

Overview of the Structural Behavior of Columns, Beams, Floor Slabs and Buildings during the Earthquake of 2016 in Ecuador

Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entresijos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016

Ángel Emilio Castañeda ^{1***}, Yordy Mieles Bravo ^{***}

* Universidad Tecnológica del Perú, Lima. PERÚ

** Universidad Tecnológica de la Habana. CUBA

*** Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo. ECUADOR

Fecha de Recepción: 26/01/2017

Fecha de Aceptación: 22/09/2017

PAG 157-172

Abstract

This paper analyzes different types of failures in buildings of the cities of Portoviejo, Manta and Bahía de Caráquez during the earthquake of April 16, 2016. The evidence derived from the failures refer to existing codes and design considerations in order to reveal how modeling corresponds or not with different reinforced-concrete columns, floor slabs and rigid frame buildings without structural walls. Given the diversity of constructive solutions found in the steel-deck slabs, a 2 factorial experiment design was performed to identify the influence and independence of the type of node, the rectangularity of the floor plan and the height of buildings on the strength and deformation parameters of floor slabs, in relation to the failures observed. Additionally, this paper undertakes a singular analysis approach of different failure causes in a building demolished in the city of Portoviejo, based on evidence revealed by the earthquake, and described some of the distinctive features of this type of study.

Keywords: Failures, buildings, earthquake, factorial design of experiments, steel-deck

Resumen

En el trabajo se hace un análisis de diferentes tipos de fallas presentadas en edificaciones de las ciudades de Portoviejo, Manta y Bahía de Caráquez durante el sismo del 16 de abril de 2016. Las evidencias proporcionadas por las fallas se relacionan con códigos vigentes y consideraciones de diseño para revelar cómo la modelación se corresponde o no con lo construido en diferentes casos de columnas, entresijos y edificios porticados de hormigón armado sin muros estructurales. Dada la diversidad de soluciones constructivas encontradas en los entresijos tipo steel-deck se realizó un diseño de experimentos factorial 2³ para identificar la influencia e independencia del tipo de nudo, la rectangularidad en planta y la altura de los edificios en los parámetros resistente y deformacionales de estos entresijos, asociados a las fallas observadas. Además se realiza un acercamiento al análisis singular de la falla multicausal de un edificio demolido en la ciudad de Portoviejo a partir de las evidencias reveladas por el sismo y se describen algunas de las particularidades de este tipo de estudio.

Palabras clave: Fallas, edificaciones, sismo, diseño factorial de experimentos, steel-deck

1. Introducción

El 16 de abril de 2016 ocurrió en Ecuador un sismo de magnitud 7,8 (Mw), cuyo epicentro se ubicó en la costa de Pedernales, a 20 Km de profundidad, causado por una subducción de placas de la misma génesis que los sismos de enero 1906 (Mw 8,8), mayo 1942 (Mw 7,8), enero 1958 (Mw 7,8), diciembre 1979 (Mw 8,1) y agosto 1998 (Mw 7,1). Las ciudades de Pedernales, Portoviejo, Manta y Bahía de Caráquez de la provincia de Manabí fueron las más afectadas, con aceleraciones medidas desde 1.407g PGA(E) (Pedernales) hasta 0,38g PGA(N) (Portoviejo) y un espectro de aceleraciones obtenido en la estación Portoviejo, que superó el espectro elástico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) vigente, aunque dicha estación se encuentra en un suelo Tipo D (IGEPN, 2016), mejor que el de la zona en que se produjeron los mayores daños con suelos tipo E y F (NEC, 2015a), afectados por inundaciones del final de la estación lluviosa y el fenómeno del Niño.

El sismo convirtió a estas ciudades, a un precio indeseable e invaluable para cualquier sociedad, en un laboratorio a escala natural para la Ingeniería Civil, mediante la investigación de las construcciones afectadas, que abarcó desde la simple observación y análisis, hasta la medición, modelación o ingeniería inversa de los daños producidos.

Los daños siempre dejan lecciones que, registradas y analizadas, permiten entender mejor la ingeniería, y evitar fallas futuras (Gallegos, 2011). La frase "Las fallas: maestras de la ingeniería" (Gallegos, 1998) alerta sobre las evidencias del estado tenso-deformacional real de las obras, aportado por las fallas, y sus posibles contradicciones con la concepción y los modelos físico-matemáticos utilizados en su diseño.

Un destacado proyectista estructural afirmaba que nunca había calculado una estructura... solo modelos de estructuras, pues el arte de la ingeniería consiste en concebir diseños y adoptar modelos, que se aproximen al comportamiento real que las obras tendrán durante toda su vida útil, reconociendo de antemano que a la estructura no le

¹ Autor de correspondencia:

Doctor en Ciencias. Ingeniero Civil. Profesor Invitado. Director de Investigación UTP-Lima. Universidad Tecnológica del Perú, Lima, Perú.
E-mail: aechivia@gmail.com



importará jamás cuál fue el modelo concebido por el diseñador, si su funcionamiento fuera diferente y se provocase una falla. Por ejemplo, si un ingeniero diseña una losa de hormigón armado, autoportante y en voladizo, que soporte un antepecho rectangular del mismo material, hormigonado monolíticamente con ella, descubrirá que el antepecho se agrieta al momento del desencofre, arrastrado por la deformación de la losa y fiel al principio que la carga buscará al elemento que geométrica o mecánicamente pueda aportarle la mayor rigidez, aunque no haya sido concebido así en el modelo para su diseño.

En palabras de Roberto Meli Piralla “El diseño estructural es el arte de usar materiales que en realidad no conocemos, para formar estructuras que en realidad no podemos analizar, de manera que resistan cargas que en realidad no podemos evaluar, todo esto de manera tal que el público no se dé cuenta de nuestra ignorancia.” (Meli, 2001:71) por lo que el análisis de las fallas durante un sismo constituye no solo un derecho sino también un deber de la ingeniería contemporánea.

En el trabajo se presentan y sistematizan fallas estructurales ocurridas en columnas, entrepisos de losas tipo “steel-deck”, pórticos sin muros estructurales, y antepechos de edificios altos de las ciudades de referencia, y se analizan sus posibles causas.

Las fallas exigen investigaciones desde distintas perspectivas metodológicas (cualitativas, hipotético-deductivas, etc.) para extraer sus aprendizajes. Este trabajo combina estas perspectivas para analizar las fallas en columnas, tomando de referencia las Normas del American Concrete Institute (ACI-318-95, 1995), (ACI-318S-05, 2005), (ACI-318S-14, 2014) y sus adecuaciones en el Código

Ecuatoriano de la Construcción (CEC) de 1993 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2011 y 2015. Las fotos fueron obtenidas por los autores del trabajo, y fueron objeto de clasificación y selección previa. La imagen satelital fue obtenida de Google Maps.

En las losas “steel-deck”, con emparrillados mixtos de hormigón y acero, se realizó un estudio cualitativo de las fallas y un diseño factorial de experimentos tipo 2^3 para analizar la influencia de la planta y elevación del edificio y el tipo de “nudo híbrido” (Mieles y Castañeda, 2016b) en sus indicadores resistentes y deformacionales (momentos, cortantes y derivas de piso) para las combinaciones de cargas gravitatorias y sísmicas. Por último, se reúnen evidencias y se hacen valoraciones preliminares de la falla de un edificio significativo en Portoviejo, demolido por implosión el 7 de agosto de 2016.

2. Fallas en columnas

La falla en columnas es frecuente durante un sismo y causa mucho colapso en las edificaciones. Las ciudades estudiadas cambiaron progresivamente sus columnas, introduciendo nuevos materiales y tecnologías, transformando columnas regulares, con similar distribución de masas y limitada esbeltez en edificios bajos (una o dos plantas) cuyos mayores riesgos eran la colindancia de edificaciones; en columnas esbeltas, irregularmente distribuidas u omitidas en planta, diversas alturas, más voladizos y cargas excéntricas, desde una arquitectura más moderna y funcional, exigente de la ingeniería y la cultura constructiva, en una región con alta sismicidad (Figura 1).

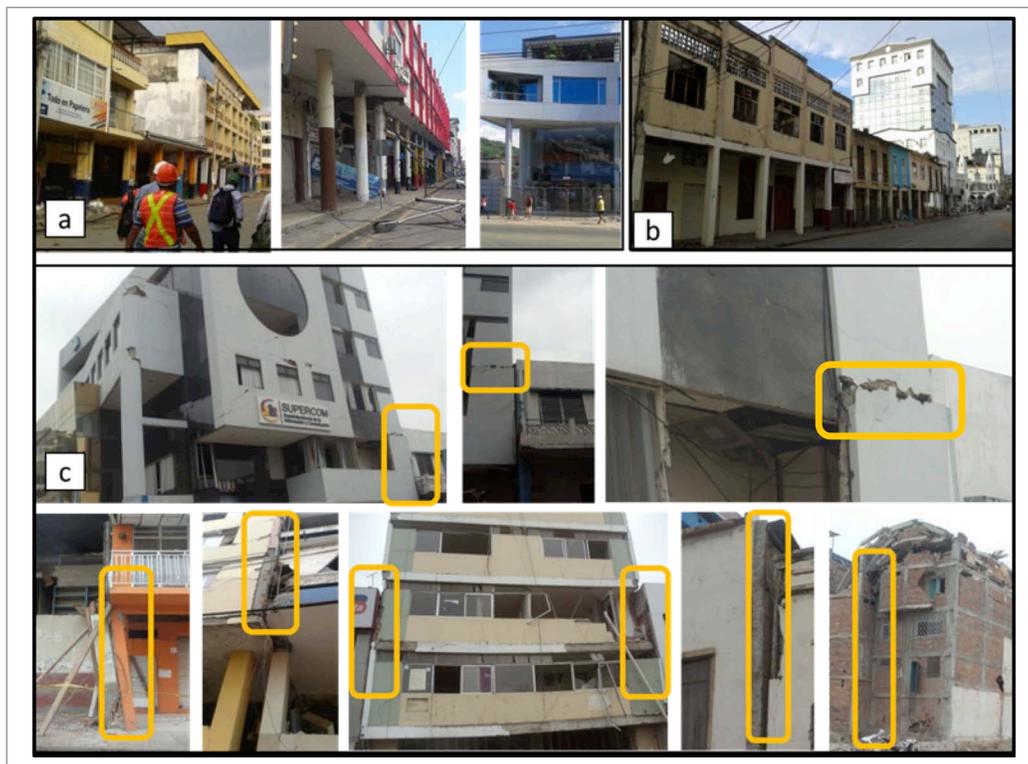


Figura 1. a) Cambios de esbeltez de las columnas por cambios de la arquitectura de la ciudad; b) Fronteras de cambio en la arquitectura; c) Fallas por golpeo de edificaciones contiguas, construidas en el límite de propiedad, en diferentes épocas y de diversas tipologías

Así, algunas edificaciones, que no colapsaron por fracciones de aceleración, muestran zonas de confinamiento que concentraron fallos de corte en los extremos de las columnas (Figura 2) dentro de los límites previstos para L_o en el epígrafe 21.4.4.4 del CEC de 1993 y para L_o en el inciso a del 4.3.4 de la NEC SE-HM de 2011 y 2015, tomadas a su vez de la ACI 318S-14, 2014.

Además, los espaciamientos observados entre los estribos de muchas columnas, no cumplían con el 21.4.4.2 de la CEC de 1993 ni el inciso b del 4.3.4 de la NEC SE-HM de 2011 y 2015 que, para columnas con acero de 12 mm o lado menor de 300 mm, exigen espaciamientos máximos de 70 mm en esas zonas. Adicionalmente, la falta de confinamiento y de ganchos sísmicos, por descuidos constructivos o no aplicación de la norma, fueron causa probable de varias fallas, que se adicionan al poco empleo del refuerzo en espiral y de vigas descolgadas de cerramiento para distribuir mejor el arrastre del sismo, en su interacción con las losas (Figura 3).

Al incremento de nuevos entrepisos construidos sobre edificios bajos, que elevan sus centros de masas y crean "pisos blandos", incumpliendo lo establecido en el epígrafe

21.4.4.5 del CEC de 1993 y el 4.3.4.d de la NEC 2011 y 2015 sin recrecer columnas y colocarles estribos a la mitad del espaciamiento original; se adicionaron columnas cortas (Aguiar, 2010); columnas diseñadas sin arriostres, que modificarían sus propiedades dinámicas al arriostarse con la tabiquería (López & Espinoza, 2016); columnas débiles con vigas fuertes, junto a columnas de menos de 300 mm y mal detallamiento del acero, que incumplieron también las normas establecidas, provocando fallas frágiles (Aguiar, 2008, 2010; Blanco, 2012, ACI-318S-14, 2014) (Figuras 3 y 4).

Otro causal de fallas en estas ciudades estuvo asociado a la omisión de columnas de hormigón armado en algunas esquinas de la planta baja por razones supuestamente arquitectónicas pero ingenierilmente inaceptables en regiones de tan alta sismicidad (Figuras 5 y 6).

En la Figura 6 se muestran varias edificaciones colapsadas sin columna de esquina en planta baja. Testigos de la edificación 6-b confirmaron que presenciaron su columpeo diagonal antes de la caída, hecho deducible también en las fotos de la edificación 6-a. Las restantes 6c-6f tuvieron un fallo de corte y por pisos blandos.



Figura 2. Edificaciones de la ciudad de Portoviejo que muestran las zonas L_o en que se concentra el fallo por corte y por confinamiento en columnas



Figura 3. Indisciplinas tecnológicas, violaciones de normas y otros descuidos constructivos amplificaron los daños durante el sismo





Figura 4. Edificaciones bajas colapsadas por fallos en columnas



Figura 5. Edificio colapsado en la ciudad de Portoviejo sin columna de esquina en planta baja



Figura 6. Otras edificaciones colapsadas en Portoviejo sin columna de esquina

3. Fallas en entrepisos con “steel-deck”

Los emparrillados mixtos, de vigas principales de hormigón armado con o sin vigas secundarias de acero, integrados total o parcialmente a losas compuestas de hormigón con lámina colaborante de acero galvanizado tipo “steel-deck” para soporte de entrepisos y cubiertas, mantienen una amplia difusión en el Ecuador, impulsados por firmas suministradoras que establecen las condicionantes técnico-constructivas, y promocionan sus ventajas técnico económicas. Estas soluciones disminuyeron la madera de encofrado, el impacto ecológico, los plazos y costos de ejecución respecto al sistema tradicional de losas alivianadas y encofrado de madera en un rango del 20% del costo total, y satisficieron las disposiciones municipales en torno a limpieza, ocupación de espacios públicos y orden en las obras (Plasencia et al., 2014), creando puntos de conexión (hormigón-acero), llamados “nudos híbridos” (Mieles y Castañeda, 2016b), con múltiples alternativas constructivas y comportamientos estructurales, aún no suficientemente estructurados y correlacionados entre sí.

Un análisis preliminar de daños en diez edificios construidos con esta tecnología mostró un buen

comportamiento estructural de los steel-deck con estos emparrillados, que distribuyeron la carga lateral y la deriva de los pisos entre los elementos verticales (Mieles y Castañeda, 2016c), pero las múltiples alternativas constructivas, con vigas metálicas en uno o dos sentidos, columnas en los vértices, y marcos cerrados o no en elevación por muros de mampostería no estructural (Figura 7) exigió realizar un diseño de experimentos para determinar la influencia de la altura del edificio, su rectangularidad en planta y el modelo físico-mecánico de los nudos bajo cargas gravitatorias y sísmicas en los indicadores resistente-deformacionales de estos pisos para poder correlacionar o no los daños solamente con las características específicas de estos emparrillados.

En estos edificios no se apreciaron abofados de losas por pérdida de estabilidad en su plano y fueron pocas las pérdidas de estabilidad local en vigas metálicas y losas colaborantes (Figura 8).

Existieron múltiples evidencias de desplazamiento o giro de las vigas metálicas en los “nudos híbridos” con las vigas de hormigón armado (efecto pasador) (Figura 9), que mostraron daños mínimos y trabajo útil de disipación de energía durante el sismo (Perea, Mora y León, 2014).



Figura 7. Entrepisos de Steel-deck en las ciudades de Manta, Portoviejo y Bahía de Caráquez



Figura 8. Fallo local por pandeo de láminas colaborantes y vigas metálicas



Figura 9. Evidencias de los desplazamientos de las vigas metálicas en los nudos híbridos

Edificios en ejecución (sin toda su carga gravitatoria) y severas irregularidades constructivas, no colapsaron (Figura 10), mostrando solo pandeo y deflexión de algunas vigas de acero, fácilmente sustituibles por corte y soldadura.

Los patrones de fisuración en los nudos híbridos de las vigas principales se muestran en la Figura 11. Ellos inician en la interface de contacto de una cara de la viga de acero con el hormigón adherido y se propagan en 45° hacia la zona de tracción, o perpendicularmente a la viga de acero. Además aparecen grietas en el lado flexionado y en los centros de las luces, dirigidas del eje neutro a la parte inferior de la viga de hormigón en ángulo de 45° o 90°, mientras que en zonas cercanas al apoyo las grietas de cortante van desde la fibra neutra al canto superior de la viga de hormigón (Mieles y Castañeda, 2016c).

Estos patrones confirman el efecto pasador a través de los nudos híbridos (Figuras 9 y 11) y la presencia de discontinuidades geométricas y de carga con concentración de esfuerzos en ambos elementos, que crean una región D (ACI-318S-14, 2014; Schlaich, Schäfer y Jennewein, 1987), donde la hipótesis de las secciones planas no se aplica al diseño, pues no se cumplen en esa región los principios de compatibilidad de deformaciones ni de equilibrio de fuerzas correspondientes (ACI-318S-14, 2014). La modelación de estos nudos por el Método de los Elementos Finitos (MEF) muestra un cambio cualitativo en la red isostática de trayectorias de los esfuerzos internos en el nudo híbrido de la viga de hormigón (Mieles y Castañeda, 2016a), que convierte el tema de la disposición espacial y del modelo físico-mecánico de comportamiento del nudo en un asunto pertinente y actual de investigación.

Otras investigaciones sobre nudos híbridos en columnas de acero y viga de hormigón (Bai, Nie y Cai, 2008; Rasoul, Bakhshayesh y Mehdi, 2016), de columnas de acero y losas de hormigón (Aznar, García, Herrera y Cervera, 2008), y de muros de corte con viga de acero (Soto, 2012), se diferencian de estos “nudos híbridos” (Mieles y Castañeda,

2016b) porque las vigas metálicas no constituyen ductos, y la resistencia al cortante del hormigón no puede ser calculada con la ecuación 22.5.5.1 del ACI 318S-14 porque los nudos interrumpen la traba mecánica del concreto.

Además, el sismo reveló los escasos y débiles elementos de fijación existentes entre la placa colaborante y las vigas secundarias de acero, que limitaron el trabajo conjunto de ambos, provocando que el emparrillado de vigas de acero estuviese algo desconectado del “steel-deck”.

En la Figura 12 se definen las tres variables independientes utilizadas en el diseño de experimento 2³ para evaluar su influencia en el comportamiento resistente de los “nudos híbridos” y la deriva de pisos en edificios aporticados, sin muros estructurales, con vigas metálicas secundarias en una dirección y losas steel-deck.

Las cinco variables dependientes seleccionadas fueron: Momentos flectores (M) y Fuerzas Cortantes (V) en Nudos Híbridos Extremos (NHE) y en Nudos Híbridos Intermedios (NHI) de las vigas metálicas como variables resistentes, y la deriva de pisos inelástica (DPI) como variable deformacional. En cada caso se extrajo el percentil 95 de la variable dependiente con bajos coeficientes de variación (CV) para cargas gravitatorias y sísmicas que justificaron su homogeneidad y representatividad para la regresión. En el cálculo se asumieron las combinaciones de carga de la ACI 318-14 (5.3.1.b para cargas gravitatorias y 5.3.1.e para cargas sísmicas). Los experimentos numéricos se calcularon en el software ETABS (Computers and Structures, 2015; Guerra, 2015; Mieles y Macías, 2015). En la Tabla 1, de elaboración propia, se muestran, a modo de ejemplo, los coeficientes de variación (CV) y los valores obtenidos de las seis variables dependientes y los ocho casos de la combinación de cargas 5.3.1.e.



Figura 10. Edificio en ejecución, con irregularidad constructivas, no colapsado por el sismo

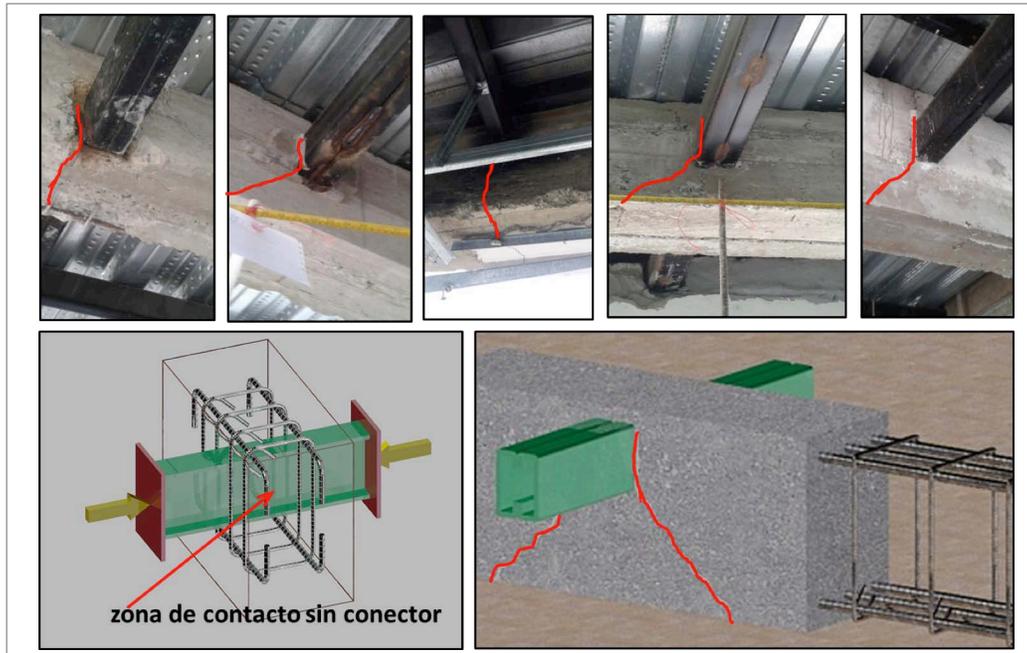


Figura 11. Patrones de fisuras y grietas observadas en la zona de los nudos

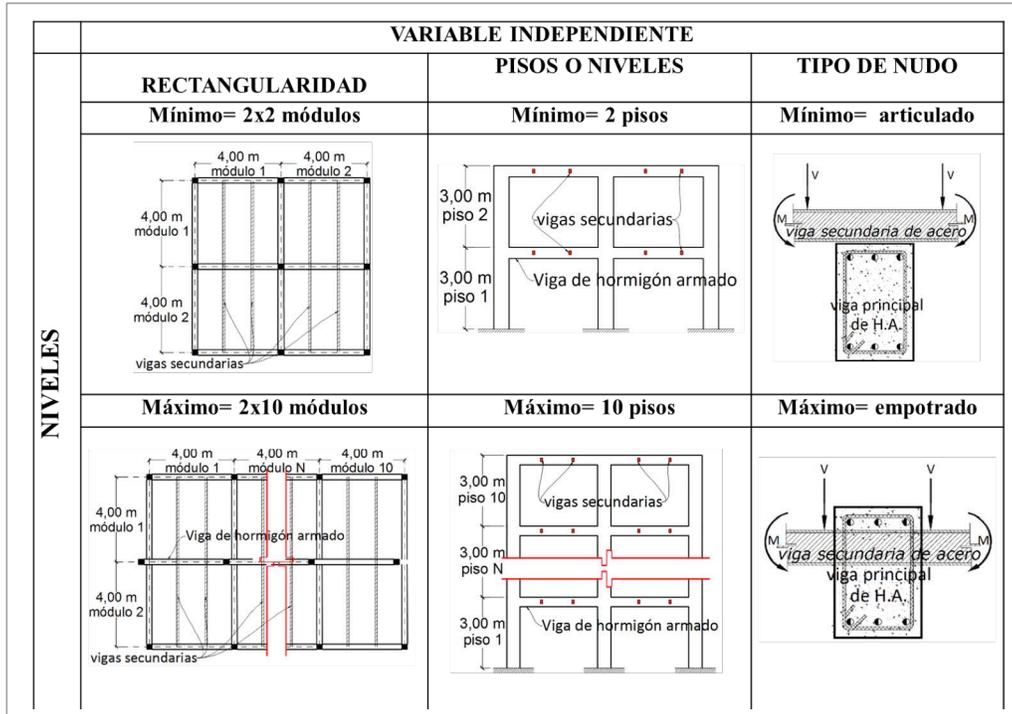


Figura 12. Tipo y niveles de las variables independientes usadas en el Diseño de Experimentos

Tabla 1. Resultados de las variables dependientes ($P_{0,95}$) para la Combinación de Cargas 5.3.1.e en el Diseño de Experimentos

Casos	Variables Independientes (VI)					Variables dependientes (VD)										
	Niveles de las VI					Combinación para 5.3.1.e (1,2 D + 1 Sismo + 1 L)										
	Niveles	Rect.	Tipo de Nudo	Mf NHE (kN-m)		V NHE (kN)		Mf NHI (kN-m)		V NHI (kN)		DPI (10-3 m)				
				CV	M (P _{...})	CV	V (P _{...})	CV	M (P _{...})	CV	V (P _{...})	CV	Δ_r (P _{...})			
1	-	2A	-	B 1:1	-	C1	0	0	0,002	14,00	0,007	18,84	0,001	23,10	0,095	3,59
2	+	10A	-	B 1:1	-	C1	0	0	0,007	14,32	0,021	20,06	0,004	23,41	0,331	7,73
3	-	2A	+	B 1:5	-	C1	0	0	0,002	14,04	0,008	19,02	0,002	23,15	0,097	4,59
4	+	10A	+	B 1:5	-	C1	0	0	0,008	14,40	0,023	20,34	0,005	23,47	0,336	9,27
5	-	2A	-	B 1:1	+	C2	0,024	12,67	0,007	18,70	0,015	13,90	0,005	19,40	0,091	3,52
6	+	10A	-	B 1:1	+	C2	0,062	15,87	0,022	20,21	0,049	15,96	0,019	20,34	0,330	7,63
7	-	2A	+	B 1:5	+	C2	0,028	12,98	0,009	18,85	0,017	14,24	0,006	19,58	0,089	4,45
8	+	10A	+	B 1:5		C2	0,068	16,48	0,025	20,51	0,054	16,50	0,021	20,62	0,334	9,11

El diseño de experimento determinó la influencia de las variables independientes y la interacción simple (IS) y doble (ID) entre ellas en los valores de las variables dependientes (Pulido & De la Vara Salazar, 2012), mediante dos hipótesis:

Ho: Las variables independientes o la interacción de estas variables **no influyen** en el valor de las variables dependientes.

H₁: La variables independientes o la interacción de estas variables **influyen** en el valor de las variables dependientes.

En el resultado se obtuvo el P-valor que, para valores menores de 0,05, prueba que hay suficiente evidencia estadística como para rechazar Ho con un nivel de significación del 5%. Los resultados para cada variable dependiente y combinación de cargas se obtuvieron mediante una aplicación estadística estándar (Statgraphics Centurion, 2009). La Tabla 2, de elaboración propia, resume, a modo de ejemplo, los P-valor para el diseño de experimento frente a la combinación 5.3.1.e en las interacciones previstas, que muestra la independencia mayoritaria de las variables resistentes del entramado

metálico con respecto a la altura y la rectangularidad del edificio, justificando así el análisis cualitativo realizado antes.

Las variables dependientes (M_{ik} y V_k) mostraron un CV máximo de 0.06 y una influencia estadísticamente significativa respecto al modelo físico mecánico del nudo y parcial de la altura de la edificación en interacciones simples y dobles.

Las últimas columnas de la Tabla 2 corroboran como la variable dependiente menos homogénea a la DPI, con CV menor que 0,34 y que, para puntales de 3,0 m provocan un desplazamiento elástico entre 3,6 mm y 9,2 mm e inelástico al 0,75 R de esos valores, según (NEC) que no deberían movilizar una respuesta resistente-deformacional inadmisibles en muros no estructurales.

Sin embargo, las fallas en edificios porticados de Hormigón Armado con entrepisos de steel-deck provino muchas veces de la ausencia de muros estructurales para reducir la flexibilidad de los pórticos y disminuir la deriva de pisos, lo que provocó que muros no estructurales (antepechos y divisorios) sufrieran desplazamientos no permisibles y colapsaran masivamente bajo carga horizontal que, según la modelación, deberían tomar las columnas (Figura 13).

Tabla 2. Resultados de la Regresión del Diseño de Experimentos para la Combinación de Cargas 5.3.1.e

VI	VIGAS SECUNDARIAS EN UNA DIRECCIÓN														
	Cargas gravitatorias más sismo (Combinación 1,2 D + 1 SISMO + 1 L)														
	M (NHE)			V (NHE)			M (NHI)			V (NHI)			DPI		
Interacción simple (IS)	Estim.	T	Valor P	Estim.	T	Valor P	Estim.	T	Valor P	Estim.	T	Valor P	Estim.	T	Valor P
A. Altura.	0,838	1,978	0,029	0,481	3,054	0,038	0,116	7,392	0,002	0,326	3,724	0,020	22,00	31,885	0,0000
B. Rectang.	0,115	0,272	0,201	0,071	0,452	0,675	0,116	1,444	0,222	0,071	0,813	0,462	6,193	8,97533	0,0009
C. Tipo de nudo.	7,250	17,12	0,003	2,689	17,06	0,000	0,116	19,03	0,000	1,649	18,82	0,000	0,578	0,83674	0,4498
Constantes	7,250	17,12	0,000	16,88	107,1	0,000	0,116	149,6	0,000	21,63	246,9	0,000	62,38	90,4064	0
Análisis de varianza Interacción dobles (ID).	Σxi ²	F	Valor P	Σxi ²	F	Valor P	Σxi ²	F	Valor P	Σxi ²	F	Valor P	Σxi ²	F	Valor-P
A. Altura.	1,675	498,8	0,029	1,853	1225,	0,018	1,715	4706,	0,009	0,852	841,0	0,022	3871,	550644	0,0000
B. Rectang.	0,230	9,400	0,201	0,041	26,85	0,121	0,335	179,6	0,047	0,041	40,11	0,100	306,8	436313	0,0001
C. Tipo de nudo	14,50	3738	0,003	57,84	3823	0,003	4,415	3119	0,004	21,75	2148	0,004	2,666	379210	0,0010
AB	0,075	1,000	0,500	0,005	2,980	0,334	0,075	9,000	0,205	0,002	1,490	0,437	15,02	213569,	0,0004
AC	1,675	498,8	0,029	0,775	512,4	0,028	0,445	316,8	0,036	0,228	225,0	0,042	0,025	3576,0	0,0106
BC	0,230	9,400	0,201	0,014	9,000	0,205	0,105	17,64	0,149	0,015	15,12	0,160	0,191	27225,	0,0039



Figura 13. Pórticos y entrepisos con Steel-deck sin muros estructurales



Para corroborarlo se calculó la deriva máxima de piso ($P_{0,95}$) para 5.3.1.b y 5.3.1.e en los casos extremos de la Tabla 1 incluyéndoles dos muros estructurales en ambas direcciones, y produjo derivas máximas de 0.00088 y 0,00196, que provocarían desplazamientos máximos de 2,63 mm y 5,88 mm que no provocarían colapso de muros no estructurales (Figura 14) e inferiores a los 4,5 mm y 9,2 mm de los pórticos sin muros estructurales.

En algunos edificios porticados sin muros estructurales existían cajas rectangulares de bloques para instalaciones (eléctricas, hidráulicas, etc.) cerca de otros muros divisorios, creando zonas de alta rigidez geométrica sin rigidez físico-mecánica frente cargas horizontales que, al producirse la DPI, atrajeron cargas para las que no estaban diseñados, amplificando el daño deformacional en la edificación sin afectar al pórtico (Figura 15-b). Las Figuras 15-a y 15-c muestran otros casos de paredes dobles que atrajeron cargas horizontales y provocaron la falla.

Otras fallas en edificios con entrepisos de steel-deck y pórticos sin muros estructurales, provinieron del exceso de enlucido (6 a 8,5 cm), que creó muros tipo “sandwich” de 30 cm de espesor, que atrajeron carga sísmica no considerada en su diseño físico-mecánico (Figura 16-a).

Una muestra de enlucidos indicó incrementos por cara de 112 Kg/m² que transformó el muro de bloques en un muro de 300 kg/m², en ocasiones sin continuidad en planta baja, provocando fallas en vigas al triplicar la carga y aumentar la masa colgada de sus voladizos, evidenciando cizallamientos en altura que no podían resistir (Figura 16-b) y

afectando el período de vibración de la edificación. (López y Espinoza, 2016) (Milheiro, Rodrigues, y Arêde, 2016) (Priestley y Paulay, 1992).

Una dudosa concepción constructiva y estructural de las escaleras, las ubicó entre muros de bloques no estructurales que colapsaron junto con ellas (Figura 17-a) o simplemente apoyadas en los entrepisos (Figura 17-b) y no estuvieron protegidas entre muros estructurales que conformasen núcleos resistentes frente a carga horizontal.

4. Un acercamiento preliminar a las fallas en un edificio emblemático de este sismo

Al igual que la autopista de Hanshin requirió una investigación detallada después del terremoto de Kobe, el comportamiento estructural de una edificación requiere estudios que sobrepasan los fines de este trabajo. El edificio de la Mutualista Pichincha en la ciudad de Portoviejo, con columnas y vigas de Hormigón Armado, losa “steel deck” sin vigas metálicas secundarias, sufrió grandes daños en este terremoto, fue implosionado el 7 de agosto de 2016, y diez días después sus escombros retirados del lugar, llevándose consigo todo lo que la ingeniería dejó de aprender de ellas (Figura 18). La Figura 18-a tomada de Google Maps, muestra el edificio antes del sismo, las 18-b sus secuelas, y las 18-c su demolición y desalojo.

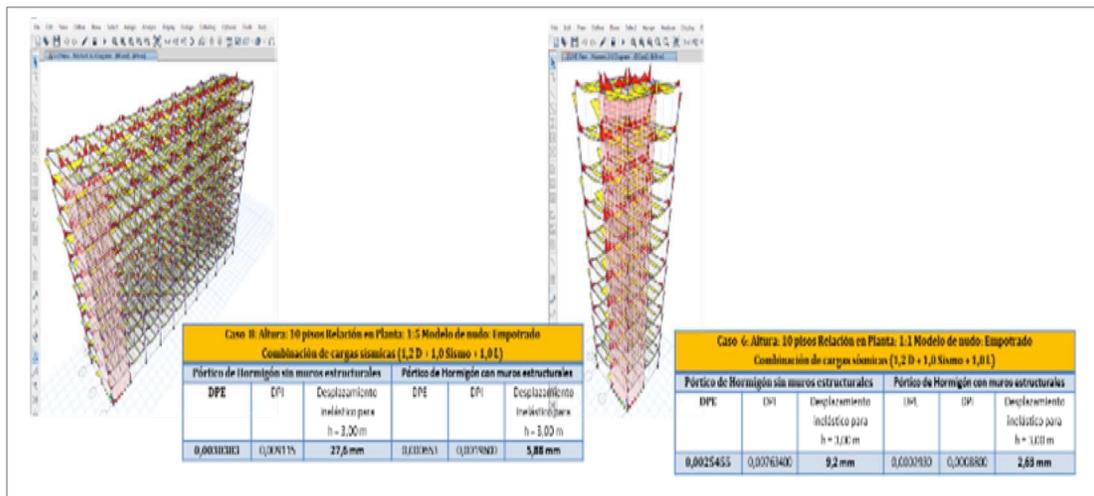


Figura 14. Modelos y resultados en ETABS de casos extremos para comparar DPI



Figura 15. Duplicación de muros y ductos verticales con alta rigidez geométrica crean falsos diafragmas que atraen cargas horizontales sin capacidad físico-mecánica para resistirlas



Figura 16. Altos espesores de enlucido generaron muros “sándwich” y atrajeron carga sísmica que no podían resistir



Figura 17. Inadecuada concepción de los anclajes de las escaleras y de su ubicación en «cajas» no estructurales



Figura 18. Principio y fin de una edificación dañada por el sismo del 16 de abril de 2016 que se llevó consigo muchas enseñanzas para la ingeniería que no se pudieron aprender

Un diagnóstico presuntivo, un plan de investigación, la extracción de testigos, la elaboración y negación de hipótesis y otros aspectos, incluidos los legales, deben considerarse de manera sistémica en una investigación de este carácter, acciones que en esta “mirada” tuvieron solo un carácter asistémico, que no sobrepasó el más presuntivo de los diagnósticos (Figura 19).

La Mutualista Pichincha, con fachada principal Nordeste-Suroeste, estaba compuesta de diez niveles: planta baja, mezzanine y ocho pisos, cada uno sobre un reticulado de vigas de hormigón armado con una relación de luces superior a 1:8, que sostenía las losas de steel-deck, apoyado en columnas circulares y rectangulares de diversas esbelteces en planta baja, todo sobre una losa de cimentación que

sobrevolaba la planta del edificio en tres de sus cuatro lados (Figura 20).

Una mirada a la edificación identifica columnas cortas; columnas débiles junto a vigas fuertes (NEC-SE-RE, 2015); y vigas altas con relaciones $l/d=4$ asociadas a posible falla a cortante (NEC-SE-HM, 2015) (Figura 21).

Los acelerogramas medidos durante el sismo y la orientación del edificio comprueban que la falla y la direccionalidad del sismo coincidieron con su diagonal en planta (Norte-Sur). Un análisis dinámico preliminar reconoce la falla en el segundo modo de oscilación y las interrelaciones entre los picos de los acelerogramas para los primeros 15 segundos del sismo y el período de recuperación del modo natural de oscilación del edificio como una de las posibles causas del fallo (Figura 22).



Figura 19. La investigación de una edificación requiere medir, extraer testigos, e incluso descubrir y reconocer que en ocasiones, mientras se estudia, pueden perderse las respuestas



Figura 20. Elementos generales para la caracterización de la edificación



Figura 21. Columnas cortas y columnas débiles frente a vigas fuertes

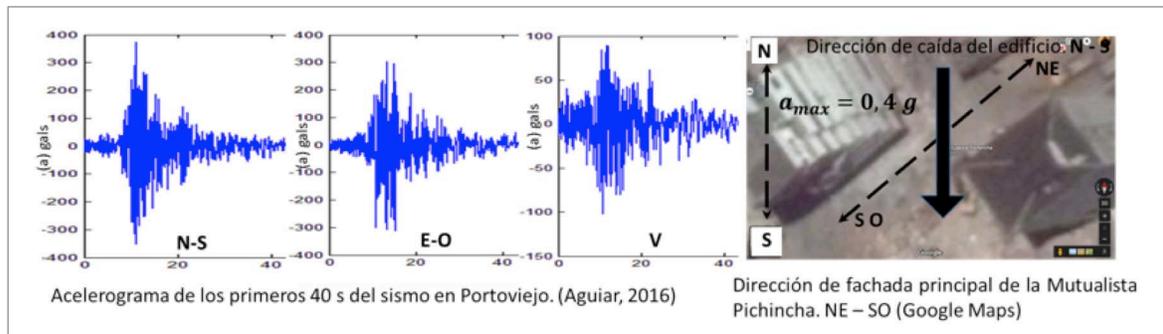


Figura 22. Orientación de referencia sismo-edificio para un análisis dinámico preliminar

Una mirada al interior del edificio después del sismo, por cortesía del Municipio de Portoviejo y la Universidad Técnica de Manabí, reveló imágenes de los niveles 4 y 5 de la edificación, donde las columnas resistieron la caída de los pisos superiores sin colapso inmediato, y se muestran fallas por cortante de las vigas cortas de Hormigón Armado y sus efectos sobre las vigas largas longitudinales, convirtiendo el plano de los pisos superiores en la superficie de un paraboloides hiperbólico sobre dos rectas cruzadas, congruente con una hipótesis de cizallamiento horizontal y vertical de los entrepisos en los niveles 6 y 7 durante el sismo (Figura 23).

Además, el impacto de los pisos sobre las columnas provocó pérdida de estabilidad en los aceros longitudinales y una tracción horizontal por efecto de Poisson que abrió estribos y reveló irregularidades durante la construcción de la

edificación tales como: traslape de barras longitudinales en una misma sección, separación excesiva de estribos, y ausencia de núcleos de confinamiento en zonas con elevada cuantía longitudinal, como exigen las normas (Epígrafe 10.4 de la ACI 314R-11) (Figura 24).

La influencia de la posición y el tamaño de los ductos en las vigas peraltadas de Hormigón Armado como hipótesis de falla, enmascarada desde la construcción misma del edificio, es un tema que renace con las fotos que revelan las múltiples grietas inclinadas que atraviesan o nacen en ductos dispuestos en lugares no permitidos por las normas, incluso con trazas de reparaciones realizadas antes del sismo, que pudieron estar relacionadas con el fallo general de la edificación y que quedarán dentro de las hipótesis que esta "mirada" no pudo discernir (Figura 25).





Figura 23. Columnas y vigas de los niveles 4 y 5



Figura 24. Irregularidades en la construcción de la edificación reveladas por el sismo



Figura 25. Grietas inclinadas que atraviesan los ductos en las vigas

4. Consideraciones finales

La Patología cuenta con protocolos para intervenir un cadáver hasta determinar las causas de su muerte o de una posible epidemia. En esos protocolos, varios especialistas, actuando desde la morgue y laboratorios específicos (microbiología, parasitología, etc.) con ensayos estandarizados, procesan y aportan la información necesaria para sintetizar un diagnóstico patológico que permita combatir las enfermedades y mejorar la calidad de vida de los seres vivos. Una investigación patológica incluye además la realización de la anamnesis que escudriña en los antecedentes del contexto en que subsistía el occiso y su actividad cotidiana.

Sin embargo la Ingeniería Civil carece aún de procedimientos y protocolos estándar que, con la colaboración de especialistas, laboratorios e instituciones especializadas, le permita extraer, de los daños en las edificaciones, toda la información revelada para aprender de ella, antes que la actividad socio-económica de una sociedad, demuela, tape y haga desaparecer evidencias. La transversalidad de este trabajo pretende contribuir a justificar la necesidad de esos protocolos.

Las incongruencias entre la estructura real edificada y el modelo concebido en su diseño fue causa de fallas en este sismo, con enseñanzas valiosas, que no deben desaprovecharse. La falta de integralidad y coherencia entre el diseño por resistencia, deformación y estabilidad en elementos estructurales que realizan una misma función (columnas y muros) fue causa de fallas. Las violaciones en

códigos de diseño y de conocimientos establecidos por nuestros ancestros, fuese por ignorancia, descontrol, o dolo, no debe ni pueden ser causa para que una sociedad pierda, en segundos, cientos de vidas, edificaciones, y sufra daños invaluable e imborrables en su patrimonio material, cultural, familiar y emocional.

Los orígenes de la ingeniería se pierden en la milenaria historia de la humanidad aunque algunos la ubiquen formalmente en Babilonia, dada la existencia del Código Hammurabi, uno de los primeros legados que establece condenas por el ejercicio negligente de esta profesión.

Así, la ingeniería tiene su origen en una epistemología empirista normativa con bases no solo en la ciencia y la tecnología sino también en el ingenio, la creación y la cultura acumulada, que tiene en la intuición, la economía, la sociedad y la ecología, varias fuentes para responder a una definición que exige aprender de las enseñanzas que encierren sus fallas cuando se autoreconoce así: "La ingeniería es una profesión en la que el arte del diseño, el conocimiento de las ciencias, el dominio de la tecnología y la intuición profesional, obtenidos a través del estudio, la experiencia de los ancestros, y las vivencias propias; se aplican juiciosamente, creativa y económicamente para poner las fuerzas y recursos de la naturaleza, el hombre y la sociedad, al servicio de la humanidad." (ABET, Gallegos H, 1995. Castañeda A, 2013)

5. Referencias

- ACI-318-95. (1995)**, Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, USA.
- ACI-318S-05. (2005)**, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural American Concrete Institute, USA..
- ACI-318S-14. (2014)**, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural: American Concrete Institute.
- Aguilar, R. (2010)**, Fallas frecuentes durante los terremotos. Revista ESPEctativa(4), 10-11.
- Aznar A., García H., Ignacio J., Herrera J. O. y Cervera J. (2008)**, Conexión de forjados de hormigón a soportes metálicos. Paper presented at the IV CONGRESO ACHE. Congreso Internacional de Estructuras, Valencia. http://oa.upm.es/6018/1/articulo_ponencia_valencia.pdf
- Bai Y., Nie J. y Cai C. (2008)**, New connection system for confined concrete columns and beams. II: Theoretical modeling. Journal of structural engineering, 134(12), 1800-1809.
- Castañeda Á. (2013)**, Pedagogía, tecnologías digitales y Gestión de la información y el conocimiento en la enseñanza de la ingeniería (L. H. Félix Varela Ed. Primera ed.). La Habana. DOI: 10.13140/RG.2.1.1076.7529.
- Código ecuatoriano de la construcción (2001)**, Requisitos generales de diseño.
- Computers and Structures I. (2015)**, Computers & Structures Inc. Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS 2015.
- Gallegos H. (2011)**, El éxito de las fallas (C. d. I. d. Perú Ed.). Lima, Perú.
- Gallegos H. (1995)**, Las fallas maestras de la ingeniería. Revista El Ingeniero Civil, No. 93 Año 13. Lima, Perú.
- Guerra, M. (2015)**, Diseño sísmico resistente de edificios de acero utilizando ETABS y la NEC 2015. (Primera ed.). Quito.
- IG-EPN. (2016)**, Informe sísmico especial n. 18 - 2016. from <http://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1324-informe-sismico-especial-n-18-2016>
- Kuramoto H. y Nishiyama I. (2004)**, Seismic performance and stress transferring mechanism of through-column-type joints for composite reinforced concrete and steel frames. Journal of structural engineering, 130(2), 352-360.
- Li W., Li Q.-n., Jiang W.-s. y Jiang L. (2011)**, Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures—state-of-the-art. Composites Part B: Engineering, 42(2), 190-206.
- López O. y Espinoza L. (2016)**, Collapse of rmc high-school during the 1997 cariacó earthquake. Revista de la Facultad de Ingeniería, 31(1). doi: 10.21311/002.31.1.24
- Meli R. (2001)**, Diseño Estructural (L. S. A. d. C.V. Ed. Primera ed.). México.
- Mieles Y. y Castañeda E. (2016a)**, Análisis de vigas de hormigón armado con nudos híbridos. Paper presented at the XI Congreso de Ciencia & Tecnología UFA-ESPE, Quito.
- Mieles Y. y Castañeda E. (2016b)**, Estudio de alteraciones en el comportamiento estructural de vigas de hormigón armado con nudos híbridos mediante el empleo de gráficos momento-curvatura. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 21,1, 45-59.
- Mieles Y. y Castañeda E. (2016c)**, Reflexiones sobre daños observados en edificios de vigas con nudos híbridos y losas "steel-deck" ante el sismo del 16 de abril de 2016. Paper presented at the Proceedings of the "First Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials", Quito.
- Mieles Y. y Macías S. (2015)**, Análisis y diseño de una edificación de hormigón armado usando ETABS.



- Milheiro J., Rodrigues H. y Arêde A. (2016)**, Evaluation of the contribution of masonry infill panels on the seismic behaviour of two existing reinforced concrete buildings. *KSCCE Journal of Civil Engineering*, 20(4), 1365-1374. doi: 10.1007/s12205-015-0112-y
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015)**, Estructuras de Hormigón Armado.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015)**, Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras (2015)
- Nie J., Bai Y. y Cai C. (2008)**, New connection system for confined concrete columns and beams. I: Experimental study. *Journal of structural engineering*, 134(12), 1787-1799.
- Placencia P., Gallegos A. y Morales M. (2014)**, Análisis estructural de losas con luces de 6, 10, 12 metros utilizando dos sistemas constructivos. Escuela Politécnica Nacional, Ecuador
- Priestley M. y Paulay T. (1992)**, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Pulido H. G. y De la Vara Salazar R. (2012)**, Análisis y diseño de experimentos (3ra Edición ed.): McGraw-Hill Interamericana.
- Rasoul S., Bakhshayesh N. y Mehdi M. (2016)**, Moment-connection between continuous steel beams and reinforced concrete column under cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 118, 105-119.
- Schlaich J., Schäfer K. y Jennewein M. (1987)**, Toward a consistent design of structural concrete. *PCI journal*, 32(3), 74-150.
- Soto J. (2012)**, Proyecto de conexiones de vigas de acero a muros de concreto en estructuras mixtas. Universidad Católica Andrés Bello.
- Statgraphics Centurion X. (2009)**, Statpoint technologies.