

NO SE ACEPTA EL DISEÑO POR DUCTILIDAD. CASO DEL EDIFICIO FRAGATA QUE INCURSIONÓ EN EL RANGO NO LINEAL

DUCTILE DESIGN IS NOT ACCEPTED. CASE OF THE FRAGATA BUILDING THAT INCURRED IN THE NON-LINEAR RANGE

Roberto Aguiar^(1,2)

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

⁽²⁾Carrera de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí

RESUMEN

En este artículo se analiza el comportamiento aceptable, de acuerdo a las normas sísmicas del Edificio Fragata, ubicada en la puntilla de Bahía de Caraquez, para ello se determina la ductilidad por curvatura de los elementos estructurales de un pórtico longitudinal y de un pórtico transversal; **el cálculo se realiza empleando el método de las dovelas, sin considerar hormigón confinado**, debido a que los estribos de las columnas fueron de 8 mm, de diámetro y no de 10 mm, como lo estipulan las normas; en las vigas se tiene estribos de 10 mm, pero de igual manera no fueron considerados ya que la longitud del gancho es de 7 cm y no es de 10 cm, de acuerdo a las normas. Por todo lo expuesto se decidió calcular la ductilidad por curvatura sin considerar la presencia de los estribos y se ve que tienen ductilidades por curvatura bastante altas.

Posteriormente, para los dos pórticos seleccionados, se realizó un análisis no lineal estático empleando la técnica del pushover. No se pudo aplicar el Método del Espectro de Capacidad porque no se disponen de registros obtenidos en Bahía de Caraquez, del terremoto del 16 de abril de 2016, pero se estima que el desplazamiento lateral máximo en el último piso del Edificio Fragata, se encontraba entre 40 y 60 cm, cantidad que es bastante alta; en base a estas dos cantidades se demuestra que la estructura tenía suficiente reserva de energía, la misma que está en concordancia con el daño observado en la estructura después del sismo.

Finalmente, en base a la curva de capacidad sísmica resistente se determina un índice de daño, que varía entre cero y la unidad. La primera cantidad corresponde a una estructura sin daño y la última al colapso. Se encuentra el

índice de daño en los dos pórticos analizados, para tener una idea cuantitativa del comportamiento sísmico del Edificio Fragata.

Palabras Claves: Técnica del Pushover; Índice de Daño; Ductilidad por curvatura.

ABSTRACT

This paper analyzes acceptable behavior, according to the seismic norms of the Fragata Building, located on the tip of Bahía de Caraquez, in order to determine the curvature ductility of the structural elements of a longitudinal portico and a transversal portico. The calculation was carried out using the method of the slabs, without considering confined concrete, because the stirrups of the columns were 8 mm. in diameter and not 10 mm, as stipulated by the norms. The beams had 10 mm. stirrups, but also were not considered since the length of the hook is 7 cm and is not 10 cm, according to standards. For all of the above, it was decided to calculate the ductility by curvature without considering the presence of the stirrups and it is seen that they have very high curvature ductility.

Subsequently, for the two porticos selected, a static non-linear analysis was performed using the pushover technique. It was not possible to apply the Capacity Spectrum Method because there are no records obtained in Bahía de Caraquez from the April 16, 2016 earthquake, but it is estimated that the maximum lateral displacement on the last floor of the Fragata Building was between 40 and 60 cm, which is quite high. On the basis of these two quantities, it is shown that the structure had sufficient energy reserve, which is in line with the damage observed in the structure after the earthquake.

Finally, based on the resistance seismic capacity curve, a damage index is determined, which varies between zero and one. The first number corresponds to an undamaged structure and the second one to collapse. The damage index is found in the two porticos analyzed in order to have a quantitative idea of the seismic behavior of the Frigate Building.

Keywords: Pushover technique; Damage Index; Curvature Ductility.

1 INTRODUCCIÓN

Las normativas sísmicas hablan de dos tipos de espectros de diseño, uno elástico y otro inelástico; el último se obtiene dividiendo el primero para el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R . Si no se desea ningún daño, por sismo en la estructura, simplemente se debe diseñar con el espectro elástico pero esto llevaría a diseñar estructuras demasiado costosas debido a que sus elementos estructurales tendrían grandes dimensiones. Aguiar (2014); Godínez y Tena (2017).

La probabilidad de ocurrencia de sismos extremadamente fuertes, durante la vida útil de la estructura, es baja, por eso se diseñan las construcciones con un espectro inelástico.

El espectro de diseño elástico, en las estructuras convencionales, se divide para un factor de reducción de las fuerzas sísmicas R . La Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15 establece un $R = 8$, para estructuras aporticadas (Pórticos con capacidad a flexión; Tabla 16 de NEC-15). Este factor R se calcula con la siguiente ecuación.

$$R = R_r R_s R_\mu \quad (1)$$

Donde R_r es el factor de redundancia; mientras mayor número de ejes de columnas tiene la estructura mayor será la redundancia estructural; R_s es el factor de sobre resistencia, son los factores de seguridad que se tiene en el diseño; R_μ es el factor de reducción por ductilidad que es la capacidad que tiene la estructura de incursionar en el rango no lineal, en forma adecuada (que se pueda reparar después de un terremoto)

Incursionar en el rango no lineal, significa que se espera daño en la estructura, ante un sismo severo. De tal manera que las normativas sísmicas NEC-15 (apartado 4.2.3); ACI 384; ASCE 7-10; admiten la existencia de daño en las estructuras convencionales (estructura sin aisladores o disipadores de energía).

Es más las normativas sísmicas indican que se diseñe con el criterio de columna fuerte-viga débil, para que el daño esperado se de en las vigas no en columnas; en las vigas por que el daño sería por flexión que tiene un comportamiento dúctil.

Las normativas sísmicas indican que se diseñe con el criterio de nudo fuerte-viga débil; para que en caso de dañarse la estructura el daño no sea en el nudo que es difícil reparar, sino en la viga donde es más fácil la reparación. Godínez y Almansa (2014); Tena *et al.* (2012).

Las normativas especifican que el primer estribo en vigas se coloque a una distancia de 5 cm, medida a partir de la cara de la columna, que es el lugar donde en teoría se va a iniciar las grietas y se debe confinar más las vigas en los extremos colocando los estribos a una menor distancia. Por eso las estructuras sismo resistentes tienen estribos con menor espaciamiento en los extremos y con mayor espaciamiento en el centro del elemento, esto tanto para vigas como columnas.

En resumen, al dividir el espectro elástico para R se obtienen fuerzas sísmicas reducidas con las que se realiza el diseño pensando que ante un terremoto muy fuerte la estructura va a disipar energía (daño en los elementos) con comportamiento dúctil. Pero esto implica daño en los elementos estructurales y con mayor razón en los no estructurales.

Es lógico pensar que los propietarios de una construcción desconocen que ante un terremoto como el de Pedernales, del 16 de abril de 2016, que tuvo una magnitud de 7.8, se esperaba cierto tipo de daño en los elementos estructurales y un daño considerable en la mampostería.

No es aceptable que en estructuras que fueron afectadas por el terremoto, no se hayan tomado precauciones para ayudar a la estructura a que resista en forma satisfactoria las réplicas que van a darse en los siguientes meses. En el caso del terremoto de Pedernales, se dieron dos réplicas de magnitud 6.8, que a

no dudarlo incrementaron el daño en los edificios afectados y en algunos casos, posteriormente fueron derrocados.

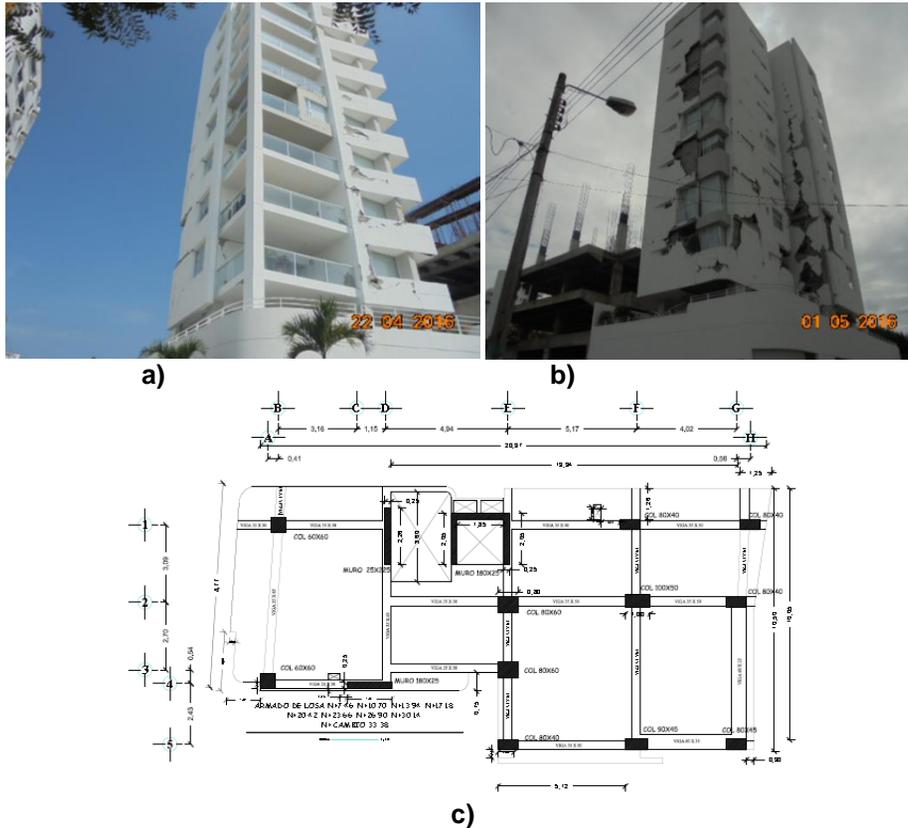


Figura 1 Edificio Fragata: a) Fachada Principal después del terremoto; b) Fachada Posterior; c) Planta Tipo.

2 DAÑO EN EDIFICIO FRAGATA

El Edificio Fragata se hallaba ubicado, porque ya fue derrocado, en la Puntilla de Bahía de Caráquez, tenía 10 pisos. En el primero se tenía un parqueadero; en el segundo piso era el área social, donde existía una piscina y un espejo de aguas en uno de sus contornos y los restantes pisos altos eran departamentos.

En la figura 1 a, se muestra la fachada principal, después del terremoto de 2016, no se aprecia un daño extensivo en las paredes como sucede con la fachada posterior y la razón de este gran daño, que se ve en la figura 1 b, era debido a la existencia de una doble pared por motivos arquitectónicos.



Figura 2 Viga en Pórtico E: a) Daño en viga entre ejes 2 y 3 del segundo piso; b) Daño en viga entre ejes 2 y 3 del tercer piso; c) Vista de la viga entre el tramo 2 y 3, a la izquierda y a la derecha se observa parte del muro del ascensor.

En la figura 1 c, se indica la planta tipo del Edificio Fragata; en dos pórticos se presentó el mayor daño y son el Pórtico E (sentido transversal) y el Pórtico 5, en sentido longitudinal; en el Pórtico E, el daño fue en vigas de varios pisos y en el Pórtico 5 en el nudo inicial de columnas, de la primera planta.

2.1 Daño en vigas de Pórtico E

En el Pórtico E, el daño se registró en la viga que va del eje 2 al 3, que tiene una luz libre de 2.0 m; por este vano se ingresaba a la sala de un departamento, en cada piso; entre el eje 2 y el eje 1 que corresponde al muro de corte del ascensor se tiene una viga con una luz libre de 1.30 m, bajo esta viga existía una pared que separa la salida del ascensor con el departamento.

En la primera planta (parqueadero) no hubo daño, a partir de la segunda planta hasta la cuarta planta el daño en estas vigas fue entre moderado y extensivo; en el quinto piso fue leve y los pisos superiores al quinto no presentaron daño.

Las fotografías de las figuras 2 a, y 2 b, y las de la figura 3, corresponden al tramo comprendido entre los ejes 2 y 3, del Pórtico E, que fueron las que presentaron daño, las de la primera figura son de los pisos dos y tres y las de la segunda figura del piso cuatro al seis, las vigas tuvieron falla por flexión y corte, debido a que existen grietas inclinadas, ligeramente horizontales y verticales.

La estructura tiene una losa alivianada de 25 cm, de peralte, con cajetones de 50 por 50 cm; vigas descolgadas de 65 cm, en el sentido transversal y de 50 cm, en sentido longitudinal.

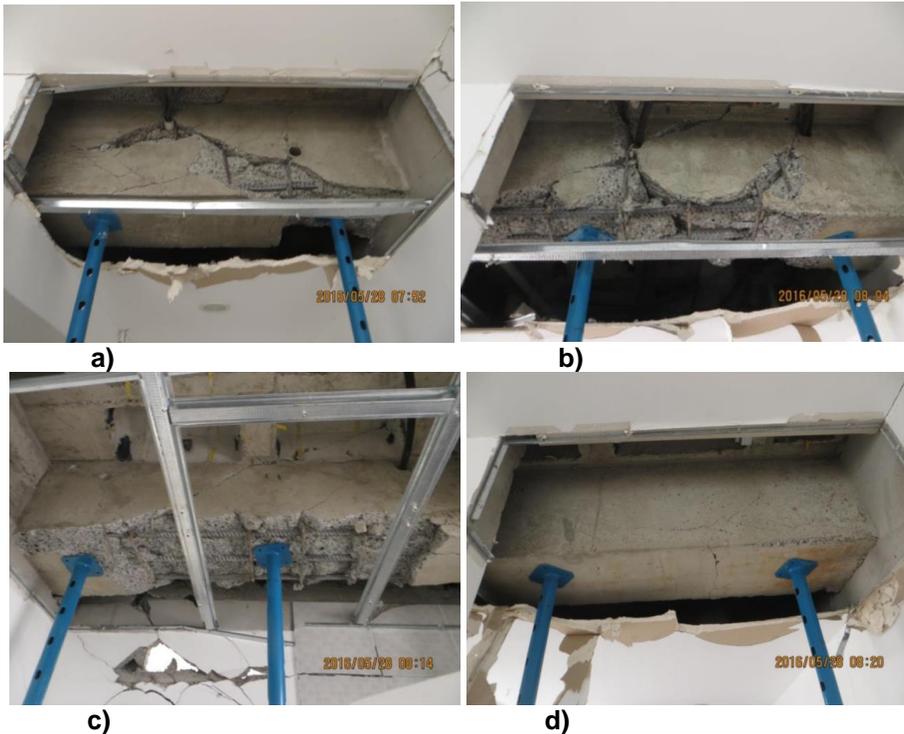


Figura 3 Daño en vigas de Pórtico E, entre ejes 2 y 3; a) Tercer Piso; b) Cuarto Piso; c) Quinto Piso; d) Sexto Piso.

Fuente: Placencia (2016).

Vale la pena analizar el tipo de daño y el armado de las vigas del tramo 2 y 3, del Pórtico E, ya que este fue el único sitio de todos los elementos horizontales (vigas) de la estructura que presentaron daño; en los otros ejes de vigas, del edificio, no se observó daño a menos a simple vista.

Los estribos de las vigas son de 10 mm, de diámetro, de tal manera que cumplen con la normativas sísmicas (NEC-15, ACI 318), los ganchos de los estribos tienen una longitud de 7.5 cm, en lugar de 10 cm, estipulado en las normas pero en ninguna de las vigas se observó que el gancho se haya abierto, se destaca que varios estribos tienen el gancho en la parte inferior, que quedó visible al desprenderse el recubrimiento (figuras 2 y 3).

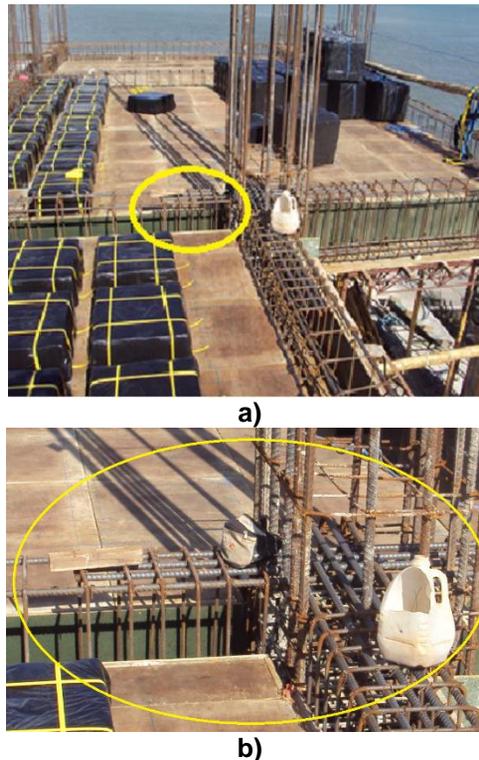


Figura 4 Armadura longitudinal y transversal en el extremo de una viga entre los ejes 2 y 3, del Pórtico E; a) Extremo de una viga; b) Zoom de la zona seleccionada
Fuente: Constructora Del Castillo (2017).

En la figura 4 se presenta el armado de una viga entre los ejes 2 y 3, del Pórtico E, se aprecia que el primer estribo va a quedar a 5 cm, de la cara de la columna y que en total existen 6 estribos cada 10 cm. Es verdad que las normativas sísmicas indican que la longitud de confinamiento tenga una longitud de $2h$, siendo h la altura de la viga. Por lo tanto si la viga tiene una altura de 65 cm, la longitud de confinamiento debió ser de 1.30 a cada lado, como la luz libre es de 2.0 m, lo recomendable habría sido colocar estribos cada 10 cm, en toda la longitud de la viga.

Pero esto no quiere decir que las vigas del tramo 2-3, no tengan ductilidad porque hay otros factores que intervienen en su cálculo y para demostrar que las vigas tienen gran ductilidad se presentará posteriormente los diagramas momento curvatura de todos los elementos estructurales de los Pórticos E y 5, considerando un modelo de hormigón sin confinamiento, es decir sin tener en cuenta la presencia de los estribos (hipótesis de cálculo más desventajosa, al considerar los estribos que fueron colocados la ductilidad y resistencia de vigas y columnas se incrementa).

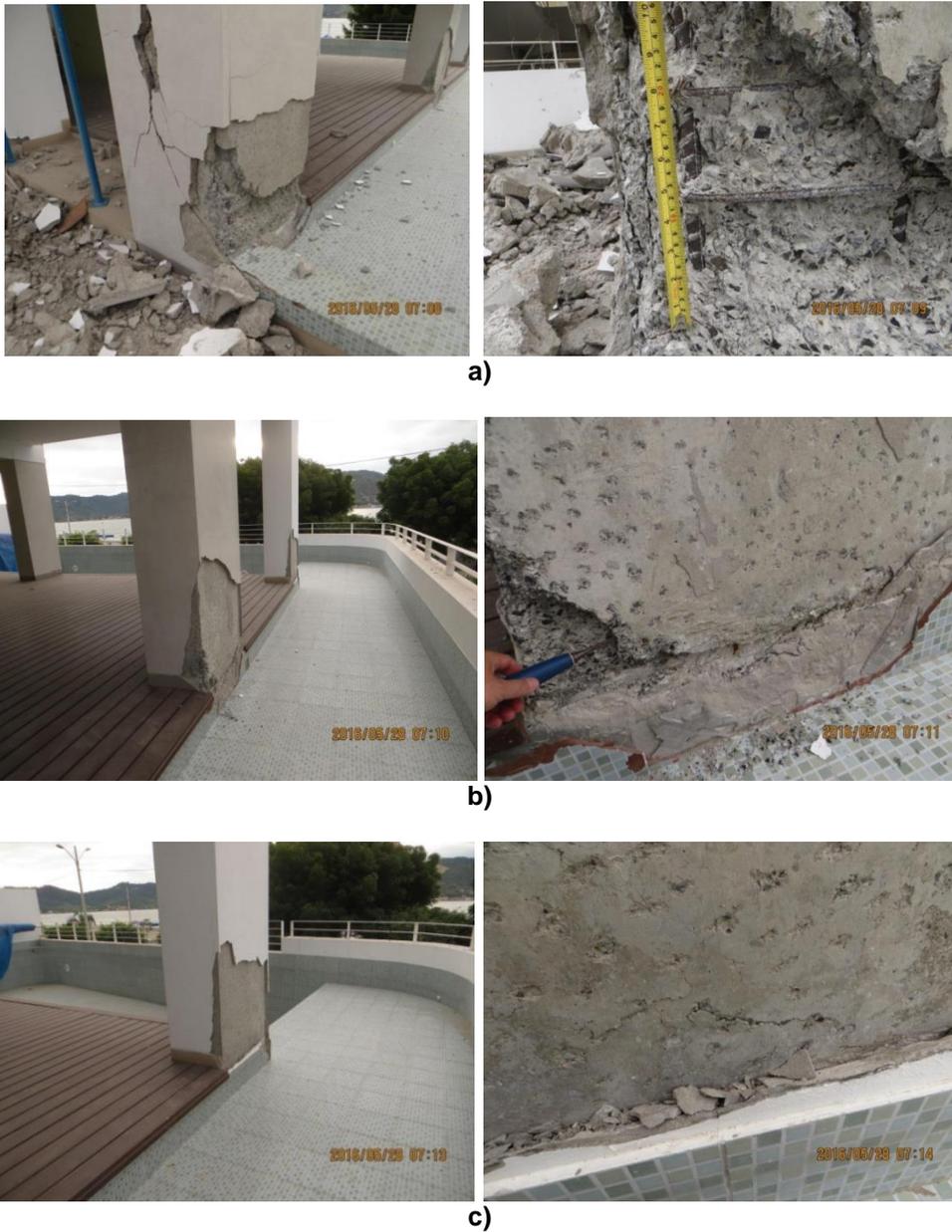


Figura 5 Columnas con daño en el Pórtico 5, en segundo piso; a) Columna 5 E; b) Columna 5 F; c) Columna 5 G. Fuente: Placencia (2016)

2.2 Daño en columnas de Pórtico 5

El daño en los elementos verticales (columnas y muros) se dio en el segundo piso (área social que tiene una piscina); las columnas del piso inferior no presentan daño al igual que las columnas de los pisos superiores. El daño en las

columnas se dio únicamente en el nudo inicial y en ningún caso se llegó a ver que la armadura longitudinal o transversal se haya deformado, o que existan grietas de gran dimensión.

En la figura 5, se presentan las columnas centrales del Pórtico 5 que tuvieron daño en el nudo inicial en el segundo piso y la que más daño tuvo fue la del eje 5E, figura 5 a; que fue la que más daño tuvo de todo el edificio; las de la figura 5 b, corresponden al eje 5F y las de la figura 5 c, al eje 5 G. En todas estas fotografías se aprecia, que la falla predominante es horizontal (comportamiento a flexo compresión de las columnas)

El daño se dio a nivel de recubrimiento, no se aprecia una grieta en el núcleo de las columnas (zona confinada). En la figura 5 a, se aprecia fisuras verticales, que probablemente se dieron por la acción de la componente vertical del movimiento del suelo.

La mayor parte de las columnas del segundo piso (área comunal) tuvieron daño leve en el nudo inicial y una de las más afectadas es la presentada en la figura 6, que corresponde a la A4, el daño se dio a nivel de recubrimiento y se observa que los estribos colocados son de 8 mm, de diámetro cada 10 cm. El diámetro del estribo es menor al estipulado por las normativas sísmicas.



Figura 6 Daño leve en columna A4 del Segundo Piso (Área Comunal)

Por cierto en la figura 1 c, se presenta la ubicación de los ejes de las columnas. En el eje 4 vecino a la columna A4, se tiene el muro que va desde los ejes C y D, que también tuvo un daño menor en el nudo inicial, como se aprecia en la figura 7. Por cierto en la fotografía izquierda se observa a un trabajador que tiene en su mano un combo, que para ilustrar o verificar la existencia de una grieta con la ayuda de una punta quitan el enlucido, agrandando de esta manera la sección dañada, es verdad que no interesa el daño en el enlucido pero a los ojos de cualquier persona se ve una gran falla.



Figura 7 Daño leve en nudo inicial de muro de eje 4, entre ejes C y D, de segundo piso (Área Comunal).

El Eje 4 y el Eje 5, se encuentran muy próximos (ver figura 1 c) y son los ejes en que se tuvo mayor daño en el nudo inicial de las columnas y muros de corte del segundo piso.

Cuando se realiza el análisis sísmico de estructuras, se trabaja con inercias agrietadas y es así que de acuerdo al NEC-15, la inercia agrietada de la viga $I_V = 0.5 I_g$; para una columna $I_C = 0.8 I_g$; para un muro de los pisos inferiores $I_M = 0.6 I_g$. Siendo en todos los casos I_g el momento de inercia de la sección gruesa, sin daño. Esto que significa que se admite daño en el diseño estructural, la inercia de las vigas se reduce en 50%, que es una cantidad considerable; la de las columnas en 20% y del muro en 40%.

En resumen, se produjo un daño entre moderado y extensivo en las vigas del Pórtico E, entre los ejes 2 y 3 hasta el piso 5. (No se descarta la existencia de daño en alguna otra viga pero será leve). En muy pocas columnas el daño fue entre leve y moderado; la mayor parte tuvo daño leve y sufrieron los elementos verticales del segundo piso en el nudo inicial. En ninguna sección se formó una rótula plástica que por definición se da cuando la sección del elemento estructural no es capaz de resistir mayores momentos y empieza a rotar.

No se formaron rótulas plásticas, no hubo deformación en la armadura longitudinal o transversal, de tal manera que los elementos que sufrieron daño podían soportar mayores fuerzas sísmicas y no se diga los restantes elementos de la estructura que no sufrieron daño en el terremoto del 16 de abril de 2016, de magnitud 7.8.

Lo que si se debe manifestar es que el daño que se dio en el nudo inicial de las columnas del segundo piso, donde se tiene una piscina, lo que implica una mayor carga en ese piso.

3 CALIDAD DEL HORMIGÓN UTILIZADO

El hormigón empleado fue proporcionado por la Empresa HOLCIM, que tiene mucha rigurosidad en la fabricación y control de calidad de la resistencia del hormigón. Fue diseñada con un hormigón de 240 kg/cm² y a manera de ejemplo

en la Tabla 1, se indican las resistencias obtenidas en diferentes elementos estructurales, durante su construcción, se aprecia que todos los valores superan la resistencia de diseño con un valor menor al 10%. Por lo tanto cumple con lo estipulado en las Normas de Construcción.

Tabla 1 Resistencia del hormigón a los 28 días en algunos elementos estructurales.

Elemento	Resistencia promedio a los 28 días kg/cm ²		
	Cimentación	Losas	Columnas
Vigas de cimentación	261.70		
Losa		259.70	
Vigas de cimentación y losa tapa cisterna	265.40		
Columnas N+ 3.93			260.00
Losa N + 3.93		263.10	
Columnas N+ 7.46			258.40
Losa N 7.46		262.20	
Losa N + 10.70		260.30	
Columnas N + 10.7			262.90
Losa N + 13.94		264.10	
Columnas N + 13.94			259.20
Losa N + 17.18		257.50	
Columnas N + 17.18			256.80
Losa N +20.42		260.90	
Columnas N + 20.42			263.20
Losa N + 23.66		251.60	
Columnas N + 23.66			263.20
Losa N + 23.66		262.00	
Columnas N + 26.9			259.50
Losa N + 30.14		262.60	
Columnas N + 30.14			258.40
Losa N + 33.80		259.20	
Columnas N+ 33.18			262.60
Losa N + 37.14		261.40	
Losa N + 33.80		260.10	
Promedio de Resistencia Final	263.55	260.36	260.42

Es necesario indicar que en la construcción del Edificio Fortaleza, hubo un fiscalizador (Ing. Roberto Donoso), quien a su vez tenía su equipo de ayudantes, y cumplían su trabajo a cabalidad, prueba de ello se tiene en las fotografías de la figura 8; en la 8 a, se observa a un ingeniero de fiscalización, controlando la toma de muestras del hormigón, que había traído un mixer de Holcim; en la 8 b, se está recogiendo la muestra para ver el asentamiento del hormigón.

Holcim, es una compañía, que también hace seguimiento del hormigón que vende, es así, como en la figura 8 c, se ve a uno de sus técnicos encontrando la resistencia del hormigón mediante un esclerómetro, se aprecia que el Índice Esclerométrico marca 30, que corresponde a un buen hormigón. Quisberth (2017).

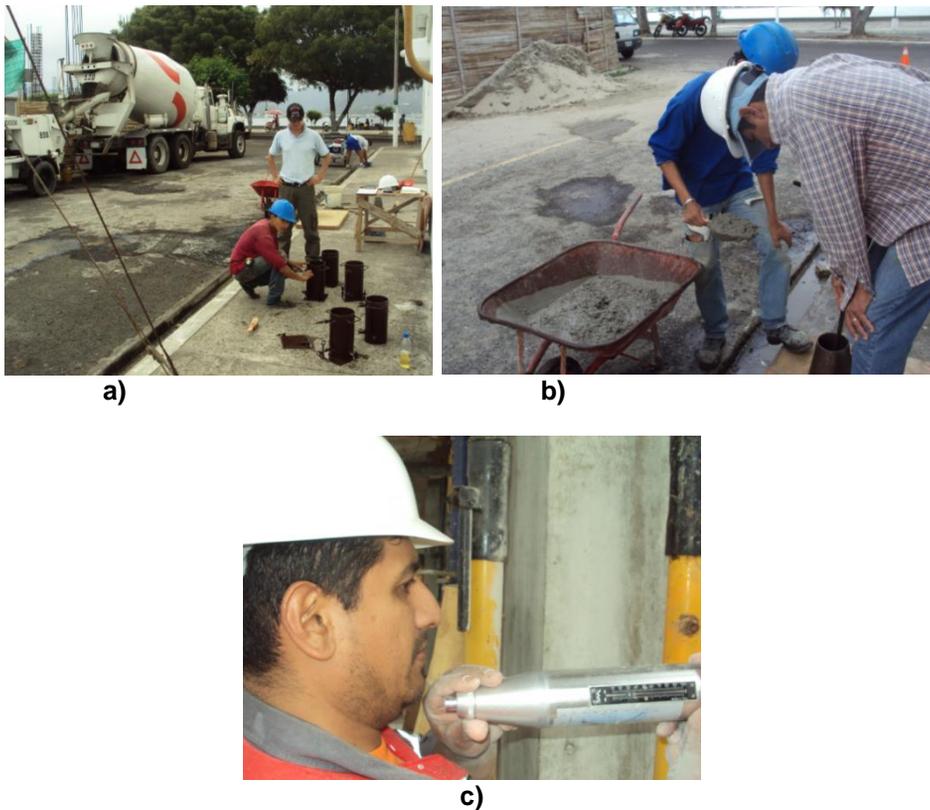


Figura 8 Control de calidad del hormigón por parte de Fiscalización de la Construcción; a) Toma de muestras para ver la resistencia, al fondo aparece un mixer de Holcim; b) Control de asentamiento; c) Esclerometría realizado por laboratoristas de Holcim.

3.1 Extracción de Núcleos de Hormigón

Post terremoto, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda MIDUVI, contrata a Sánchez (2016) la realización de un estudio de la seguridad estructural del Edificio Fragata, quien entre otras cosas, realiza la extracción de 10 núcleos y en su informe presentan como evidencia del trabajo realizado la figura 3, que no corresponde al edificio Fragata, por lo que se estima que es para indicar la forma como se hace el ensayo, pero esto no es adecuado por decir lo menos, debió colocar fotos del ensayo realizado.

De los 10 núcleos, ensayaron 9, quedando el último como testigo del hormigón empleado en la construcción; la ubicación y resultados de la resistencia a la compresión en los núcleos de hormigón, se indican en la Tabla 2. Nuevamente hay ligereza en el trabajo efectuado; el ensayo 001 señala que corresponde a una columna del Mesanine cuando no existía Mesanine en el Edificio Fragata. De igual manera es muy general la descripción de la ubicación, por ejemplo en la muestra 003, se indica Columna Piso 3, lo adecuado habría sido presentar una plano con la ubicación de los ejes e indicar en base al mismo Columna de Eje tal de piso 3.

Tabla 2 Ubicación general del sitio de ensayo y resultados.

Fuente: Sánchez (2016)

N.	Ubicación y descripción estructural	Resistencia ($\frac{kg}{cm^2}$)
001	Columna Mesanine Planta Alta	155
002	Losa Piso 2	150
003	Columna Piso 3	112
004	Ascensor Piso 4	136
005	Viga Piso 4	132
006	Columna Piso 5	104
007	Losa Piso 6	173
008	Ascensor-Grada Piso 6	89
009	Viga Piso 7	191

El diámetro de los núcleos extraídos es de 6 cm, y la longitud de los mismos varía entre 9.8 y 11.7 cm; se entiende que la longitud fue reducida en el laboratorio para realizar el ensayo pero no se indica a que valor; es importante esta información para conocer la relación entre el diámetro del núcleo con relación a la longitud del mismo; en base a esta relación se decide si se debe aplicar algún factor de ajuste.

La resistencia más baja que se tiene en la Tabla 2, se da en la muestra 008, que se identifica como "Ascensor-Grada Piso 6" pero en la Grada solo se tiene un muro de corte y en el Ascensor se tienen muros en su contorno, ver figura 1 c. Por la forma como está identificado se piensa que el ensayo lo realizaron en un dintel de arriostamiento de la mampostería, que no es estructural, que se tenía en las gradas, de tal manera que no es relevante que esa resistencia sea de 89 kg/cm².

Por otra parte, existe dudas sobre la confiabilidad de los resultados obtenidos, debido a que en el piso 7 no hubo daño y la resistencia del hormigón debió estar alrededor de los 260 kg/cm² (Resistencia que se encuentra en los archivos de la construcción del edificio). La resistencia de diseño fue de 240 kg/cm².

3.2 Ensayos de Ultrasonido

Los ensayos de ultrasonido permiten entre otras cosas determinar: el espesor del deterioro; la profundidad de una grieta; a más de que sirven para determinar la resistencia del hormigón, módulo de elasticidad y de Poisson, todo esto en forma aproximada.

Lo que se mide en el ensayo es la velocidad de propagación de la onda de compresión V , desde un transmisor hasta un receptor.

$$V = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2)$$

Donde E es el módulo de elasticidad; ν es el módulo de Poisson; ρ es la densidad del material. **El ensayo es adecuado para medios elásticos y homogéneos.** En la figura 9, se presenta la realización del ensayo en una columna del segundo piso que corresponde a la E3, ver figura 1 c, del nivel 3.93, se aprecia que en esa columna también se efectuó la extracción del núcleo de hormigón que reportó una resistencia de 155 kg/cm^2 .



Figura 9 Ensayo de Ultrasonido realizado efectuado en columna E3 de nivel 3.93. Área Comunitaria. Fuente: Sánchez (2016).

En el ensayo de ultrasonido la velocidad de la onda de compresión en la columna de la figura 9 varió entre 3608 y 3618 m/s, que significa que tiene una durabilidad alta, ver tabla 3.

Tabla 3 Calidad del hormigón en función de la velocidad de la onda. Red Durar. Fuente: Quisberth (2017).

Velocidad de la onda $V \left(\frac{m}{s}\right)$	Calidad del Hormigón
< 2000	Deficiente
2000 - 3000	Normal
3001 – 4000	Alta
> 4000	Durable

La resistencia del hormigón se obtuvo con la ecuación de Turgut (2004) en el estudio realizado por Sánchez (2016), que es la siguiente.

$$f'_c = 0.95 (1.146 e^{0.77V}) \quad (3)$$

Donde V es la velocidad de la onda en km/s y la resistencia del hormigón f'_c se halla en MPa. El valor de 0.95 es un factor de minoración de la velocidad por la presencia de la armadura. Ahora bien se sabe, que el enlucido disminuye la velocidad de la onda V . Por lo que se debería considerar otro factor para esto. Existen algunos modelos para encontrar la resistencia del hormigón a partir de la velocidad en los que se indica la desviación estándar con la que fueron hallados, la mayor parte de ellos, están basados en resultados experimentales en que encontraron la resistencia del hormigón f'_c por un lado y la velocidad de la onda V , por otro, con lo que presentan una ecuación que permite hallar f'_c en función de V

De igual forma existen investigaciones recientes, con las que se halla de forma más confiable la resistencia del hormigón, a partir de dos ensayos no destructivos, que son: el de esclerometría y el de ultrasonido. Uno de ellos se

indica en la figura 10 y fue propuesto por Breyse (2012). Es más existen métodos que determinan la resistencia del hormigón trabajando con tres ensayos: i) esclerometría; ii) ultrasonido; iii) extracción de núcleos; uno de estos es el Método Sonreb descrito en Quisberth (2017).

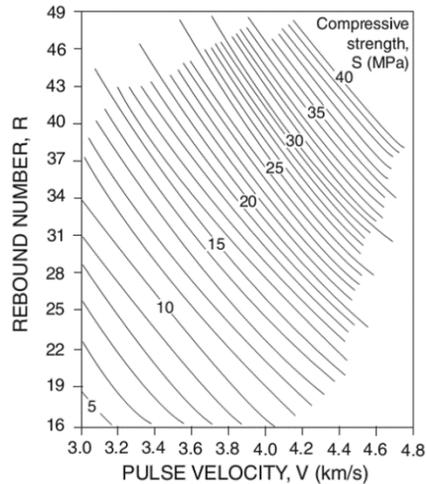


Figura 10 Cálculo de la Resistencia del hormigón utilizando dos ensayos no destructivos. Breyse (2012).

Lo importante es reconocer que el uso a secas de uno de los métodos conlleva una incertidumbre pero si se trabaja con los tres métodos descritos y haciendo un ajuste estadístico con los datos se llega a determinar en forma más confiable el valor medio de la resistencia del hormigón y la desviación estándar.

Retomando el tema, en la columna E3 del nivel 3.93 (Figura 9) que tuvo un daño insignificante (en la simulación que se presenta posteriormente se demuestra que este elemento no sufrió daño) la resistencia que se obtiene con la ecuación de Turgut (2004) es de 175.8 Kg/cm², valor medio tomado de Sánchez (2016), que dicho sea de paso en el informe solo se indican los resultados en cuatro sitios y no se especifica donde fueron realizados, en forma explícita.

3.3 FEMA 306

Evidentemente la rigidez y resistencia de un elemento estructural, post sismo, depende del grado de afectación que tiene luego de un terremoto. En este contexto FEMA (Federal Emergency Management Agency) presenta toda una metodología para evaluar en primer lugar el daño registrado y poder clasificarlo en: Insignificante, Leve, Moderado, Fuerte y Extremo. Con esta clasificación presenta unos coeficientes para calcular la disminución de rigidez y resistencia.

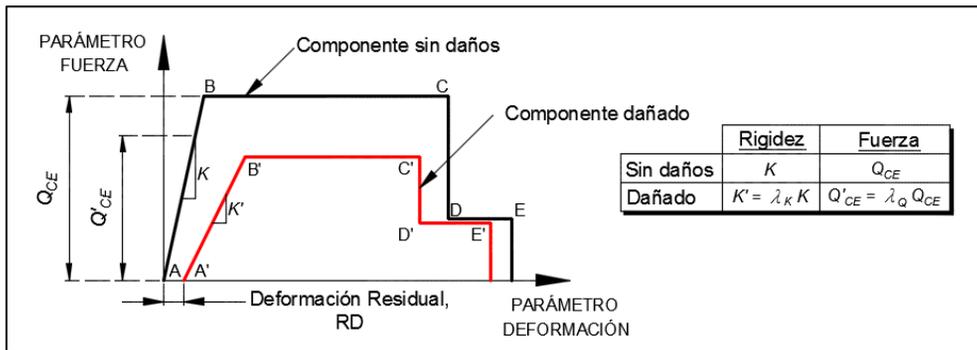


Figura 11 Relación Fuerza-Deformación de un elemento estructural. Fuente: FEMA 306

En la figura 11, se presenta en forma gráfica el modelo de FEMA 306, para explicar esta metodología; sea K, Q_{CE} , la rigidez y resistencia máxima de una sección de un elemento estructural sin daño y sea K', Q'_{CE} , la rigidez y resistencia de la sección con daño.

$$K' = \lambda_K K \tag{4}$$

$$Q'_{CE} = \lambda_Q Q_{CE} \tag{5}$$

Donde λ_K, λ_Q son factores de reducción de la rigidez y de la capacidad de resistencia, que están en función del grado de daño, de acuerdo a lo indicado en la figura 12. Como se indicó FEMA 306, reconoce cinco tipos de desempeño denominados: *insignificante, leve, moderado, fuerte y extremo*; la clasificación de cada uno de ellos está en función del espesor, longitud y profundidad de la grieta o fisura, así como de su ubicación. Si el daño es *insignificante* hay una ligera pérdida de la rigidez ya que $\lambda_K < 1$ pero no hay pérdida de resistencia.

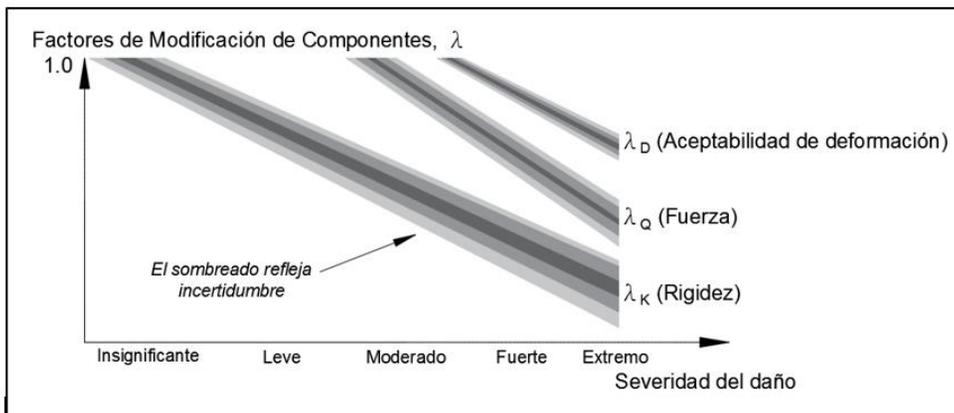


Figura 12 Factores de modificación de componentes de acuerdo al grado de daño. Fuente: FEMA 306

Placencia (2016) presenta 63 fotografías muy bien identificadas de los elementos estructurales que sufrieron algún tipo de daño; en las figuras 3, 5, 6 y 7,

se presentan varias de estas figuras pero en su informe no aparece la columna E3 del nivel 3.93, que fue el único nivel con daño en columnas. Esto significa que el desempeño fue insignificante o simplemente no lo tuvo, ya que presenta fotografías de casi todas las columnas de ese piso, aunque en algunas de ellas se tiene solo fisuras.

Ahora bien, Sánchez (2016) determina para la columna E3 del nivel 3.93, una resistencia $f'_c = 155 \text{ kg/cm}^2$, con la extracción del núcleo de hormigón, con este valor se halla un $\lambda_K = 0.65$; y un $f'_c = 175.8 \text{ kg/cm}^2$, con ultrasonido, en este caso $\lambda_K = 0.73$. Valores hallados considerando que la resistencia del hormigón sin daño fue de $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$; y con la hipótesis de que la rigidez es proporcional a la resistencia del hormigón.

En esta columna el daño fue insignificante o nulo (ver estudio con la técnica de Pushover) luego el λ_K es ligeramente menor a la unidad. **Por lo que se concluye que los resultados presentados por Sánchez (2016) no son confiables.**

4 DUCTILIDAD POR CURVATURA

El Edificio Fragata tuvo un comportamiento dúctil prueba de ello es que resistió el terremoto del 16 de abril de 2016 y los mayores daños son los que han sido presentados en las fotografías que anteceden a éste párrafo. El daño fue localizado en el nudo inferior de las columnas del nivel 3.93 y en las vigas del Pórtico E, entre los ejes 2 y 3. Por lo tanto, la mayor parte de elementos estructurales no sufrieron daño o sufrieron un daño insignificante. En ningún elemento se formó rótula plástica.

Es verdad de que el diámetro de los estribos de las columnas fue de 8 mm, menor al mínimo estipulado por el ACI 318; que el gancho fue de 7.0 cm, en lugar de 10.5 cm; que el espaciamiento de los estribos en el centro fue de 20 cm, en lugar de 6 veces el diámetro de la varilla principal o 15 cm. Pero no por esto se puede decir que los elementos no tienen ductilidad.

Para demostrar que los elementos tienen gran ductilidad, se va a determinar la ductilidad por curvatura de todos los elementos estructurales de los Pórticos E y 5; se hallará la ductilidad en el nudo inicial, centro de luz y nudo final; considerando un modelo de hormigón no confinado; lo que significa suponer que no se colocó refuerzo transversal porque no cumple algunas de las exigencias del ACI 318. Es una hipótesis muy severa ya que los estribos que existían en las columnas de alguna forma confinaban al hormigón y por ende se incrementa la ductilidad.

En las vigas se cumple con el diámetro mínimo de los estribos de 10 mm, pero no se cumple con la longitud de los ganchos que son de 7.0 cm, en lugar de 10.5 cm; al igual que en algunas vigas tampoco cumple la longitud de la zona de confinamiento que debe ser $2h$; siendo h la altura del elemento.

4.1 Método de las Fibras

Se emplea el Método de las Fibras para encontrar la relación momento curvatura en una sección de un elemento de hormigón armado; para fines de explicación se trabaja con una viga "T". El cálculo se lo realiza para cada uno de los valores de deformación del hormigón ε_c que varía desde 0 hasta ε_u que es la deformación máxima útil del hormigón.

Para un valor determinado de ε_c (deformación del hormigón a compresión) se determina el eje neutro c , en forma interactiva hasta tener equilibrio entre las fuerzas a tracción con las fuerzas a compresión. A continuación se explica el cálculo de las deformaciones, esfuerzos y fuerzas con las que se verifica el equilibrio.

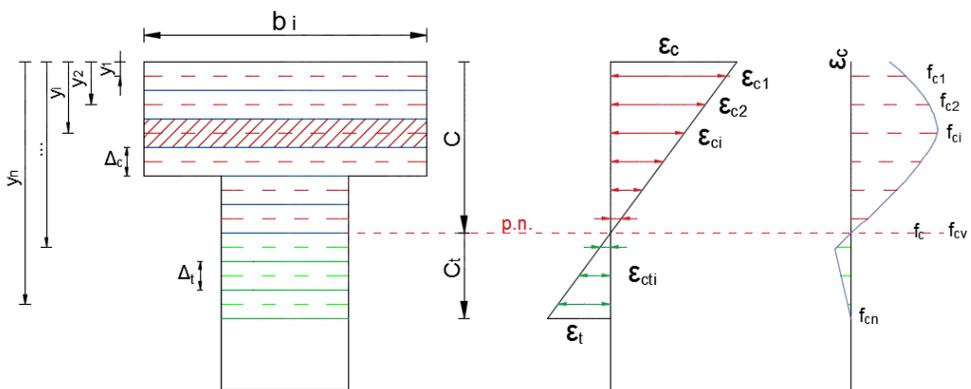


Figura 13 Descripción del Método de las Fibras; diagrama de deformaciones y diagrama de esfuerzos en el hormigón. Fuente: Aguiar y Sigcho (2015)

En la figura 13, se determinan dos zonas, la superior que trabaja a compresión y la inferior que trabaja a tracción, todo esto en el hormigón, por didáctica se presenta en la figura 14 algo similar con la armadura. En la zona a compresión de longitud c , se define el ancho de una fibra o dovola Δ_c dividiendo la longitud del eje neutro c para el número de fibras que se consideran en la zona de compresión. Ahora en cada fibra de longitud Δ_c se determina el centro de la misma y_i con la siguiente expresión.

$$y_i = \frac{\Delta_c}{2} + \Delta_c (i - 1) \quad (6)$$

Por compatibilidad de deformaciones se halla ε_{ci} y con este valor se ingresa al modelo de Mander, para hormigón no confinado y se determina f_{ci} .

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_{ci}}{c - y_i} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{ci} = \frac{c - y_i}{c} \varepsilon_c \quad (7)$$

Las fuerzas F_{ci} en cada fibra del hormigón a compresión se halla multiplicando el esfuerzo del hormigón f_{ci} por el área de cada fibra.

$$F_{ci} = f_{ci} * b_i * \Delta_c \quad (8)$$

Donde b_i es el ancho de la fibra, ver figura 13. Para el hormigón que trabaja a tracción, primero se determina la longitud c_t , a partir de la ecuación de compatibilidad de deformaciones.

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_t}{c_t} \quad \rightarrow \quad c_t = c \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_c} \quad (9)$$

Donde ε_t es la deformación máxima del hormigón a tracción, se consideró $\varepsilon_t = \varepsilon_0/10$. Siendo ε_0 la deformación del hormigón asociada con f'_c ; el valor de ε_0 se halla alrededor de 0.002. Una vez determinada la longitud del hormigón que trabaja a tracción, se encuentra la longitud de las dovelas a tracción Δ_t dividiendo c_t para el número de dovelas que se consideran. De igual manera se determina la ordenada y_i al centro de cada dovela a tracción y la correspondiente deformación en el hormigón ε_{cti}

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_{cti}}{y_i - c} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{cti} = \frac{y_i - c}{c} \varepsilon_c \quad (10)$$

El esfuerzo en el hormigón a tracción f_{cti} se encuentra multiplicando el módulo de elasticidad del hormigón a tracción E_t por la deformación a tracción ε_{cti}

$$f_{cti} = E_t * \varepsilon_{cti} \quad (11)$$

$$E_t = \frac{2 f'_c}{\varepsilon_0} \quad (12)$$

Nótese que no toda la sección que se encuentra bajo el eje neutro y que trabaja a tracción contribuye a la generación de fuerzas en el hormigón a tracción por lo que se ha colocado el valor de cero.

Ahora, con el acero se procede en forma similar, se encuentra primero la deformación en cada fila de refuerzo, pero antes se debe indicar la forma como se indica la longitud d_i a la que se encuentra la armadura, se mide a partir del borde superior que trabaja a compresión, como se muestra en la figura 14. Para que sea didáctico se ha colocado varias filas de refuerzo en la viga "T", en realidad se tiene filas intermedias de refuerzo en columnas. Entonces dos cosas son importantes, pensando en una columna de acuerdo al sentido de análisis se debe identificar primero cual es el ancho b y la altura h , de la sección analizada, y en la altura h , se debe definir la distancia d_i y la armadura A_{si} .

Nuevamente por compatibilidad de deformaciones se encuentra la deformación en cada fila de acero, ε_{si}

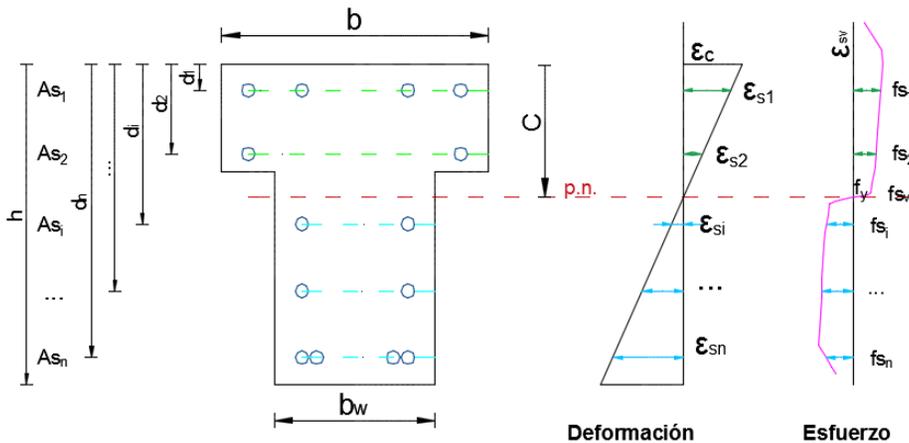


Figura 14 Armadura de la viga; deformaciones y esfuerzos en el acero.

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_{si}}{c - d_i} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{si} = \frac{c - d_i}{c} \varepsilon_c \quad (13)$$

Estrictamente la ecuación indicada es para la armadura a compresión, para la armadura a tracción el numerador es $d_i - c$, pero se deja la misma ecuación y se reconoce que cuando ε_{si} , es positivo se refiere a la armadura a compresión y cuando es negativo a la armadura a tracción. Con el valor de ε_{si} se ingresa a la curva constitutiva del acero y se determina el esfuerzo f_{si} . Es relativamente sencillo trabajar con la curva real del acero, en lugar de trabajar con el modelo elasto plástico, o el modelo trilineal; ya que con las ayudas de programas como Matlab se puede hallar los esfuerzos con la curva real utilizando funciones de interpolación.

Las fuerzas en cada fila de acero F_{si} , se determina multiplicando el esfuerzo del acero f_{si} por el área del acero A_{si} .

$$F_{si} = f_{si} * A_{si} \quad (14)$$

Una vez que se tenga equilibrio entre las fuerzas de compresión, con las fuerzas de tracción, se procede a calcular el momento y la curvatura. Estrictamente se determina que la sumatoria de las fuerzas a compresión menos la sumatoria de las fuerzas a tracción sea menor a una tolerancia dada; cuando se cumple esta condición significa que el eje neutro es el apropiado caso contrario se procede a recalcular con otro valor del eje neutro.

En la figura 15, se presenta la sección con sus dovelas de hormigón, en las que se ha definido la distancia al centro plástico para el cálculo de los momentos, para ello se debe multiplicar las fuerzas tanto del hormigón a compresión como del hormigón a tracción por la distancia del centro plástico al punto medio de la dovela ($y_{cp} - y_i$)

Para secciones transversales simétricas (rectangulares) con armadura simétrica, el centro plástico coincide con el centro de gravedad pero cuando se tiene una sección rectangular con armadura asimétrica el centro plástico ya no coincide.

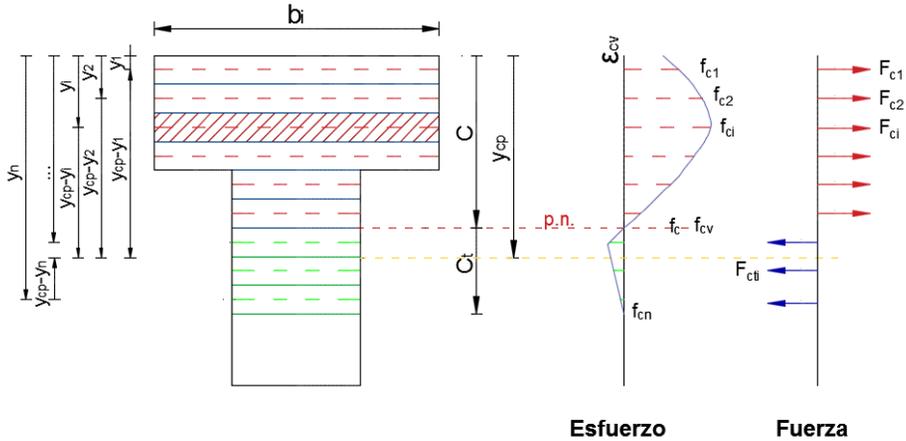


Figura 15 Fuerzas en las fibras de hormigón y ubicación del Centro Plástico

El Centro Plástico se halla considerando que toda la sección se encuentra trabajando a compresión y que el nivel de esfuerzos del acero es f_y . Algo similar se realiza con el acero para encontrar el momento multiplicando las fuerzas en cada fila de acero por su respectiva distancia.

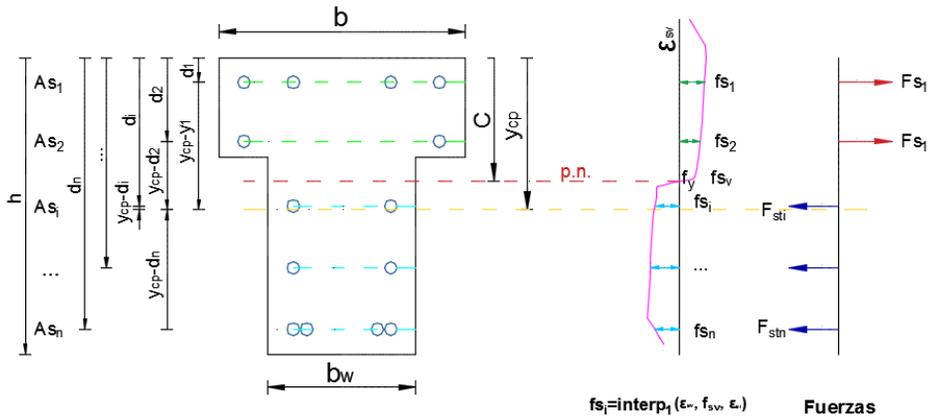


Figura 16 Fuerzas en las filas de acero y distancias al Centro Plástico.

La curvatura ϕ se halla dividiendo la deformación en el hormigón ϵ_c para la profundidad del eje neutro c .

4.2 Modelo trilineal

A manera de ejemplo, se obtiene el diagrama momento curvatura de una columna de 40 cm, de ancho por 30 cm de altura, que tiene 3 filas de acero en el

sentido de la altura y son las que están indicadas en la parte superior izquierda de la figura 17; en la parte central se indica la curva esfuerzo deformación a compresión y tracción; finalmente en la parte superior derecha se muestra la curva constitutiva del acero, de igual forma a compresión y tracción.

En la parte inferior se tiene el diagrama momento curvatura, hallado para una carga axial de 159.7 T. En este diagrama se definen los puntos A, Y, U; que corresponden al punto en el cual el hormigón alcanza su máxima capacidad a tracción f_t esto para el punto de agrietamiento A.

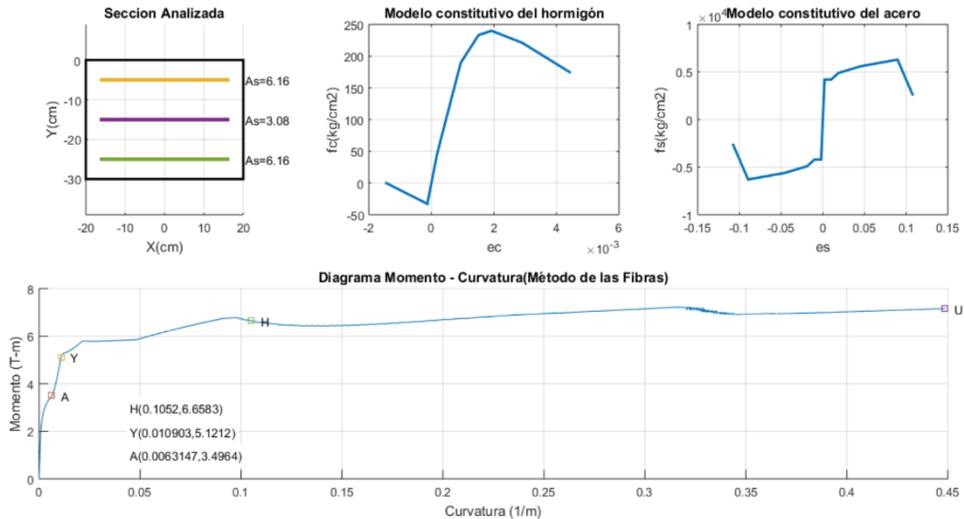


Figura 17 En la parte superior: Sección transversal de columna y refuerzo; Curva esfuerzo deformación del hormigón; curva esfuerzo deformación del acero; diagrama Momento rotación.

El punto Y se alcanza cuando el refuerzo a tracción llega a la fluencia f_y ; finalmente el punto U se determina cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil ϵ_u , o cuando el acero llega a su máxima deformación. Por cierto se considera $\epsilon_u = 0.0044$

De tal manera que se trabaja con un modelo trilineal formado por la recta que va desde el origen al punto A; la segunda recta va desde el punta A al punto Y, finalmente la tercera va de Y al punto U. Asociado al cada punto notable se tiene un momento y curvatura, así para el punto A se tiene el momento M_A y la curvatura ϕ_A ; para el punto Y, se tiene: M_Y, ϕ_Y ; para el punto U: M_U, ϕ_U .

Se define la ductilidad por curvatura μ_ϕ como la relación entre la curvatura última con respecto a la de fluencia.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_U}{\phi_Y} \quad (15)$$

4.3 Ductilidad por curvatura en elementos de Pórtico 5

En la figura 18, se indica la geometría del Pórtico 5; la sección de las vigas se mantiene constante (en informe de Sánchez 2016, se dice que disminuyen en altura, lo que demuestra que no vio los planos estructurales). Por razones arquitectónicas se tienen dos alturas en las vigas, las que dan al área social tienen menor peralte. En la parte inferior se tienen los ejes transversales y el tamaño de las columnas. Se obtiene el diagrama momento curvatura trabajando con un hormigón de 240 kg/cm².

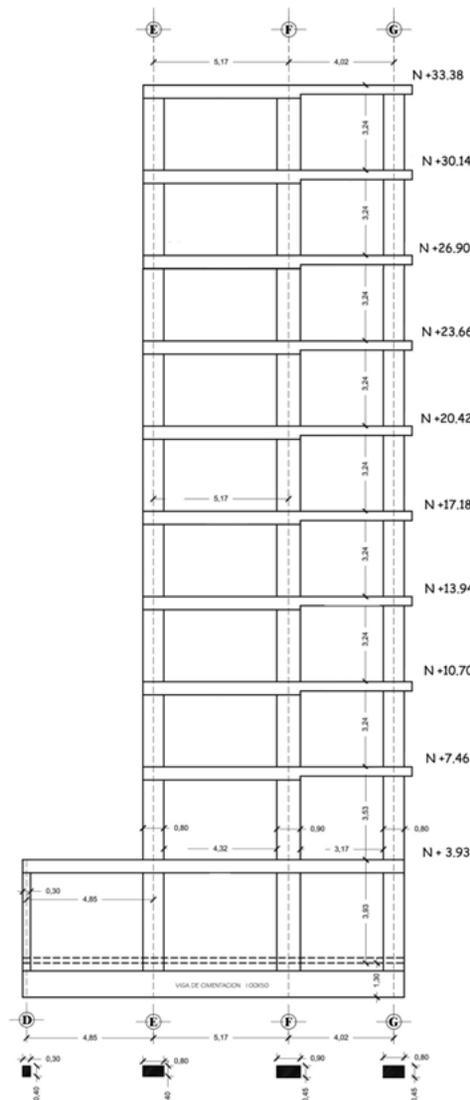


Figura 18 Geometría del Pórtico 5 de Edificio Fragata

En las tablas 4, 6, 8 y 10 se presenta las dimensiones de las vigas y la armadura longitudinal en el nudo inicial N.I.; centro de luz C.L.; y nudo final N.F. La

sección transversal de las vigas se mantiene, lo que cambia es la armadura. Las respectivas curvaturas, capacidad de momento y ductilidad por curvatura se indican en la última columna de las tablas 5, 7, 9 y 11.

Tabla 4 Datos de vigas de Nivel 3.93 de Pórtico 5

Nivel	Tramo	b (cm)	h (cm)	Lugar	As_{sup} (cm ²)	As_{inf} (cm ²)	
3.93	DE	35	50	N.I.	9.4248	9.4248	
				C.L.	6.2832	9.4248	
				N.F.	13.8858	9.4248	
	EF				N.I.	13.8858	9.4248
					C.L.	6.2832	9.4248
					N.F.	13.8858	12.5664
	FG				N.I.	13.8858	12.5664
					C.L.	6.2832	9.4248
					N.F.	13.8858	14.5142

Tabla 5 Diagrama momento curvatura de vigas de Nivel 3.93 de Pórtico 5

Tramo	Lugar	ϕ_A (1/m)	ϕ_Y (1/m)	ϕ_U (1/m)	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
DE	N.I.	0.0041	0.0063	0.1780	14.0198	17.6871	21.8661	28.3238
	C.L.	0.0041	0.0064	0.1539	13.9176	17.6615	18.8898	24.183
	N.F.	0.0041	0.0062	0.2278	14.0998	17.6919	23.7852	36.9030
EF	N.I.	0.0041	0.0062	0.2278	14.0998	17.6919	23.7852	36.9030
	C.L.	0.0041	0.0064	0.1539	13.9176	17.6615	18.8898	24.183
	N.F.	0.0042	0.0064	0.1794	17.0449	22.6597	29.3002	27.9134
FG	N.I.	0.0042	0.0064	0.1794	17.0449	22.6597	29.3002	27.9134
	C.L.	0.0041	0.0064	0.1539	13.9176	17.6615	18.8898	24.183
	N.F.	0.0042	0.0066	0.1374	18.8153	25.7254	30.8905	20.8624
INVERSIÓN DE MOMENTOS								
DE	N.I.	0.0041	0.0063	0.1780	14.0201	17.6878	21.8675	28.3283
	C.L.	0.0039	0.0060	0.2282	11.0226	12.6483	15.7416	38.1118
	N.F.	0.0043	0.0067	0.1700	18.1569	24.7231	26.5358	25.4407
EF	N.I.	0.0043	0.0067	0.1700	18.1569	24.7231	26.5358	25.4407
	C.L.	0.0039	0.0060	0.2282	11.0226	12.6483	15.7416	38.1118
	N.F.	0.0042	0.0066	0.1410	18.2400	24.7751	29.1161	21.4019
FG	N.I.	0.0042	0.0066	0.1410	18.2400	24.7751	29.1161	21.4019
	C.L.	0.0039	0.0060	0.2282	11.0226	12.6483	15.7416	38.1118
	N.F.	0.0042	0.0066	0.1513	18.2768	24.8667	31.5168	23.0851

La inversión de momentos, que se indica en la tabla 5 se refiere al hecho de que la armadura superior, trabaja a tracción y en otro momento trabaja a compresión.

Tabla 6 Datos de vigas de Nivel 7.40; 10.70; 13.94; 17.18 de Pórtico 5

Nivel	Tramo	b (cm)	h (cm)	Lugar	As_{sup} (cm ²)	As_{inf} (cm ²)
7.40 10.70 13.94 17.18	EF	35	50	N.I.	16.9646	13.9173
				C.L.	9.3620	7.7341
				N.F.	20.1062	13.9173
	FG	60	35	N.I.	16.9646	8.0425
				C.L.	9.3620	8.0425
				N.F.	21.8733	14.3257

Tabla 7 Diagrama momento curvatura de vigas de Niveles 7.40; 10.70; 13.94; 17.18 de Pórtico 5

Tramo	Lugar	ϕ_A (1/m)	ϕ_Y (1/m)	ϕ_U (1/m)	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
EF	N.I.	0.0042	0.0065	0.2036	18.3912	24.9541	33.9637	33.9647
	C.L.	0.0040	0.0061	0.2291	12.3053	14.7796	19.1569	37.6093
	N.F.	0.0041	0.0064	0.2281	18.4651	24.8846	35.0881	37.6093
FG	N.I.	0.0057	0.0091	0.3633	8.8166	10.4016	12.6639	39.9889
	C.L.	0.0058	0.0092	0.3670	8.8099	10.4472	12.5955	39.8261
	N.F.	0.0059	0.0096	0.3657	12.4574	16.9291	22.5283	37.9025
INVERSIÓN DE MOMENTOS								
EF	N.I.	0.0043	0.0068	0.1545	21.0547	29.5694	32.9553	22.7239
	C.L.	0.0041	0.0063	0.1380	13.9058	17.5360	20.3363	21.8910
	N.F.	0.0045	0.0071	0.1931	23.9714	34.3466	37.0643	27.3752
FG	N.I.	0.0062	0.0103	0.3659	13.8015	19.6530	21.6835	35.4386
	C.L.	0.0058	0.0094	0.2485	9.5644	11.8819	12.8293	26.2961
	N.F.	0.0063	0.0107	0.3096	16.4974	24.6183	26.6831	28.9574

Los valores de ductilidad por curvatura que se están obteniendo son adecuados y porque no decirlo son bastante altos en algunos casos a pesar de que se está trabajando con un modelo de hormigón no confinado. Es verdad que no se está considerando el acoplamiento entre la flexión y el corte.

En las tablas 12,14,16 y 18 se indica las dimensiones y armado de las columnas del Pórtico 5, y en las tablas 13, 15, 17 y 19 los respectivos diagramas momento curvatura.

Tabla 8 Datos de vigas de Nivel 20.42; 23.66; 26.90 de Pórtico 5

Nivel	Tramo	b (cm)	h (cm)	Lugar	As_{sup} (cm ²)	As_{inf} (cm ²)
7.40 10.70 13.94 17.18	EF	35	50	N.I.	18.7868	11.6553
				C.L.	9.3620	7.6341
				N.F.	1.9961	11.6553
	FG	60	35	N.I.	16.9661	8.0425
				C.L.	9.3620	8.0425
				N.F.	16.9961	11.1212

Tabla 9 Diagrama momento curvatura de vigas de Niveles 20.42; 23.66; 26.90 de Pórtico 5

Tramo	Lugar	ϕ_A (1/m)	ϕ_Y (1/m)	ϕ_U (1/m)	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
EF	N.I.	0.0041	0.0063	0.2278	16.2652	21.3794	29.4100	36.2180
	C.L.	0.0040	0.0061	0.2291	12.3053	14.7796	19.1569	37.6093
	N.F.	0.0041	0.0063	0.2280	16.2974	21.3316	29.4006	36.1083
FG	N.I.	0.0057	0.0091	0.3633	8.8162	10.4043	12.6537	39.9835
	C.L.	0.0058	0.0092	0.3670	8.8099	10.4472	12.5955	39.8261
	N.F.	0.0059	0.0094	0.3655	10.5953	13.6114	17.4699	38.8655
INVERSIÓN DE MOMENTOS								
EF	N.I.	0.0045	0.0070	0.2055	22.6837	32.2377	34.9731	29.2845
	C.L.	0.0041	0.0063	0.1380	13.9058	17.5360	20.3363	21.8910
	N.F.	0.0044	0.0069	0.1903	21.0314	29.6023	31.9671	27.6289
FG	N.I.	0.0062	0.0103	0.3660	13.8110	19.6646	21.6985	35.4751
	C.L.	0.0058	0.0094	0.2485	9.5644	11.8819	12.8293	26.2960
	N.F.	0.0062	0.0102	0.3007	13.8720	19.7002	21.3790	29.4054

Tabla 10 Datos de vigas de Nivel 30.14; 33.38 de Pórtico 5

Nivel	Tramo	b (cm)	h (cm)	Lugar	As_{sup} (cm ²)	As_{inf} (cm ²)
7.40 10.70 13.94 17.18	EF	35	50	N.I.	13.1318	6.0318
				C.L.	7.1000	6.0318
				N.F.	12.1894	6.0318
	FG	60	35	N.I.	12.1894	8.0425
				C.L.	7.1000	8.0425
				N.F.	13.1318	8.0425

Tabla 11 Diagrama momento curvatura de vigas de Niveles 30.14 y 33.38 de Pórtico 5

Tramo	Lugar	ϕ_A (1/m)	ϕ_Y (1/m)	ϕ_U (1/m)	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
EF	N.I.	0.0039	0.0059	0.2263	10.8210	12.2506	15.2803	38.3254
	C.L.	0.0040	0.0060	0.2284	10.7491	12.2395	15.2367	37.9943
	N.F.	0.0039	0.0059	0.2273	10.8119	12.2152	15.1272	38.5817
FG	N.I.	0.0057	0.0092	0.3657	8.8179	10.4405	12.5672	39.8430
	C.L.	0.0057	0.0093	0.2944	8.8108	10.4777	11.3070	31.7189
	N.F.	0.0056	0.0092	0.3642	8.8212	10.4352	12.6855	39.7528
INVERSIÓN DE MOMENTOS								
EF	N.I.	0.0043	0.0067	0.2385	17.3028	23.4316	25.8604	35.5523
	C.L.	0.0040	0.0061	0.1729	11.7384	13.9091	16.3513	28.2836
	N.F.	0.0043	0.0066	0.2350	16.4410	21.9543	24.2289	35.5352
FG	N.I.	0.0060	0.0098	0.2687	11.1765	14.8047	15.9825	27.5197
	C.L.	0.0057	0.0091	0.3674	8.2731	9.4372	11.0791	40.4174
	N.F.	0.0060	0.0099	0.3005	11.7012	15.8037	17.1965	30.3761

Tabla 12 Armado de columna y carga axial de eje E de Pórtico 5

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o (T.)$	$d_i (cm)$	$A_s (cm)^2$
E5	40	80	3.93	135.80	5.00	19.636
			7.46	123.95	22.50	9.818
					40.00	9.818
					57.50	9.818
					75.00	19.638
			10.70	107.82	5.00	19.636
			13.94	93.16	28.33	9.818
					51.66	9.818
					75.00	19.636
			17.18	79.09	5.00	16.102
			20.42	65.56	28.33	6.284
			23.66	52.31	51.66	6.284
			26.90	39.12	75.00	16.102
			30.14	25.98		
			33.38	12.62		

Tabla 13 Relación Momento Curvatura en columnas de Eje E de Pórtico 5.

Nivel	ϕ_A $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	0.0020	0.0032	0.0844	20.0434	38.3986	82.7313	26.7932
7.46	0.0020	0.0032	0.0852	23.6969	41.9313	79.7206	26.3634
10.70	0.0020	0.0032	0.1060	23.4853	39.4903	81.1755	32.7945
13.94	0.0022	0.0033	0.0866	28.2443	43.9057	82.0131	26.0132
17.18	0.0021	0.0032	0.1151	23.2313	34.1437	65.7255	35.5020
20.42	0.0022	0.0034	0.1084	27.6581	38.7823	68.2277	32.1293
23.66	0.0023	0.0035	0.0876	31.6321	42.9392	69.3377	25.2168
26.90	0.0024	0.0036	0.0836	35.3931	46.8961	66.1222	23.4842
30.14	0.0025	0.0037	0.0891	39.1429	50.9512	66.0889	24.3530
33.38	0.0025	0.0037	0.0917	42.8974	54.7467	67.3054	24.5930

Tabla 14 Armado de columna y carga axial de eje F de Pórtico 5

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o (T.)$	$d_i (cm)$	$A_s (cm)^2$
F5	45	90	3.93	184.06	5.00	24.63
			7.46	168.74	21.00	12.316
					37.00	12.316
					53.00	12.316
					69.00	12.316
					85.00	24.630

			10.70	148.99	5.00	12.568
			13.94	129.82	21.00	6.284
			17.18	110.85	37.00	6.284
			20.42	92.09	53.00	6.284
			23.66	73.49	69.00	6.284
			26.90	55.02	85.00	12.568
			30.14	36.63		
			33.38	18.27		

Tabla 15 Relación Momento Curvatura en columnas de Eje F de Pórtico 5.

Nivel	ϕ_A * 10^{-4} $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	18	0.0028	0.0757	32.5430	61.2760	124.5230	26.9022
7.46	18	0.0029	0.0759	38.0366	66.0610	127.6241	26.3782
10.70	22	0.0024	0.0954	11.2483	14.6527	57.5007	39.7086
13.94	17	0.0026	0.1012	12.0501	22.6503	65.6759	39.0372
17.18	18	0.0027	0.0900	19.5895	29.9145	63.2588	33.0317
20.42	19	0.0028	0.0742	26.3511	36.8604	68.6278	26.1136
23.66	20	0.0029	0.0757	32.8220	43.2496	69.6037	25.7396
26.90	21	0.0030	0.0894	38.9941	49.6196	74.6050	29.2817
30.14	22	0.0032	0.1090	48.1207	59.2851	75.3757	24.0396
33.32	22	0.0032	0.1094	50.6880	62.0418	75.8804	33.7351

Tabla 16 Armado de columna y carga axial de eje G de Pórtico 5

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o(T.)$	$d_i(cm)$	$A_s(cm)^2$
G5	45	80	3.93	126.84	5.00	15.204
			7.46	115.39	19.00	7.602
					33.00	7.602
					47.00	7.602
					61.00	7.602
					75.00	15.204
			10.70	102.67	5.00	12.568
			13.94	90.00	21.00	6.284
			17.18	77.25	37.00	6.284
			20.42	64.44	53.00	6.284
			23.66	51.58	69.00	6.284
			26.90	38.66	75.00	12.568
			30.14	25.74		
			33.38	12.71		

Tabla 17 Relación Momento Curvatura en columnas de Eje G de Pórtico 5.

Nivel	ϕ_A $* 10^{-4}$ $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	20	0.0031	0.0841	17.2235	31.3734	67.5127	27.0173
7.46	21	0.0032	0.0861	21.2134	25.0802	67.8206	26.8702
10.70	21	0.0032	0.0842	22.1068	34.4206	66.1858	26.2372
13.94	22	0.0033	0.0871	25.9160	38.3640	63.8724	26.4106
17.18	23	0.0034	0.0874	30.0227	42.4817	65.7706	25.6868
20.42	23	0.0035	0.0879	33.6754	43.3694	67.6743	25.1954
23.66	24	0.0036	0.0886	37.3371	50.0068	69.6233	24.8974
26.90	25	0.0036	0.1013	40.9950	53.7229	70.8647	27.8612
30.14	25	0.0037	0.1088	44.4220	57.4986	68.5981	29.2381
33.32	26	0.0038	0.1442	47.8442	66.3164	71.4605	37.8482

Tabla 18 Armado de columna y carga axial de eje D de Pórtico 5

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o (T.)$	$d_i (cm)$	$A_s (cm)^2$
D5	30	40	3.93	27.40	5.00	6.156
					15.00	3.078
					25.00	3.078
					35.00	6.156

Tabla 19 Relación Momento Curvatura en columna de Eje D de Pórtico 5.

Nivel	ϕ_A $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	0.0044	0.0074	0.2063	4.1771	6.6334	10.7152	27.9193

4.4 Ductilidad por curvatura en elementos de Pórtico E

En este apartado se presenta los resultados del diagrama momento curvatura de los elementos del Pórtico E, para la identificación de los elementos en la figura 19, se presenta la geometría del Pórtico.

Al igual que en el Pórtico 5, primero se presenta la sección y armadura longitudinal de los elementos estructurales y a continuación los valores del momento y la curvatura en los puntos: A, Y, U.

Los datos y resultados de la tabla 20 a la 27, corresponden a las vigas y desde la 28 a la 39 de las columnas.

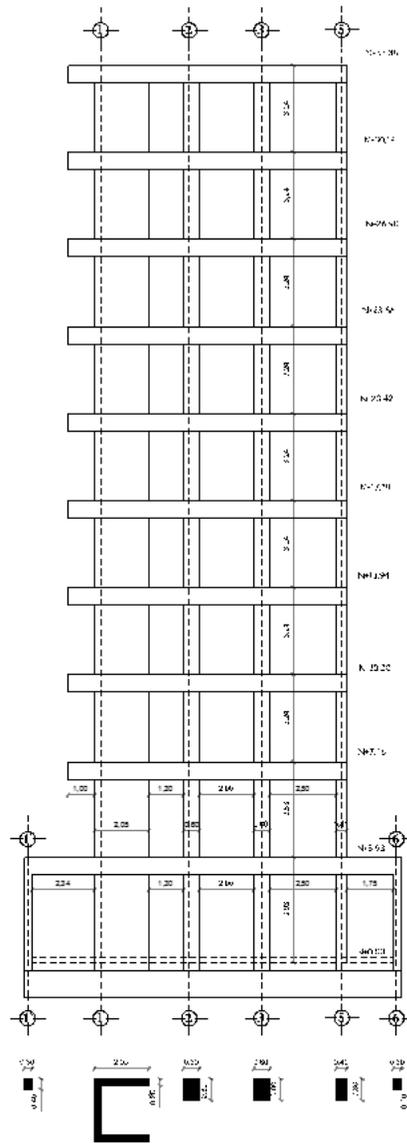


Figura 19 Geometría de Pórtico E de Edificio Fragata.

Tabla 20 Datos de vigas de Nivel 3.93 de Pórtico E

Nivel	Tramo	b (cm)	h (cm)	Lugar	As_{sup} (cm ²)	As_{inf} (cm ²)
3.93	1'-1	35	65	N.I.	9.4248	19.6348
				C.L.	9.4248	19.6348
				N.F.	9.4248	19.6348
	1-2			N.I.	15.7080	19.6348
				C.L.	15.7080	19.6348
				N.F.	15.7080	19.6348
	2-3			N.I.	15.7080	19.6348
				C.L.	15.7080	19.6348
				N.F.	15.7080	19.6348
	3-5			N.I.	8.2938	12.5664
				C.L.	6.2832	12.5664
				N.F.	6.2832	12.5664
	5-6			N.I.	6.2832	12.5664
				C.L.	6.2832	12.5664
				N.F.	6.2832	12.5664

Tabla 21 Diagrama momento curvatura de vigas de Nivel 3.93 de Pórtico E

Tramo	Lugar	ϕ_A (1/m)	ϕ_Y (1/m)	ϕ_U (1/m)	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
1'-1	N.I.	0.0030	0.0044	0.1646	21.3671	24.9824	32.8064	37.2800
	C.L.	0.0034	0.0051	0.1761	34.2222	46.4426	51.1087	34.4897
	N.F.	0.0030	0.0044	0.1646	21.3671	24.9824	32.8064	37.2800
1-2	N.I.	0.0032	0.0047	0.1662	29.7778	38.6720	54.4252	35.0420
	C.L.	0.0033	0.0050	0.1102	34.7682	46.6916	52.7523	22.1951
	N.F.	0.0032	0.0047	0.1662	29.7778	38.6720	54.4252	35.0420
2-3	N.I.	0.0032	0.0047	0.1662	29.7778	38.6720	54.4252	35.0420
	C.L.	0.0033	0.0050	0.1102	34.7682	46.6916	52.7523	22.1951
	N.F.	0.0030	0.0044	0.1646	19.8542	22.6235	28.8401	37.4746
3-5	N.I.	0.0031	0.0044	0.1647	19.6788	22.4406	28.8355	37.0998
	C.L.	0.0032	0.0048	0.1538	25.0220	31.4951	34.4363	32.1296
	N.F.	0.0030	0.0043	0.1643	16.9534	18.0831	21.9417	37.9093
5-6	N.I.	0.0030	0.0043	0.1643	16.9534	18.0831	21.9417	37.9093
	C.L.	0.0032	0.0048	0.1538	25.0220	31.4951	34.4363	32.1296
	N.F.	0.0030	0.0043	0.1643	16.9534	18.0831	21.9417	37.9093

Tabla 22 Datos de vigas de Nivel 7.46; 10.70; 13.94; 17.18 de Pórtico E

Nivel	Tramo	b (cm)	h (cm)	Lugar	As_{sup} (cm ²)	As_{inf} (cm ²)
7.40	1-2	35	65	N.I.	13.8858	11.4039
10.70				C.L.	13.8858	11.4039
13.94				N.F.	13.8858	16.4933
17.18	2-3			N.I.	13.8858	16.4933
				C.L.	6.2832	11.4039
				N.F.	17.6871	16.4933
	3-5			N.I.	17.6871	16.4933
				C.L.	6.2832	11.4039
				N.F.	17.6871	16.4933

Tabla 23 Diagrama momento curvatura de vigas de Nivel 7.40; 10.70; 13.94; 17.18 de Pórtico E

Tramo	Lugar	ϕ_A (1/m)	ϕ_Y (1/m)	ϕ_U (1/m)	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
1-2	N.I.	0.0032	0.0048	0.1013	27.0203	34.4715	40.0710	21.2350
	C.L.	0.0031	0.0046	0.1660	23.8775	29.3006	39.5482	35.9446
	N.F.	0.0032	0.0047	0.1622	27.2596	34.6545	47.8037	34.5374
2-3	N.I.	0.0032	0.0047	0.1622	27.2596	34.6545	47.8037	34.5374
	C.L.	0.0032	0.0047	0.1371	23.5268	28.9585	31.4027	29.1340
	N.F.	0.0033	0.0049	0.0997	32.2749	42.6943	51.9129	20.4756
3-5	N.I.	0.0033	0.0049	0.0997	32.2749	42.6943	51.9129	20.4756
	C.L.	0.0032	0.0047	0.1371	23.5268	28.9585	31.4027	29.1340
	N.F.	0.0033	0.0049	0.0997	32.2749	42.6943	51.9129	20.4756

Tabla 24 Datos de vigas de Nivel 20.42; 23.66; 26.90 de Pórtico E

Nivel	Tramo	b (cm)	h (cm)	Lugar	As_{sup} (cm ²)	As_{inf} (cm ²)
20.42	1-2	35	65	N.I.	11.3726	9.4248
23.66				C.L.	11.3726	9.4248
26.90				N.F.	11.3726	10.9642
	2-3			N.I.	11.3726	10.9624
				C.L.	6.2832	9.4248
				N.F.	12.5664	10.9642
	3-5			N.I.	12.5664	10.9642
				C.L.	6.2832	9.4248
				N.F.	12.5664	10.9642

Tabla 25 Diagrama momento curvatura de vigas de Nivel 20.42; 23.66; 26.90 de Pórtico E

Tramo	Lugar	ϕ_A (1/m)	ϕ_Y (1/m)	ϕ_U (1/m)	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
1-2	N.I.	0.0032	0.0047	0.1088	23.6428	29.0213	35.8569	23.3354
	C.L.	0.0031	0.0046	0.1656	21.1479	25.0066	32.7013	36.3347
	N.F.	0.0031	0.0047	0.1315	23.6970	29.1961	36.8718	28.1835
2-3	N.I.	0.0031	0.0047	0.1315	23.6970	29.1961	36.8718	28.1835
	C.L.	0.0032	0.0047	0.1371	23.5268	28.9585	31.4027	29.1340
	N.F.	0.0033	0.0049	0.0997	32.2749	42.6943	51.9129	20.4756
3-5	N.I.	0.0032	0.0047	0.1083	25.2589	31.6824	39.5630	22.9618
	C.L.	0.0032	0.0047	0.1371	23.5268	28.9585	31.4027	29.1340
	N.F.	0.0032	0.0047	0.1083	25.2589	31.6824	39.5630	22.9618

Tabla 26 Datos de vigas de Nivel 30.14; 33.38 de Pórtico E

Nivel	Tramo	b (cm)	h (cm)	Lugar	As_{sup} (cm ²)	As_{inf} (cm ²)
30.14	1-2	35	65	N.I.	8.04	7.64
				C.L.	8.04	7.64
				N.F.	8.04	7.64
33.38	2-3			N.I.	8.04	7.64
				C.L.	4.02	7.64
				N.F.	8.04	7.64
	3-5			N.I.	8.04	7.64
				C.L.	4.02	7.64
				N.F.	8.04	7.64

Tabla 27 Diagrama momento curvatura de vigas de Nivel 30.14; 33.38 de Pórtico E

Tramo	Lugar	ϕ_A (1/m)	ϕ_Y (1/m)	ϕ_U (1/m)	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
1-2	N.I.	0.0031	0.0045	0.1453	19.1787	21.9333	27.1222	32.0667
	C.L.	0.0031	0.0045	0.1450	18.6622	20.9946	25.8185	32.3995
	N.F.	0.0031	0.0045	0.1453	19.1787	21.9333	27.1222	32.0667
2-3	N.I.	0.0031	0.0045	0.1453	19.1787	21.9333	27.1222	32.0667
	C.L.	0.0031	0.0045	0.1067	18.5220	20.9270	23.3243	23.5173
	N.F.	0.0031	0.0045	0.1453	19.1787	21.9333	27.1222	32.0667
3-5	N.I.	0.0031	0.0045	0.1453	19.1787	21.9333	27.1222	32.0667
	C.L.	0.0031	0.0045	0.1067	18.5220	20.9270	23.3243	23.5173
	N.F.	0.0031	0.0045	0.1453	19.1787	21.9333	27.1222	32.0667

Tabla 28 Armado de columna y carga axial de eje 1' de Pórtico E

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o(T.)$	$d_i(cm)$	$A_s(cm)^2$
1'	40	30	3.93	13.38	5	6.156
					15.00	3.078
					25.00	6.156

Tabla 29 Relación Momento Curvatura en columna de Eje 1' de Pórtico E.

Nivel	ϕ_A $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	0.0064	0.0111	0.3299	3.7557	5.4029	6.9062	29.8278

Tabla 30 Armado de Muro y carga axial de eje 1 de Pórtico E

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o(T.)$	$d_i(cm)$	$A_s(cm)^2$
1	25	225	3.93	96.32	4.00	3.39
			7.46	85.79	12.50	2.26
			10.70	77.37	21.00	2.26
			13.94	68.23	30.00	2.26
			17.18	58.92	50.00	2.26
			20.42	49.83	70.00	2.26
			23.66	40.54	90.00	2.26
			26.90	30.97	110.00	2.26
			30.14	21.23	130.00	2.26
			33.38	13.60	150.00	2.26
					170.00	2.26
					190.00	2.26
					210.00	2.26
					221.00	3.39

Tabla 31 Relación Momento Curvatura en columnas de Eje 1 de Pórtico E.

Nivel	ϕ_A $* 10^{-4}$ $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	6.25	0.0009	0.0312	50.4432	33.6419	84.9773	31.308
7.46	6.96	0.0010	0.0317	55.5946	44.2347	95.6713	31.237
10.70	7.25	0.0010	0.0316	62.0141	52.7769	103.850	30.323
13.94	7.78	0.0011	0.0341	67.1360	61.6722	112.791	32.012
17.18	7.84	0.0011	0.0351	76.0703	70.6553	119.103	32.289
20.42	8.01	0.0011	0.0363	83.6990	78.9934	123.532	33.026
23.66	8.18	0.0011	0.0414	91.4014	87.4315	128.382	37.172
26.90	8.34	0.0011	0.0399	99.3331	96.0004	129.319	35.327
30.14	8.50	0.0011	0.0424	107.272	104.631	131.382	37.032
33.32	7.49	0.0012	0.0450	114.124	111.598	134.799	38.539

Tabla 32 Armado de columna y carga axial de eje 2 de Pórtico E

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o (T.)$	$d_i (cm)$	$A_s (cm)^2$
2	80	60	3.93	137.68	5.00	24.54
			7.46	128.79	21.67	9.82
			10.70	117.42	38.34	9.82
			13.94	105.01	55.00	24.54
			17.18	91.39		
			20.42	76.63		
			23.66	62.07		
			26.90	47.39		
			30.14	32.29		
	80	50	33.38	16.94	5.00	18.86
					18.34	6.29
					31.30	6.29
					45.00	18.86

Tabla 33 Relación Momento Curvatura en columnas de Eje 2 de Pórtico E.

Nivel	ϕ_A $* 10^{-4}$ $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	27	0.0043	0.1591	20.4012	33.5225	67.8105	36.6045
7.46	28	0.0044	0.1593	22.6219	35.4488	69.9672	36.2919
10.70	29	0.0045	0.1604	25.2490	38.4016	72.8003	35.6862
13.94	29	0.0046	0.1534	28.2015	41.3761	72.8883	33.4365
17.18	30	0.0047	0.1326	31.2459	44.3744	73.4639	28.4281
20.42	31	0.0048	0.1169	34.5995	48.1308	73.4929	24.3549
23.66	32	0.0049	0.1189	37.7110	51.2429	71.2354	24.3973
26.90	33	0.0050	0.1244	40.8225	54.4110	71.4223	25.0908
30.14	33	0.0051	0.1278	43.9553	57.9646	72.5141	25.1850
33.32	40	0.0062	0.1578	28.7828	37.2336	44.1586	25.2918

Tabla 34 Armado de columna y carga axial de eje 3 de Pórtico E

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o (T.)$	$d_i (cm)$	$A_s (cm)^2$
3	80	60	3.93	148.49	5.00	24.54
			7.46	131.55	21.67	9.82
			10.70	118.66	38.34	9.82
			13.94	104.61	55.00	24.54
			17.18	90.15		
			20.42	75.17		
			23.66	60.49		
			26.90	45.62		
			30.14	30.61		
	80	50	33.38	15.58	5.00	18.86
					18.34	6.29
					31.38	6.29
					45.00	18.86

Tabla 35 Relación Momento Curvatura en columnas de Eje 3 de Pórtico E.

Nivel	ϕ_A $* 10^{-4}$ $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	26	0.0042	0.1512	17.6169	30.7226	64.3416	35.5739
7.46	28	0.0044	0.1591	21.9752	34.9083	69.2662	36.3024
10.70	28	0.0045	0.1607	24.9306	38.1086	72.5338	35.8173
13.94	29	0.0046	0.1526	28.2295	41.3543	72.8813	33.3367
17.18	30	0.0047	0.1305	31.5637	44.6844	73.4725	27.9209
20.42	31	0.0048	0.1157	34.9331	48.4387	73.5344	24.0680
23.66	32	0.0049	0.1196	38.0532	51.5543	71.0988	24.5138
26.90	33	0.0050	0.1246	41.1787	55.0738	71.5266	24.9537
30.14	33	0.0051	0.1278	44.3027	58.2850	72.5907	25.1669
33.32	40	0.0062	0.1586	29.0302	37.4665	44.2562	25.3893

Tabla 36 Armado de columna y carga axial de eje 5 de Pórtico E

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o (T.)$	$d_i (cm)$	$A_s (cm)^2$
5	80	40	3.93	135.80	5.00	24.55
			7.46	123.95	15.00	9.82
					25.00	9.82
					35.00	24.55
	80	40	10.70	107.82	5.00	19.64
			13.94	93.16	15.00	9.82
					25.00	9.82
					35.00	19.64
	80	40	17.18	79.09	5.00	13.90
			20.42	65.56	15.00	6.29
			23.66	52.31	25.00	6.29
			26.90	39.12	35.00	13.90
			30.14	25.98		
		33.38	12.62			

Tabla 37 Relación Momento Curvatura en columnas de Eje 5 de Pórtico E.

Nivel	ϕ_A $* 10^{-4}$ $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	39	0.0069	0.2984	8.4311	19.1118	42.0941	43.0089
7.46	41	0.0071	0.2781	10.2003	20.2917	41.0717	38.8991
10.70	41	0.0071	0.2533	8.9321	17.3810	33.2103	35.6811
13.94	43	0.0073	0.2042	11.1996	19.5955	33.4846	27.8048
17.18	42	0.0070	0.3055	7.5699	12.2123	25.9461	43.9253
20.42	44	0.0072	0.2724	9.6506	14.4746	24.5182	37.7426
23.66	46	0.0075	0.2132	11.6160	16.5946	24.7209	28.4819
26.90	47	0.0077	0.2007	13.4938	18.5120	24.4054	26.1510
30.14	49	0.0079	0.2105	15.2355	20.4723	24.6606	26.6542

33.32	51	0.0081	0.2118	17.1211	22.4631	25.1816	26.0532
-------	----	--------	--------	---------	---------	---------	---------

Tabla 38 Armado de columna y carga axial de eje 6 de Pórtico E

Eje	$b(cm)$	$h(cm)$	Nivel	$P_o(T.)$	$d_i(cm)$	$A_s(cm)^2$
6	40	30	3.93	15.97	5.00	6.16
					15.00	3.08
					25.00	6.16

Tabla 39 Relación Momento Curvatura en columnas de Eje 6 de Pórtico E.

Nivel	ϕ_A $* 10^{-4}$ $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_Y $\left(\frac{1}{m}\right)$	ϕ_U $\left(\frac{1}{m}\right)$	M_A (Tm)	M_Y (Tm)	M_U (Tm)	μ_ϕ
3.93	63	0.0109	0.4486	3.4964	5.1212	7.1575	41.1391

4.4 Resumen de valores de ductilidades encontradas

Con el propósito de saber si los elementos estructurales del Edificio Fragata, tienen suficiente ductilidad, se obtuvo el diagrama momento curvatura en cada uno de los elementos de los dos pórticos que fueron más afectados por el terremoto del 16 de abril de 2016. Los resultados se han presentado en tablas, en el apartado anterior y ahora se presentan en forma gráfica en la figura 20 para las vigas y en la figura 21 para las columnas.

De la figura 20 a, se ve que el valor máximo de las vigas del Pórtico 5, están alrededor de 40 y en algunos casos supera este valor. Por otro lado, el valor mínimo se encuentra alrededor de 22. El valor medio (línea de color rojo) está bordeando el valor de 33.

Ahora, con relación a la figura 20 b, se puede mencionar en primer lugar que tiene menor ductilidad pero su valor medio se encuentra alrededor de 29; en el primer piso tiene un valor muy alto de 34 y en los dos últimos pisos un valor promedio de 30.

Con relación a las columnas, en la figura 21, se presenta las ductilidades por curvatura, identificando el eje del pórtico en sentido transversal. Interesa ver las ductilidades en el nivel 3.93, que fue el que presentó daño en el nudo inicial. Se aprecia en la figura 21 a, que la ductilidad media en éste nivel es de 28; en cambio en la figura 21 b, en el nivel 3.93 la ductilidad media está alrededor de los 35. Esto demuestra que las secciones tenían ductilidad prueba de ello es que soportaron bastante bien el terremoto.

En términos generales, se puede decir, observando las figuras 20 y 21 que la ductilidad de los elementos estructurales de los pórticos analizados está alrededor de 30, cantidad alta considerando que se obtuvo con un modelo de hormigón no confinado, esto debido a que algunos detalles del diseño no cumplía con lo recomendado por el ACI 318.

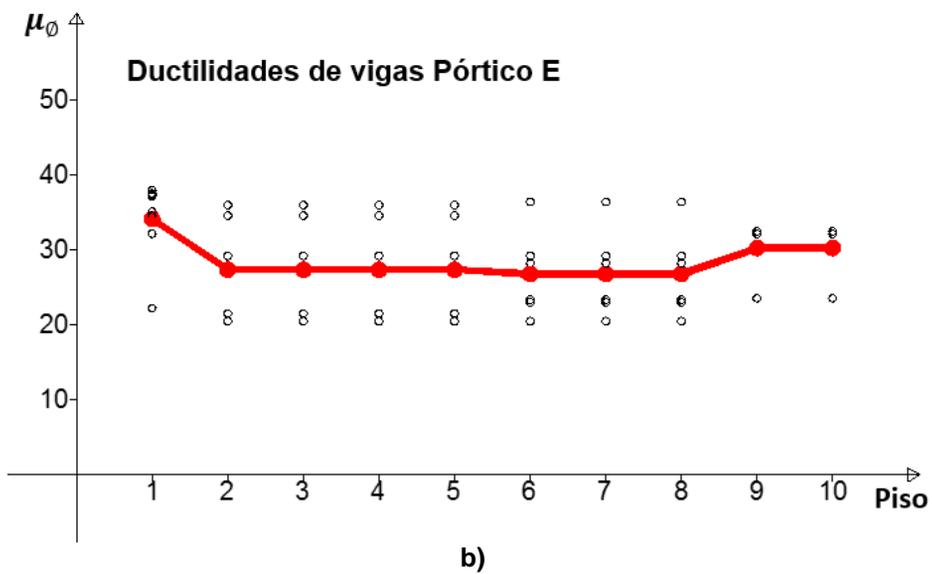
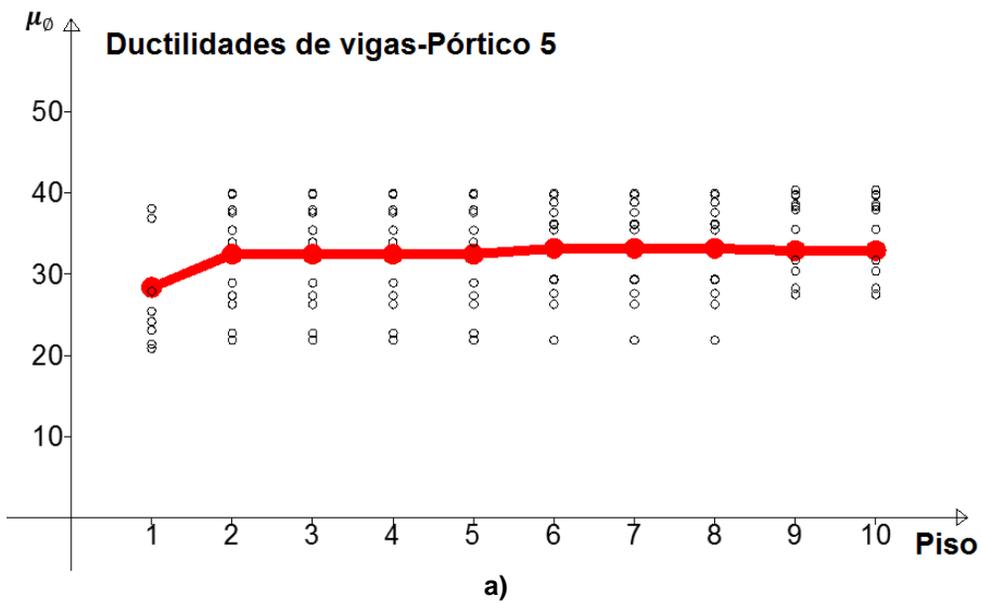
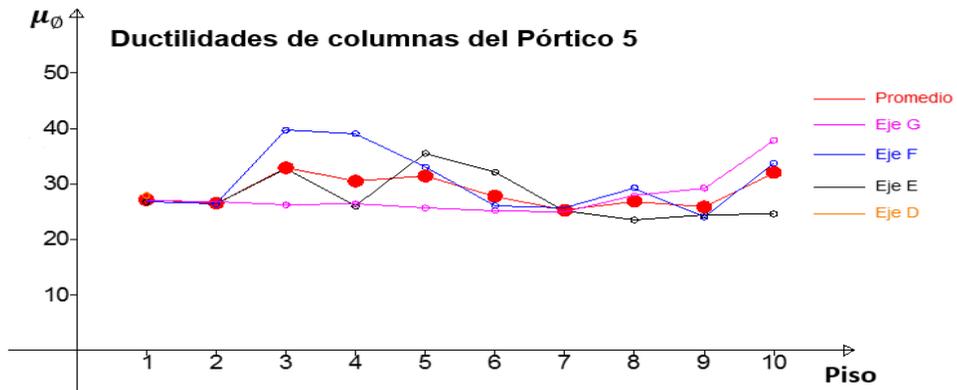
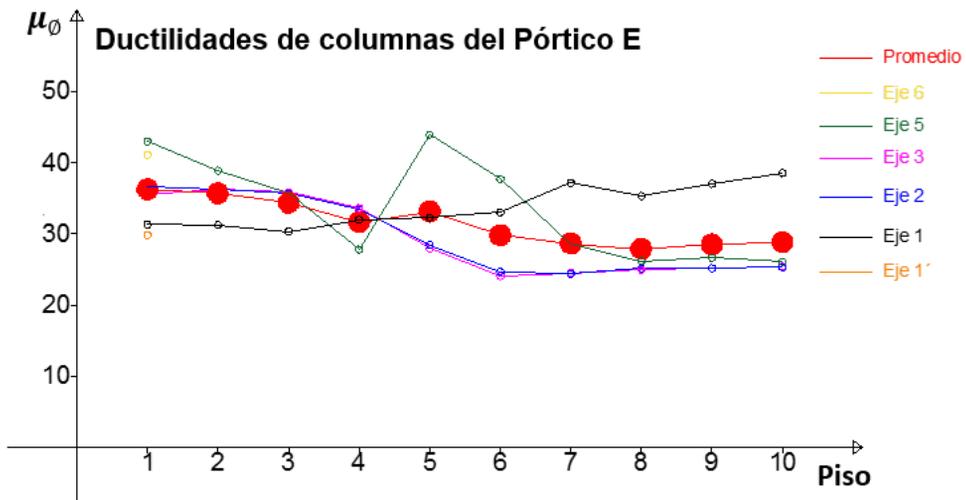


Figura 20 Ductilidades por Curvatura em vigas; a) Pórtico 5; b) Pórtico E.



a)



b)

Figura 21 Ductilidades por curvatura en columnas; a) Pórtico 5; b) Pórtico E.

5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal, es un método de cálculo intermedio entre el método espectral (ampliamente utilizado a nivel mundial) y el análisis dinámico no lineal (utilizado más a nivel de investigación pero día a día ya se lo está implementando en el análisis estructural).

Dentro del análisis estático no lineal es ampliamente conocido la Técnica del Pushover (también conocida como Técnica del Empujón) y en este contexto hay varias formas de cálculo entre las que se destacan: i) Pushover Monotónico, en que se aplican las cargas en un solo sentido; ii) Pushover Cíclico en el cual las cargas se aplican en los dos sentidos; iii) Pushover multimodal en el cual en cada

incremento de carga se aplica un criterio de combinación modal para encontrar la respuesta.

Con la técnica del Pushover básicamente lo que se obtiene es la curva de capacidad sísmica de una estructura que relaciona el cortante en la base V , con el desplazamiento lateral en el tope D_t ; en realidad se puede encontrar el desplazamiento lateral en cualquier piso, pero lo que más se utiliza es el corrimiento en el tope.

La técnica consiste en aplicar cargas laterales muy pequeñas en cada uno de los pisos y resolver el problema en forma estática; luego de cada ciclo de carga se verifica si algún elemento a ingresado al rango no lineal (daño) si no ha ingresado se mantiene la rigidez, caso contrario se modifica la rigidez es para ello que se obtiene el diagrama momento curvatura. Aguiar *et al.* (2015).

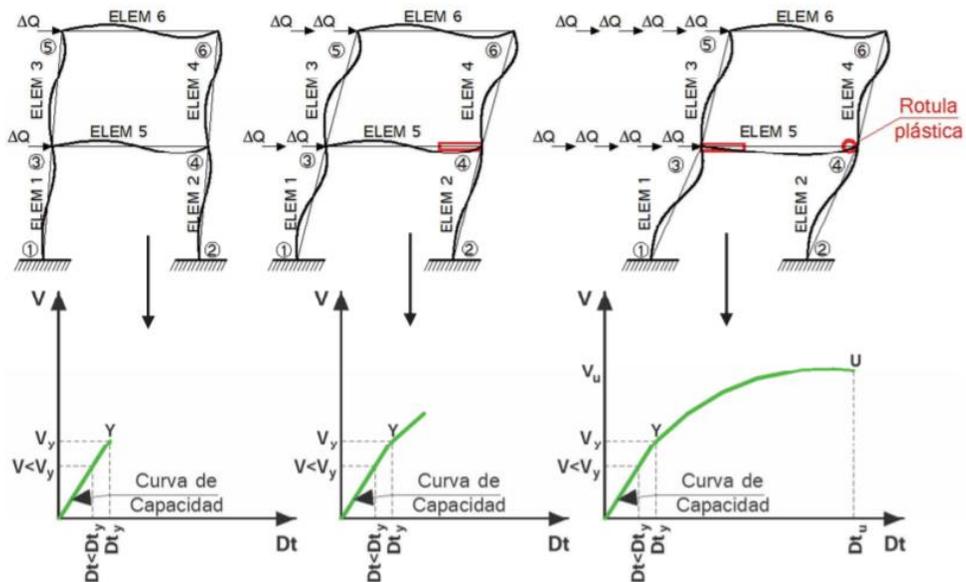


Figura 22 Descripción de la Técnica del Pushover y Curva de Capacidad Sísmica Resistente. Fuente Mora (2015)

La figura 22 ilustra el cálculo de la curva de capacidad sísmica resistente; en la parte superior izquierda, se presenta un pórtico al que se le aplica una carga en cada piso (no necesariamente la carga es la misma en cada piso, lo normal es que sea variable y que sea proporcional al primer modo de vibración) como recién se inicia el cálculo el punto de la curva de capacidad está en el rango elástico. Todos los elementos trabajarán en el rango elástico para los primeros ciclos de carga.

En la parte central superior de la figura 22, se tiene una posición luego de algunos ciclos de carga y al aplicar nuevamente un incremento de carga lateral, la viga inferior en el nudo final supera su momento de fluencia M_y y se cambia la

rigidez de ese elemento en esa sección. En la parte inferior, se ve que la curva de capacidad sísmica resistente dejó de ser lineal y es curva (la rigidez de la estructura es el ángulo de la tangente de la curva de capacidad sísmica con el eje de la X; cuando la curva supera el punto de fluencia de la estructura Y; este ángulo disminuye lo que significa que la rigidez disminuye y por ende su período de vibración aumenta.

Nótese que cuando supera el punto Y, se tiene daño en la estructura pero no se ha formado la rótula plástica. En el Edificio Fragata se superó el punto de fluencia de la estructura Y, pero no se formó rótula plástica, como se verá posteriormente cuando se presenten los resultados.

Se continúa con el incremento de carga lateral, gráfica superior derecha, y en la parte inferior se observa que la viga del primer piso, en el nudo inicial ha llegado al punto de fluencia pero en el nudo final se ha llegado a su máxima capacidad a flexión M_u , cuando esto sucede se dice se formó una rótula plástica ya que la sección no es capaz de resistir más momento a flexión y empieza a rotar.

El estado de cargas y curva de capacidad sísmica mostrados a la derecha de la figura 22, no significa el colapso de la estructura, ya que solo se tiene una rótula plástica; de tal manera que puede soportar mayores cargas laterales ¿hasta cuándo? La respuesta es hasta que se forme un mecanismo o hasta que la ductilidad global de la estructura γ_g sea mayor que un valor prefijado.

$$\gamma_g = \frac{D_t}{H} \quad (16)$$

Donde D_t es el desplazamiento en el tope del edificio; H es la altura total del edificio. Otro criterio de colapso es que el determinante de la matriz de rigidez sea negativo. Los programas de computación consideran estos tres criterios; normalmente el criterio que determina cuando termina el pushover viene dado por la ductilidad global.

La filosofía de diseño garantiza que la estructura nunca va a colapsar, se va a dañar, sí ante un terremoto como el que se tuvo, pero va a tener suficiente capacidad de reserva de energía que podría disipar.

5.1 Curva de Capacidad en Pórtico 5

En la figura 23 a, se presenta la curva de capacidad sísmica resistente, hallada en la estructura hasta una deriva global del 5%; en la figura 23 b, se ve que en ninguna sección se formó una rótula plástica hasta la deriva global del 5%, el programa utilizado (Sistema de computación **CEINCI-LAB**) reporta las secciones que alcanzan el momento M_u pero en el presente caso ninguna sección llega al momento último.

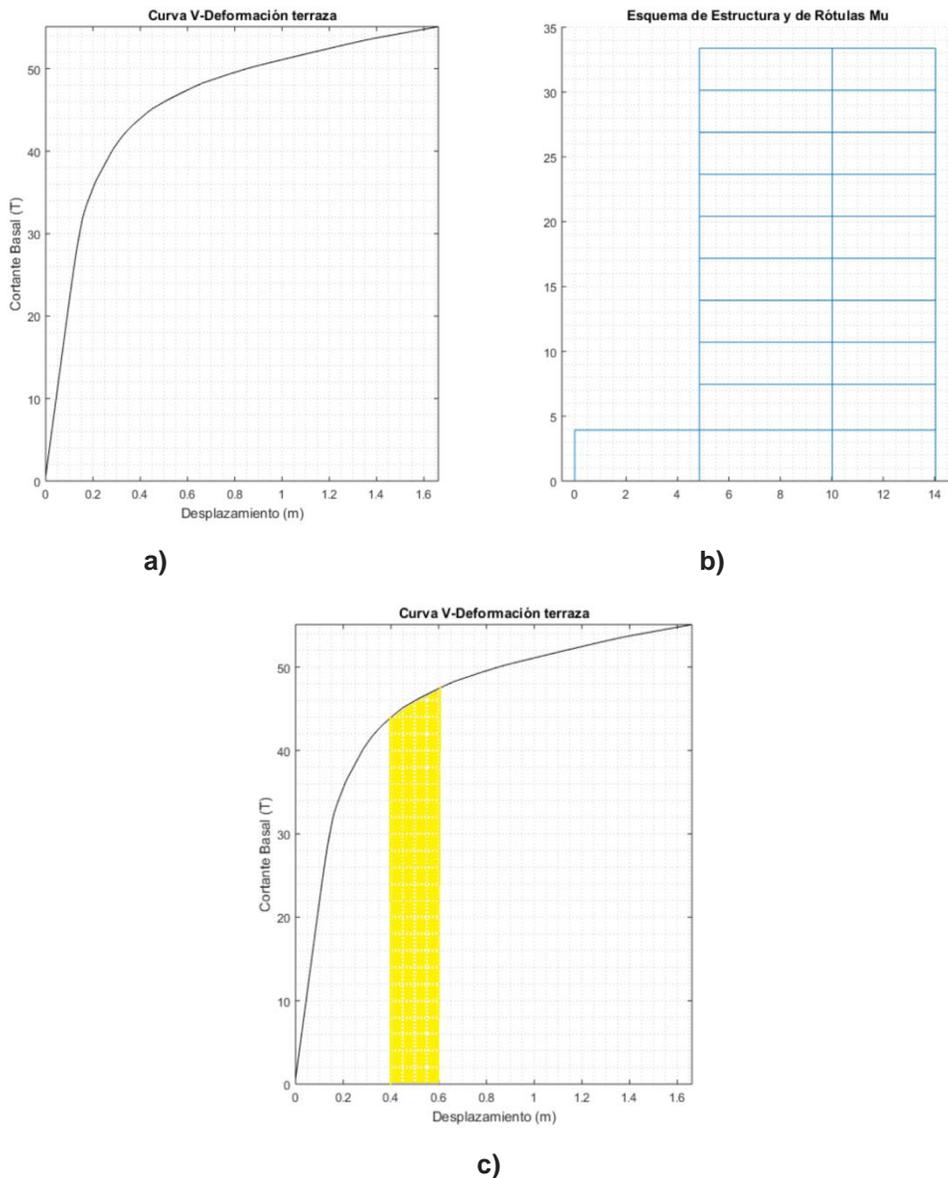


Figura 23 Resultados del análisis no lineal en Pórtico 5; a) Curva de Capacidad Sísmica; b) No se forma rótula plástica hasta final del análisis; c) Rango en el cual probablemente trabajó la estructura durante el terremoto del 2016.

No se dispone de registros en Bahía de Caráquez del terremoto de 2016, con lo que se podía haber realizado un análisis no lineal o aplicar el Método del Espectro de Capacidad para encontrar la respuesta pero se estima que el desplazamiento lateral en el tope del edificio se encontraba entre 40 y 60 cm, (posteriormente se justificará este rango de desplazamientos). Por lo expuesto en la figura 23 se ha coloreado el rango de desplazamientos en la curva de capacidad sísmica y se aprecia que la estructura estaba en capacidad de soportar mayores

cargas laterales. La curva encerrada a la derecha de la franja de color amarillo es la reserva de energía disipada E_{dr} .

Para cuando el desplazamiento lateral máximo en el Pórtico 5, fue de 60 cm, las secciones que alcanzaron el momento de fluencia M_y son las indicadas en la figura 24. Por lo indicado en el párrafo anterior, muy probablemente la estructura no llegó a desplazarse 60 cm, en el tope del edificio ya que no se observó daño en varias de las secciones que se indican en la figura 24.

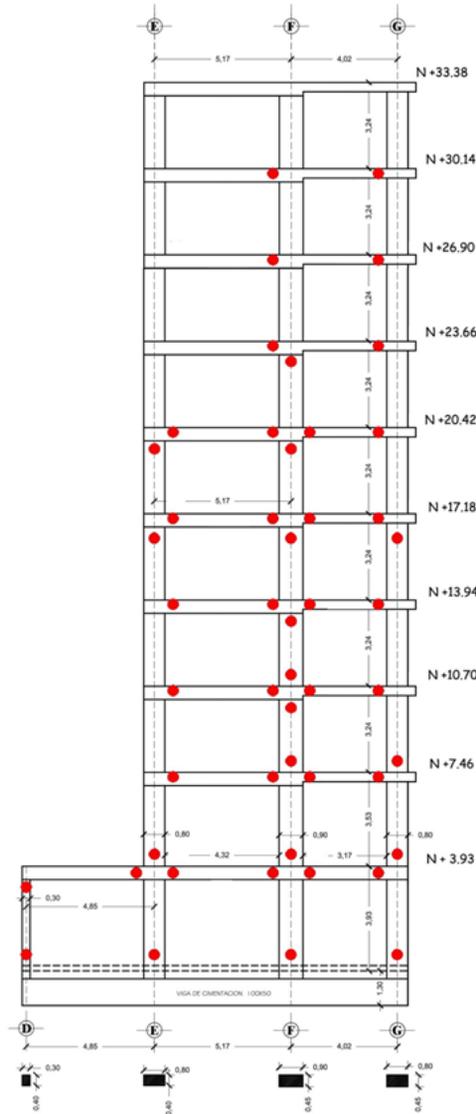


Figura 24 Secciones que llegaron al Momento de Fluencia M_y , cuando el desplazamiento lateral máximo fue de 60 cm, en el Pórtico 5.

Relacionando la figura 24 con la 22; el estado de daño de la figura 24 corresponde al estado de daño mostrado en la parte central de la figura 22, en consecuencia ésta bastante distante del punto U, lo que se observa en la figura 23

a. Es interesante notar que el modelo de análisis reportó que el daño se dio en el nudo inicial de todas las columnas del nivel 3.93 y que no hubo daño en el nudo superior de esas columnas.

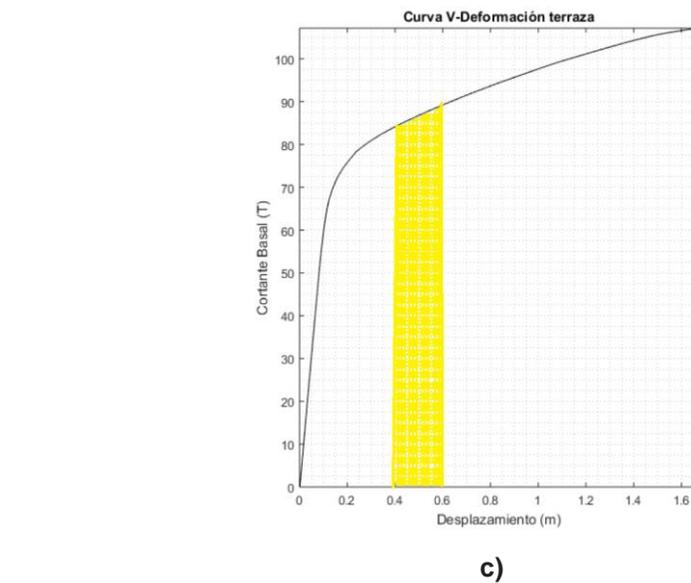
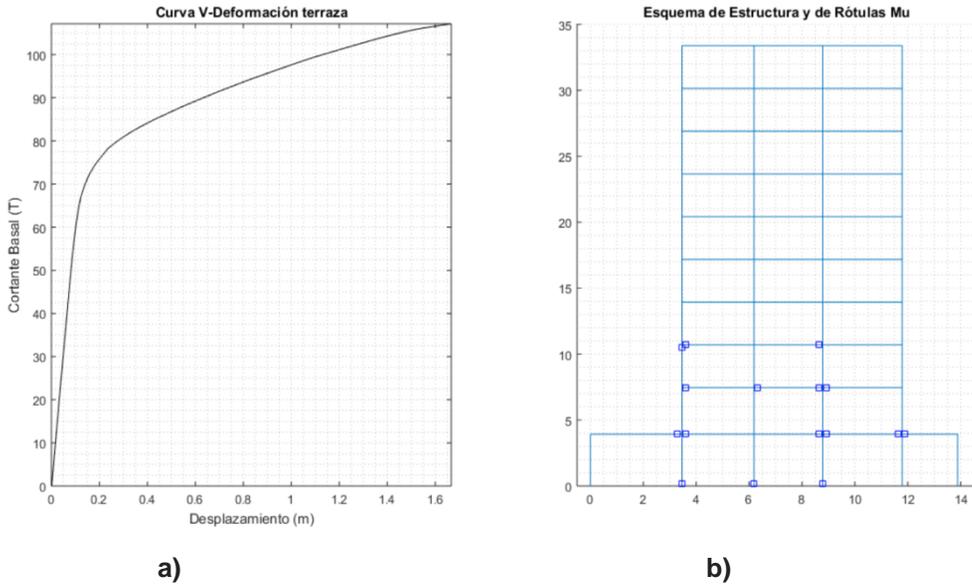


Figura 25 a) Curva de capacidad sísmica del Pórtico E; b) Secciones donde se forman Rótulas Plásticas cuando la deriva global es del 5%; c) Desplazamiento probable de Pórtico E, durante el terremoto de 2016 y reserva de energía sísmica.

5.2 Curva de Capacidad en Pórtico E

La curva de capacidad sísmica del Pórtico E, se presenta en la figura 25 a, se aprecia que el cortante basal que puede soportar es mayor a 100 T., asociado a un desplazamiento lateral de 160 cm. En caso de llegar a desplazarse 160 cm, las secciones en las cuales se formarían rótulas plásticas, son las indicadas en la figura 25 b; se aprecia que no se tiene un mecanismo de tal manera se detuvo el programa cuando se alcanzó la deformación global del 5%.

Nuevamente considerando que el desplazamiento lateral máximo, en el Edificio Fragata, estuvo entre 40 y 60 cm, durante el terremoto de 2016, (rayado con color amarillo en figura 25 c) existe una gran reserva de energía sísmica en la estructura (área que se encuentra a la derecha de zona de probable desplazamiento).

Las secciones que probablemente llegaron al momento de fluencia M_y durante el terremoto de 2016, son las indicadas en la figura 26. Existe una muy buena aproximación entre el daño registrado y el obtenido con la Técnica del Pushover; se aprecia en la figura 26 que el daño se concentró en la viga corta, y en la viga que une los ejes 2 y 3, de tal manera que es muy confiable la Técnica el Pushover por este motivo es que se continúa utilizando en estudios de vulnerabilidad sísmica.

Actualmente se trabaja bastante en el análisis dinámico incremental (IDA) para predecir el daño en las estructuras y la base del IDA es la Técnica del Pushover. Vielma y Cando (2014).

Retomando el tema en la figura 26, se aprecia que el muro de corte (pared lateral del ascensor) también sufrió daño. De igual manera, se observa que los pisos superiores no sufrieron daño.

5.3 Ductilidad de los Pórticos

Existen varios criterios para determinar un modelo bilineal de la curva de capacidad sísmica resistente y con ello definir el punto de fluencia de la estructura. Uno de esos criterios es el de igual área; que consiste en determinar el punto de fluencia Y de tal manera que el área exterior de la curva de capacidad con la curva del modelo bilineal, sea igual al área interior de éstas dos curvas.

El criterio de igual área fue el que se utilizó para determinar el punto de fluencia de la estructura. Con este criterio el desplazamiento de fluencia D_y del Pórtico 5 es de 28 cm, y del Pórtico E es de 24 cm. Con estos valores la ductilidad de los pórticos analizados está alrededor de 6; considerando un desplazamiento último D_u de 160 cm.

Ahora bien, en las gráficas de la figura 26 se tiene que la línea recta de la curva de capacidad sísmica resistente llega hasta 8 cm, de desplazamiento, de tal manera que este sería el desplazamiento de fluencia D_y . De igual manera se

puede limitar el valor de D_u considerando una menor deriva global pensando en el costo de reparación y reforzamiento. En este caso, se tendría un menor D_y , y un menor D_u ; el valor de la ductilidad será un valor similar al 6.

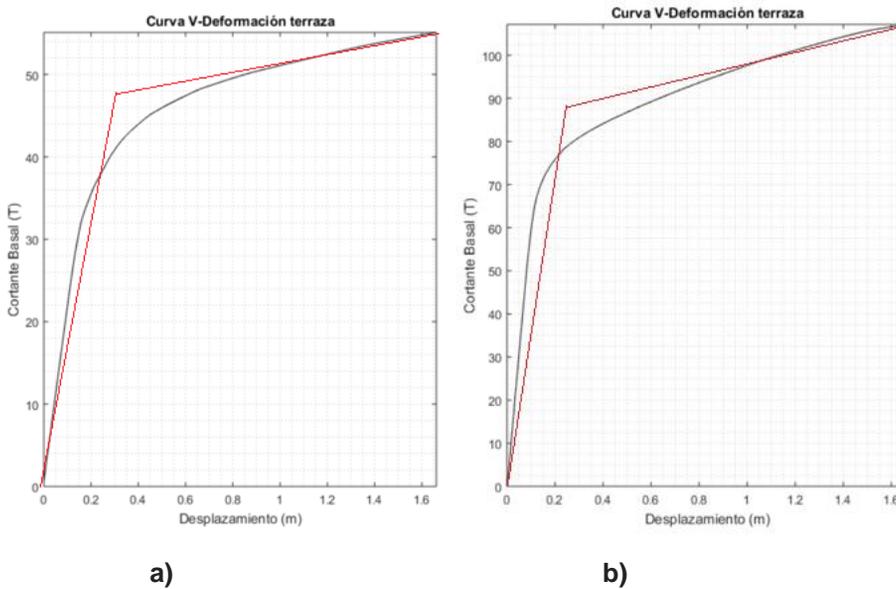


Figura 26 Modelo Bilineal; a) Pórtico 5; b) Pórtico E.

Lo importante es notar que la estructura tenía ductilidad, porque ya no existe y esto se lo ha visto a nivel de elementos y a nivel de pórticos. Consecuencia de esa ductilidad es que soportó el terremoto con daños muy localizados y menores, ya que no se formó rótulas plásticas.

5.4 Índice de Daño

Existe una gran cantidad de modelos para evaluar el índice de daño I_D en una estructura pero para ello se requiere contar con registros de aceleraciones, que no se disponen para el terremoto de 2016, en Bahía de Caráquez.

Un modelo bastante reciente y relativamente sencillo es el de Rodríguez (2015) que el autor de éste artículo lo está utilizando para encontrar el I_D de estructuras de la ciudad de Manta, donde se tiene registros de aceleración.

El modelo de Rodríguez (2015) considera la energía disipada por el sismo; el período de vibración de la estructura; la altura total del edificio; la deriva global de la estructura. Se tiene buena parte de esta información para el Edificio Fragata, pero lo que no se dispone es el registro de aceleraciones del terremoto con el cual se pueda hallar la energía disipada.

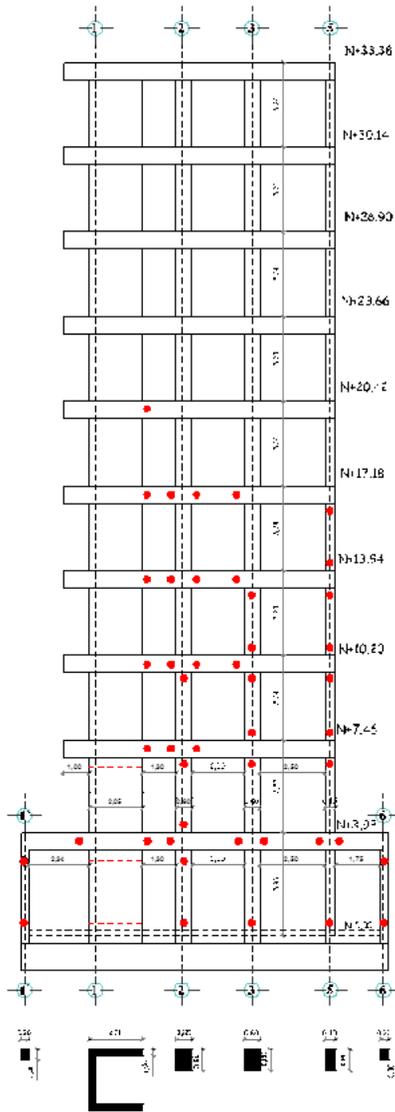


Figura 26 Probable desempeño del Pórtico E, durante el terremoto de 2016.

Se cuenta actualmente con las curvas de capacidad sísmica resistente de los Pórticos, con estas curvas se puede hallar el Índice de Daño, con el siguiente modelo.

$$I_D = \frac{E_D}{E_T} \tag{17}$$

Donde E_D es la energía disipada por la estructura para un determinado desplazamiento, encontrada de la curva de capacidad sísmica resistente; es el área sombreada de la figura 27 a; E_T es la energía total de deformación y es igual al área de la curva de capacidad sísmica resistente hasta llegar al punto U, ver figura 27 b. Si $E_D = 0$, el índice de Daño es cero y si $E_D = E_T$ el valor de $I_D = 1$. De tal manera que el modelo que se va a utilizar considera que el I_D varía entre cero y uno. Estrictamente E_D debe ser la energía disipada que es el área entre el punto de fluencia y el punto de interés. Por lo que todas las estructuras van a presentar siempre un valor I_D diferente de cero.

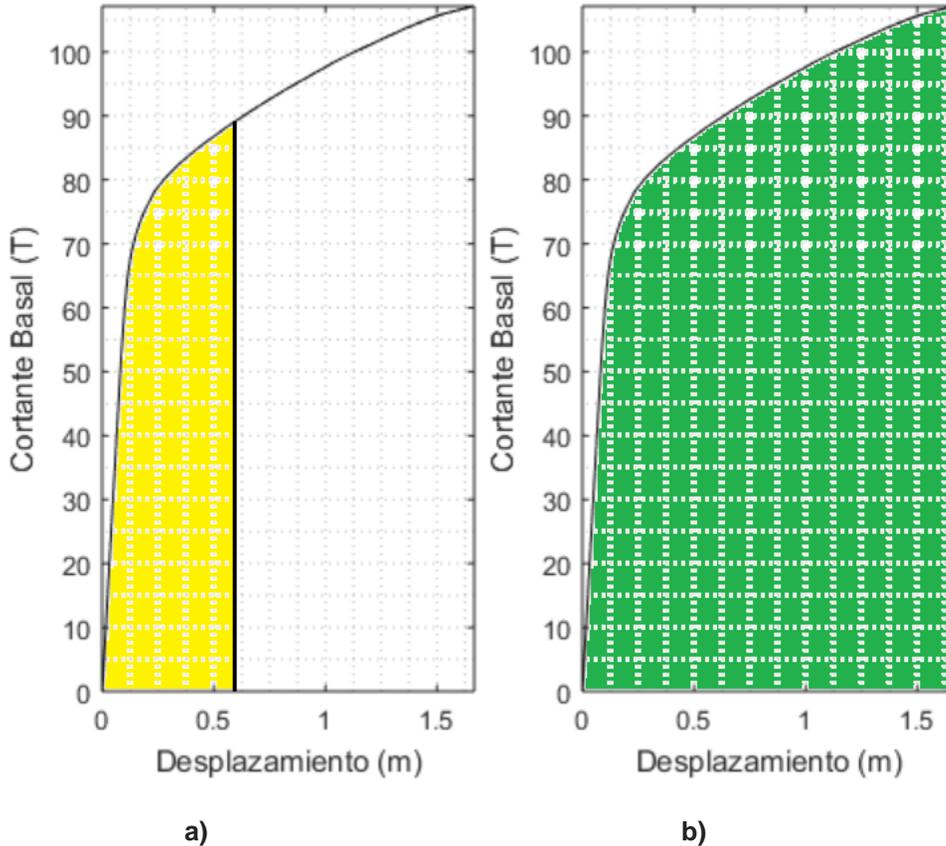


Figura 27 a) Energía Disipada; b) Energía Total.

Otro modelo de cálculo del índice de Daño es mediante el período de vibración, que se indica a continuación.

$$I_D = \frac{T_d - T_o}{T_u - T_o} \quad (18)$$

Donde T_d es el período de vibración que tuvo la estructura después del terremoto del 2016; T_o es el período de vibración de la estructura sin daño; T_u es el período asociado al punto U, encontrado con la Técnica del Pushover.

Mediante vibración ambiental, se obtuvo que el período de la estructura después del terremoto se halla comprendido entre 1.12 y 1.65 s. (Sánchez 2015). Se considera para el cálculo del índice de Daño que $T_d = 1.65$ s. Por otra parte, el período de la estructura en el rango elástico es $T_o = 1.29$ s.

El período asociado al punto U, que se ha denominado T_u ; al igual que la energía total bajo la curva de capacidad sísmica resistente E_T se van a determinar para derivas globales γ_g que varían entre 2 y 5%. Mientras más bajo sea la deriva global mayor será el índice de Daño; los resultados se presentan en las tablas 40 y 41, para los pórticos 5 y E, respectivamente.

Se denomina I_{dE} al Índice de Daño que se obtiene con las energías (ecuación 17); I_{dT} al índice que se obtiene con los períodos (ecuación 18).

Tabla 40 Índices de Daño en el Pórtico 5

Parámetro	$\gamma_g = 2\%$	$\gamma_g = 3\%$	$\gamma_g = 4\%$	$\gamma_g = 5\%$
D_t (cm)	66.76	100.14	133.52	166.90
E_T (T m)	24.42	41.25	58.67	76.41
E_D (T m)	14.22	14.22	14.22	14.22
I_{dE}	0.58	0.34	0.24	0.19
T_u (s)	11.20	13.15	13.62	14.84
I_{dT}	0.04	0.03	0.03	0.03

Tabla 41 Índices de Daño en el Pórtico E

Parámetro	$\gamma_g = 2\%$	$\gamma_g = 3\%$	$\gamma_g = 4\%$	$\gamma_g = 5\%$
D_t (cm)	66.76	100.14	133.52	166.90
E_T (T m)	49.54	80.86	114.67	149.64
E_D (T m)	25.88	25.88	25.88	25.88
I_{dE}	0.52	0.32	0.23	0.17
T_u (s)	4.51	4.82	5.34	7.49
I_{dT}	0.11	0.10	0.09	0.06

Los índices de daño, que se hallan con el período de vibración son muy bajos y la explicación se debe a que la estructura sin daño tenía un período $T_o = 1.29$ s; y en el estudio de vibración ambiental se encontró que el período varía entre $1.12 < T_d < 1.65$ s. **De tal manera que el período de vibración de la estructura con daño, post terremoto era similar al período de vibración de la estructura sin daño.**

Ahora, considerando que la deriva global máxima que se admite es del 2% criterio bastante conservador, que equivale a decir que el tiempo de vida útil de un carro es de 5 años, cuando se conoce que tranquilamente puede durar 10 o más años. Para esta deriva global del 2%, los Índices de Daño que se obtuvieron fueron de 0.58 en el Pórtico 5 y de 0.52 en el Pórtico E. Para valores más altos de deriva global permitida los Índices disminuyen.

6 SEVERIDAD DEL TERREMOTO DE 2016

Siempre quedará flotando en el ambiente, si el terremoto del 16 de abril de 2016, de magnitud de momento 7.8, ¿fue un terremoto severo o fue solo un sismo fuerte?, otra de las inquietudes que se tendrá es: ¿en el futuro se tendrá un sismo de mayor magnitud?

No se puede decir que en el 2016, a nivel mundial se dieron 3 sismos de magnitud 7.8; el que mayor número de fallecidos dejó fue el de Ecuador 673. Los otros dos sismos se registraron el 13 de noviembre de 2016 en Canterbury, Nueva Zelanda y dejó 2 fallecidos; y el que ocurrió el 9 de diciembre de 2016 en Kirakira, Makira, Islas Salomón en que se tuvo 1 muerto.

Como se tuvo 3 sismos en el mundo y en los dos Países restantes fallecieron muy pocas personas; el terremoto del 2016 de Ecuador fue un sismo severo o a lo mejor alguien dirá que fue solo un sismo.

Para contestar esta pregunta lo mejor es comparar los espectros obtenidos del sismo del 16 de abril de 2016 y comparar con la forma del espectro vigente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, que fue calculado para un período de retorno de 475 años; se entiende que el espectro de la Norma corresponde a un terremoto.

Pero a más de esto vale la pena presentar los resultados de un estudio de Peligrosidad Sísmica para Manta, en un perfil de suelo tipo C, donde se obtuvieron espectros para 475 y 975 años, que corresponden al espectro de diseño "DE" y al espectro máximo considerado "MCE", para edificios.

El espectro del sismo "MCE" es el terremoto más severo que se espera a futuro en Manta. No se realiza el estudio para Bahía de Caráquez, por el argumento que ya se ha indicado de que no hubo registros del terremoto de 2016 en esa ciudad. En Manta en cambio si se tiene registros en un perfil de suelo tipo C. Bahía de Caráquez se encuentra más cerca del epicentro, de tal manera que si se demuestra que en Manta fue un terremoto, en Bahía de Caráquez con mayor razón.

A continuación se presenta brevemente, el estudio de peligrosidad sísmica realizado para la ciudad de Manta.

6.1 Estudio de Peligrosidad Sísmica

Para el reforzamiento de una estructura de la ciudad de Manta, ubicada en un perfil de suelo tipo C (clasificación del NEC-15) se realizó un estudio de peligrosidad sísmica para dos períodos de retorno: 475 y 975 años.

En la figura 28, se resume el estudio realizado en forma probabilística. En la parte figura 28 a, se presenta las zonas fuentes para sismos corticales; en la figura 28 b, se presenta las zonas fuentes para los sismos interplaca e intraplaca (Parra, 2016). A criterio de los autores de este artículo el trabajo de Parra (2016) constituye el estado del arte en el Ecuador, en lo que se refiere a determinar

zonas fuentes debido a que primero hizo un acopio de los principales trabajos realizados por Aguiar (2009); Chunga (2010,1,2) y Alvarado (2014).

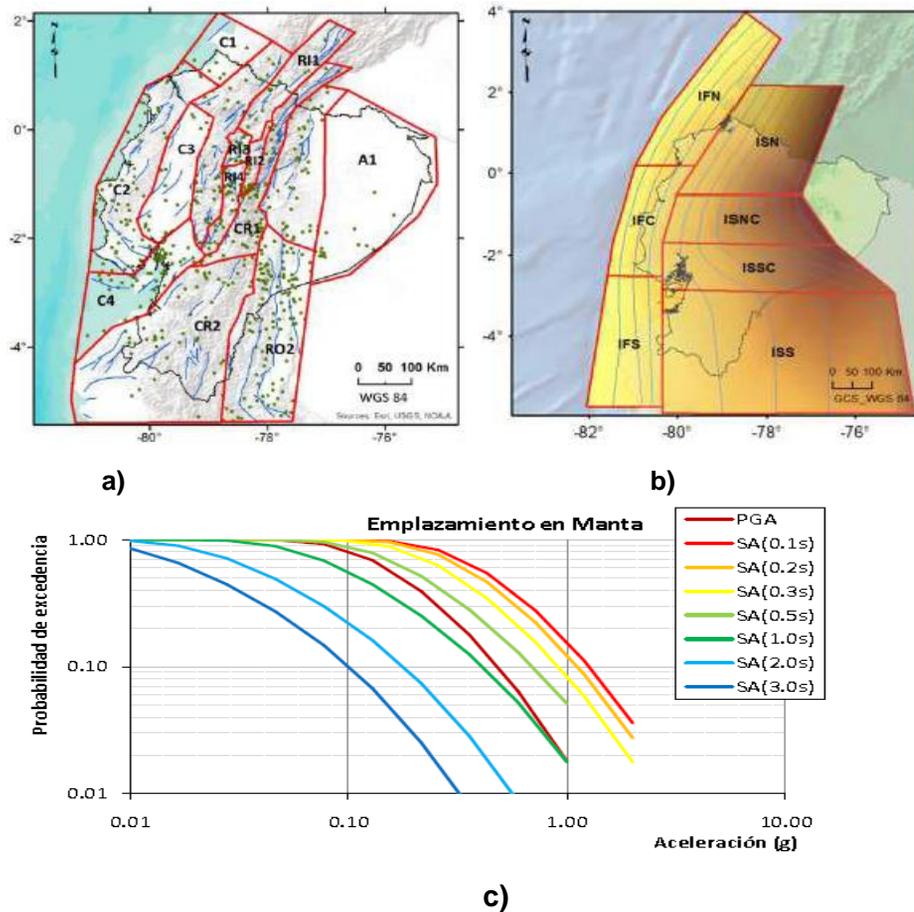


Figura 28 a) Zonas Fuentes para sismos asociados a fallas corticales; b) Zonas Fuentes para sismos interplaca e intraplaca; c) Curvas de Peligro sísmico encontradas en el estudio. Fuente: Rivas-Medina (2016)

Los resultados del estudio para la ciudad de Manta, se indican en la figura 28 c, pero antes se debe explicar que se trabajó con tres ecuaciones de movimientos fuertes, los mismos que fueron seleccionados considerando la fuente de datos de cada modelo, los términos que consideran en sus ecuaciones y sobre todo, pensando en que si se puede o no aceptar para la tectónica de placas de Ecuador. Los modelos con los que se trabajó son: Zhao *et al.* (2006) que se abreviará (Z06) cuya base de datos mayoritariamente son sismos registrados en Japón; el modelo de Abrahamson *et al.* (2016) que trabaja con sismos registrados en todo el mundo (A16) y con el modelo desarrollado por Haendel *et al.* (2015) que utiliza datos de sismos de Chile (H15).

Se realizó el cálculo de la peligrosidad sísmica utilizando el árbol lógico indicado en la tabla 42, es decir se obtuvo el peligro sísmico de tres formas, la primera de ellas se ha denominado ZZZ, en ella se utiliza las ecuaciones de movimientos fuertes de Zhao *et al.* (2006), para sismos corticales, interplaca e

intraplaca; debido a que este modelo presenta ecuaciones para los tres tipos de fuentes, los otros dos modelos seleccionados no presentan ecuaciones para sismos corticales.

La segunda rama se ha denominado ZHH en que se trabaja con el modelo de Zhao *et al.* (2006) para los sismos corticales y con el modelo de Haendel *et al.* (2015) para los sismos interplaca e intraplaca; finalmente, en la tercera rama llamada ZAA se trabaja con el modelo de Zhao *et al.* (2006) para los sismos corticales y con el modelo de Abrahamson *et al.* (2016) para las otras dos fuentes.

Tabla 42 Modelos a ser utilizados en los tres regímenes tectónicos y el árbol lógico de cálculo de la Peligrosidad Sísmica.

Rama	Cortical	Interplaca	Intraplaca
ZZZ	Z06	Z06	Z06
ZHH	Z06	H15	H15
ZAA	Z06	A16	A16

Una vez que se obtuvo la peligrosidad sísmica con los tres modelos, se combinaron los mismos asignándoles igual peso para obtener la curva de peligrosidad sísmica indicada en la figura 28 c. Esta curva permite obtener espectros de riesgo sísmico uniforme en roca UHS (**U**niform **H**azard **S**pectrum), para diferentes períodos de retorno.

6.2 Espectros obtenidos para 475 y 975 años

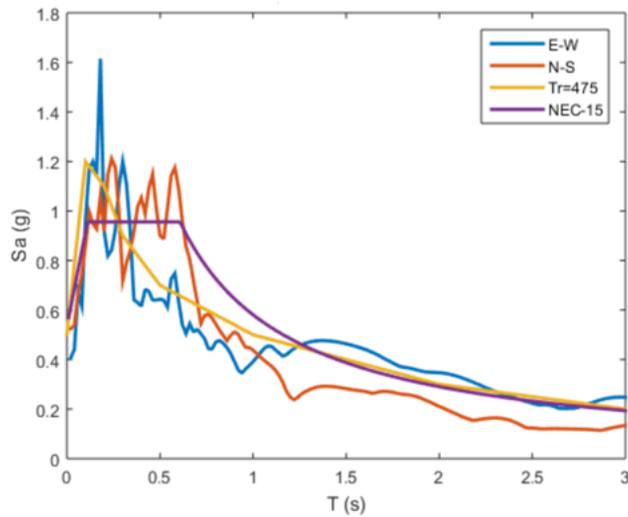
Finalmente, para hallar los espectros en suelo tipo C, se utilizó los factores de sitio propuestos por NEHRP (2009). Los resultados del estudio se presentan en la figura 29 a, para un período de retorno de 475 años y en la figura 29 b, 975 años.

En la figura 29 a, se ha colocado los espectros obtenidos con los registros de aceleraciones de Manta del terremoto del 16 de abril de 2016, para las dos componentes de movimiento horizontal del suelo y se ve que en la zona de períodos cortos las ordenadas espectrales superan a las ordenadas del espectro hallados en el estudio de peligrosidad sísmica y a las ordenadas del espectro que recomienda el NEC-15.

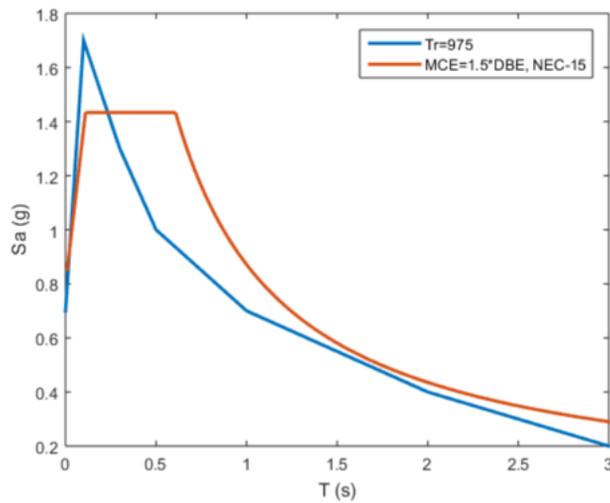
De tal manera que el sismo del 16 de abril de 2016, fue un terremoto no se trató de un evento severo y esto se ve en la figura 29 a. No se puede decir: como en el 2016, se registraron tres sismos de magnitud 7.8 y en dos de ellos el número de víctimas fue de 2 personas y en el otro de 1, se trató de un sismo severo; es importante analizar sus espectros de respuesta para hacer estas afirmaciones. En Guayaquil, los espectros de respuesta del terremoto de 2016, fueron muy bajos y no causó víctimas mortales, con esta información no se puede indicar que se trató de un sismo leve.

En la figura 29 b, se presenta el espectro hallado en el estudio de peligrosidad sísmica para un período de retorno de 975 años y también se indica el espectro del NEC-15 multiplicado por 1.5 (Es otra forma de hallar el espectro

para el sismo máximo considerado, multiplicando las ordenadas del espectro elástico para 475 años por 1.5, en algunos casos se multiplica por 1.4). Estas ordenadas superan al espectro obtenido en Manta del terremoto de 2016. Por lo tanto, en el futuro si se espera un terremoto de mayor magnitud que el registrado en 2016.



a)



b)

Figura 29 Sismos de análisis; a) Espectros de Diseño; b) Espectros Máximos Considerados.

7 ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO

Al no tener registros sísmicos del terremoto de 2016, en Bahía de Caráquez, se buscó registros de otras ciudades que se encuentren a una distancia similar del epicentro y que hayan sido obtenidos en un perfil de suelo tipo D. Bahía de Caráquez se halla a 121 km, de epicentro y la ciudad de Santo Domingo se encuentra a 115 km, por lo que se decidió trabajar con los registros de ésta última ciudad, los mismos que se muestran en la figura 30, conjuntamente con los que se obtienen con la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2011 y 2015.

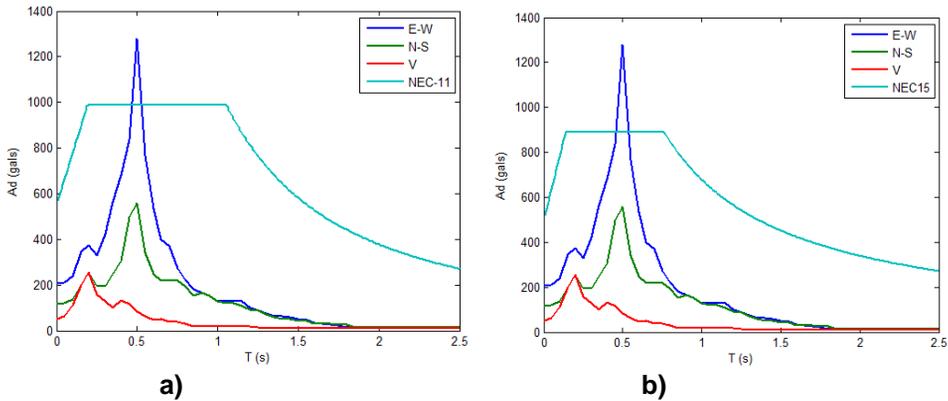


Figura 30 Espectros obtenidos con los registros de Santo Domingo; a) Se incluye el espectro del NEC-11; b) Se incluye el espectro del NEC-15

El análisis sísmico se realizó para la componente E-W del espectro obtenido en Santo Domingo, que tiene un pico muy alto (1300 gals) asociado a un período de 0.5 seg, y que supera a la meseta de los espectros que se hallan con las Normativas Sísmicas del NEC-11 y NEC-15. Se destaca que las respuestas sísmicas que se presentan tienen el carácter de cualitativo ya que no se tiene los registros sísmicos de Bahía de Caráquez, del terremoto de 2016, pero darán una idea del probable desempeño que tuvo el Edificio Fragata y lo más importante, como se puede reducir la respuesta con tres alternativas de reforzamiento que se presentan en este apartado.

En la tabla 43, se presentan los períodos de vibración de los cinco primeros modos, y se observa que el período fundamental es 1.29 segundos. Se aprecia que los modos 4 y 5, se verán muy afectados por el gran pico de aceleración que se tuvo en la componente E-W.

Tabla 43 Períodos de vibración de la estructura en los primeros cinco modos.

Modo	1	2	3	4	5
Período (s)	1.29	1.21	1.17	0.37	0.36

Los grados de libertad se ubicaron en el Centro de Masas de cada una de las plantas. Por lo tanto las respuestas se hallan en dicho punto pero con la matriz de compatibilidad que relaciona, las coordenadas laterales de los pórticos con las coordenadas de piso (Aguiar 2014, 2012) se determinó los desplazamientos

laterales en todos los pórticos tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal.

Al realizar el análisis sísmico con la componente E-W del espectro obtenido en Santo Domingo, actuando en los dos sentidos: longitudinal y transversal, se tiene una condición muy crítica (La componente N-S del espectro de Santo Domingo tiene ordenadas bajas; si en uno de los sentidos se halla respuesta con ese espectro se encontrarán respuestas bajas pero el objetivo es ver la respuesta de la estructura reforzada en una condición muy crítica). Los resultados en términos del desplazamiento lateral máximo encontrado en los pórticos extremos, tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal se indican en la tabla 44.

Tabla 44 Desplazamientos laterales máximos de los Pórticos ante el terremoto del 16 de abril de 2016 en Edificio Fragata

Nivel de Piso (m)	Sentido Longitudinal		Sentido Transversal	
	Pórtico 1 (cm)	Pórtico 5 (cm)	Pórtico B (cm)	Pórtico G (cm)
3.93	8.21	7.26	12.81	10.78
7.46	14.82	12.90	18.70	17.68
10.70	21.41	18.72	26.76	25.97
13.94	27.18	24.10	34.40	33.71
17.18	32.12	28.97	41.57	40.73
20.42	36.55	33.48	48.83	47.23
23.66	30.81	37.80	54.97	53.42
26.90	44.99	42.01	61.17	59.55
30.14	48.86	46.03	66.86	65.24
33.38	52.18	49.67	71.86	70.70
36.08	48.55	54.30	52.47	63.45

El Edificio Fragata tuvo desplazamientos laterales máximos del orden de los 40 a 50 cm, en los últimos pisos, en sentido longitudinal y del orden de 50 a 70 cm, en sentido transversal. **Ante esta magnitud de desplazamientos laterales la estructura demostró que tiene gran ductilidad y sobre todo como se vio en apartados anteriores el Índice de Daño fue bajo.**

La deriva de piso, es un parámetro que mejor se correlaciona con el daño estructural. Por lo que era importante conocer que valores tuvo el Edificio Fragata durante el terremoto del 16 de abril de 2016, aunque sea en forma referencial ya que se está trabajando con la componente E-W actuando en los dos sentidos. Los valores encontrados se indican en la figura 31, para el sentido longitudinal, en los pórticos extremos y ahí se observa dos cosas, la primera es que sobrepasaron ligeramente al valor máximo prescrito en las normativas sísmicas de Ecuador del año 2000, 2011 y 2015 que es del 2%, la segunda que el Pórtico 5 es más débil que el Pórtico 1, consideración que se debe tomar en consideración que se tomó en cuenta en el reforzamiento estructural.

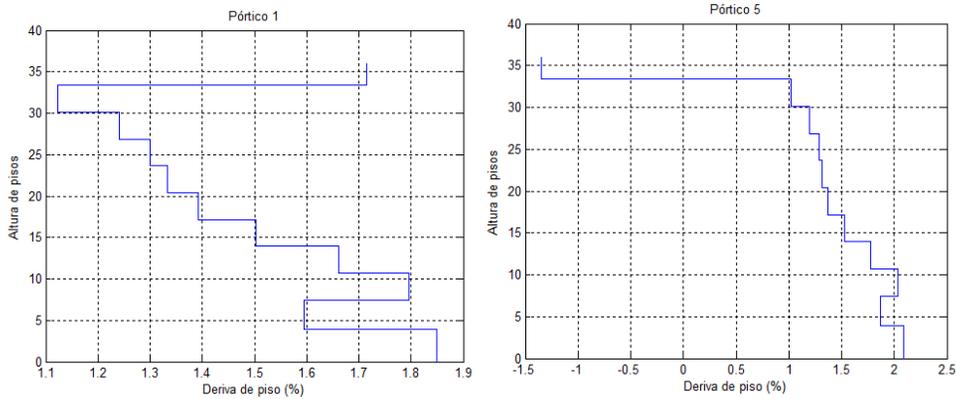


Figura 31 Derivas de piso en sentido Longitudinal, en Pórticos exteriores registradas durante el terremoto del 16 de abril de 2016.

Como era de esperarse, las derivas de piso en el sentido transversal que es el más corto, fueron mayores a las del sentido longitudinal. Los valores hallados se presentan en la figura 32 y se ve que el valor máximo fue de 3.26% y se registró en el primer piso.

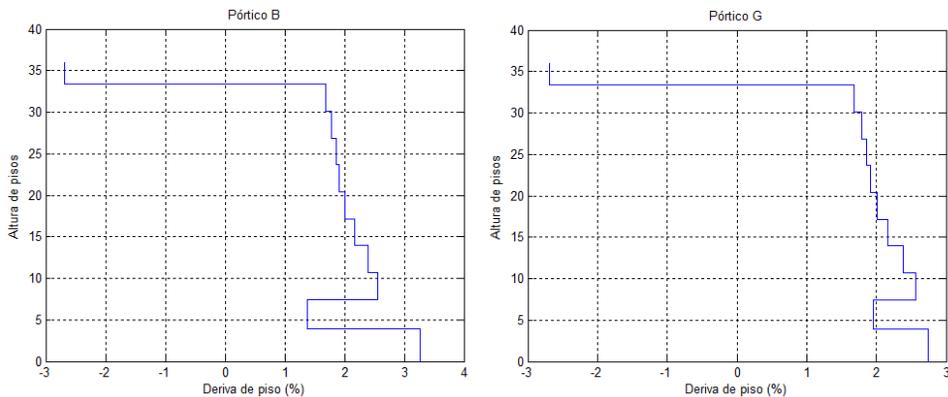


Figura 32 Derivas de piso en sentido Transversal, en Pórticos exteriores registradas durante el terremoto del 16 de abril de 2016.

Tanto en el sentido longitudinal como en el sentido transversal, las mayores derivas de piso, se presentan en el primer piso, destinado al parqueadero pero en este piso el daño fue mínimo como se aprecia en la figura 33, donde hubo fisuras muy pequeñas en pocas vigas; en columnas y muros no se observó daño en este piso.

Por este motivo es que el análisis sísmico que se está realizando con la componente E-W del espectro obtenido en Santo Domingo es referencial y va a indicar como mejora el comportamiento de la estructura con las alternativas de reforzamiento.

La cota del primer piso es 0.0; la del segundo piso, que se menciona algunas veces en este artículo es 3.93 y es donde se registró el daño en el nudo inicial de las columnas.

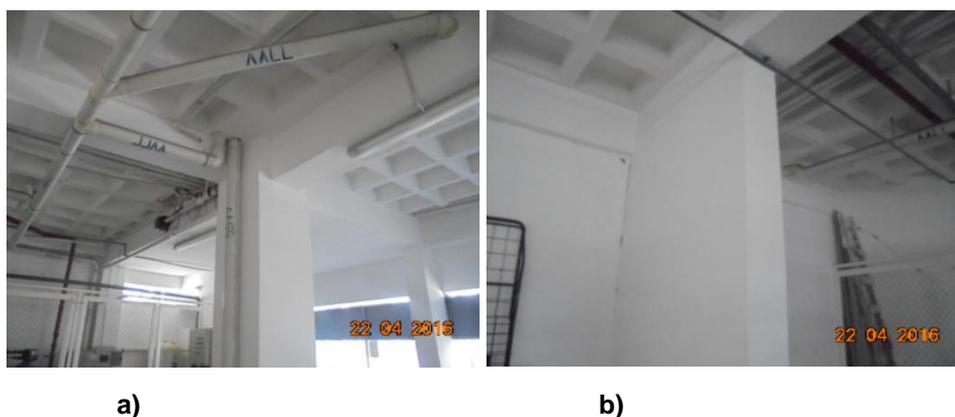


Figura 33 Estado de la estructura post sismo en el primer nivel del Edificio Fragata; a) Vigas y Columnas; b) Muro de Corte.

7.1 Primera alternativa de reforzamiento

La primera opción de reforzamiento contempla la construcción de cinco muros de corte de 25 cm, que nacen en la cimentación y se desarrollan en toda su longitud del edificio, ver figura 34, en la tabla 45 se indican las respuestas máximas, ante el espectro de la componente E-W, obtenido con el registro de Santo Domingo. Se aprecia que se mejora notablemente el comportamiento, con relación a los resultados indicados en la tabla 44.

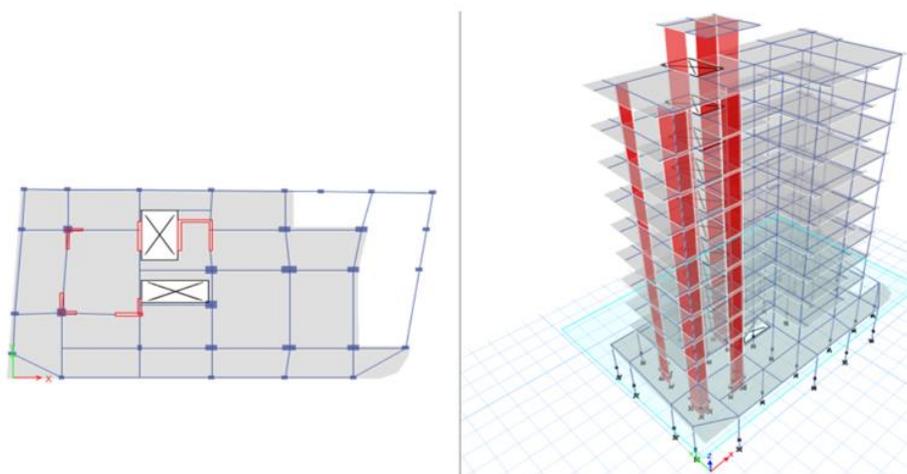


Figura 34 Primera Opción de Reforzamiento que considera la incorporación de cinco muros de corte de pequeñas dimensiones y de 25 cm, de espesor.

Tabla 45 Reforzamiento con muros de 25 cm, de espesor.

Nivel de Piso (m)	Sentido Longitudinal		Sentido Transversal	
	Pórtico 1 (cm)	Pórtico 5 (cm)	Pórtico B (cm)	Pórtico G (cm)
3.93	1.844	1.977	2.248	1.431
7.46	4.371	4.690	4.737	3.469
10.70	7.359	7.883	7.586	6.023
13.94	10.488	11.148	10.480	8.802
17.18	13.567	14.278	13.317	11.627
20.42	16.472	17.152	16.089	14.396
23.66	19.108	19.684	18.660	17.007
26.90	21.418	21.823	20.952	19.398
30.14	23.380	23.551	22.917	21.549
33.38	25.009	24.904	24.547	23.488

7.2 Segunda alternativa de reforzamiento

La segunda opción contempla la construcción de muros alrededor de la grada, además de ello dos grandes muros de 30 cm, de ancho en el Pórtico E y en el Pórtico 5, que fueron los más afectados; en la figura 35 se presenta esta opción y las respuestas máximas en términos de desplazamientos se indica en la tabla 46. Los desplazamientos laterales máximos que se hallan son de 18 cm, en sentido longitudinal y de 22 cm, en sentido transversal.

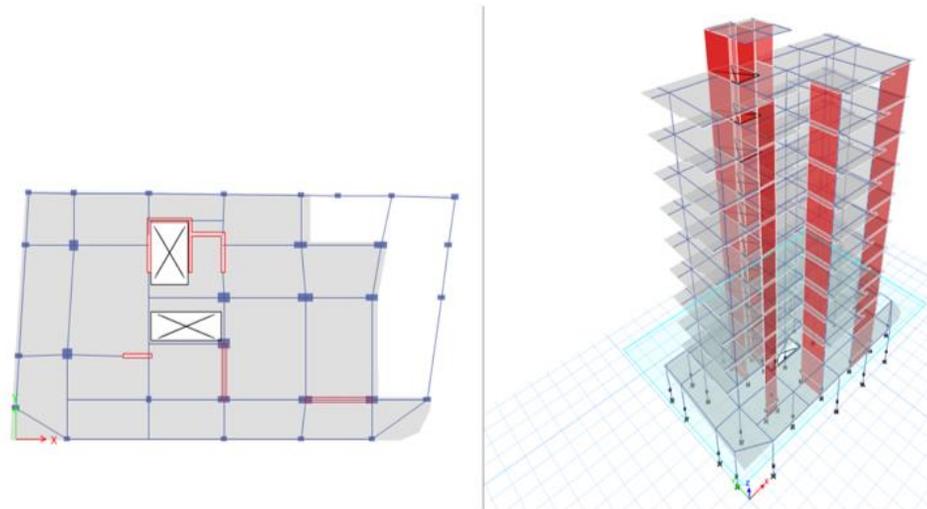


Figura 35 Segunda Opción de Reforzamiento que considera la incorporación de muros de corte alrededor de la grada y de dos muros grandes de 30 cm, de espesor, en los Ejes 5 y E.

Tabla 46 Resultados en términos de desplazamiento de Opción 2.
Reforzamiento con muros de 30 cm, de espesor.

Nivel de Piso (m)	Sentido Longitudinal		Sentido Transversal	
	Pórtico 1 (cm)	Pórtico 5 (cm)	Pórtico B (cm)	Pórtico G (cm)
3.93	1.056	0.906	1.405	1.240
7.46	2.426	2.187	3.156	2.962
10.70	4.088	3.824	5.269	5.125
13.94	5.926	5.702	7.555	7.540
17.18	7.857	7.728	9.907	10.080
20.42	9.814	9.829	12.259	12.655
23.66	11.748	11.945	14.527	15.179
26.90	13.599	14.03	16.662	17.597
30.14	15.364	16.065	18.638	19.888
33.38	17.005	18.02	20.454	22.043

7.3 Tercera alternativa de reforzamiento

A la Opción de reforzamiento2, se le añade un muro de corte de pequeña longitud en el Pórtico B, ver figura 36. Los resultados a nivel de desplazamientos laterales, encontrados con el Método Espectral, mejoran ligeramente con respecto a la Opción 2 y son los indicados en la Tabla 47.

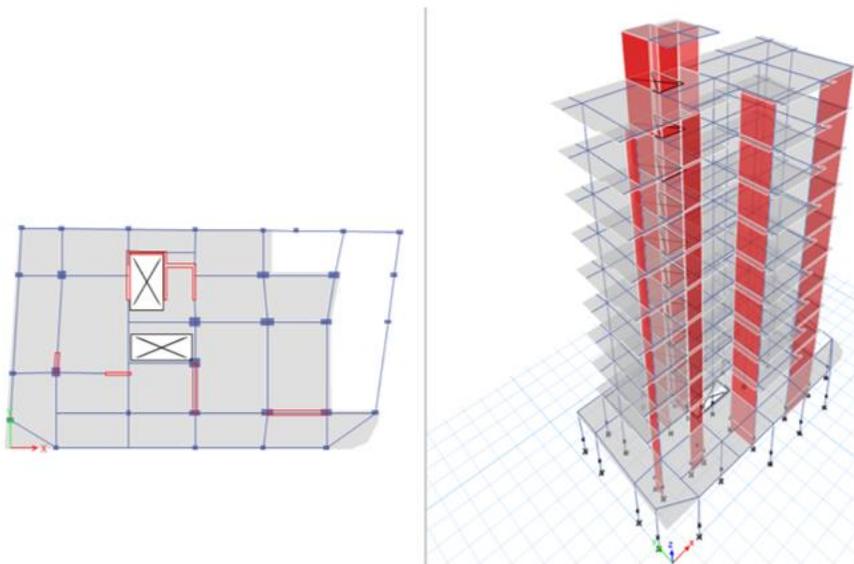


Figura 36 Tercera Opción de reforzamiento que es la Segunda Opción más un pequeño muro de Corte en el Pórtico B.

Las tres opciones de reforzamiento, fueron presentadas a los Propietarios del Edificio Fragata, el 15 de mayo de 2016, a menos de un mes del terremoto. Posteriormente, los Propietarios contrataron a Placencia (2016) para que haga un estudio sobre el comportamiento del Edificio Fragata; una buena parte de las

fotografías que aquí han sido presentadas son de esa fuente, al igual que algunos de los comentarios que realiza especialmente sobre la armadura de confinamiento que consta en los planos estructurales.

En el informe de Placencia (2016) indica que se puede reforzar a la estructura.

Tabla 47 Resultados en términos de desplazamiento de Opción 3.
Reforzamiento con muros de 30 cm, de espesor.

Nivel de Piso (m)	Sentido Longitudinal		Sentido Transversal	
	Pórtico 1 (cm)	Pórtico 5 (cm)	Pórtico B (cm)	Pórtico G (cm)
3.93	1.058	0.909	1.417	1.097
7.46	2.441	2.190	3.188	2.670
10.70	4.12	3.825	5.348	4.639
13.94	5.975	5.700	7.702	6.840
17.18	7.922	7.722	10.137	9.152
20.42	9.893	9.817	12.586	11.488
23.66	11.831	11.924	14.959	13.771
26.90	13.697	14.001	17.205	15.950
30.14	15.467	16.023	19.298	18.005
33.38	17.113	17.96	21.238	19.936

8 COMENTARIOS

Es lógico pensar que la población no desea ningún daño en su vivienda pero es inevitable ante un terremoto como el registrado el 16 de abril de 2016, porque las normas sísmicas contemplan un factor de reducción de las fuerzas sísmicas denominado R , para el cual se divide el espectro de diseño elástico y se obtienen fuerzas estáticas equivalentes pequeñas con las que se diseña la estructura; si no se desea ningún daño en la estructura se debe trabajar con $R = 1$ pero esto conlleva a tener fuerzas laterales muy altas y por ende un diseño extremadamente costoso.

Es alarmante por decir lo menos, cuando se ven paredes rotas de bloques de hormigón o de ladrillo; la ciudadanía desconoce que si se espera daño en los elementos estructurales, con mayor razón se tendrá daño en la mampostería.

Lo cierto que el diseño por ductilidad conlleva pensar en que va a existir daño en los elementos estructurales y no estructurales como mampostería, ventanas, puertas, etc. Las Normativas sísmicas están desarrolladas de tal manera que los elementos estructurales, disipen la mayor cantidad de energía posible, en un terremoto pero esto es daño. Cuando se habla de longitud de confinamiento, se está pensando de la probable zona donde se va a producir el daño.

El sismo del 16 de abril de 2016, de magnitud de momento 7.8, no fue un sismo un poco fuerte sino que se trató de un terremoto prueba de ello es que los espectros de diseño elástico que se obtienen con la Norma Ecuatoriana de la Construcción de 2015, para las ciudades de: Portoviejo, Manta, Chone, presentan ordenadas espectrales más bajas, en la zona de períodos cortos que los que se

obtuvieron con los registros del terremoto. Las ciudades indicadas se hallan a más de 170 km, de la zona epicentral y sus estructuras tuvieron gran daño entre otras cosas por las ondas sísmicas.

Es una pena que se emita un informe muy simplista en que no se obtenga un índice de daño o se encuentre por lo menos la ductilidad de sus elementos o de la estructura y se emita un veredicto tan delicado como que se debe derrocar la estructura, basado en que hizo 9 extracciones de núcleos de hormigón pero no indica aspectos tan elementales como la relación entre el diámetro y la longitud, para ver si era necesario tomar un factor de ajuste. A criterio de los autores de este artículo, se tiene serias dudas sobre la confiabilidad de esos ensayos.

Hicieron cuatro ensayos de ultrasonidos (muy pocos) y no explican cómo luego del ensayo obtienen un factor que han denominado con el nombre de la compañía que hizo los ensayos (Labsctest) y se tiene resultados idénticos a los que reportó el ensayo de extracción.

No hubo rigurosidad en la realización de los ensayos para determinar la resistencia del hormigón; debió aplicarse el Método Sonreb y realizar un ajuste de los valores obtenidos de tres tipos de ensayos: esclerometría; ultrasonido y extracción; con eso debían indicar la incertidumbre de los resultados.

De igual manera mediante un estudio de vibración ambiental determinan que el período de vibración de la estructura varía entre 1.12 y 1.65 seg, es un rango demasiado grande de acuerdo a especialistas que están trabajando su tesis doctoral en este campo (Calderón 2017).

No se puede decir más porque no presentan los cálculos, igual que no lo hicieron con la resistencia del hormigón, ni con la verticalidad del edificio; solo presentan resultados. Sánchez (2016).

Por cierto en el informe indican que en el sentido transversal no existe desplome en el edificio pero que si lo hay en el sentido longitudinal; llama la atención porque en el sentido transversal fue donde se tuvieron los mayores desplazamientos. **El sitio idóneo para ver la verticalidad de un edificio es en el ducto del ascensor**, ahí es donde normalmente se realiza ya que el ducto del ascensor se construye completamente aplomado para que funcione el ascensor. El medir la verticalidad en las fachadas queda la interrogante de que a lo mejor tuvo una falla constructiva.

Es un tema muy delicado dar como veredicto final que se debe derrocar un edificio y lamentablemente al informe (Sánchez 2016) le falta sustento que respalde los resultados que presenta y a más de ello hacer cálculos en el rango no lineal que conduzcan a la determinación de índices de daño a nivel local, de piso y global, nada de esto se hizo.

Pero dicho sea de paso, en este terremoto se dieron varios casos de profesionales que solo de la inspección de campo (menos de un día) sin ningún cálculo dieron un veredicto: se debe derrocar el edificio y en algunos casos el que daba el veredicto no era un Ingeniero Estructural.

9 CONCLUSIONES

Se ha calculado el diagrama momento-curvatura de todos los elementos de los Pórticos 5 y E, considerando un modelo de hormigón confinado y se ha demostrado que en promedio la ductilidad por curvatura es de alrededor de 30, lo que demuestra que los elementos tenían suficiente ductilidad a pesar de que no cumplía en forma rigurosa con algunas normativas del ACI.

Por otra parte, se realizó un análisis estático no lineal, con la Técnica del Pushover, para determinar la curva de capacidad sísmica resistente que relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo y se verificó dos cosas; la primera que la Técnica del Pushover reporta en forma bastante buena el desempeño que tuvo la estructura durante el terremoto del 16 de abril de 2016. El segundo punto tiene que ver con el Índice de Daño I_D que se obtuvo para la condición más exigente, de que el fallo de la estructura se da con una deriva global del 2%, El I_D encontrado fue de 0.52 para el Pórtico E y de 0.58 para el Pórtico 5; el índice de daño para el modelo propuesto varía entre cero que significa sin daño a uno que corresponde al fallo.

De igual manera se obtuvo el Índice de Daño, considerando el valor más crítico del período de la estructura hallado mediante vibración libre que fue de 1.65 seg. Los Índices de daño hallados con los períodos asociados a una deriva global del 2 % fueron de 0.11 en el Pórtico E y de 0.04 en el Pórtico 5. Los valores encontrados se encuentran muy distantes de la unidad que corresponde al criterio de colapso adoptado.

Por lo tanto de acuerdo a los Índices de Daño encontrados en base a la energía y en función del período de vibración; la estructura se podía reparar fácilmente y se ha visto en la Opción 2 que mediante la colocación de dos muros de corte de 30 cm, de espesor en los Pórticos 5 y E, se reducen notablemente los desplazamientos laterales. El trabajo completo habría sido completar los muros alrededor de las escaleras, y restablecer la rigidez y resistencia de los elementos afectados. A más de lo expuesto se tenía planificado incorporar disipadores de energía para conferirle mayor amortiguamiento a la estructura.

Al haber derrocado el Edificio Fragata, se demostró que la gente no entiende del diseño por ductilidad. Por lo tanto a futuro se recomienda diseñar con sistemas de control pasivo, como aisladores o disipadores de energía, ahí sí que no habrá daño en la estructura.

REFERENCIAS

1. Abrahamson N., Gregor N., and Addo K., (2016) "BC Hydro ground motion prediction equations for subduction earthquakes", *Earthquake Spectra*.
2. Aguiar R, Hinostroza M., Zambrano L., (2016,1), "Comportamiento estructural del Bloque uno de edificio de Post grado durante el terremoto del 16 de abril de 2016", *Revista Ciencia*, **18**, **4**, 381-392. www.revista_ciencia.espe.edu.ec
3. Aguiar R., Cedeño G., Lucas C., (2016,2), "Comportamiento del Bloque dos del edificio de Postgrado de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí afectada por el terremoto de 2016", *Revista Ciencia*, **18**, **4**, 393-405. www.revista_ciencia.espe.edu.ec
4. Aguiar R., Loor N., Zambrano D., (2016,3), "Comportamiento del Bloque Estructural tres del edificio de Post Grado de la ULEAM durante el terremoto del 16 A", *Revista Ciencia*, **18**, **4**, 407-420. www.revista_ciencia.espe.edu.ec
5. Aguiar R., Barberán J., (2016,4), "Análisis del Bloque uno de la Facultad de Administración de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí afectada por el terremoto de 2016", *Revista Ciencia*, **18**, **4**, 421-433. www.revista_ciencia.espe.edu.ec
6. Aguiar R., Mendoza A., Salmerón A., (2016,5), "Análisis Sísmico Espacial Modal Espectral del Bloque Tres de la Facultad de Administración de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manta afectada por el terremoto de 7.8 del 16 de abril de 2016", *Revista Ciencia*, **18**, **4**, 435-449. www.revista_ciencia.espe.edu.ec
7. Aguiar R., Mora D., Rodríguez M., (2015), "Diagrama-momento curvatura y momento y momento rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación **CEINCI-LAB**", *Revista Ciencia*, **17** (2) 201-239. www.revista_ciencia.espe.edu.ec
8. Aguiar R., Castro C., (2009), "Zonas fuentes para estudios de peligrosidad sísmica en el Ecuador", *Antología Científica de Ingeniería Estructural y Sísmica en Países Andinos. Consulado del Perú en el Ecuador.*, 87-111, Guayaquil.
9. Calderón F., (2017) Comunicación personal en la Universidad Tecnológica Nacional. Por terminar sus estudios doctorales. Mendoza, Argentina.
10. Chunga K. (2010,1). Shallow crustal earthquakes and seismic zonation for Ecuador. Ph.D. Thesis. University of Insubria. Italy. 165 p.
11. Chunga et al. (2010,2). Identificación de nudos sismogénicos capaces de

generar potenciales terremotos con $M > 6$ y $M > 6.5$ en las regiones colinares y cadenas montañosas de los Andes Septentrionales. RTE – ESPOL. 39 p.

12. Godínez E., López Almansa F., “Importancia del diseño de las conexiones viga-columna en la capacidad sismorresistente de edificios dúctiles de concreto reforzado en México”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **19**, (2), 113-142. www.riie.espe.edu.ec
13. Godínez E., Tena A., (2017), “Factores de reducción por sobre resistencia para marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo metálico tipo Chervrón”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **22**, (1), 57-70. www.riie.espe.edu.ec
14. Haendel A., Specht S., Kuehn N., and Scherbaum F., (2015), “Mixture of ground-motion prediction equations as backbone models for a logic tree: an application to the subduction zone in Northern Chile”, *Bulletin of Earthquake Engineering*.
15. Mora D., (2015), *Comportamiento de estructuras de acero con y sin disipadores de energía tipo TADAS, ubicadas en la ciudad de Quito, por el Método del Espectro de Capacidad*. Tesis para obtener el título de Master en Ciencias en la Politécnica Nacional, 350 p.
16. NEC-15 (2015) *Norma Ecuatoriana de la Construcción, SE-DS, Cargas Sísmicas. Diseño Sismo Resistente*. 138 p. Quito.
17. NEHRP (2009), Council, B. S. S., (2009), *NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures*, Federal Emergency Management Agency.
18. Parra H., (2016), *Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la Peligrosidad Sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito*, Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
19. Placencia P., (2016), *Informe Técnico preliminar de las afectaciones por el sismo $M=7.8$ del 16 de abril de 2016 en base a inspecciones visuales*. Consultoría, 36 p.
20. Quisberth A. (2017), “Criterios normativos para la valoración de la resistencia del Hormigón en edificios existentes”, *Congreso Boliviano de Ingeniería Estructural*. Presentación. Sucre, Bolivia.
21. Rivas A. (2016), *Caracterización probabilística de la peligrosidad sísmica en dos emplazamientos de interés, Manta y Bahía de Caráquez (Ecuador)*, Informe de estudio, 21 p.

22. Rodríguez M., (2015), "Evaluation of a proposed damage index for a set of earthquakes", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **44**, 1255-1270.
23. Sánchez T., (2016) *Análisis, estudio y planteamiento de soluciones estructurales de edificaciones afectadas por el terremoto del 16 de abril de 2016 en la Provincia de Manabí, Cantón Sucre, identificadas como de alto riesgo, Grupo N. 9*, Consultoría, 64 p.
24. Tena A., Gatica G., Urbina L., Torres L., (2012), "Impacto de la disposición de vigas secundarias en losas perimetralmente apoyadas en el comportamiento sísmico de edificios diseñados con base en marcos de concreto reforzado", *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, **17**, (1,2), 63-85. www.riie.espe.edu.ec
25. Vielma J. C.; Cando M., (2014), "Implementación del FEMA P695 en la evaluación de las estructuras metálicas del Ecuador", *Revista Ciencia*, **16** (2), 209-253. www.revista_ciencia.espe.edu.ec
26. Zhao J., Zhang J., Asano A., Ohno Y., Ouchi T., Takahashi T., ... and Fukushima Y., (2006), "Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period", *Bulletin of the Seismological Society of America*, **96** (3), 898-913.