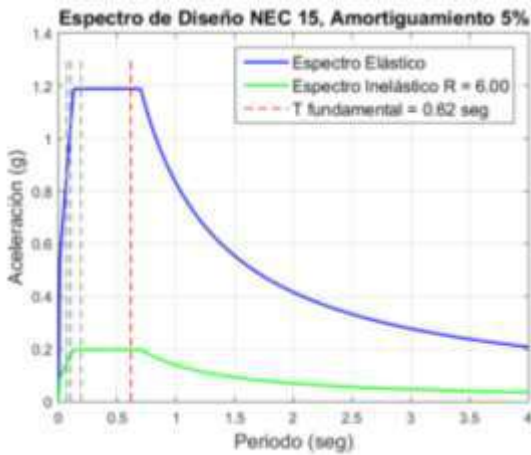


Figura 3. Espectro de diseño del pórtico analizado.

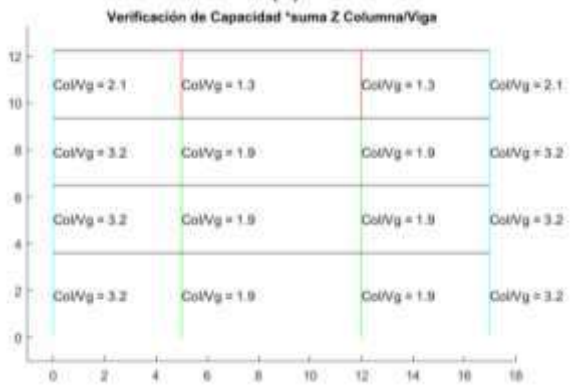


Figura 4. Relaciones de módulos plásticos de columnas para vigas de forma gráfica.



Figura 5. Relaciones demanda/capacidad de columnas incluyendo el efecto de sobre resistencia.



Figura 6. Relaciones Viga/columna por capacidad.

Postensado en Construcción de Edificios

Conferencia No. 18

Autor: Ing. Sneider Montoya Ph.D.

Link: <https://vimeo.com/536141080/2fe35642c2>

Fecha: 12/04/2021

Resumen: El pretensado es la tecnología de construcción donde elementos estructurales son sometidos intencionalmente a esfuerzos de compresión, su proceso consiste en el tensionado de los cables antes de vaciar el hormigón, para posteriormente romper el cable con el objetivo de que este pre comprima a la estructura. Con el postensado ocurre lo contrario, se da una forma específica al cable, para posteriormente hacer el vaciado del hormigón, en un periodo de 3 a 4 días se tensa el cable, pero como este se halla rodeado por concreto siempre mantiene la forma que se le dio desde el inicio. Los cables del postensado a diferencia del pretensado, es adherente, o sea hay un vínculo de relación de deformaciones entre el hormigón y el cable. En el caso del postensado el cable está cubierto por una grasa y por un material de plástico de alta densidad que permite que el cable se desplace libremente para que se pueda tensar después de vaciar el hormigón. Una vez tensado el cable se procede a cortar y sellar los huecos donde se encuentran los anclajes con mortero.

La aplicación de este tipo de tecnología se aplica en estructuras como puentes, específicamente en elementos como vigas T prefabricadas, las cuales, luego de ser tensadas con un gato y un cable multi torón, se transportan y montan en la estructura del puente; edificios con alturas mayores a los 40 pisos, sujetos a fuerzas de huracanes dónde se producen fuerzas horizontales dinámicas bastante altas. Las características de los edificios es que son losas macizas de máximo 20 a 30 centímetros, los espaciamientos entre columnas son de 8 a 10 metros en general, pero no tienen vigas, entonces el sistema de resistencia lateral son básicamente núcleos de muros estructurales.

La ventaja del postensado es que si no hay vigas los espesores de losa se disminuyen y se puede tener más altura de entrepiso, en cambio en el hormigón armado las luces son más pequeñas y si se desea obtener luces más grandes las vigas van creciendo en tamaño. Si hay menor altura de piso en los edificios postensados eso nos proporcionaría un menor costo y por ende un mayor ahorro. En cuanto al aspecto sísmico si hay una fuerza lateral el momento volcador de un edificio postensado va a hacer menor, comparado con el mismo edificio construido con hormigón convencional.

El postensado en losas de fundación permite que la presión concentrada en las columnas se vuelva uniforme, de tal manera que, la losa funcione más uniformemente sin incrementar la rigidez. Se puede hacer losas super planas para evitar el agrietamiento y soportar cargas grandes como en el caso de bodegas industriales. Una losa postensada sobre un suelo expansivo es diseñada para reducir el movimiento bajo la losa a un desplazamiento aceptable para la superestructura.



Figura 1. Cable postensado recubierto con plástico de alta densidad.



Figura 2. Cable multitoron tensado con gata.



Figura 3. Aplicación de postensado en edificios con cargas de viento



Figura 4. Edificio Postensado en zonas de carga sísmica



Figura 5. Postensado en losa plana tipo Waffle.



Figura 6. Distribución de tendones tipo banda y distribuidos

Investigación Analítica y Experimental de Low-Cycle Fatigue en Acero Estructural

Conferencia No. 19

Autor: Ing. Adrián Tola Ph.D.

Link: <https://vimeo.com/538947898/b1b67a354b>

Fecha: 19/04/2021

Resumen: La conferencia realizada por el Dr. Adrián Tola presenta programas experimentales y modelado a nivel de material y a nivel de componentes estructurales. Se adoptan perspectivas técnicas para la estimación debido a LCF donde predominan parámetros como triaxialidad η , en la determinación de esfuerzos predominantes normales y esfuerzos predominantes a corte en el caso del parámetro ξ , sin olvidar el parámetro de deformaciones plásticas.

Se expone valores de η y ξ para elementos comunes. En vigas con sección reducida donde predomina la tensión uniaxial, la fractura se presenta en la periferia de la sección reducida y los valores estimados son $\eta=1/3$ y $\xi=1$, en elementos BRB sometidos a una tensión uniaxial los valores estimados son $\eta=1/3$ y $\xi=1$, otro de los elementos muy comunes es en las esquinas de conexiones soldadas en la unión columna y placa base, los valores estimados son $\eta>1$ y $\xi=1$.

La adopción de leyes es fundamental para la predicción del inicio de la fractura, las leyes monitorean la deformación "D" y se predice cuando "D" alcanza el valor crítico "Dcr", usualmente se expresa de forma incremental en un instante de tiempo " δD ". Las leyes para LCF considera condiciones específicas donde no existe acumulación de daño en el material. Se evidencia claramente que cuando se aplica un esfuerzo de tensión se produce una fractura, lo que no ocurre para esfuerzos de compresión, donde no se ha evidenciado casos de fractura. Las leyes deben ser consistentes con lo visto experimentalmente, entonces se opta por la restricción, " δD " no se incrementa en el estado de compresión.

Para estimar una fractura debido a LCF, se diseñó un programa experimental con 60 especímenes, se extrajo piezas de la parte plana y de las esquinas de los tubos de acero A1085, se testea los especímenes bajo carga axial, carga torsional y una combinación de las anteriores. Se logra diferenciar la relación entre la deformación de la parte plana y las esquinas con un 10% en el ensayo de carga monotónica y 25% en el ensayo ante una carga cíclica. La modelación de especímenes cargados axialmente se realiza mediante un modelo en 2D y en 3D para objetos con torsión. Para observar la variación de η y ξ , se realiza una calibración adecuada del modelo de elementos finitos con la calibración del material, el 90% de los especímenes están acorde al nivel de exactitud y el 10% varía un poco. Para la segunda parte del programa experimental, se toma un objeto estructural, un tubo de 3.5 m sometido a una carga cíclica, se simula para comprobar la respuesta del modelo con la respuesta experimental y se logra diferenciar un 5% en carga a tensión máxima, 25% de diferencia en carga de pandeo y un 6% en post-pandeo.

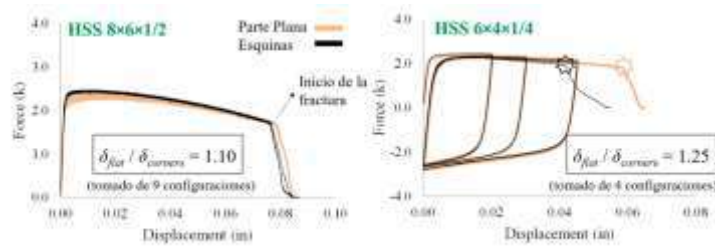


Figura 16. Diferencias en la respuesta - Especímenes parte plana y esquinas.

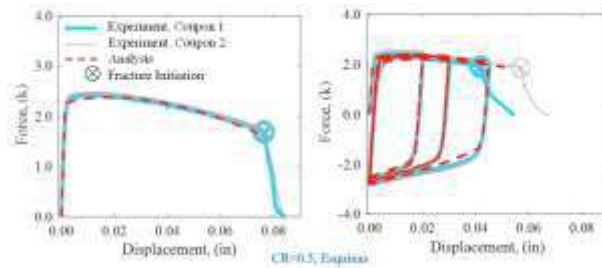


Figura 17. Respuesta analítica y experimental - Especímenes a nivel de material.

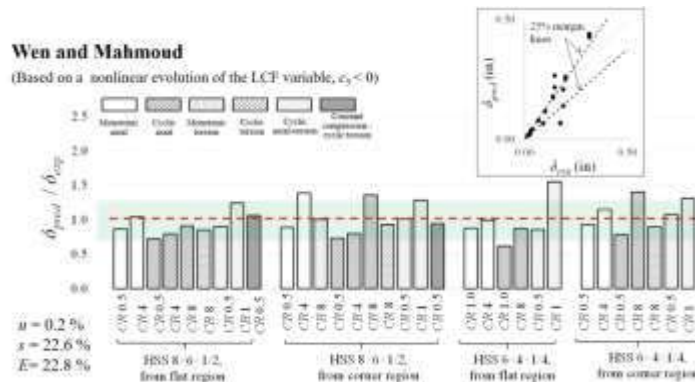


Figura 18. Ley de LFD más preciso para calibración de material.

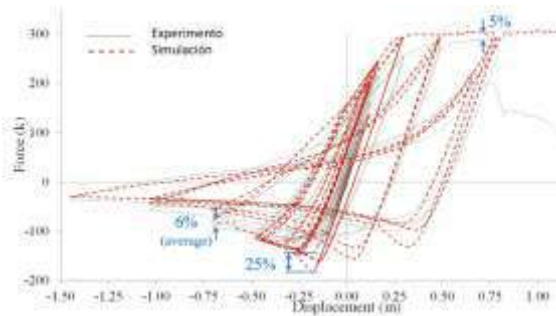


Figura 19. Respuesta analítica y experimental - Espécimen a nivel de componente estructural.

Evaluación de Vibraciones en Pisos Compuestos de Acero con Losa de Hormigón sobre Deck Metálico

Conferencia No. 20

Autor: Ing. Stalin Armijos Moya, Ph.D

Link: <https://vimeo.com/541926972/328e7b1fcc>

Fecha: 26/04/2021

Resumen: Uno de los problemas que se generan en una estructura en el tiempo de su vida útil son las vibraciones de piso, y esto se da debido a que todos los cuerpos vibran cuando están sujetos a una fuerza dinámica. Para este caso de estudio en un edificio de convenciones se determinó que mientras en la sala de eventos principales (B) las personas realizaban una actividad rítmica, en el corredor (A) aledaño a esta sala se observó cómo estas vibraciones afectaron en la parte del techo, desprendiéndose algunas planchas de Gypsum que estaban colocadas, por lo que, esta estructura tiene una susceptibilidad a vibraciones por actividades rítmicas. El problema empieza cuando la magnitud de las aceleraciones sobrepasa un límite que las hacen perceptibles y no tolerables a los humanos, y algunas veces estas vibraciones pueden generar daños no estructurales en la construcción, por lo tanto, las vibraciones en lugar de ser un estado último de capacidad en el análisis son un estado de servicio en el día a día.

La motivación del proyecto fue determinar la serviciabilidad de este piso vibracional ya que está formado por cerchas que se encuentran debajo de las áreas de eventos y atraen mayor importancia en este análisis. Una característica de estas cerchas es que se unen a una super cercha y esta transfiere todas las cargas de piso donde genera mayor incertidumbre.

En la parte experimental lo que se limitó fue a determinar las propiedades dinámicas de la estructura y validarse con un modelo numérico. Cuando tenemos a una persona que está saltando sobre una masa a una cierta frecuencia, esta genera un nivel de aceleraciones en el tiempo que se la puede registrar y esto será el comportamiento dinámico, por lo que dependen de 3 factores bajo estas cargas dinámicas como la masa, la rigidez, y el amortiguamiento. Antes de cualquier experimento se debe obtener un análisis preliminar en donde sólo se necesita un modelo simplificado del piso de análisis (vigas, cerchas, columnas), lo que nos proporciona una idea de cómo se puede llegar a comportar el piso en términos de modos de vibración, los cuáles van a definir los lugares donde se evidenciará mayor respuesta de vibración en la estructura.

En fin, las soluciones a estos problemas pueden darse de 2 maneras: "Soluciones *No Invasivas*" (mover a otro lugar las actividades rítmicas o minorar la cantidad de personas) y las "Soluciones *Invasivas*" que no es más que mejorar los factores del comportamiento dinámico (masa, rigidez, amortiguamiento) o a su vez colocar columnas debajo de esta área de estudio para reducir las aceleraciones y obtener resultados conservadores.



Figura 1. Área B para el caso de análisis.



Figura 2. Planos arquitectónicos en planta donde ocurrió el evento.

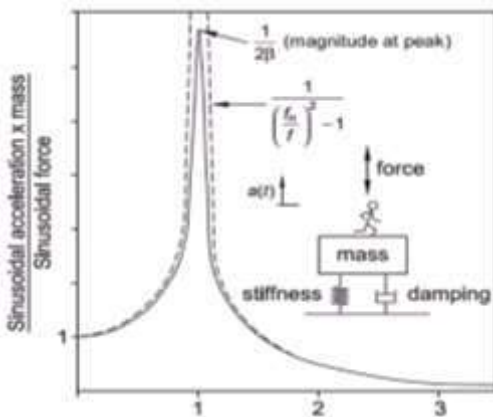


Figura 3. Respuesta a la fuerza sinusoidal. Se recomienda frecuencias de [1-15]Hz.

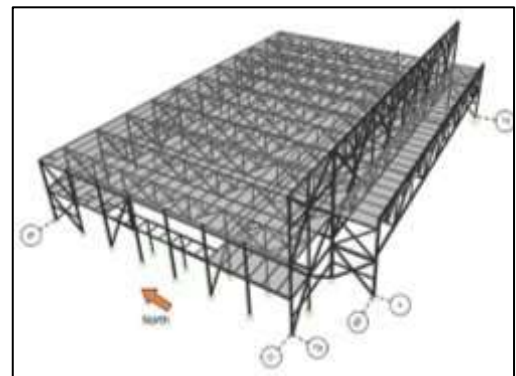


Figura 4. Modelo simplificado del piso de análisis.

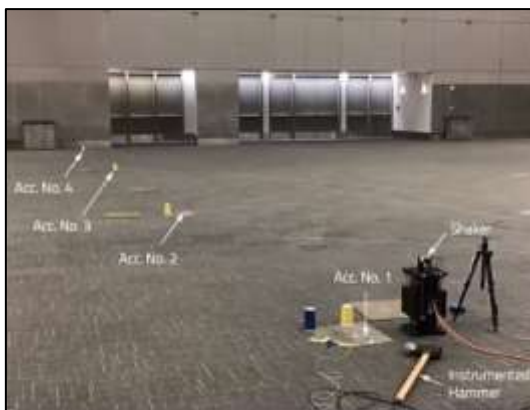


Figura 5. Instrumentación para determinar las aceleraciones y respuestas en el tiempo.

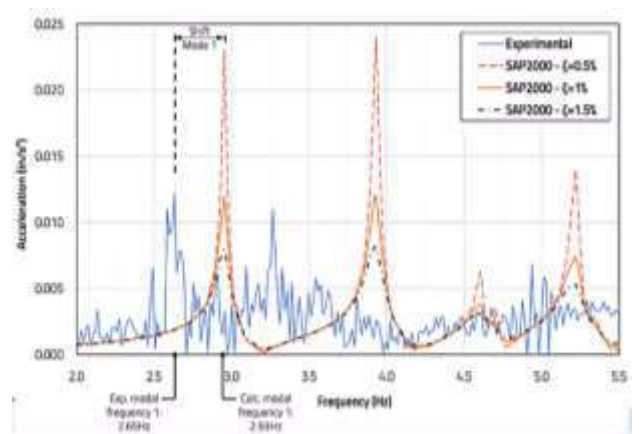


Figura 6. Curvas FRF experimentales y numéricas.

¿Cómo Proceder Frente a una Estructura Existente?

Conferencia No. 21

Autor: Ing. Gustavo Palazzo Ph.D

Link: <https://vimeo.com/544835848/018306822c>

Fecha: 03/05/2021

Resumen: El objetivo que se ha planteado en esta conferencia es detallar el proceso de evaluación para estructuras ya existentes con diferentes normativas como la americana, argentina y ecuatoriana.

Para la evaluación de una estructura ya existente se debe usar un reglamento específico ya que, si el procedimiento tomado no está basado en una norma, los resultados pueden llegar a ser erróneos. Como dato importante el objetivo de una evaluación es verificar si una estructura o parte de ella cumple con los requerimientos que el reglamento exige para su correcto funcionamiento. Para empezar con una evaluación el ACI 318-19 nos dice que específicamente debemos enfocarnos en cuanto a la calidad de los materiales que componen la estructura ya que estos se pueden considerar deficientes, de tal forma que se observaran patologías como manchas en la estructura y fisuras. También, se hace una evaluación cuando el uso del edificio va a ser otro, ya que las cargas van a cambiar, por tanto, el desempeño de la estructura también. Sin embargo, la norma argentina propone realizar una evaluación siempre y cuando se vayan a realizar ampliaciones o reformas que modifiquen la seguridad de la estructura. En una estructura de hormigón armado el ACI 318-19 nos indica que se puede realizar una evaluación analítica siempre y cuando se pueda conocer los parámetros geométricos y mecánicos de la estructura de tal forma que, se pueda realizar una evaluación sísmica mediante un análisis no lineal. Por otro lado una evaluación mediante ensayos de carga se realizar cuando no se conoce las dimensiones de la estructura, al ser así, se pueden realizar ensayos monotónicos o cíclicos para su respectivo proceso de evaluación.

Un dato muy importante antes de detallar los pasos para realizar una evaluación completa es que la norma argentina no especifica como demostrar defectos o patologías en una estructura, ya que esto queda a criterio del ingeniero que este evaluando dicha estructura.

Para realizar una evaluación se debe detallar inicialmente las patologías que presenta la estructura con métodos como la extracción de testigos, ensayo del esclerómetro, entre otros, de tal forma que, en una ficha se irá detallado el elemento que está fallando, una observación, una foto, grado de falla, acción correctiva recomendada y clasificación de riesgo. Estos detalles mencionados de igual forma se pueden llevar en una memoria técnica de evaluación o una memoria de evaluación preliminar. Por último, se podría decir que los reglamentos nacionales se deben ir actualizando en cuanto a refuerzo y requerimientos de evaluación ya que es de suma importancia estar al tanto de estos detalles para darle un buen desempeño a la estructura y que esta se mantenga operacional.



Figura 1. Normativas Vigentes para Evaluación de Estructuras.



Figura 2. Metodologías Vigentes para Distintos Tipos de Análisis.



Figura 3. Extracción de Testigos.



Figura 4. Ensayo Esclerómetro.



Figura 5. Patologías en el Hormigón.

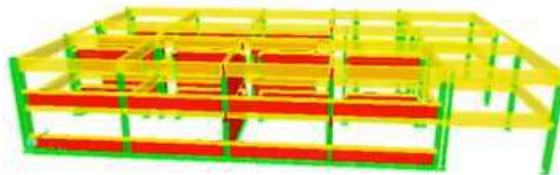


Figura 6. Modelo en Programa Computacional.

Modelo de mampostería no lineal con interacción dentro y fuera del plano

Conferencia No. 22

Autor: Ing. Pablo Caiza Sánchez, Ph.D

Link: <https://vimeo.com/547778563/5218b6f391>

Fecha: 10/05/2020

Resumen: El Doctor Pablo Caiza en su tesis de pregrado trabajó con mampostería y en esta conferencia muestra un contenido amplio de teoría como también la parte de simulación numérica la cual menciona métodos posibles a realizarse.

Al momento de mencionar un daño estructural se refiere a la incidencia que la mampostería significa en sismos considerables, lo cual hace que se deba tomar la misma importancia a la mampostería como a los elementos estructurales. Los daños en los elementos estructurales se dan por el 100% de la deriva y el daño en los elementos no estructurales se da en la quinta y hasta la décima parte.

Las experiencias de sismo del 16 de abril sobre daños en las mamposterías dan lugar a que se realicen manuales para regulación en procesos constructivos específicamente sobre pared no estructural. En las fotografías presentadas se puede observar que en una estructura aporricada los daños asumen las columnas y vigas; por otro lado, en estructuras donde la mampostería es de relleno los daños para sismos considerables afectan a los elementos estructurales.

El comportamiento estructural crítico con daño es debido a las cargas dinámicas y una buena aproximación es por medio de análisis estático no lineal (Pushover); en las fotografías mostradas se puede evidenciar que los daños producidos en las mamposterías son dados no solo por esfuerzos a nivel del plano sino también fuera del plano que deben ser considerados. En la modelación no lineal dentro y fuera del plano los programas más útiles serían el OpeenSees y Seismostruct.

Uno de los puntos más destacados en esta conferencia es el análisis de las columnas cortas ya que si existen varias en un mismo piso, podría llegar a constituirse un piso blando, problema grave que puede llegar al colapso de toda la estructura, por tanto; se recomienda usar mampostería como fusibles estructurales, estos elementos hacen que mientras las cargas sean relativamente pequeñas, la pared aporte con su resistencia, pero una vez que llega a cierto límite, se rompe el elemento conector y ya no se daña la mampostería, por tanto, el elemento estructural se hace cargo del resto de cargas.

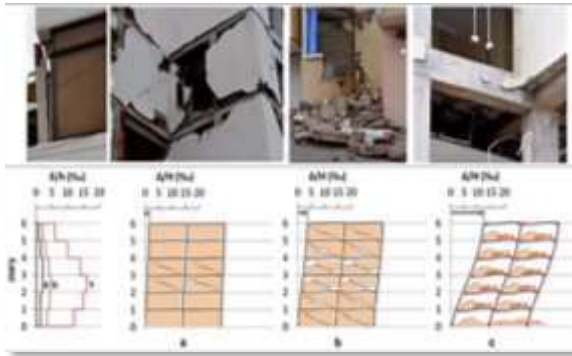


Figura 1. Edificio con mampostería relleno en Bahía, sismo 2016.



Figura 2. Edificio sin mampostería de sismo 2016.

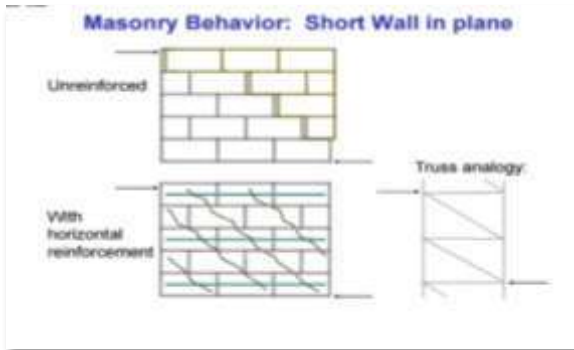


Figura 3. Comportamiento de mampostería mampostería dentro del plano

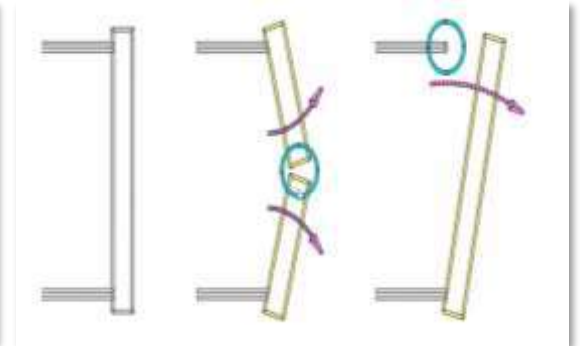


Figura 4. Comportamiento de fuera del plano

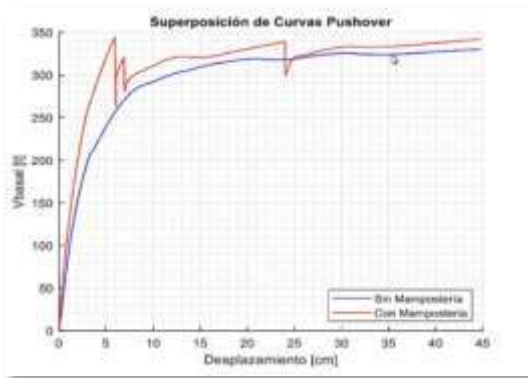


Figura 5. Curva Pushover V-basal vs desplazamiento

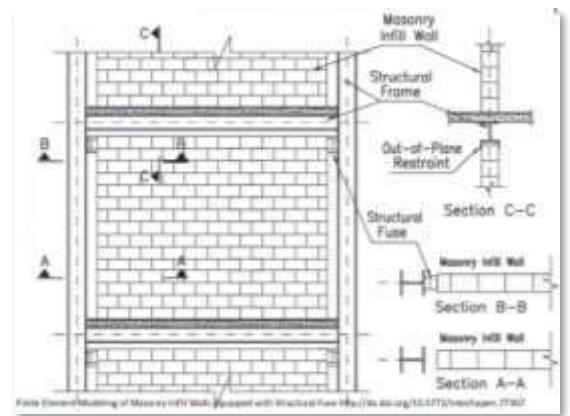


Figura 6. Mampostería con fusibles estructurales.

Modelos para el análisis de estructuras con cartelas

Conferencia No. 23

Autor: Alejandro Bonilla

Link: <https://vimeo.com/551750523/9996aae41c>

Fecha: 17/05/2021

Resumen: Las vigas con cartelas son elementos de sección variable que se utilizan para sobrellevar grandes vanos en estructuras. Existen tres modelos de análisis: el Modelo 1 se presenta como una viga de longitud total con cartelas simétricas y ancho constante; para el Modelo 2 se cuenta con un nudo intermedio, formando un elemento dividido en dos vigas separadas con una cartela a la derecha o izquierda; y el Modelo 3 es una viga con dos nudos intermedios, formando tres elementos que son dos cartelas y una viga de sección constante.

En la conferencia se presentó el cálculo de las funciones de forma que conducen a obtener la matriz de rigidez en el sistema base y las acciones de empotramiento perfecto para los tres modelos indicados en el párrafo anterior. Además, se presentan las tablas de coeficientes para matrices de rigidez y flexibilidad obtenidas en este estudio, las mismas que son comparados con las tablas de Guldán en el año 1969, conjuntamente se muestran las tablas para el cálculo de acciones de empotramiento perfecto, coeficientes de cortante y coeficientes de momento.

Para entender cómo funcionan las rutinas de **CEINCI-LAB** en el análisis de estructuras con cartelas se realiza la explicación de los 3 modelos presentados, el análisis se inicia con el ingreso de datos para generar la geometría de la estructura, siendo el modelo 1 el más tardado por no contar con programas específicos para su desarrollo, los modelos 2 y 3 cuentan con códigos y programas propios para el ingreso de datos y análisis de cada modelo. Para determinar el vector de cargas generalizadas Q se asignan las cargas de forma individual, puntual o distribuida siendo las más utilizadas, y con la ayuda de las rutinas generadas se realiza de forma automática el desarrollo y obtención de los resultados.

Los diagramas de fuerza axial, cortante y momento ayudan a representar de mejor manera los resultados obtenidos, es por esto que **CEINCI-LAB** permite desarrollar mediante sus rutinas y con el ingreso de datos ordenado, iniciando con la geometría del modelo seleccionado, cálculo de la matriz de rigidez, definición de cargas y cálculo de fuerzas en los elementos; la obtención de las gráficas de los diagramas de carga axial, diagramas de corte y momentos. También **CEINCI-LAB** cuenta con programas para el análisis sísmico de estructura con cartelas donde se considera datos del espectro de diseño para realizar el análisis y comprobación de estabilidad sísmica, obteniendo como resultado las gráficas de espectro de diseño NEC-15, desplazamientos, derivas y cortantes de piso de la estructura.

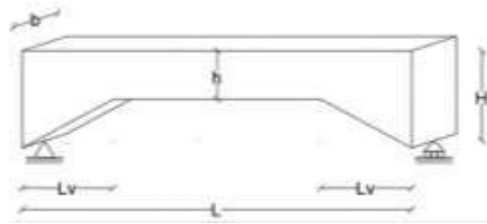


Figura 20. Modelo 1 de análisis de vigas con cartela.

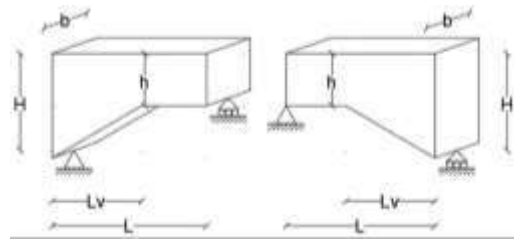


Figura 21. Modelo 2 de análisis de vigas con cartela.



Figura 22. Modelo 3 de análisis de vigas con cartela.

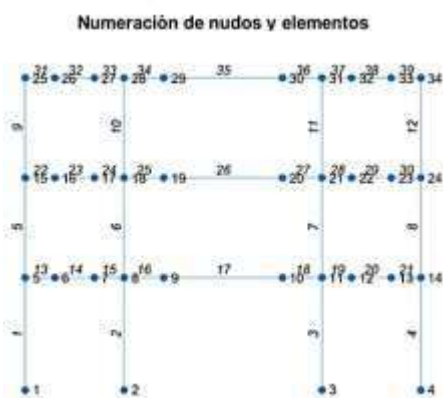


Figura 23. Ejercicio de análisis con Modelo 3.

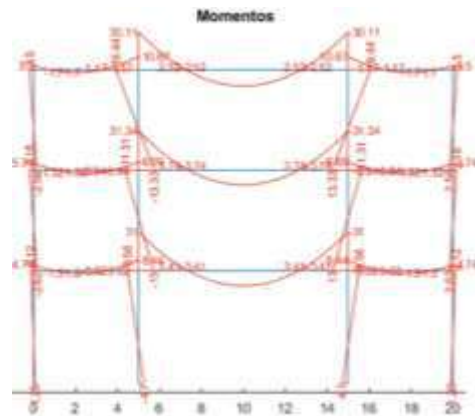


Figura 24. Diagrama de momentos del ejercicio con Modelo 3.

Capítulo 1 del futuro libro sobre el Sistema de Computación **CEINCI-LAB**

Conferencia No. 24

Autor: Dr. Roberto Aguiar

Link: <https://vimeo.com/554566565/d3f3360bd8>

Fecha: 24/05/2021

Resumen: **CEINCI-LAB** es un sistema computacional creado en el 2008, por el autor de esta conferencia, que ha tenido importantes contribuciones por sus alumnos de posgrado y pregrado. Es importante destacar las valiosas contribuciones realizadas por el Ing. Brian Cagua. Con el desarrollo de este sistema de computación se ha elevado el nivel académico en las universidades que lo usan ya que en forma sencilla se realiza el análisis estático y sísmico de las estructuras.

En el Capítulo 1 del futuro libro sobre uso de **CEINCI-LAB**, se desglosa la información iniciando por el proceso para la generación de la estructura de interés, para ello se estudia y realiza el reforzamiento sísmico del parqueadero de la ULEAM; analizando pórticos regulares, irregulares y especiales, contemplando su respectivo desnivel, y describiendo la explicación de las funciones que se deben ingresar para dibujar correctamente el pórtico con sus respectivos grados de libertad. En el desempeño estructural, el Dr. Roberto Aguiar ejemplifica como evitar los elementos cortos en la estructura e indica las soluciones para el reforzamiento de columnas y muros que sufren daño luego de un sismo. Posteriormente señala que se coloque diagonales concéntricas y hace énfasis en evitar que una de estas se encuentre sometida a compresión y entre al rango no lineal mientras que la otra diagonal este trabajando a su máxima capacidad a tracción, porque cuando esto sucede se tiene un desbalance de las fuerzas en la unión entre diagonales y viga del marco generando daños sobre esta. Para su modelo de análisis se puede trabajar con diagonales equivalentes y también considerando el disipador de energía como un elemento adicional. Calcula la matriz de rigidez lateral a nivel de pórtico y en coordenadas de piso, mediante la inversa o solución de ecuaciones y también señala el índice de vulnerabilidad de rigidez que es la relación entre la altura y el periodo H/T.

Referente a la última contribución realizada al sistema computacional **CEINCI-LAB**, está diseñada para determinar la matriz de Amortiguamiento con serie de Caughey (1960), para ello previamente se calcula la matriz de masas, matriz de rigidez, vectores y valores propios, periodos y frecuencias de vibración. A fin de proceder con el cálculo de los coeficientes de la serie y posteriormente presenta el algoritmo empleado con un ejemplo de cálculo con seis términos de la serie de Caughey.

Para finalizar, detalla un programa que fue desarrollado en el año 2008, que sirve para hallar espectros de respuesta en una estructura que contiene aisladores sísmicos, comparándola con una que no tiene; por lo expuesto, explica el modelo simplificado de un grado de libertad y su solución con procedimiento de espacio de estado a fin de graficar la respuesta de los desplazamientos de la superestructura con base empotrada como de la superestructura con el sistema de aislación.

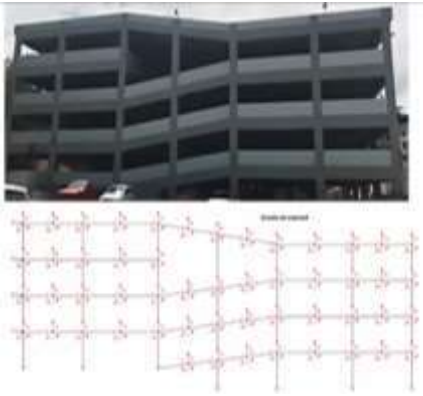


Figura 1. Pórtico Especial del parqueadero de la ULEAM generado en **CEINCI-LAB**.



Figura 2. Columnas cortas formada en el parqueadero de la ULEAM por la deficiente estructuración.



Figura 3. Colocación de diagonales concéntricas para el reforzamiento estructural en el parqueadero de la ULEAM en el primer piso.



Figura 4. Reforzamiento estructural con diagonales concéntricas y disipadores de energía en el parqueadero de la ULEAM.

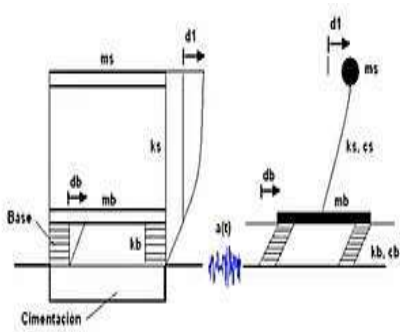


Figura 5. Modelo de 2 GDL con aisladores sísmicos.

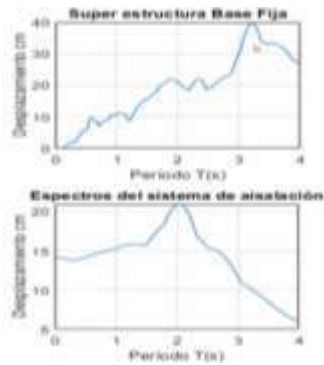


Figura 6. Espectro de respuesta de Súper estructura con base fija y con sistema de aislación.

Evaluación Post-Sísmica de edificios: Aciertos y Fracasos

Conferencia No. 25

Autor: Ing. Ana Gabriela Haro Báez Ph.D

Link: <https://vimeo.com/560227235/e114dc6057>

Fecha: 07/06/2021

Resumen: Esta exposición se presentan los pasos ideales para realizar una evaluación post-sísmica a las edificaciones. La evaluación post-sísmica de seguridad estructural de edificaciones es un procedimiento visual que permite determinar el estado del daño o deterioro presente en una estructura, inmediatamente o a pocos días de ocurrido un terremoto; su objetivo es el de proteger de forma inmediata a las personas que habitan en ella.

El ATC-20 es una guía enfocada en aplicaciones de mitigación de riesgos, la cual en una de sus actualizaciones más recientes muestra una manera más precisa de realizar la evaluación, generando un documento con 53 casos de estudio en los que se incluye estructuras diferentes a las de hormigón armado como es el caso de estructuras de madera.

En la Tabla 2-1 de la guía se puede observar 3 niveles de evaluación, en primer lugar, se tiene la evaluación rápida que corresponde a una categorización rápida visual; en segundo lugar, una evaluación detallada en la que se ratifican las restricciones de daño; y, en tercer lugar, se tiene la evaluación ingenieril que es la encargada de dar información más detallada de daños en la estructura. Para proceder a evaluar la estructura se seguirán los siguientes pasos: (1) Categorizar la estructura como normal o esencial. (2) Para estructuras normales la primera evaluación tardará entre 10 y 30 minutos. (3) De ser necesario el siguiente paso es la evaluación detallada, la cual tardará entre una y cuatro horas. (5) Si aún no se logra establecer por completo la evaluación el siguiente paso es la evaluación de tipo ingenieril que, a pesar de no tener límite de tiempo, se la puede estimar entre uno y siete días.

Existen 3 tipos de pancartas que indican el grado de inseguridad de la estructura, mismas que se presentan en colores: (1) Verde: Representa un daño mínimo o nulo en la estructura. (2) Amarillo: Representa una sección de la estructura con uso restringido o cuestionable. (3) Rojo: Representa una estructura completamente insegura. Después del sismo del 16 de abril de 2016 ocurrido en Ecuador, se pudieron observar diversas falencias en la evaluación de estructuras, como es el caso de la estructura de la Figura 1, en la que se nota que después de haber sido evaluada presenta dos pancartas diferentes causando confusión en la toma de decisiones. Por lo cual se recomienda fortalecer el apoyo tecnológico para procesos de evaluación rápida más eficientes y no improvisados como los ocurridos en Ecuador. Sobre todo, tomar en cuenta experiencias nacionales e internacionales (México, Italia, Nueva Zelanda, Chile, etc.)

Table 2-1. ATC-20 Building Evaluation Methods		
Method	Suggested Personnel	Objective
Rapid Evaluation	Building Inspectors Civil/Structural engineers Architects Disaster Workers	Rapid assessment of building safety. Used to quickly post obviously unsafe and apparently safe structures and to identify necessary restrictions on building use.
Detailed Evaluation	Structural Engineers ^{a,b}	Thorough visual evaluation of a building. Used to evaluate questionable buildings, to identify necessary restrictions on building use, or to identify the need for an Engineering Evaluation.
Engineering Evaluation	Structural Engineers Consultant ^a	Detailed engineering investigation of a damaged building for purposes of determining the extent of damage and/or how to stabilize and repair the building.

^a Geotechnical or hazardous material specialists are required for assessment of geotechnical hazards or hazardous material spills.

^b Ideally two structural engineers, however, another good team is a structural engineer and a building inspector. If structural engineers are not available, building inspectors and architects can be used.

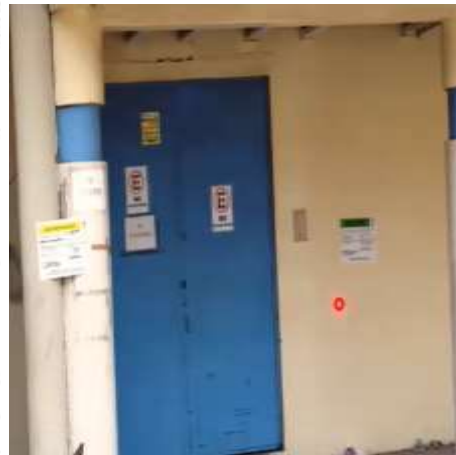


Tabla 2.1-ACE-20. Métodos de evaluación de estructuras.

Figura 1. Evaluación Incorrecta Manta-Ecuador.



Figura 2. Estructura evaluada con mala gestión de evacuación. Manta.



Figura 3. Ejemplo incorrecto de apuntalamiento. Manta-Ecuador



Figura 4. Forma correcta de apuntalar estructuras con daño.

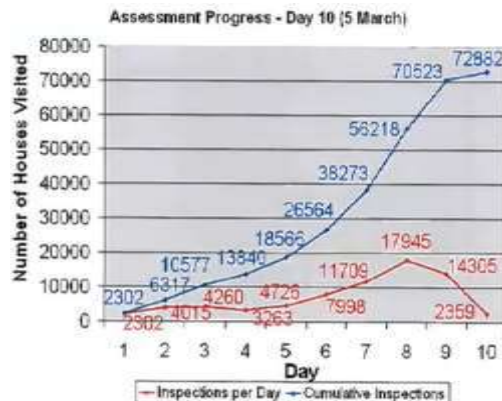


Figura 5. Movilización de gente ante un evento y evaluaciones realizadas por día. Nueva Zelanda.

Análisis Sísmico de Estructuras con disipadores de energía Taylor

Conferencia No. 26

Autor: Ing. Genner Villarreal Ph.D.

Link: <https://vimeo.com/563035826/36b2947ad0>

Fecha: 14/06/2021

Resumen: La filosofía de diseño sismorresistente consiste en evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños de la propiedad; es decir, la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes debido a movimientos sísmicos calificados como severos. Uno de los casos para el uso de los disipadores de fluido viscoso se presenta cuando hay un déficit de energía, lo primero que debemos entender es que en un diseño convencional esperamos daños los cuales pueden ser importantes en sismos severos como pueden ser moderados; para estos casos usamos los disipadores de energía los cuales nos ayudaran a reducir la vibración, de igual manera que las distorsiones, los desplazamientos laterales, fuerzas internas de diseño, etc. La marca Taylor es pionera en cuanto a disipadores de fluido viscoso, anteriormente para adquirir disipadores de fluido viscoso se los compraba de acuerdo con una fuerza axial determinada, hoy en día existe una serie de parámetros para poder cotizarlos. Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o sistemas de disipación de energía en la edificación siempre y cuando se cumpla con la mínima fuerza cortante en la base y distorsión de entrepiso máxima permisible, para poder utilizar estos sistemas ante sismos muy severos. Los disipadores de fluido viscoso incrementan el amortiguamiento entre un 20% y 40%; estos disipadores nos ayudaran a reducir los desplazamientos de la estructura, incrementar el amortiguamiento, reducir las fuerzas de diseño sísmico y de igual manera son ideales para aplicaciones en edificios nuevos y también para reforzamiento.

Entre las ventajas funcionales de los disipadores podemos recalcar que su montaje e instalación es sencilla, además de ser estéticos y en caso de un sismo severo estos retornan su posición inicial. Los disipadores de energía Taylor también poseen ventajas económicas entre las cuales están la calibración post sismo, permiten reducir volumen de concreto y acero con menores espesores de placas, columnas y vigas. La metodología que se debe seguir es, primero calcular un factor de reducción de respuesta para ambas direcciones, se recomienda utilizar dos disipadores por cada una de las direcciones, el factor de reducción de respuesta relaciona la distorsión o deriva máxima con la distorsión objetivo; luego se procede a calcular el amortiguamiento efectivo, se debe considerar un amortiguamiento inherente en la estructura de un 5% en el caso del concreto; finalmente para el cálculo del amortiguamiento viscoso restamos el amortiguamiento efectivo con el amortiguamiento inherente. Los disipadores de fluido viscoso los podemos colocar en forma de diagonal, Chevrón, Scissor-Jack y en X; lo que se debe buscar es la mayor eficiencia en el disipador. Los disipadores de fluido viscoso se activan por velocidad y estos trabajan tanto a tracción como compresión.

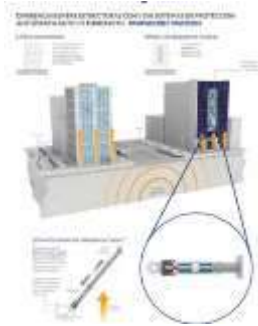


Figura 1. Disipador de energía Taylor.

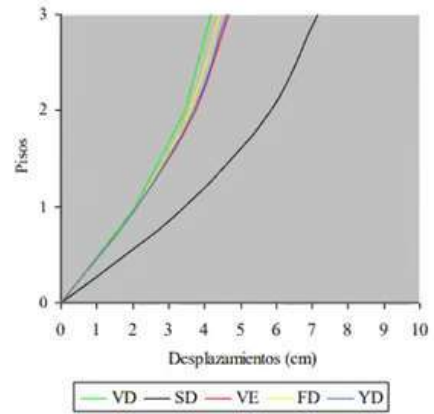


Figura 2. Reducción de desplazamiento.



Figura 3. Disipador de energía Chevrón.

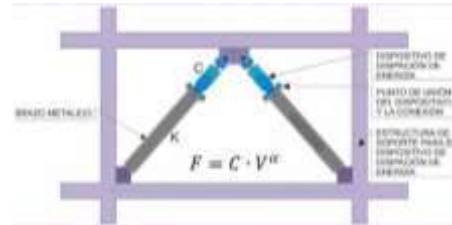


Figura 4. Ec. General del disipador de Fluido Viscoso.

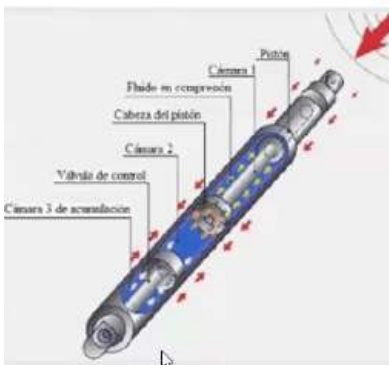


Figura 5. Funcionamiento del disipador.

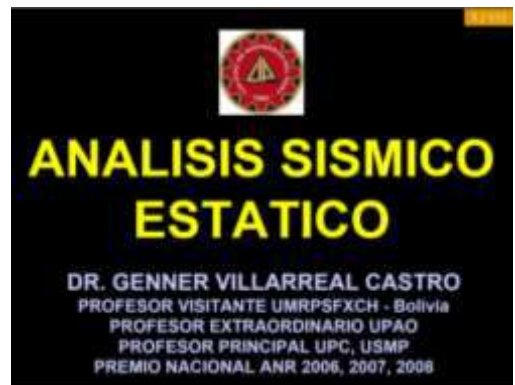


Figura 6. Libro "Análisis Sísmico Estático" del Dr. Genner Villarreal.

Análisis Incremental Dinámico Para Evaluar la Vulnerabilidad Sísmica

Conferencia No. 27

Autor: Dr. Juan Carlos Vielma

Link: <https://vimeo.com/565903314/2630c88c26>

Fecha: 21/06/2021

Resumen: Calcular la vulnerabilidad sísmica de una estructura es una tarea técnicamente desafiante y computacionalmente exigente, requiere tener métodos adecuados para seleccionar los movimientos del suelo, saber cuántos registros e intensidad de movimiento de suelo a utilizar, así como el número y la ubicación de los niveles de intensidad a los que se someterá el análisis de respuesta no lineal.

Tomando en cuenta la cantidad de parámetros descritos es necesario aplicar enfoques probabilistas que no solo brindan una exactitud mayor, también consideran la variación en los valores intrínsecos de la estructura como la rigidez de sus miembros. Estos métodos son ejecutados de forma combinada con métodos de corte determinista, que son usualmente aplicados para determinar la respuesta estructural. Uno de los procedimientos que combinan estos enfoques es el Análisis Dinámico Incremental (IDA) que permite calcular las curvas de fragilidad.

El análisis IDA permite estimar la probabilidad de exceder un determinado estado límite de daño cuando se produce una determinada acción sísmica, definida mediante desplazamientos, velocidades o aceleraciones, si bien la definición en velocidades es menos frecuente también se usa. Su principal objetivo es definir una curva mediante la relación del nivel de intensidad con la respuesta sísmica máxima de la estructura. La implementación de IDA se logra siguiendo los pasos siguientes:

1. Simular la estructura con un programa de elementos finitos capaz de predecir la respuesta no lineal.
2. Seleccionar un conjunto de acelerogramas, una medida de intensidad (MI) y una de daño (MD) apropiados.
3. Aplicar un algoritmo que realice el escalado de los registros con la finalidad de optimizar la cantidad de análisis a realizar.
4. Utilizar una técnica de gestión de datos para procesar los múltiples resultados que se produzcan en el análisis computacional del modelo.

Con esto el mayor beneficio que proporciona el análisis IDA es que permite al proyectista estimar las fuerzas y derivas totales desarrolladas a medida que el edificio va entrando en rango no lineal, tomando en consideración cambios en los elementos como la rigidez de los miembros individuales y la redistribución resultante de los esfuerzos internos. Además, resalta las zonas especiales de los elementos que requieren desarrollar una ductilidad elevada; dando como resultado un modelo más preciso e interactivo, a diferencia de los métodos convencionales de análisis.

Es por ello que actualmente el Análisis Incremental Dinámico cuenta con una amplia aceptación dentro de la comunidad de investigadores y es aplicado por muchos expertos para evaluar la respuesta sismorresistente de edificios complejos e incluso con la finalidad de evaluar la seguridad sísmica de edificios proyectados conforme a normas actuales.

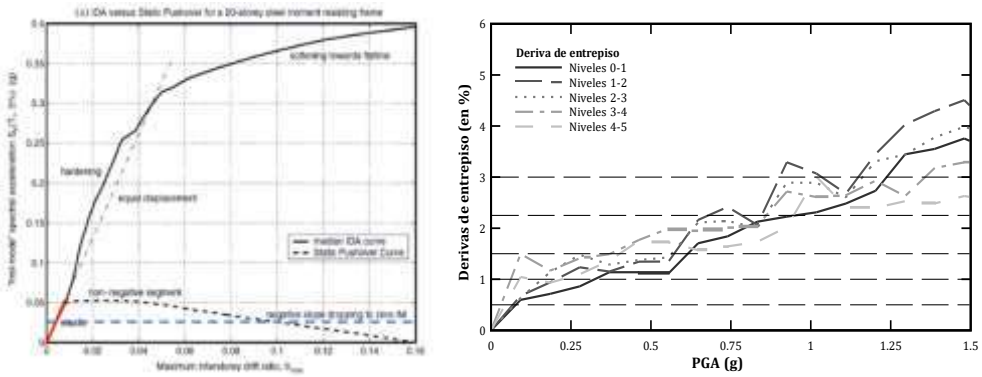


Figura 1 a) Gráfica de Comparación entre Análisis IDA y PushOver b) Determinación de los umbrales de daño a partir de las curvas IDA.

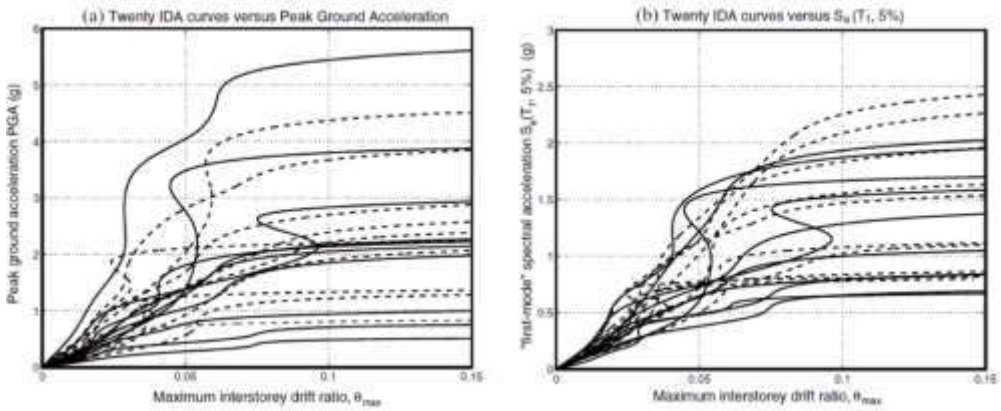


Figura 2 Curvas IDA de una misma estructura a) sometida a intensidad PGA y b) sometida a intensidad espectral.

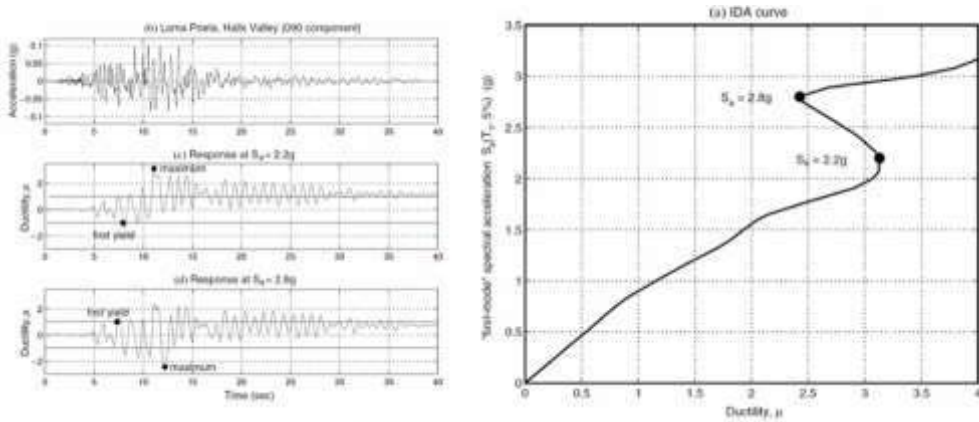


Figura 3 Suceso de “Resurrección” del IDA a) Figuras de Ductilidad vs Tiempo y b) Curva de Aceleración vs Ductilidad.

Elemento columna con interacción Corte-Axial y Flexión-Axial y Panel de mampostería y su implementación en OpenSees

Conferencia No. 28

Autor: Ing. Gonzalo Torrisi Ph.D.

Link: <https://vimeo.com/568711262/729f56f878>

Fecha: 28/06/2021

Resumen: El desarrollo de una serie de elementos (columnas, vigas) en una formulación de plasticidad concentrada y además un panel de mampostería refinado donde mejora algunas cuestiones de los macro modelos existentes, implementándose en un software libre de código abierto OpenSees.

Los elementos circundantes de hormigón armado fallan debido a la interferencia que posee el panel de la mampostería, existiendo una falla siempre en la unión viga-columna. Es importante de considerar dado que se diseña estos elementos tomando en cuenta que los únicos esfuerzos que pueden tener los elementos de hormigón armado al colocarse la mampostería son esfuerzos axiales. Al revisar diferentes ensayos y daños en las estructuras después de un movimiento sísmico se concluyó que existen esfuerzos de flexión y por ende de corte que afectan a la estructura de hormigón armado. Se propone un elemento panel que posea 12 nudos que se vinculan a los elementos que rodean al panel, constando de 6 diagonales las cuales no son necesarios que sean paralelas, 3 en cada dirección.

Se define el panel asignando un ancho total a la diagonal que en general varía entre el 30 al 10% de la longitud de la diagonal, siendo más recomendable que varíe entre 40 o 50 % de la longitud de la diagonal, este ancho se divide entre las 3 diagonales como el usuario desea. Se recomienda que la diagonal central se degrade más rápido que las laterales, por la fisuración diagonal de la pared. Siendo la principal ventaja que permite transferir esfuerzos de corte a los elementos circundantes, pudiéndose utilizar tanto para mampostería confinada como pórticos rellenos, variando la resistencia a tracción de las diagonales. La formulación de los elementos columnas y vigas se desarrolla con plasticidad concentrada, siendo una viga elástica con 2 resortes de flexión en los extremos.

Para la implementación de los elementos en OpenSees se realizó una programación no solamente del elemento sino también de los materiales, dado que no existían materiales uniaxiales que consideraran la interacción con la carga axial, por el hecho que los ciclos de carga y descarga de la mampostería difieren de los ciclos de carga y descarga del hormigón. La implementación permitió tener un motor de cálculo muy potente donde se pueden agregar elementos y materiales para salvar las necesidades del usuario.

Los paneles de mamposterías que se desarrolló consideran la interacción entre panel y encadenados y los esfuerzos que se transmiten entre sí, además del elemento columna que se implemento tiene en cuenta el comportamiento no lineal en flexión, corte y axial.

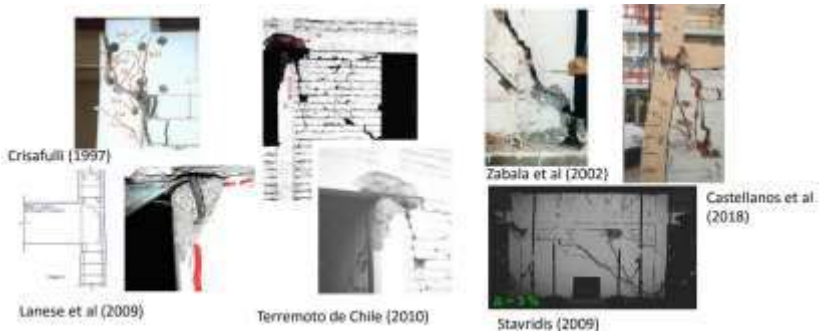


Figura 25. Ejemplos de Fallas de Corte.

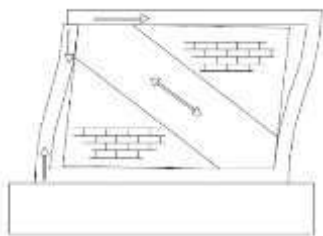


Figura 2. Fuerzas debidas al movimiento sísmico.

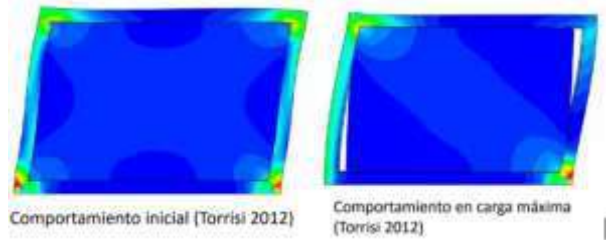


Figura 3. Comparación del comportamiento del panel antes y después del movimiento.

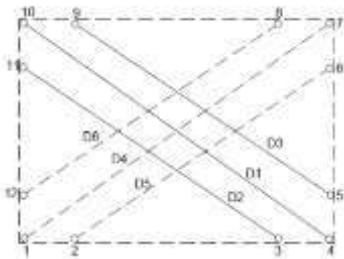


Figura 4. Elemento panel 12 nodos, 3 diagonales.

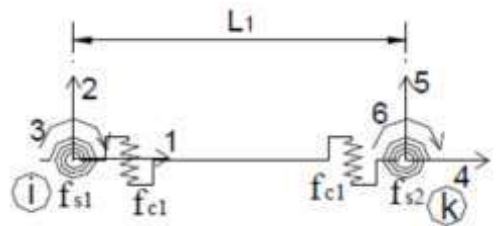


Figura 5. Formulación Elemento Columna-Viga modelo Gibberson (1969).

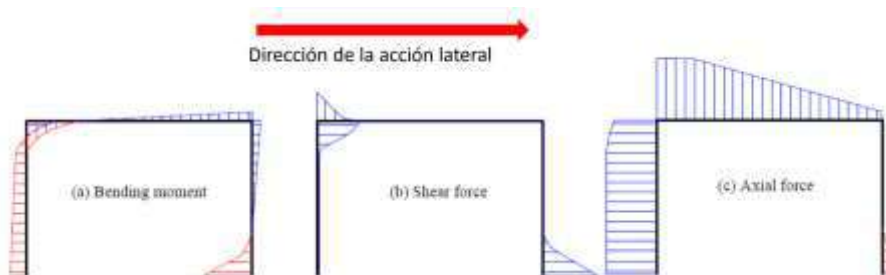


Figura 6. Esfuerzos de flexión(a), corte (b) y axial (c) en los encadenados de muros confinados.

Efectos de la Rigidez en el desempeño sísmico de muros de hormigón armado

Conferencia No. 29

Autor: Ing. Manuel Cando Ph.D.

Link: <https://vimeo.com/571455930/39f05d688c>

Fecha: 05/07/2021

Resumen: Los Efectos de la Rigidez en el desempeño sísmico de muros de hormigón armado, detallan la importancia del desempeño de las estructuras en términos de seguridad y pérdidas económicas, valorando la influencia de la rigidez en muros de hormigón armado diseñados de acuerdo con las regulaciones chilenas.

El análisis se presenta con cuatro edificios de estudio, cada uno de 20 pisos, losa de 16 cm, muros de 30 cm y altura de piso de 2,6 m, que se encuentran ubicados en la zona sísmica II, considerando un suelo tipo C.

En el análisis pese a que estos cuatro edificios tienen ciertas características semejantes, su rigidez es diferente y esto se debe a la distribución de muros de hormigón armado a lo largo de toda su planta. El edificio B2 que consta con una densidad en planta de 4.2% es de los mejores ejemplos a realizar, ya que consta con muros tipo T y muros rectangulares, diseñados con hormigón $f'c=250$ kg/cm² y acero $f_y=4200$ kg/cm², cumpliendo con el diseño de flexo-compresión, lo cual da apertura para realizar la modelación en OpenSees con el fin de obtener su respuesta no lineal y mostrando el modelo analítico para los primeros pisos del edificio, resaltando los muros que son analizados con el elemento MVLEM (dos por cada piso), el cual permite modelar la flexión axial en los muros estructurales.

Las Losas actúan como vigas de acoplamiento y se modelaron con una rigidez a flexión efectiva de 0.25 Eclg. Todo el análisis llega a su punto álgido al momento en el que podemos definir cuando se produce el colapso de los edificios, tomando a consideración algunos criterios como es la inestabilidad dinámica y que el 50% de los muros fallan en cualquier piso debido a pandeo o fractura del acero.

El efecto de la rigidez en la fragilidad que se llega a determinar por medio de una selección de registros, obtenidos del RENADIC y del Cosmos VDC, mostrando que el espectro promedio se ajusta muy bien al espectro de diseño. Siendo un punto sobresaliente, ya que la tectónica en Chile se caracteriza por tener sismos de subducción fuertes con una magnitud de 8 a 8.5, una tasa de desplazamiento de la placa de 68 a 80 mm por año y recurrencia de aproximadamente 80 años. De este modo con las curvas de amenaza se procede a buscar una tasa anual media de colapso, determinando que, conforme la rigidez del edificio disminuye, la probabilidad de alcanzar el estado de seguridad de vida aumenta, indicando que el estado más vulnerable está en el edificio con menos rigidez, indicado al inicio de la presentación como el B4 por tener un menor número de muros estructurales y únicamente de tipo rectangular. Concluyendo que cuando la rigidez se incrementa, la probabilidad de alcanzar el estado límite LS en 50 años, disminuye. Contra intuitivamente, la probabilidad de colapso en 50 años aumenta cuando la rigidez se incrementa.

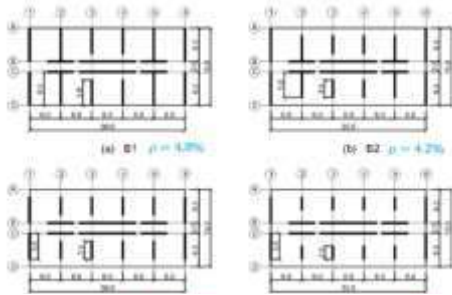


Figura 1. Edificios de Estudio.

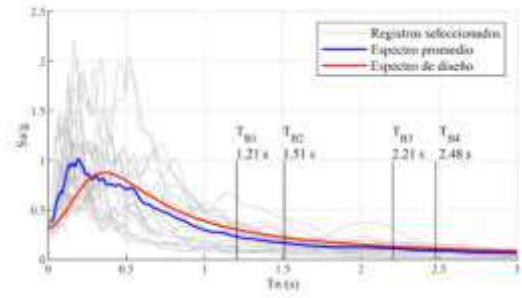


Figura 4. Espectros y periodos agrietados en OpenSees.

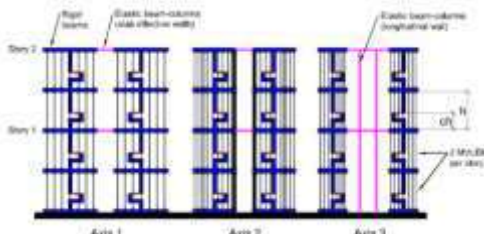


Figura 2. Modelo Analítico de los dos primeros pisos del Edificio B2 en OpenSees.

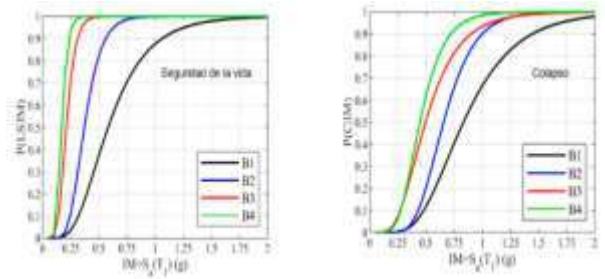


Figura 5. Curvas de Fragilidad y Curvas de Colapso para cada Edificio.

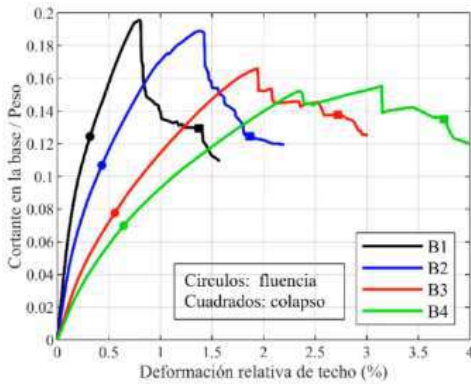


Figura 3. Análisis pushover para los cuatro edificios.

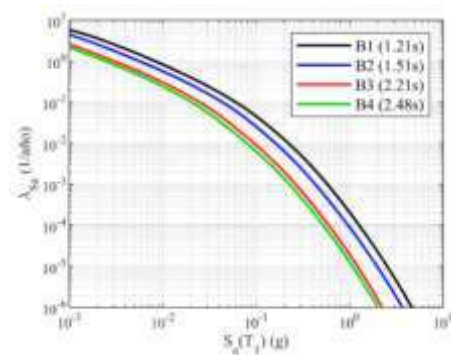


Figura 6. Curvas de amenaza.

Propiedades dinámicas de suelos lacustres blandos

Conferencia No. 30

Autor: Ing. Alfonso Fernández PhD.

Link: <https://vimeo.com/574243420/2c9cfe06d9>

Fecha: 12/07/2021

Resumen: Conocer las características geotécnicas es de fundamental importancia para determinar la respuesta dinámica de sitio ante una excitación sísmica. Esta conferencia presenta la caracterización geotécnica de la zona ocupada por el antiguo lago Texcoco, sitio propuesto para la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México. Los suelos de la región, se caracterizan por su alta compresibilidad, baja resistencia al esfuerzo cortante, afectaciones por el hundimiento regional producido por el bombeo de agua de los acuíferos, valores altos de relación de vacíos, gran índice de plasticidad y un nivel freático a poca distancia de la superficie del terreno.

Los ensayos de laboratorio adaptados para la caracterización geotécnica fueron efectuados con probetas inalteradas recuperadas entre 2.0 m y 29.7 m provenientes de sondeos selectivos. Se desarrollaron 46 pruebas de columna resonante y 24 pruebas con cristales piezoeléctricos para determinar la velocidad de propagación de ondas de corte. El ensayo de columna resonante consiste en la aplicación de una excitación torsional de amplitud constante, en el cual la frecuencia de excitación se cambia gradualmente hasta encontrar la frecuencia resonante, para la cual la amplitud se maximiza. La prueba de cristales piezoeléctricos utiliza un disco piezoeléctrico emisor al cual se le proporciona una excitación sinusoidal que viaja a través del suelo de la probeta y se registra en el disco piezoeléctrico receptor.

Por otra parte, se llevaron a cabo 19 pruebas de campo con sondas suspendidas y una prueba de dilatómetro. Para la prueba de la sonda suspendida se introdujo la herramienta dentro de una perforación, el sistema generó ondas que viajan a través del suelo y son registradas por dos geófonos que determinaron las velocidades de onda. El dilatómetro es una paleta plana de acero que se hincó a presión en el terreno, provista de una fina membrana metálica expandible mediante gas a presión al cual adicionalmente, se colocaron geófonos con sensores superiores e inferiores los cuales mediante una excitación determinaron el módulo de rigidez a través de la onda cortante.

A partir del análisis de los resultados obtenidos en las pruebas de campo y laboratorio se presentan parámetros de plasticidad, OCR, amortiguamiento y velocidades de onda. Además, se presenta una nueva propuesta de curvas de degradación del módulo de rigidez al corte normalizadas, y relación de amortiguamiento, en función de la deformación angular ajustada específicamente para los suelos del antiguo lago Texcoco, desarrollada a partir de datos experimentales para un análisis de respuesta de sitio detallado en esta área.

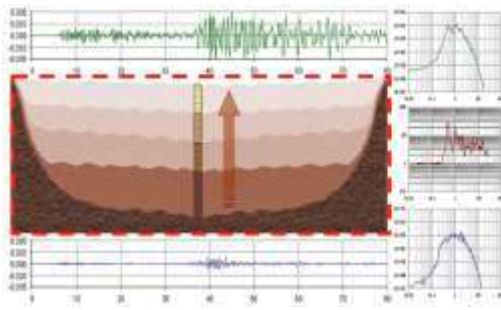


Figura 1. Respuesta dinámica del suelo por efectos de sitio

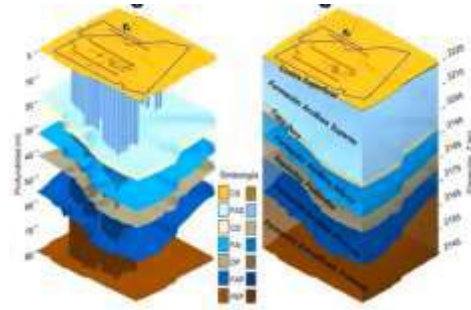


Figura 2. Estratigrafía del ex lago Texcoco.

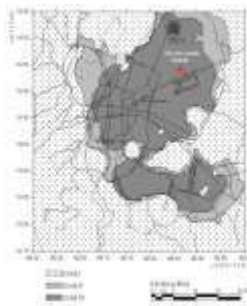


Figura 3. Ubicación de la zona de estudio.



Figura 4. Equipo de ensayo de columna resonante.

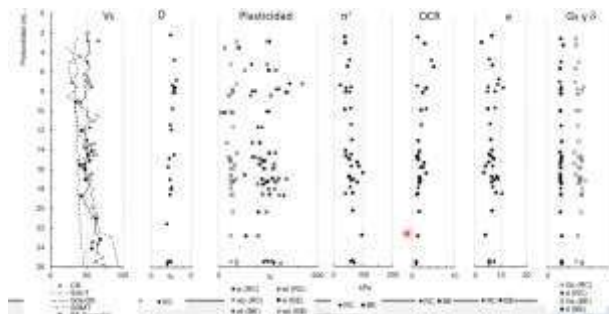


Figura 5. Comparativa de resultados obtenidos en los ensayos.

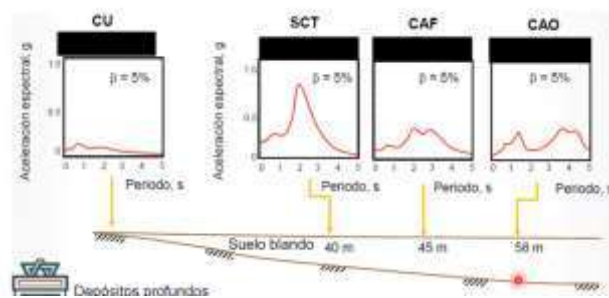


Figura 6. Repercusiones de las características de los suelos lacustres en la respuesta de sitio.

Caracterización de la peligrosidad sísmica en Chile asociada a fallas activas.

Conferencia No. 31

Autor: Ing. Carolina Peña, MSc.

Link: <https://vimeo.com/576992327/9fef8dd387>

Fecha: 19/07/2021

Resumen: La peligrosidad sísmica es un tema de amplio interés, por tanto, la presente investigación se plantea el realizar una estimación de la peligrosidad sísmica en Chile mediante las metodologías probabilista y determinista asociada a las principales fallas activas. Para facilitar el estudio se dividió al país en la zona norte, sur, centro y de Magallanes, además se define y calcula la peligrosidad para 7 escenarios sísmicos diferentes mediante la metodología probabilística.

El desarrollo del trabajo se dividió en cuatro etapas: caracterización de fuentes sísmicas, selección de modelos de atenuación, cálculos de peligrosidad y representación de análisis y resultados. A partir de las aceleraciones obtenidas se determinan las zonas pobladas del país que presentan mayor amenaza, alcanzando un total de 37 localidades, expuestas a la acción directa de movimientos sísmicos en caso de la ocurrencia de eventos en los segmentos de falla analizados, y ya que en Chile no hay ningún modelo calibrado con datos del país se recurrió a otras regiones, utilizando como criterio un ambiente geotectónico, rangos de aplicabilidad de distancia, magnitud y publicaciones previas. La falla San Ramón constituye uno de los mayores peligros para el país, debido a su cercanía a grandes zonas urbanas y su capacidad de provocar sismos de gran magnitud

Con estos criterios se puede estimar la amenaza sísmica utilizando un método probabilista considerando 2 modelos de recurrencia, terremoto característico y Gutenberg-Richter, para 4 zonas definidas para el país usando el programa R-Crisis y un V_{s30} fijo de 760 m/s. Los resultados probabilistas nos indican grandes aceleraciones para las zonas Sur y de Magallanes, donde los valores más altos para un periodo de retorno de 475 años y según el modelo de Gutenberg-Richter, se alcanzan en el sistema de falla Liquiñe-Ofqui (Zona Sur), llegando a 1.4g. Por el contrario, las zonas norte y central presentan menores aceleraciones, pero, las fallas se ubican más cercanas a importantes centros poblados. Los resultados obtenidos utilizando una metodología determinista presentan las mayores aceleraciones para la falla San Ramón en Santiago, seguida de la falla Bajo Molle en Iquique, alcanzando los 0.70g y 0.66g respectivamente, evidenciando de esta forma una importante amenaza a la cual se ven expuestas dichas ciudades.

Se concluyó que se puede realizar estimaciones de peligrosidad sísmica considerandos ciertos supuestos de las fuentes sísmicas, los resultados reflejan la importancia de los distintos parámetros utilizados, principalmente la influencia de la magnitud del sismo, la distancia fuente-emplazamiento, el tipo de falla y en gran medida, el modelo de predicción de movimiento fuerte utilizado.

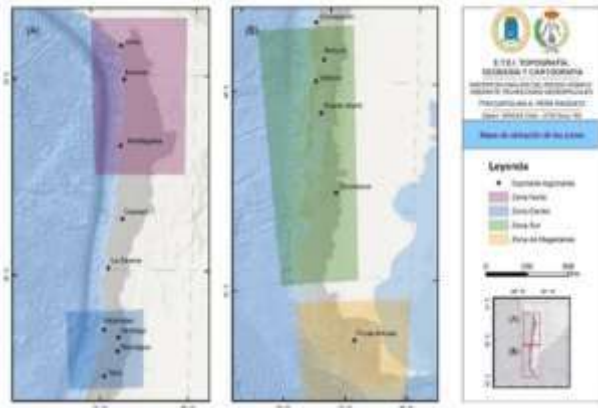


Figura 1. Ubicación área de estudio y zonas definidas.

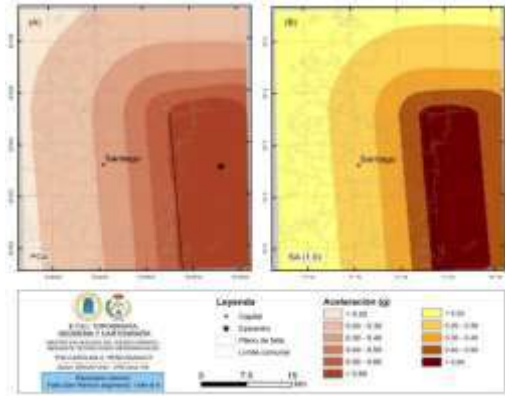


Figura 2. Escenario sísmico determinista para la falla de San Ramón, ruptura completa.

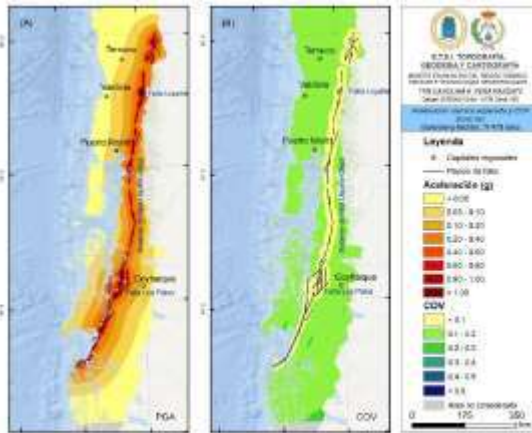


Figura 3. Aceleraciones sísmicas para la zona sur, obtenidas mediante modelo de Gutenberg-Richter para un Pr. 475 años.

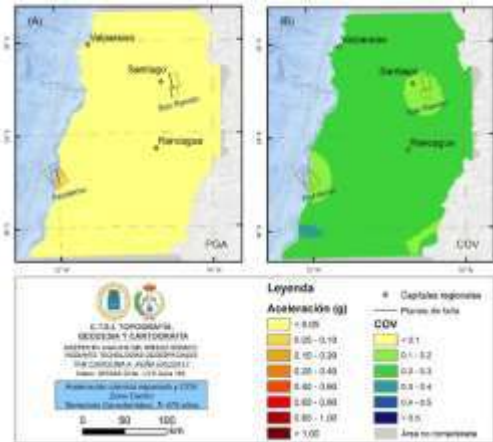


Figura 4. Aceleraciones sísmicas para la zona centro, obtenidas mediante modelo de T. característico para un Pr. 475 años.

Zona	Modelo de recurrencia	Valor máximo PGA (g)	
		Tr 475 años	
Norte	Terremoto Característico	0.26	
	Gutenberg-Richter	0.57	
Centro	Terremoto Característico	0.08	
	Gutenberg-Richter	0.54	
Sur	Terremoto Característico	1.14	
	Gutenberg-Richter	1.43	
Magallanes	Terremoto Característico	0.38	
	Gutenberg-Richter	0.99	

Figura 5. Resultados método probabilista.

Escenario (falla)	PGA (g)		SA 1.0s (g)	
	Máxima	Ciudad	Máxima	Ciudad
Bajo Molle	0.56	0.54	0.49	0.34
Mejillones	0.47	0.13	0.39	0.09
San Ramón completa	0.70	0.33	0.56	0.26
San Ramón norte	0.56	0.19	0.37	0.12
San Ramón sur	0.50	0.15	0.29	0.08
Los Palos	0.52	0.51	0.39	0.38
Magallanes	0.51	0.05	0.47	0.05

Figura 6. Resultados método determinista.

Cálculo Probabilístico de Peligrosidad Sísmica en Chile

Conferencia No. 32

Autor: Ing. Catalina Cabello, MSc.

Link: <https://vimeo.com/579651097/d02b5fc5a2>

Fecha: 26/06/2021

Resumen: Chile se considera uno de los países más sísmicos del planeta, con sismos de magnitud mayor a Mw 8.0 cada 10 años en promedio y el terremoto registrado más grande, en Valdivia en 1960 que alcanzó una magnitud de Mw 9.6. A pesar de conocer su historial sísmico, actualmente, en el diseño de estructuras no se considera la sismicidad cortical, lo que representa un problema.

Existe una diferencia en el diseño estructural con España o países centroamericanos que si consideran la sismicidad cortical en los cálculos probabilísticos y no subestiman el potencial que este evento pueden tener dada su localización a bajas profundidades y muchas veces cercanos a centros poblados. Si bien estos sismos son de menor magnitud que aquellos ocurridos productos de la subducción han causado grandes pérdidas humanas y materiales.

La MSc. Catalina Cabello, explica sobre la elaboración de un catálogo de la peligrosidad sísmica para Chile mediante el método probabilista zonificado, pero esta vez incluyendo la sismicidad cortical con el fin de cuantificar cuánto aporta en el movimiento en términos de aceleración, incluyendo: homogeneización, depuración y el análisis de completitud, para la elaborar una zonificación sísmica de cada régimen tectónica y obtener las tasas de recurrencia, la magnitud máxima y las tasas de sismicidad, datos necesarios para el cálculo de la peligrosidad sísmica.

A través de la creación de distintos Modelos de Predicción de Movimiento Fuerte, con áreas o zonas que dividen a la región en diferentes polígonos de sismicidad que presentan en el interior de cada uno de ellos un potencial sísmico uniforme, en la investigación se aprecia una mayor peligrosidad en la costa del país, consistente con la zona de subducción y menores valores hacia el interior del continente, así mismo se observa una mayor peligrosidad en la parte norte del país antes que en el sur.

Una vez obtenidos los valores de los Espectros de Peligrosidad Uniforme se realiza una comparación con los espectros de las Normas Sismorresistentes nacionales, dando como resultado que diferentes ciudades quedan muy por encima de la normativa y otras muy por debajo de esta, sugiriendo la necesidad de una reevaluación. Finalmente se obtiene una propuesta de zonificación sísmica, siendo esta, la primera vez que se intenta modelar el aporte de la sismicidad cortical para el cálculo de la peligrosidad sísmica, se obtiene que la subducción aporta hasta 1.10g mientras que el cortical 0.24g.



Figura 1. Mapa de Fallas Corticales.

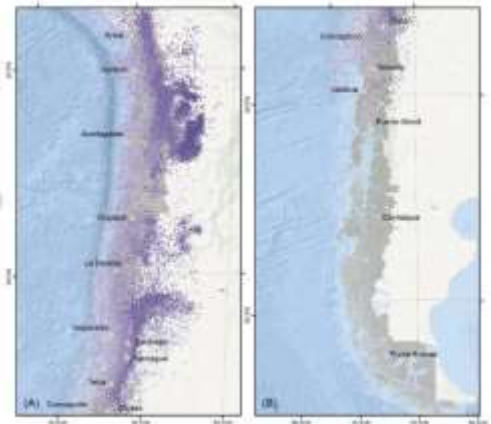


Figura 2. Mapa de epicentros.

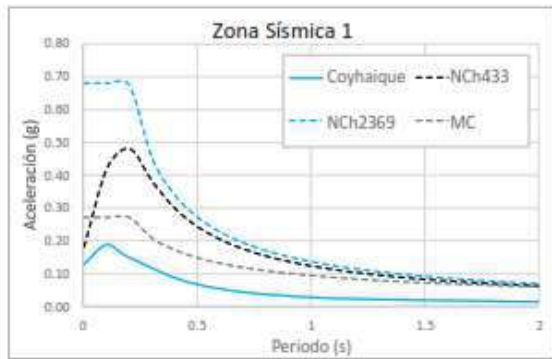


Figura 3. Zona 1 Contraste UHS obtenidos y las Normas Sismorresistentes vigentes en Chile.

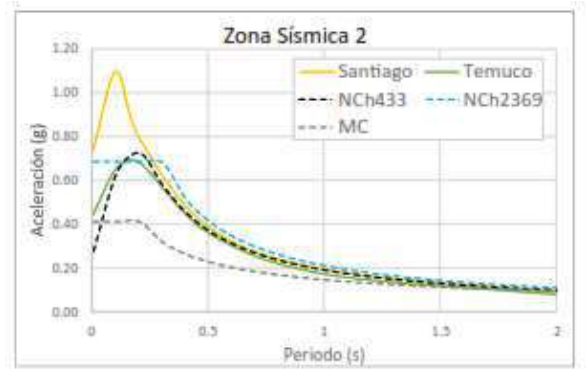


Figura 4. Zona 2 Contraste UHS obtenidos y las Normas Sismorresistentes vigentes en Chile.

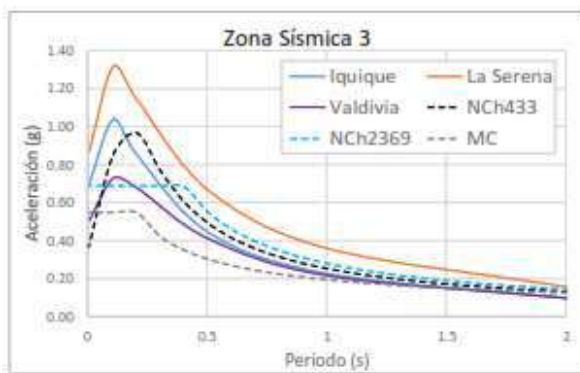


Figura 5. Zona 3 Contraste UHS obtenidos y las Normas Sismorresistentes vigentes en Chile.

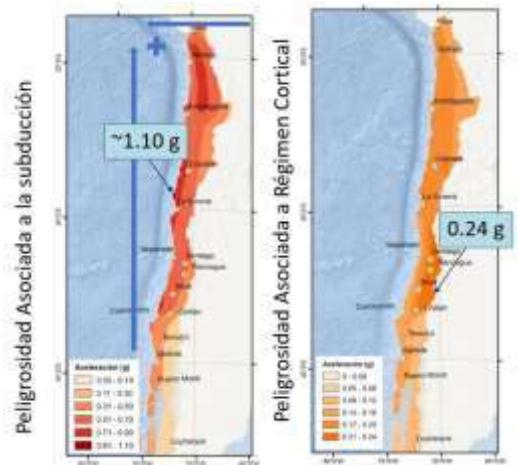


Figura 6. Mapas de peligrosidad.

Determinación de la energía disponible en edificios para resistir movimientos sísmicos intensos

Conferencia No. 33

Autor: Ing. Enrique García Alvear MSc

Link: <https://vimeo.com/582347554/7109f509d0>

Fecha: 02/08/2021

Resumen: En la conferencia se trató dos puntos centrales, los mismos que se indican a continuación.

1. Reflexión acerca de las magnitudes máximas de los terremotos presentados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Las propuestas presentadas dentro del Subcomité de Peligro Sísmico que pertenece al Comité de Diseño Sismo resistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, que se encuentra en desarrollo desde comienzos del año, presenta varios errores principalmente en la zona del austro de nuestro país. Debido a estas incertidumbres se realizó un análisis más profundo mediante la revisión del boletín sismológico. Se escogió dos fuentes para realizar el análisis ya que en Cuenca la situación era preocupante, pasando de tener un sismo de 0.25g a 0.40g, cosa que se puede visualizar en la Figura 1.

La Fuente de interés fue la BGS que se encuentra a 35 km de profundidad, al analizar otros artículos publicados por los mismos autores se encontró que los sismos pertenecientes a Perú de los años anteriores a 1930 con magnitudes $M_w > 7$, cuya localización de profundidad son considerados no viables, lo que se cuestiona ya que los sismos de esta fuente están en el Sur es decir se encuentran en Perú y no en Ecuador.

Al acceder a los catálogos sísmicos se procedió a filtrar los datos proporcionados y montarlos en el mapa sísmico. Se evidenció que existían varios errores, tal y como se muestran en la Figura 3. Los círculos de color azul representan a los sismos que no fueron encontrados en ningún catalogo y los círculos de color rosado tuvieron una ubicación del ISC-GEM diferente a la emitida por el catálogo usado por el Beauval *et al.* (2013).

El MSc Enrique García considera que se debería separar la fuente sísmica superficial BGS en dos ya que no es posible incluir un sismo de magnitud 7 que solo ocurre en el sur de esta fuente (a más de 200 km de la ciudad de Cuenca) y de acuerdo con el artículo de (Yépez,2016) “A new view for the geodynamics of Ecuador: Implication in seismogenic source definition and seismic hazard assessment”, estos registros son anteriores a 1930 y su localización y profundidad son poco fiables.

2.Determinación de la energía disponible en edificios para resistir movimientos sísmicos intensos. En base a los estudios de los espectros inelásticos se asume que nuestro modelo de un grado de libertad no se daña a excepción del hormigón, una hipótesis que no es real, ya que existe una deformación hasta obtener una ductilidad fija. En la Figura 4 se presenta un método para construir espectros de energía disipada por histéresis.

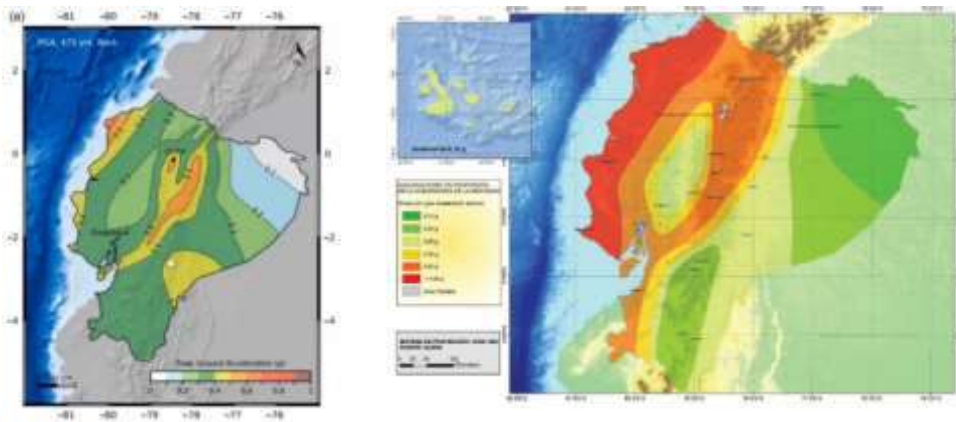


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

a) Propuesta presentada por el Subcomité de Peligro Sísmico b) NEC-SE-DS (2015)

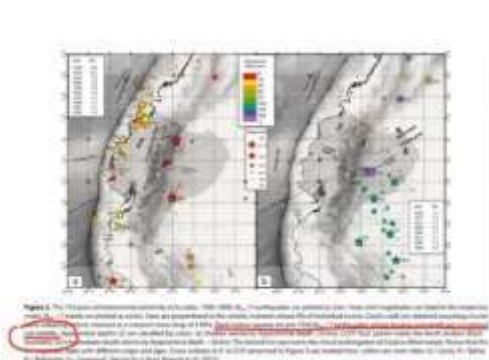
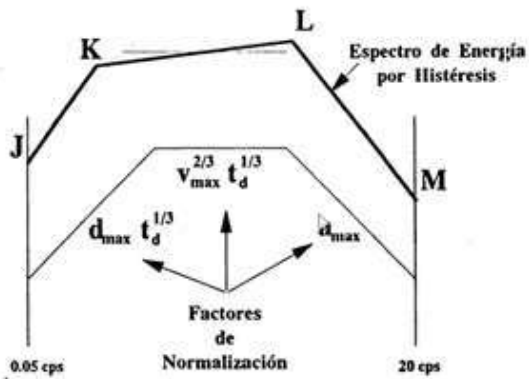


Figura 2. sismicidad instrumental en Ecuador, 1900-2009.



Figura 3. Sismos montados en el mapa sísmico usado por Beauval. *et al* (2013).



Algoritmo global-local

Figura 4. Construcción del espectro de diseño de energía por histéresis, modelo elastoplástico.

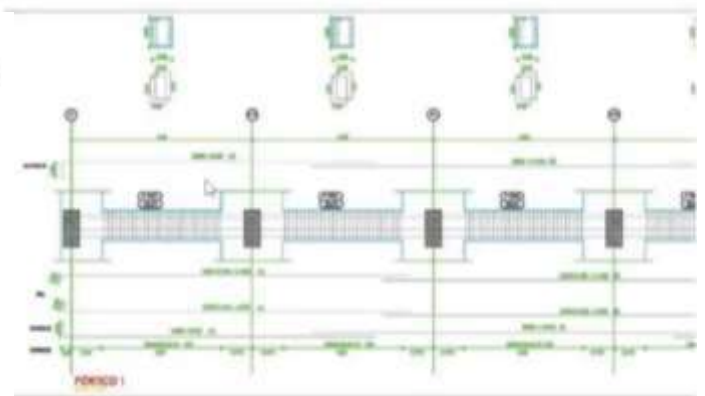


Figura 5. Plano estructural con detalle de armadura de corte.

Modelos de elementos sólidos y de placas

Conferencia No. 34

Autor: Ing. Javier Avecillas, MSc

Link: <https://vimeo.com/585150803/aa70690e67>

Fecha: 09/08/2021

Resumen: El GFEM (Generalize Finite Element Method) es un método de elementos finitos que utiliza PoU (Partition of Unity) para incorporar conocimientos “a priori” en el espacio de aproximaciones, este método se ha ido desarrollando con el tiempo desde 1994.

Actualmente se encuentra en desarrollo un proyecto en la Universidad de Illinois, Urbana-Champaign, donde el desafío es manejar las múltiples escalas, desde escala estructural hasta escala en subensamblaje, soldadura por puntos y grietas. Esto se obtiene mediante la combinación de dos metodologías:

IGL (Iterative Global-Local): Acopla modelos estructurales y en 3D donde combina elementos sólidos y de placas que implementan diferentes modelos matemáticos. El modelo resuelve el problema global y proporciona condiciones de contorno al problema local. Como estos son dos modelos matemáticos diferentes, el problema global se simula con elementos tipo placa (shell) y el problema local se simula con elementos sólidos, sus grados de libertad son diferentes y se debe realizar una conversión de placa a sólido. Una vez resuelto el problema local se procede a realizar una segunda conversión en las fuerzas de sólido a placa y calcular las fuerzas residuales. Se actualiza la solución global y se itera hasta que el residuo este por debajo de la tolerancia requerida.

GFEM^{gl} (GFEM con enriquecimientos global-local): Captura efectos 3D localizados utilizando una malla gruesa. Se define un dominio local con la región de interés. La solución global proporciona las condiciones de contorno para el problema local. El problema local puede ser resuelto con diferentes métodos numéricos de selección (FEM, GFEM, peridynamics). Por último, la solución local se utiliza para enriquecer el problema global, se puede realizar varias iteraciones globales-locales hasta converger a la solución.

La combinación de estas da como resultado el método **IGL- GFEM^{gl}**, el cual trabaja con 3 escalas: escala global, se soluciona con elementos tipo placa mediante la aplicación de Abaqus, adopta mallas gruesas; meso-escala, incluye el soporte, pero no la grieta; y escala local, subconjunto de elementos de la meso-escala, la malla no necesita encajar en la grieta.

El IGL- GFEM^{gl} presenta varias ventajas como: acoplamiento bidireccional, acoplamiento no intrusivo de dos solucionadores con diferentes modelos matemáticos y la grieta se modela únicamente en el problema local. Por otro lado, un sub-modelado con Abaqus tiene un acoplamiento unidireccional sin retroalimentación de escalas inferiores a superiores, además de que ignora el acoplamiento bidireccional entre las escalas global y meso-escala.

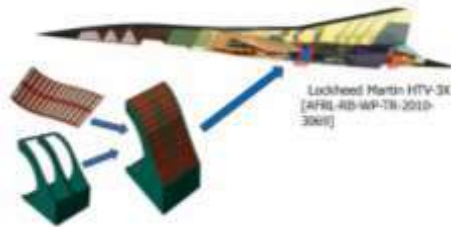


Figura 1. Aeronave de EEUU (Ejemplo).

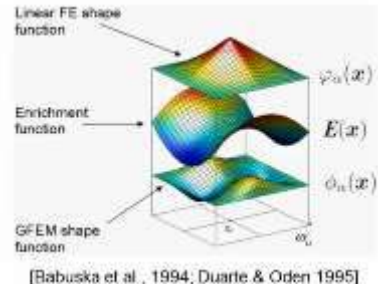


Figura 2. Representación del GFEM.

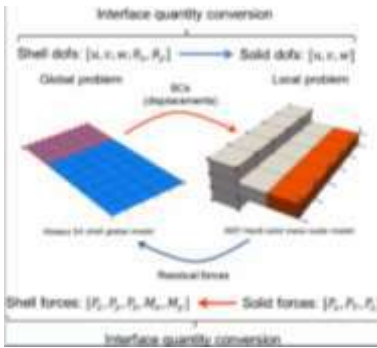


Figura 3. Iterative Global-Local Algorithm.

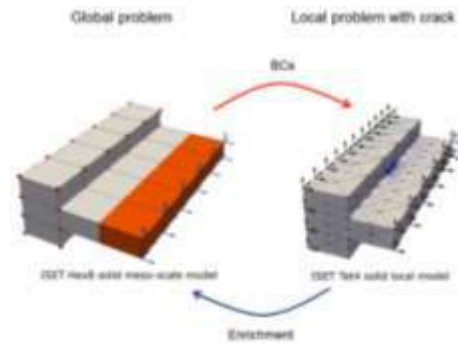


Figura 4. GFEM^{gl}

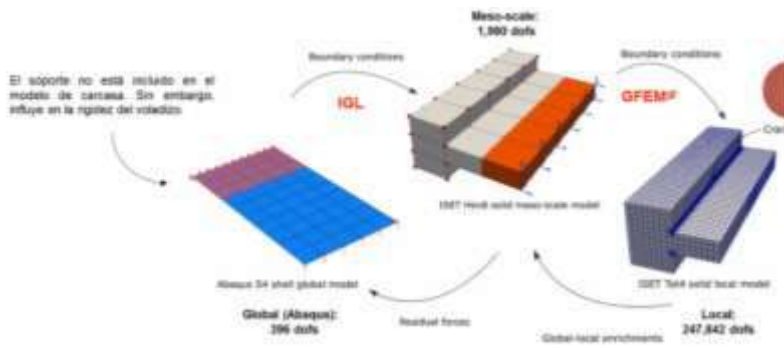


Figura 5. IGL-GFEM^{gl}

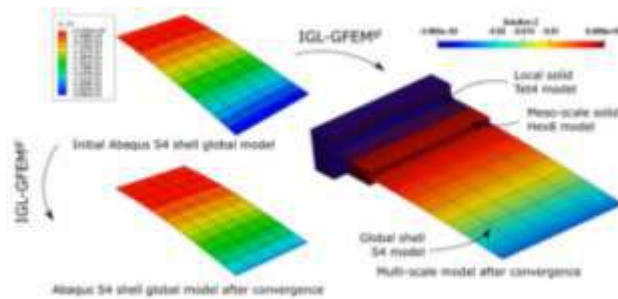


Figura 6. IGL-GFEM^{gl} acoplamiento placa-sólido.

Técnicas de optimización aplicadas a la calibración de modelos de elementos finitos de muros de adobe usando ANSYS

Conferencia No. 35

Autor: Ing. Wilson Rodríguez Calderón Ph.D

Link: <https://vimeo.com/588332314/c1ba75e302>

Fecha: 16/08/2021

Resumen: Este trabajo presenta una propuesta de aplicación de esquemas de optimización a la calibración de modelos de elementos finitos para el análisis estructural de muros de adobe. Para comprender mejor el proceso que se realiza, primero se da a conocer el funcionamiento del programa elegido por el Dr. Rodríguez para la calibración de los modelos de elementos finitos. ANSYS es un software comercial para el análisis en ingeniería, consta de 3 etapas: preparación, solución y postproceso. En la preparación se grafica la geometría del modelo mediante el propio software o con ayuda de otros programas tipo CAD, en solución se realiza el mallado o discretización del problema y su resolución mediante algoritmos propios del software ANSYS y en el postproceso se visualizan los resultados del modelo mediante imágenes, códigos de colores o isocontornos.

El proceso de calibración y simulación del modelo es sistemático, junta al conocimiento teórico de las propiedades del material, con un modelo matemático y numérico. Además, la interrelación con esquemas de optimización se plantea a través de la minimización de una función objetivo, esta se define a través de las variables de diseño y se restringe con las variables de estado. Ambas variables se obtienen de los módulos integrados de ANSYS, para elementos finitos. Para poder utilizar la optimización y el método de elementos finitos en ANSYS en simultáneo, es necesario grabar una macro en el lenguaje APDL que es propio de ANSYS de tipo paramétrico, cabe recalcar que en este software se puede definir solamente una función objetivo, la optimización del modelo se logra cuando la función objetivo se acerca a 1, es decir lo medido en laboratorio coincide en un 100% con los resultados del modelo, pero esto es muy difícil de lograr.

Para la optimización se utilizan dos metodologías principalmente: el método del subproblema el cual es de nivel cero, poco robusto y de exactitud media; y el de modelo de primer orden que es de alta exactitud, pero no necesariamente el mejor. Es importante aclarar que una iteración del método de subproblema no implica subiteraciones, mientras que en el método de primer orden sí ocurre, lo cual le da un costo computacional o tiempo CPU mayor. Es por ello que se plantean varios modelos de análisis que deben ser seleccionados de acuerdo a la factibilidad y disponibilidad de datos en la práctica, ya que cada uno posee un rango de posibilidades que debe ajustarse al estado real de cargas actuantes sobre los muros de adobe dentro de una estructura.



Figura 1. Etapas de solución del modelo en ANSYS.

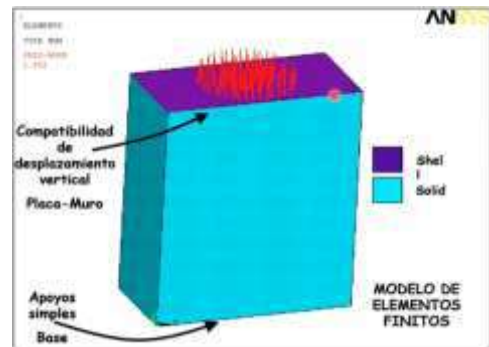


Figura 2. Modelo del muro de adobe preprocesado en ANSYS.



Figura 3. Ensayo de compresión de un bloque de adobe.



Figura 4. Marco de pruebas para el ensayo de cargas paralelas al plano.

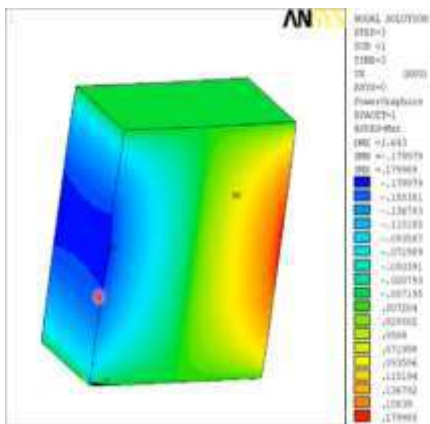


Figura 5. Postprocesado del modelo de muros a compresión bajo el modelo elástico lineal en ANSYS mediante isocontornos.

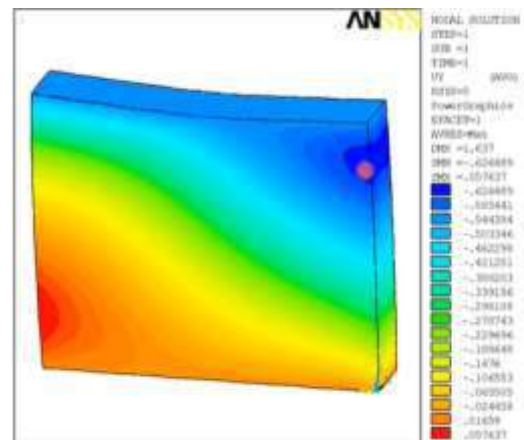


Figura 6. Modelos de muros con carga horizontal paralela al plano del muro bajo el modelo constitutivo elástico lineal (modelo exploratorio).

Introducción al Análisis Dinámico Incremental IDA empleando **CEINCI-LAB** y Open Sees

Conferencia No. 36

Autor: Ing. Brian Cagua, MDO MSc

Link: <https://vimeo.com/591386777/c88fab9a87>

Fecha: 23/08/2021

Resumen: La conferencia inicia con una ilustración sobre el sistema de computación **CEINCI-LAB** y la bondad que se tiene en el ingreso de datos, más tarde un breve repaso de conceptos sobre análisis estático y el análisis dinámico, introduciendo información respecto a la no linealidad física y geométrica. Se destaca que el análisis no lineal permite una mayor comprensión de la respuesta estructural.

El Análisis dinámico Incremental IDA es un estudio de historia en el tiempo que compara variables de estado estructural (DM) con medidas de intensidad (IM) del acelerograma. Las DM son respuestas del modelo ante intensidades sísmicas y las IM son variables dependientes del acelerograma.

Se define a un grupo de curvas IDA como un set de curvas obtenidas del análisis IDA practicado con varios registros de aceleración, tomado en cuenta que siempre existe mucha dispersión de resultados, incluso empleando un grupo de acelerogramas compatibles, por lo que se requerirá de herramientas estadísticas y seleccionar más de un nivel de peligro sísmico.

Mediante el IDA también es posible determinar los valores de Parámetros de modificación (R) y probabilidad de colapso, el IDA nos lleva al diseño basado en desempeño relacionando demandas, respuestas estructurales y daños asociados a respuesta.

Los ejemplos presentados en esta conferencia están centrados en la respuesta estructural dado el peligro sísmico, pasando a la modelación y obtención de curvas IDA con la ayuda de los sistemas de computación **CEINCI-LAB** y OpenSees.

Se presenta la interacción de **CEINCI-LAB** y OpenSees para el análisis Pushover en diferentes niveles de complejidad (1, 2, 3), posteriormente se detalla las modificaciones para realizar el análisis IDA.

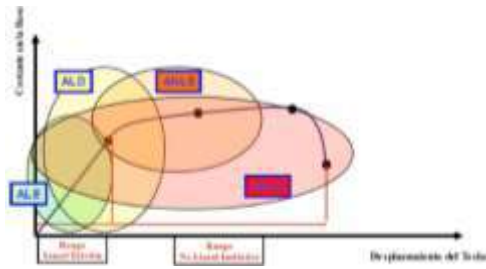


Figura 1. Curva de capacidad y Niveles de análisis.

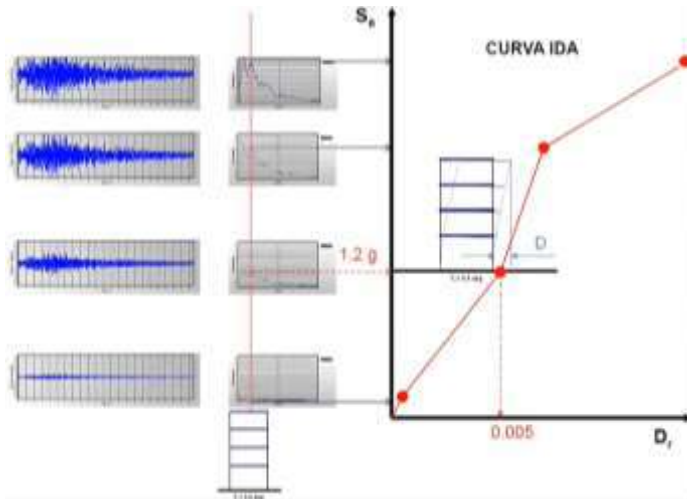


Figura 2. Curva IDA desplazamiento vs aceleración espectral asociada T1.



Figura 3. Curvas IDA de un análisis con varios registros de aceleración.

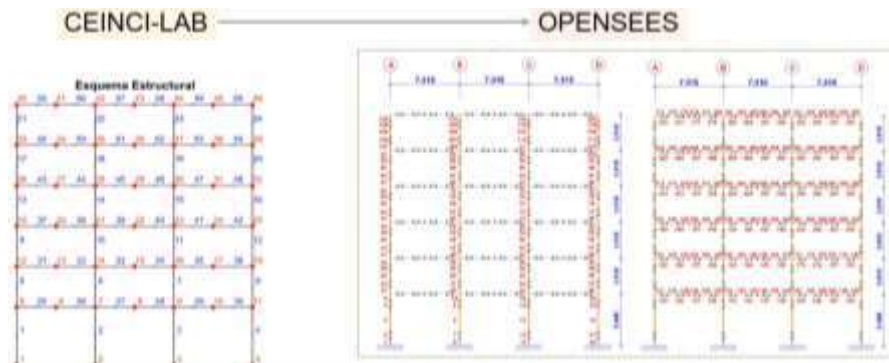


Figura 4. Modelos geométricos **CEINCI-LAB** y Opensees definida la no linealidad.

Aspectos distintivos del diseño por desplazamiento en sistemas de aislamiento sísmico y su correlación con los métodos tradicionales

Conferencia No. 37

Autor: Ing. Miguel Eduardo Tornello PhD

Link: <https://vimeo.com/594987135/5e66174c0a>

Fecha: 30/08/2021

Resumen: Actualmente el **diseño basado en fuerzas** es el procedimiento usado fundamentado en un espectro de aceleraciones. El método se basa en estimación de dimensiones estructurales, rigidez de elementos estructurales, estimación del periodo natural, fuerzas elásticas desde el espectro de aceleraciones, selección de nivel de ductilidad para definir el factor de reducción de fuerzas, cálculo de fuerzas sísmicas, análisis de la estructura bajo las acciones sísmicas, diseño de zonas de rótulas plásticas, control de desplazamientos y comparación con la normativa.

Inconvenientes del método de las fuerzas: El método no contempla *dependencia entre la resistencia y la rigidez*, la hipótesis considera que la rigidez es constante al no trabajar con el diagrama momento curvatura (Figura 1). Del diagrama momento curvatura, se estima la rigidez flexional con la expresión: $EI = M_N / \phi_y$. Se ha demostrado que dicha hipótesis es incorrecta porque la rigidez es proporcional a la resistencia y la curvatura de fluencia es independiente de la resistencia (Figura 2).

Fórmulas para el cálculo del periodo: $T = C_1 * H^{0.75}$, $T = 0.10 * H$, las dos fórmulas son válidas, pero los resultados varían mucho de acuerdo con el criterio aplicado. **Capacidad de ductilidad y factor de reducción de fuerza:** Existen conflictos al seleccionar los puntos de un diagrama bilineal para representar la no linealidad del material, teniendo: 1) Intersección de la tangente inicial de la curva con la capacidad nominal, 2) Intersección de la secante que parte del origen con el punto de primera fluencia, 3) Intersección de la secante que parte del origen con la capacidad nominal dada por el elemento, 4) Desplazamiento que genera la máxima resistencia, 5) Desplazamiento correspondiente a la degradación de la resistencia para un 20% o 50% de amortiguamiento, 6) Desplazamiento al iniciar desde la fractura de la sección (Figura 4). Por la diferencia de criterios, se generan dudas sobre el método, la capacidad de ductilidad, y por ello, sobre cuál es el factor de reducción de fuerza a considerar. **Relación entre resistencia y demanda de ductilidad:** Al incrementar la resistencia, se brinda un diseño más seguro, pero al duplicarla se reduce la ductilidad, ya que se percibe que las estructuras tienen una demanda de ductilidad definida y cuando menor es la relación entre la demanda de ductilidad y su capacidad, es más segura la estructura (Figura 5).

El **diseño sísmico basado en desplazamientos** se tiene por objetivo modificar la respuesta global de la estructura para mejorar su respuesta. El método emplea la representación de la rigidez secante de la respuesta estructural y para ello requiere modificar el espectro de respuesta del desplazamiento elástico para considerar una respuesta dúctil (Figura 6). La influencia de ductilidad puede ser representada por el amortiguamiento viscoso equivalente o por el espectro de desplazamiento inelástico.

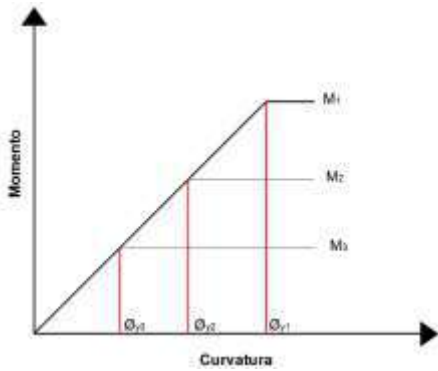


Figura 1. Suposición de diseño (rigidez constante).

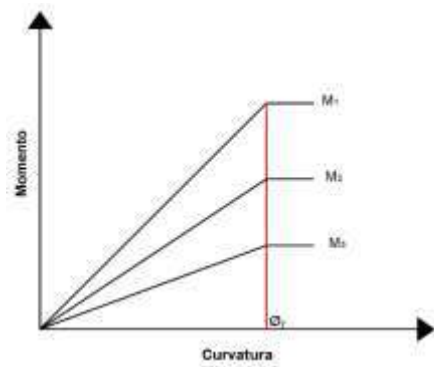


Figura 2. Condición realista (curva de fluencia constante).

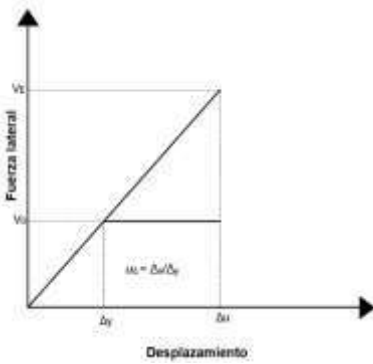


Figura 3. Regla de igual desplazamiento.

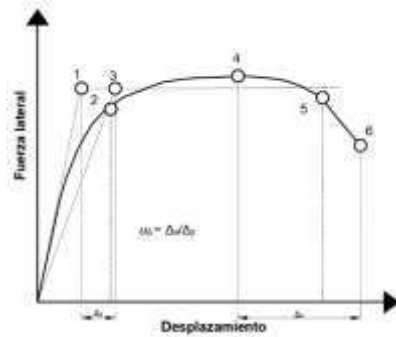


Figura 4. Diferentes diagramas bilineales (factor de reducción de fuerza).

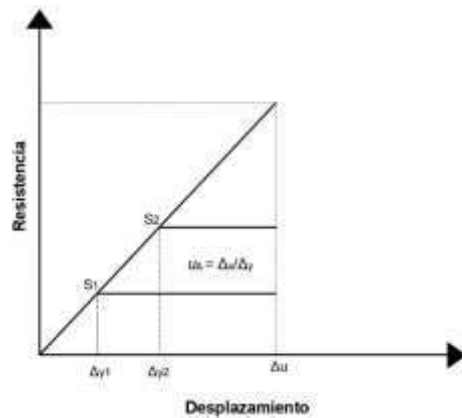


Figura 5. Relación entre resistencia y demanda de ductilidad.

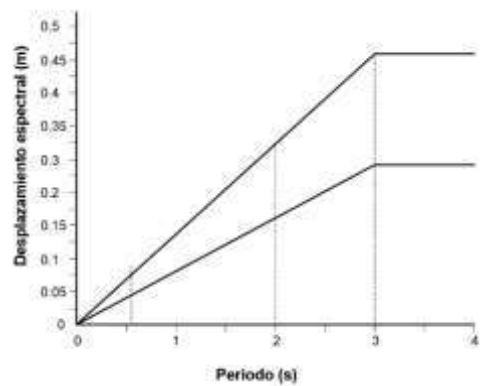


Figura 6. Desplazamiento espectral

Comportamiento esfuerzo-deformación del suelo: evolución e importancia

Conferencia N° 38

Autor: Ing. Claudia Chamorro Zurita PhD

Fecha: 06/09/2021

Link: <https://vimeo.com/599234716/af43169798>

Resumen: Los modelos que emplean elemento finito son ampliamente usados en la Ingeniería Geotécnica para investigar el comportamiento esfuerzo – deformación del suelo en condiciones tanto estáticas como dinámicas. En la práctica son muy conocidos los modelos de Mohr-Coulomb y de Cam-Clay para simplificar el complejo comportamiento de los suelos, aunque estos modelos no incluyen algunos aspectos importantes como son: la dependencia no lineal de la rigidez inicial en el estado de esfuerzos, el comportamiento anisótropo, la dependencia del endurecimiento plástico en las deformaciones volumétricas y tampoco el efecto de la historia de esfuerzos reciente. Si bien el uso de paquetes computacionales se ha popularizado en las últimas décadas, el conocimiento de los modelos constitutivos, la adecuada selección de los parámetros de entrada y la pericia del modelador juegan un papel muy importante.

Este trabajo inicia con una breve introducción a los conceptos fundamentales de la mecánica del medio continuo, la evolución del enfoque del diseño geotécnico, la definición de trayectorias de esfuerzo, la teoría del estado crítico como fundamento para el desarrollo de los diferentes modelos constitutivos (de los cuales se hace un breve recuento); y, finalmente se hace una descripción del procedimiento que usa el método del elemento finito para solucionar las ecuaciones constitutivas. Se hace énfasis en la obtención en laboratorio de los parámetros mecánicos necesarios para el modelado. Se analiza la influencia del modelo utilizado y el uso del retro análisis, como una herramienta ampliamente utilizada que en la práctica. El retro análisis permite el ajuste de los parámetros de entrada involucrados en el modelo y se ejemplifica la importancia de la adecuada selección del modelo numérico y de los datos de entrada en la obtención de resultados a través de casos sencillos. Se concluye que, el método del elemento finito es una herramienta fundamental para la resolución de ecuaciones constitutivas en diversos tipos de materiales. Además, que los programas que utilizan la teoría del estado crítico brindan una relación cercana del comportamiento elasto-plástico del suelo, lo que permiten realizar una interpretación adecuada de la relación esfuerzo-deformación. Finalmente se menciona que, la precisión e interpretación de resultados, depende altamente de la experiencia, comprensión de los modelos y habilidad para juzgar parámetros por parte del usuario.

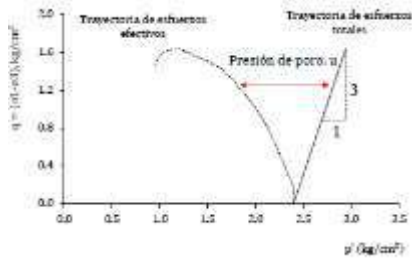


Figura 7. Trayectoria de esfuerzos totales y efectivos para un material elastoplástico durante el ensayo triaxial.

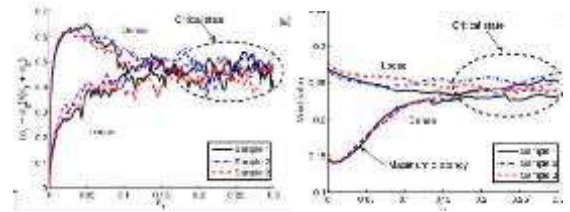


Figura 8. Condición realista (curva de fluencia constante).

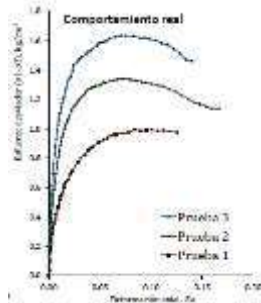


Figura 9. Comportamiento esfuerzo-deformación real del suelo.



Figura 10. Comportamiento esfuerzo-deformación idealizado del suelo.

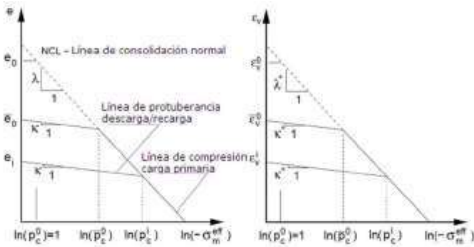


Figura 11. Modelo Cam-Clay.

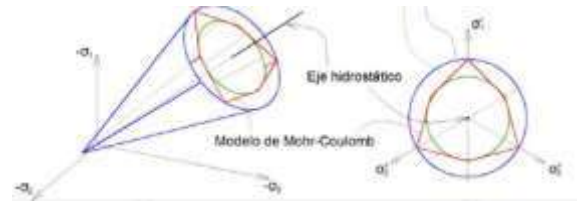


Figura 12. Modelo de Drucker-Prager.

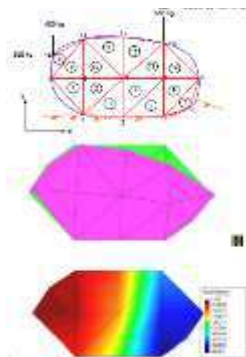


Figura 7. Ejemplo del modelo del elemento finito.

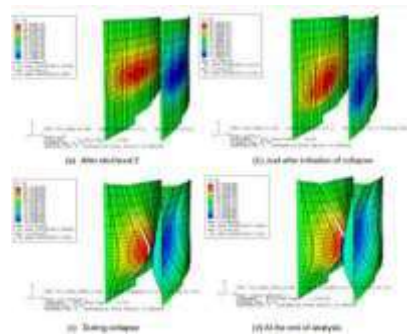


Figura 8. Ejemplo de Retro - análisis.

Evaluación del desempeño sísmico en edificios de hormigón armado luego de terremotos

Conferencia No. 39

Autor: Ing. Jorge Moscoso Ph.D

Fecha: 13/09/2021

Link: <https://vimeo.com/604414673/5ac56db7cd>

Resumen: La presentación resume una campaña experimental desarrollada para evaluar la capacidad sísmica residual de muros de hormigón armado (HA), sin confinamiento en los bordes. En base de esta investigación se determinan los parámetros para la verificación por desempeño en edificios de muros de HA dañados luego de terremotos. Se construyeron 6 muros simulando muros de HA de edificios, construidos en Chile antes de 2010.

Para evaluar la capacidad sísmica residual de un elemento estructural, se requieren dos muestras idénticas. La carga axial (ALR) aplicada en el ensayo fue del 9.5% aproximadamente. La nomenclatura para identificar a las probetas es RW1-S2.5, que corresponde al muro 1, la relación entre el cortante y la profundidad es 2.5. Las principales variables de prueba incluyeron la relación entre el corte y la profundidad (2.5 y 1.75). La relación de la carga lateral correspondiente a la nominal varió de 0.53 a 0.69 lo que indica que las resistencias nominales a corte están entre el 72 y 87% más que las resistencias nominales a flexión. El ensayo consiste en aplicar carga axial con la ayuda de 4 gatos hidráulicos montados en dos vigas de acero que transmiten las cargas a la parte superior de las muestras. Por último, se usó el software DIC que usa una correlación de imágenes para monitorear los desplazamientos y los patrones de grietas en los muros. La nomenclatura usada para representar la condición de carga de cada probeta usada es U o D que significa intacta o dañada respectivamente.

Como resultado se obtuvo que las 6 muestras estuvieron dominadas por la flexión, el comportamiento de las probetas 1 y 2 fue similar teniendo un 0.35% en las derivas de piso. Las grietas iniciales fueron horizontales ubicadas en la base del muro. Al llegar al 1.5% de deriva se observaron grietas verticales en ambos muros. Con una deriva del 2% en ambos muros existió pérdida del recubrimiento. El comportamiento de los muros 3 y 4 fue similar hasta el 1.5%, la deriva máxima la falla fue del 1.80% presentando fallas en su armadura. Para los muros 5 y 6 presentaron fallas al 1% de deriva aplicada, caracterizadas por el aplastamiento del hormigón y pandeo de su armadura longitudinal.

Como resultados finales tenemos que las 6 probetas mostraron un comportamiento dominado por flexión. La ductilidad de los muros dañados fue entre 48% y 65% menor que la ductilidad de deriva alcanzada por los muros sin daño. Los espesores de las grietas representaron solo el 6% de los espesores sugeridos por el FEMA. Se propusieron factores de reducción de rigidez, resistencia y deformación que llegaron a ser de hasta 53% menor que el sugerido por FEMA.

Muro	M / V _{L_{max}}	f _c (MPa)	N (KN)	ALR (%)	V@Mn (KN)	V@Mn / V _u	Protocolo de carga	Deriva objetivo
RW1-S2.5	2.5	23.3	303.5	9.6	146.9	0.53	U	2.0
RW2-S2.5	2.5	23.3	302.5	9.6	146.7	0.53	U D	2.0 3.0
RW3-S2.5	2.5	34.7	449.0	9.6	172.4	0.58	U	3.0
RW4-S2.5	2.5	34.7	451.1	9.6	172.7	0.58	U D	1.5 3.0
RW5-S2.5	1.75	23.3	285.9	9.1	207.8	0.69	U	3.0
RW6-S2.5	1.75	23.3	282.8	9.0	206.8	0.69	U D	1.5 3.0

Tabla 1. Análisis de probetas.

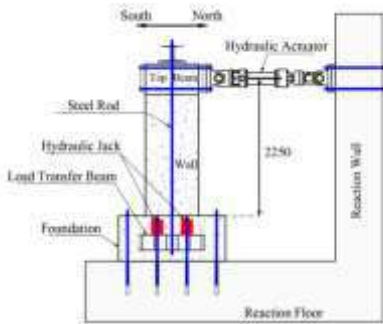


Figura 2. Detalle del ensayo.

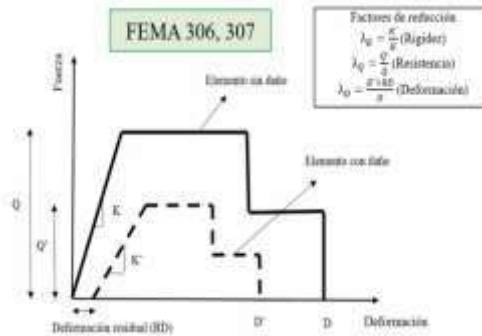


Figura 3. Constitutiva FEMA 306.

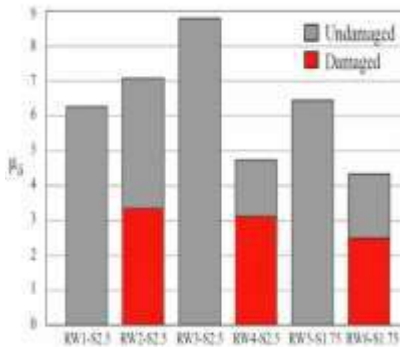


Figura 4. Ductilidad en muros.

Par de muros	Experimental			FEMA 306		
	λ _K	λ _Q	λ _D	λ _K	λ _Q	λ _D
RW1-S2.5 Y RW2-S2.5	0.34	0.80	1.74	0.5	0.8	0.9
RW3-S2.5 Y RW4-S2.5	0.37	1.05	1.03	0.8	1.0	1.0
RW5-S2.5 Y RW6-S2.5	0.38	1.09	1.36	0.5	0.8	0.9

Figura 5. Coeficientes de reducción.

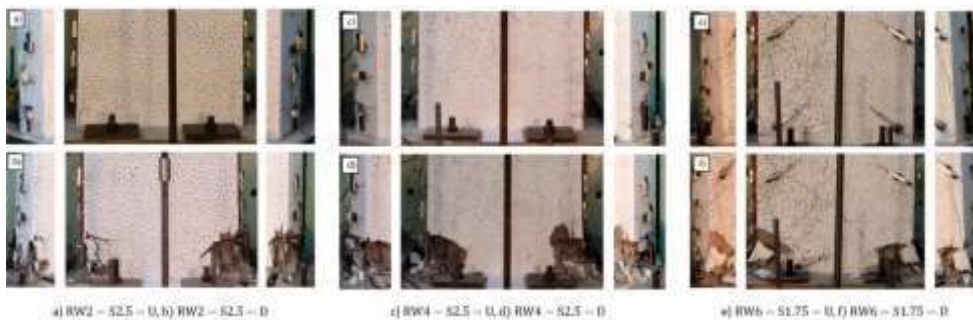


Figura 6. Resultados de daño en muros.

Estructuras de madera con aisladores sísmicos

Conferencia N° 40

Autor: Ing. Diego Quizanga, Ing. José Almazán

Fecha: 20/09/2021

Link: <https://vimeo.com/610292454/69f4ff8db4>

Resumen: En la actualidad, la construcción de edificios con sistemas tradicionales genera un problema ambiental muy serio, por lo que se ha creado la necesidad de plantear nuevas soluciones. Una de estas alternativas es la construcción de estructuras de madera, las cuales resultan menos nocivas para el ambiente. La limitante de este sistema constructivo es que presenta un mal comportamiento frente a las acciones sísmicas, esto ha hecho que surjan alternativas como las edificaciones híbridas que combinan muros de corte de hormigón con sistemas de losas en madera. De estudios previos se ha concluido que es importante realizar ensayos sobre la conexión de madera con el acero o mampostería, ya que la conexión juega un papel importante dentro del comportamiento no lineal de la estructura. Adicionalmente se ha considerado el uso de la aislación sísmica en edificaciones realizadas en madera como una opción viable. De estudios previos se concluido que los aisladores de tipo friccional son la mejor alternativa para este sistema constructivo, y surge la pregunta de: ¿Cómo inciden las propiedades del sistema de aislación en la probabilidad de colapso de edificios con muros de madera de mediana altura?, para dar solución a esta pregunta, se ha utilizado la metodología planteada por FEMA P695 para realizar la evaluación de edificios aislados de madera.

Como parte del programa experimental del trabajo del Dr. Quizanga, se han desarrollado prototipos del dispositivo AFRI (Aislación Friccional Resiliente a Impacto) que han sido ensayados en sentido vertical de manera cíclica, llegando hasta cargas de más de 70 toneladas. Los primeros resultados han exhibido un amortiguamiento en el orden del 5% y se prevé construir nuevos prototipos con gomas de alto amortiguamiento para llegar hasta un 8% de amortiguamiento. Dentro del modelo analítico del trabajo del Dr. Quizanga, se ha realizado como primera fase el modelado de una estructura con un arquetipo irregular de 6 pisos con muros de madera modelados con elementos tipo Shell en el software SAP2000, se realizó un modelo utilizando una base fija y adicionalmente 2 modelos con aisladores de diferente período objetivo y coeficiente de fricción. Como resultado de estos primeros modelos se pudo observar que las fuerzas axiales en los anclajes del modelo trabajan mayormente a compresión, por lo que para los modelos de la fase 2 se ha decidido cambiar el sistema de anclaje ATS por anclajes de tipo Hold Down. Para la segunda fase del análisis se ha planteado mejorar los modelos de la fase 1 implementando el comportamiento no lineal y la carga axial de los muros de madera, así como considerar la rigidez real de la losa fuera del plano. Para terminar, se obtuvo que la disipación de la energía sísmica en estructuras de madera, es provista netamente por los aisladores friccionales y no por la ductilidad de los muros del sistema marco plataforma, por lo cual, se podría reemplazar las características de los muros reduciendo su tamaño y la cantidad de clavos.

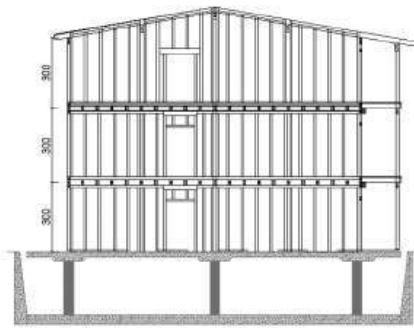


Figura 13. Aislación sísmica en estructuras de madera en L'Alquila.

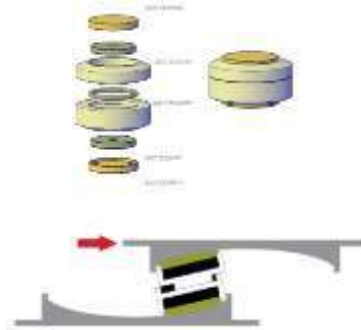


Figura 14. Aislación friccional resiliente a impacto AFRI.

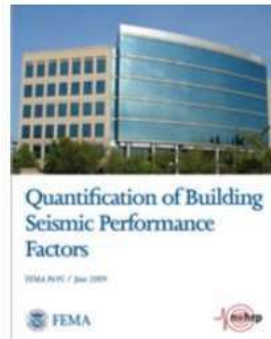


Figura 15. FEMA P695 Cuantificación de los factores de comportamiento sísmico en edificios.



Figura 16. Ensayos cíclicos del AFRI.

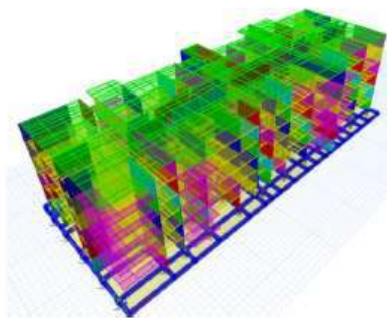


Figura 7. Modelo en ETABS de estructura de 6 pisos con arquetipo "irregular", elementos Shell, y base aislada (Primera fase)

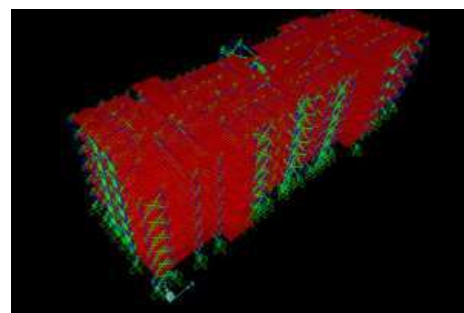


Figura 8. Modelo en SAP 2000 de estructura de 6 pisos con arquetipo "irregular", considerando en comportamiento no lineal y la carga axial de los muros y la rigidez real de la losa fuera del plano (Segunda fase).