

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Análisis de diseño de pórticos sometidos a cargas de impacto
utilizando método de demanda-capacidad**

Juan Sebastián Estrella Sierra

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de
INGENIERO CIVIL

Quito, 19 de septiembre de 2023

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

**Análisis de diseño de pórticos sometidos a cargas de impacto
utilizando método de demanda-capacidad**

Juan Sebastián Estrella Sierra

Nombre del profesor, Título académico

Fernando Gómez Sánchez, Ph.D.

Quito, 19 de septiembre de 2023

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos:	Juan Sebastián Estrella Sierra
Código:	00137138
Cédula de identidad:	1727124164
Lugar y fecha:	Quito, 19 de septiembre de 2023

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

RESUMEN

El diseño estructural con pórticos es comúnmente utilizado en el campo de la construcción actual debido al comportamiento confiable de este sistema. Por este motivo, es importante expandir el conocimiento en las condiciones de su funcionamiento, y uno de los campos donde esto se puede realizar es el estudio del comportamiento bajo cargas de impacto sobre un diseño tradicional utilizando el método de diseño de demanda-capacidad.

Para poder realizarlo, se limitaron los materiales y la geometría que los pórticos tendrían utilizando alambre galvanizado de máximo 1.6 mm para simular el comportamiento de acero longitudinal y transversal, los tipos de materiales cementantes y aditivos químicos permitidos son cemento portland tipo I, cementos puzolánicos, ceniza volante y humo sílice siguiendo las respectivas normativas ASTM de cada uno. Cabe recalcar, que dichas consideraciones se basan en la competencia organizada por el American Concrete Institute como punto de partida.

Para que la carga de impacto pueda estimarse, se utilizó una masa de 8.4 kg en la cual varía la altura a la que será soltada para impactar los pórticos cada 50 cm hasta llegar a una altura máxima de 3 m.

Tras realizar las pruebas, se puede estimar el instante de tiempo crítico para convertir el impacto en fuerza y estimar cuál es la demanda que los pórticos necesitan para poder soportar las cargas de impacto y analizar los resultados.

Palabras clave: hormigón, diseño, pórticos, fuerza de impacto, hormigón armado, ductilidad.

ABSTRACT

Structural design with frames is commonly used in today's construction industry due to the reliable behavior of this system. For this reason, it is important to expand knowledge about its performance conditions, and one of the fields where this can be done is the study of behavior under impact loads on a traditional design using the demand-capacity design method.

In order to achieve this, materials and the geometry of the frames were limited, using galvanized wire with a maximum diameter of 1.6 mm to simulate the behavior of longitudinal and transverse steel. The types of cementitious materials and permitted chemical additives include Portland Type I cement, pozzolanic cements, fly ash, and silica fume, following the respective ASTM standards for each. It is worth noting that these considerations are based on the competition organized by the American Concrete Institute as a starting point.

To estimate the impact load, an 8.4 kg mass was used, varying the height at which it was dropped to impact the frames every 50 cm, up to a maximum height of 3 m.

After conducting the tests, it is possible to estimate the critical time instant to convert the impact into force and determine the demand that the frames need to withstand impact loads and analyze the results.

Key words: concrete, design, frames, impact force, reinforced concrete, ductility.

TABLA DE CONTENIDO

Introducción.....	10
Antecedentes	10
Desarrollo del Tema.....	12
Diseño de pórticos para obtención de tiempo de duración del impacto	12
Análisis de los modelos de pórticos realizados en la casa abierta de ingeniería civil en la Universidad San Francisco de Quito	15
Diseño de pórticos utilizando el método de demanda-capacidad.....	16
Análisis de pórticos construidos para soportar cargas de impacto por medio del método diseño-capacidad	16
Modelo de pórtico diseñado por método demanda-capacidad.....	16
Filosofía de diseño con el método diseño-capacidad	19
Metodología de diseño del hormigón armado a flexión y cortante	20
Diseño de vigas para pórticos sometidos a cargas de impacto	22
Diseño de columnas para pórticos sometidos a cargas de impacto:	28
Conclusiones	31
Referencias bibliográficas.....	33
Anexo A: Vista DE CARGAS DE LOS PÓRTICOS DISEÑADOS PARA SOPORTAR CARGAS DE IMPACTO.....	34
Anexo B: MEMORIA DE CÁLCULO PARA DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS PARA PÓRTICOS SOMETIDOS A CARGAS DE IMPACTO.....	35

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Momentos y cortantes últimos de vigas y columnas para los modelos de pórtico.	18
Tabla 2. Especificaciones de los materiales utilizados para el diseño de pórticos sometidos a cargas de impacto	19
Tabla 3. Dimensiones de los tres diferentes casos de pórticos diseñados a cargas de impacto	21
Tabla 4: Detalle de cálculo de momentos nominales para los pórticos diseñados por método de demanda-capacidad.....	25
Tabla 5. Dimensiones de los tres diferentes casos de pórticos diseñados a cargas de impacto	28
Tabla 6. Momentos nominales de pórticos sometidos a cargas de impacto	29
Tabla 7. Área de corte de pórticos sometidos a cargas de impacto	30

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Configuración de la cámara de impacto. Fuente: Competencia de pórticos de impacto, casa abierta USFQ (2023).....	13
Figura 2. Deformación máxima obtenida en el pórtico a una altura de 0.50 cm. Fuente: Competencia de pórticos de impacto, casa abierta USFQ (2023).	14
Figura 3. Diagrama de momento máximo para vigas.....	17
Figura 4. Diagrama de momento máximo para columnas.....	17
Figura 5. Diagrama de cortante máximo para vigas segunda configuración.....	18
Figura 6. Diagrama de cortante máximo para columnas segunda configuración.....	18
Figura 7. Falla de pórtico por carga de impacto a un metro de altura por flexión pura.	26

INTRODUCCIÓN

El sistema de pórticos es utilizado en diseño estructural actualmente por su resistencia, comportamiento y distribución de fuerzas. Estos factores permiten que la estructura se mantenga segura ante eventuales cargas extremas y cargas típicas gravitacionales (carga viva y carga muerta). Por ejemplo, durante un evento sísmico extremo, el mecanismo de falla debe seguir un proceso: primero fallan las vigas, después las columnas y por último los nodos. Debido a esta importancia y su amplio uso en construcciones civiles, conocer el comportamiento de dichas estructuras ante diferentes tipos de carga es primordial.

Antecedentes

Pórticos

Un pórtico simple está compuesto por la unión de dos columnas con una viga, formando de esta manera un marco rígido capaz de soportar cargas y generar un eficiente sistema de transferencia de estas. Estos sistemas tienen una amplia difusión en construcción de casas, edificios e incluso puentes (Nilson, A. H., Darwin, D., & Dolan, C. W., 2010).

Existen, debido a su comportamiento estructural, dos tipos de pórticos no arriostrados: pórticos rígidos y pórticos articulados. Los primeros transmiten momentos y fuerzas, permitiendo que exista una distribución más uniforme de fuerzas en la estructura y soportando de manera óptima cargas laterales; este tipo de pórticos es habitual cuando se utiliza hormigón armado. Los pórticos articulados no transmiten momentos en sus uniones, generando que vigas y columnas se deformen libremente, haciendo una distribución menos uniforme de cargas en la estructura, pero haciéndola más flexible (McCormac, J.C., Brwon, R.H., 2014).

A pesar de uso generalizado, debido a su buen desempeño para cargas gravitacionales y cargas sísmicas, el comportamiento que estos poseen ante cargas de impacto se basa en su capacidad de absorber y redistribuir la energía de este, minimizando el daño estructural. La eficiencia de los pórticos se concentra en tres campos: diseño estructural, materiales y conexiones y detalles constructivos (Maljaars, Aliabadi, M.H., 2010).

Descripción general del proyecto

El proyecto consiste en analizar seis diferentes pórticos que fueron sometidos a un experimento de carga de impacto. Conociendo su masa y la geometría pre- establecida, se busca obtener el tiempo de impacto, para poder estimar las fuerzas de impacto. Una vez obtenido este dato, se realiza un cálculo de diseño por demanda-capacidad transformando la energía en un valor de fuerza cuantificable y se calcula cuál es la cantidad de acero necesaria y capacidad de fluencia de hormigón para poder soportar las cargas de impacto reduciendo el daño.

DESARROLLO DEL TEMA

Diseño de pórticos para obtención de tiempo de duración del impacto

Los modelos de pórticos analizados por medio de los cuales se obtuvo el tiempo de duración del impacto se realizaron en la Universidad San Francisco de Quito siguiendo los lineamientos del concurso de pórticos durante la casa abierta de Ingeniería Civil. En este concurso se limitaron los materiales que pueden usar para la mezcla: Cemento Portland Tipo I (ASTM C150); Cementos puzolánicos ASTM C1157 (INEN 2380), ASTM C595; Ceniza volante (fly-ash) ASTM C618; y humo de sílice ASTM C1240. Admitiendo también aditivos químicos que conforman con las normas ASTM C494 o ATM 1017. Por otra parte, para el refuerzo a utilizar tipo longitudinal o transversal deber tener un diámetro máximo de 1.6 mm de alambre galvanizado. Además, el refuerzo longitudinal no debe exceder 8 alambres y el refuerzo transversal debe estar limitado a 11 estribos en la mitad del pórtico. El uso de fibras no estuvo permitido, al igual que cualquier tipo de pegamentos, recubrimientos o placas.

Los modelos debían permitir el paso de una placa de 210mm (alto) x 275mm (ancho) y no exceder una altura máxima de 250 mm y poseer un área plana de 100 mm (largo) x 50 mm (ancho) centrada en la mitad de la estructura, como se observa en la Figura 1.

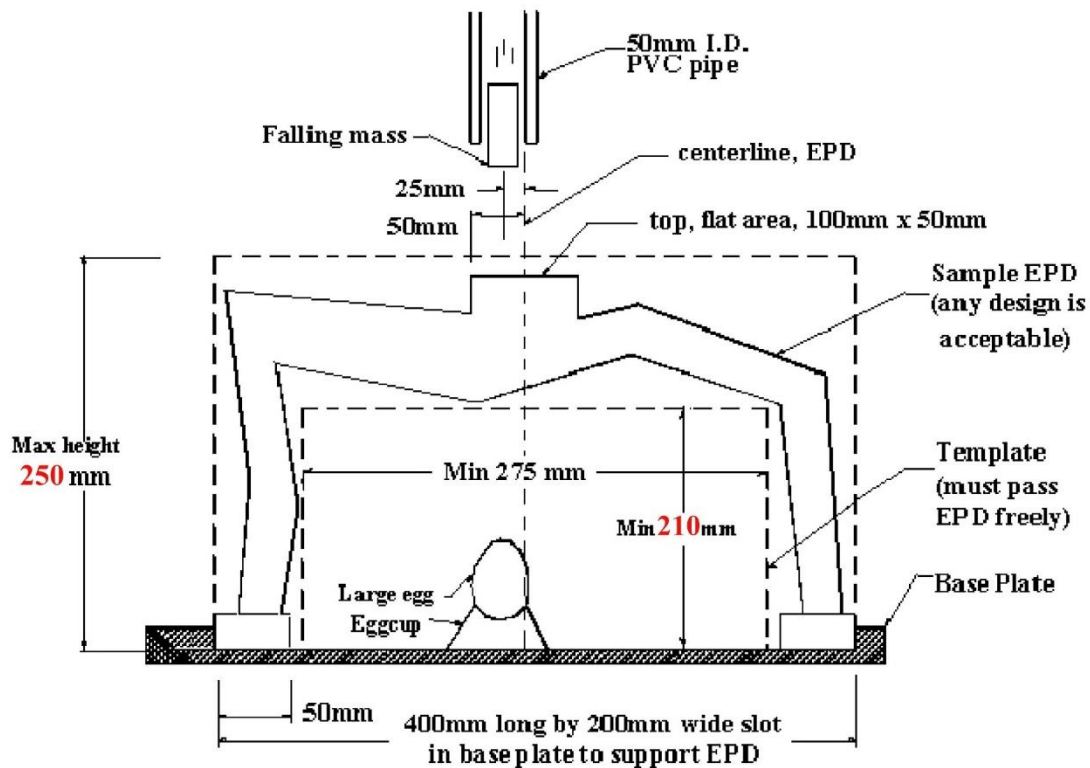


Figura 1. Configuración de la cámara de impacto.

Fuente: Competencia de pórticos de impacto, casa abierta USFQ (2023).

Una vez realizados los pórticos con las diferentes configuraciones presentadas por los estudiantes, se procedió a hacer el ensayo de seis modelos distintos, donde dichos experimentos fueron grabados con una cámara de medición GoPro de resolución 1080x1920 px (full HD) con una frecuencia de muestreo de 240 Hz y nivelada en un trípode. Cuando el experimento fue grabado, se procedió por medio de la ayuda de un código de programación creado en Matlab para medir la deformación con el número de píxeles que posee un cuadro imagen de los videos realizados en el experimento, como se indica en la Figura 2.



Figura 2. Deformación máxima obtenida en el pórtico a una altura de 0.50 cm.
Fuente: Competencia de pórticos de impacto, casa abierta USFQ (2023).

De esta manera, se obtiene la velocidad por medio de conservación de energía y conociendo el desplazamiento, se puede obtener la duración del impacto para estimar la fuerza promedio de impacto, como se indica a continuación:

Datos:

h_1 : 50cm

x_1 : 6 mm

m : 8.4 kg

Cálculo de velocidad:

$$v_1 = \sqrt{2 * g * h_1}$$

$$v_1 = 3.13 [m/s]$$

Cálculo de instante de tiempo máximo:

$$\Delta t = \frac{x1}{v1}$$

$$\Delta t = 0.002 \text{ [s]}$$

Una vez calculada esta incógnita por medio de los experimentos de pórticos realizados siguiendo el lineamiento establecido, se pueden realizar los cálculos de demanda capacidad para la carga máxima que debería resultar similar el experimento. Ninguno de estos diseños de pórticos logró soportar el impacto máximo de 3 metros de altura.

Análisis de los modelos de pórticos realizados en la casa abierta de ingeniería civil en la Universidad San Francisco de Quito

Para obtener los datos necesarios para analizar el desplazamiento de los pórticos, la configuración de la ductilidad, esfuerzo máximo del concreto y configuración geométrica influyeron en los datos obtenidos. Sin embargo, es menester recordar que, dentro de las restricciones elaboradas por la Casa Abierta de Ingeniería Civil, se limitaba a 8 alambres el refuerzo longitudinal.

Para realizar los cálculos de diseño por demanda-capacidad, esta restricción no se encontrará dentro de los parámetros limitantes del diseño ya que lo que se busca con este análisis es calcular el acero longitudinal y transversal necesarios, de modo que el pórtico soporte la fuerza máxima del experimento.

Diseño de pórticos utilizando el método de demanda-capacidad

Análisis de pórticos construidos para soportar cargas de impacto por medio del método diseño-capacidad

Una vez obtenidos los datos necesarios de los pórticos ensayados se procede a aplicar las leyes de conservación de energía para encontrar la velocidad máxima que soportará el pórtico de fuerza de impacto en base a su altura máxima y aplicando el concepto de que:

Fórmula de fuerza en base a impulso y tiempo:

$$F = \frac{I}{\Delta t}$$

Se puede encontrar la fuerza en base al instante de tiempo máximo. En este caso, se acercó a un valor menor para poder obtener datos cercanos a resultados con los materiales y dimensiones de geometría, utilizando el 70% del valor de variación de tiempo máximo, siendo:

$$\Delta t = 0.004 \text{ [s]}$$

Teniendo una fuerza de impacto igual a:

$$F = 16.109 \text{ [kN]}$$

Con dichos datos se puede realizar un modo estructural de los pórticos en el programa SAP 2000.

Modelo de pórtico diseñado por método demanda-capacidad

Configurando la carga a 50 mm del centro del pórtico, se obtuvieron los siguientes diagramas de cortante y momento con las tres diferentes propuestas para soportar el impacto de manera efectiva. Cabe recalcar que todas las configuraciones con sus

respectivos cálculos se encuentran detallados en el Anexo 1. Las gráficas obtenidas se muestran a continuación:

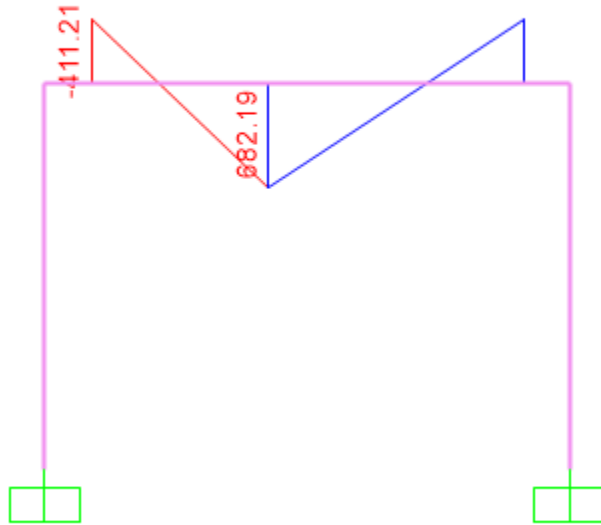


Figura 3. Diagrama de momento máximo para vigas.

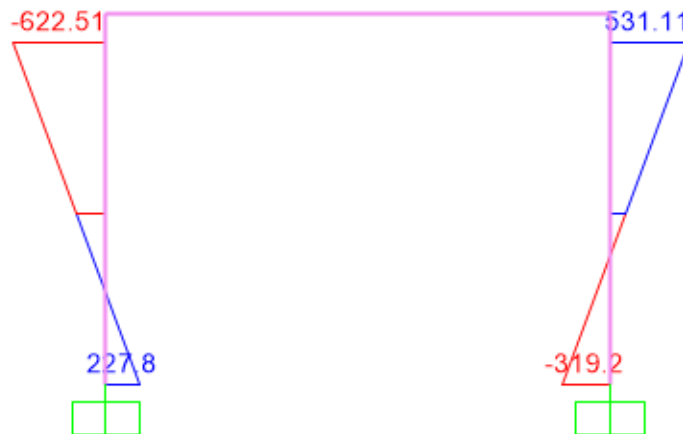


Figura 4. Diagrama de momento máximo para columnas.

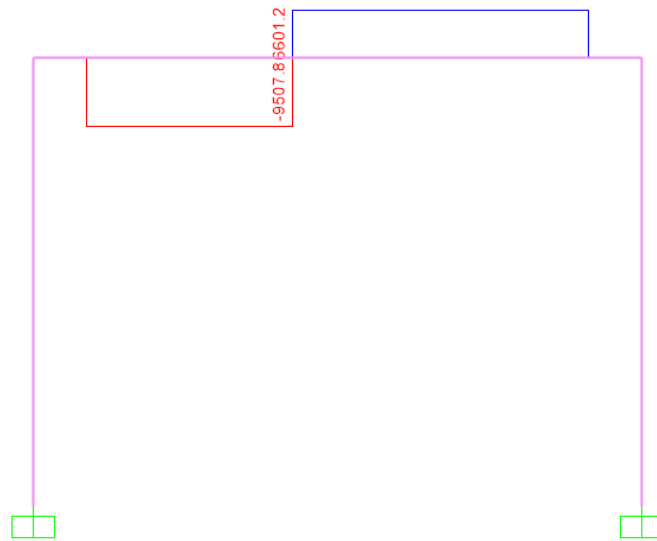


Figura 5. Diagrama de cortante máximo para vigas segunda configuración.



Figura 6. Diagrama de cortante máximo para columnas segunda configuración.

De dichos diagramas, se obtiene que los valores de momentos últimos para vigas y columnas son los siguientes detallados a continuación:

Tabla 1. Momentos y cortantes últimos de vigas y columnas para los modelos de pórtico.

Momentos y cortantes últimos para vigas y columnas	
Momento último viga	682.19 [N*m]
Momento último columna	622.51 [N*m]
Cortante última viga	9507.8 [N]
Cortante último columna	3696.97 [N]

Por otra parte, para el diseño de vigas y columnas se utilizarán las siguientes especificaciones de los materiales:

Tabla 2. Especificaciones de los materiales utilizados para el diseño de pórticos sometidos a cargas de impacto

Especificaciones de materiales	
f'_c	42 [MPa]
f_y	300 [MPa]
E_s	200 [GPa]
recubrimiento	5 [mm]

Filosofía de diseño con el método diseño-capacidad

El enfoque que utiliza este método es soportar las demandas generadas por diversas cargas en combinación para encontrar la configuración más crítica y analizando eventos extremos, manteniendo una capacidad adecuada de resistencia y seguridad (Rusch, T.P., P.E., 2008).

Para poder realizarlo, hay varios puntos clave importantes que tener en cuenta, entre ellos están:

1. Determinación de demandas: Analiza todas las cargas y fuerzas importantes que interactuarán con la estructura a diseñar.
2. Evaluación de la capacidad: En base a la resistencia de los materiales a utilizar y a la geometría propuesta, se analiza la capacidad máxima de carga que la estructura puede soportar.

3. Comparación de demanda-capacidad: Una vez determinadas las cargas y fuerzas a las que será sometida la estructura y la capacidad máxima de esta en base a la geometría y resistencia de materiales, se verifica que la capacidad (geometría y resistencia de materiales) sea mayor en magnitud de momento que la demanda (cargas y fuerzas que actúan sobre la estructura).
4. Factor de seguridad: Una vez que se comprueba que la capacidad en la estructura es mayor que la demanda, es importante agregar medidas adicionales para asegurar su óptimo funcionamiento. Por este motivo, aplicar un factor que reduzca el valor máximo de capacidad con el que la estructura va a funcionar en su vida útil es fundamental.
5. Optimización de diseño: En caso de que realizando la aplicación de un factor de seguridad la estructura no cumpla con superar la demanda de cargas para la que está diseñada, se realizan ajustes al diseño, donde cambiar la geometría o las propiedades de los materiales utilizados pueden hacer que el diseño por demanda capacidad cumpla con un factor de reducción de la capacidad máxima.
6. Iteración y verificación: Una vez que el diseño cumple con la demanda de cargas, se optimiza la capacidad a la que este trabaja para reducir costos constructivos e impactos ambientales.

Metodología de diseño del hormigón armado a flexión y cortante

Para el análisis de los pórticos resistentes a cargas de impacto, se calcula la cantidad de acero longitudinal necesario, cabe mencionar que el acero longitudinal es de alambre galvanizado de 1.6 mm de diámetro, por esta razón, se calcula la cantidad de alambres y el

espaciamiento que estos tendrán. Dicha estimación depende del peralte de la viga, la base y un factor R_o estimado, donde después se realiza la corrección a la cantidad real de acero a utilizar y se aplica los factores a los cálculos de momento y cortante nominal. Donde:

Fórmula de w :

$$w = \frac{1 - \sqrt{1 - 4 * \frac{M_{u\text{viga}}}{\phi * b * d^2 * f'c} * 0.59}}{0.59 * 2}$$

Fórmula de momento nominal:

$$\phi M_n = 0.85 * f'c * a * b_{\text{viga}} * \left(d_{\text{viga}} - \frac{a}{2} \right)$$

Fórmula de espaciamento:

$$S = \frac{f_y * d * A_v}{V_s}$$

Donde siguiendo estas especificaciones se pueden encontrar valores de diseño que, para soportar las cargas sobre la estructura, las dimensiones de los 3 diferentes casos se detallas a continuación:

Tabla 3. Dimensiones de los tres diferentes casos de pórticos diseñados a cargas de impacto

Casos de diseño de pórticos sometidos a cargas de impacto				
Caso 1				
b viga	h viga	l viga	S	N alambres
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
80	40	400	65	20
Caso 2				
b viga	h viga	l viga	S	N alambres
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]

70	40	400	65	15
Caso 3				
b viga	h viga	l viga	S	N alambres
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
60	40	400	65	15

Diseño de vigas para pórticos sometidos a cargas de impacto

Teniendo en cuenta el método de demanda capacidad con el cual se procederán a estimar tres diseños diferentes de pórticos, se detalla el proceso de cálculo ocupado para la obtención de los valores para la configuración de las tres diferentes vigas. Además, dichos cálculos se presentan en el anexo B:

Cálculo de gamma balanceado:

$$\lambda_b = \frac{f'_c * E_s * B_1 * 0.003}{f_y * (f_y + 0.003 * E_s)} = 0.053$$

Una vez calculada gamma balanceado, procedemos a calcular gamma:

Cálculo de gamma:

$$\gamma = 0.5 * \gamma_b = 0.026$$

Con los valores impuestos en la geometría del diseño como la altura de la viga, el recubrimiento y el diámetro del refuerzo longitudinal, se puede calcular el peralte de la viga:

Cálculo de peralte de la viga:

$$d = h - rec - \phi_{est} - \frac{\phi_{ac}}{2} = 32.8 [mm]$$

Cálculo de w:

$$w = \frac{1 - \sqrt{1^2 - 4 * \frac{M_u}{\phi * b * d^2 * f'c} * 0.59}}{2 * 0.59} = 0.417$$

Cálculo de gamma real:

$$\gamma = w * \frac{f'c}{f_y} = 0.039$$

Cálculo de área de acero necesaria:

$$A_s = b * d * \gamma = 1.022 [cm^2]$$

Cabe recalcar que como la geometría de los diseños se ven limitadas por las dimensiones máximas de los experimentos y el tipo de materiales que pueden usarse, se limitó de igual manera el uso de un número de alambres para refuerzo de acero transversal a veinte.

$$N_{var} = 20$$

Cálculo de área de acero real:

$$A_{sreal} = \frac{\pi}{4} * \phi_{var}^2 * N_{var} = 0.402 [cm^2]$$

Sin embargo, aun aumentando a más del doble la cantidad de refuerzo de acero longitudinal de los pórticos utilizados para el experimento, no se logra cubrir la tercera parte del acero necesario para poder soportar de manera eficiente los diferentes impactos de la masa a variadas alturas. Siguiendo con el proceso de cálculo, se obtendrá el valor del momento nominal para la configuración propuesta:

Cálculo de distancia a:

$$a = \frac{A_{sreal} * f_y}{0.85 * b * f'_c} = 6.33 \text{ [mm]}$$

Cálculo de distancia c:

$$c = \frac{a}{B_1} = 7.454 \text{ [mm]}$$

Cálculo de la deformación unitaria en la etapa de transición:

$$\varepsilon_s = \frac{0.003 * c}{d - c} = 0.0009$$

Cálculo de momento nominal:

$$M_n = 0.85 * f'_c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 357.472 \text{ [N * m]}$$

Cálculo de momento nominal con factor de reducción:

$$\phi = 0.9$$

$$\phi M_n = 321.725 \text{ [N * m]}$$

A pesar de que se use menos de un tercio del valor real arrojado por el método de diseño-capacidad, el valor obtenido para el momento nominal de la configuración propuesta considerando el factor de reducción llega a un valor cercano a la mitad del momento último calculado para la demanda de la viga.

$$M_u = 682.19 \text{ [N * m]}$$

De la misma manera en la que se detalló el cálculo de la obtención del momento nominal para la primera configuración, se detallan los valores obtenidos para las tres configuraciones de pórticos con sus respectivas dimensiones detalladas anteriormente:

Tabla 4: Detalle de cálculo de momentos nominales para los pórticos diseñados por método de demanda-capacidad

Momentos nominales de pórticos sometidos a cargas de impacto		
Caso 1		
As	1.022	[cm ²]
As real	0.402	[cm ²]
a	6.336	[mm]
c	7.454	[mm]
ϵ_s	0.0009	[-]
Mn	357.472	[N*m]
ϕM_n	321.725	[N*m]
Caso 2		
As	1.109	[cm ²]
As real	0.302	[cm ²]
a	5.431	[mm]
c	6.389	[mm]
ϵ_s	0.0007	[-]
Mn	272.199	[N*m]
ϕM_n	244.979	[N*m]
Caso 3		
As	1.399	[cm ²]
As real	0.302	[cm ²]
a	6.336	[mm]
c	7.454	[mm]
ϵ_s	0.0009	[-]
Mn	268.104	[N*m]
ϕM_n	241.294	[N*m]

Es menester mencionar que ninguno de los valores obtenidos para los tres diseños de vigas cumplen con superar el valor de momento último para vigas. Sin embargo, de los experimentos realizados, todos los especímenes sometidos a la prueba de impacto fallaron antes de que la masa impactara a una altura superior a un metro por flexión pura, como se visualiza en la siguiente imagen:



Figura 7. Falla de pórtico por carga de impacto a un metro de altura por flexión pura.

Por este motivo, se conoce que el escenario crítico es por falla de flexión pura debido a la ruptura a 90 grados que ocurre en la viga (Park, R., & Gamble, W., 2010). Sin embargo, pese a colocar la mayor cantidad de acero que permite la geometría a la que se encuentra limitado el modelo, no se logra cubrir la cantidad mínima necesaria encontrada en los cálculos para la obtención del momento nominal.

A pesar de que la falla se encuentre en flexión pura, se debe comprobar de igual manera que los diseños propuestos no vayan a fallar por cortante. Los cálculos para encontrar el cortante nominal de las vigas propuestas se detallan a continuación:

Cálculo de longitud de corte crítico:

$$L_{corte} = 2 * L_{viga} = 6.56 [cm]$$

Cálculo de corte en el concreto:

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} * b * d = 2360.433 [N]$$

Cálculo de corte en el acero:

$$V_s = \frac{V_u}{0.75} - V_c = 10316.633 [N]$$

Cálculo de área de corte:

$$A_v = \frac{V_s * S}{f_y * d} = 68.148 [mm^2]$$

Cálculo de área de corte real:

$$A_{sreal} = \frac{\pi}{4} * \phi_{est}^2 * 4 = 6.158 [mm^2]$$

Cabe recalcar que, pese a no cumplir con el valor de área de acero por corte, los experimentos realizados con los seis diferentes pórticos ensayados demostraron que la falla crítica del modelo no tiende a ser por corte. Además, las delimitaciones a las que fueron sometidos también incluían solamente el uso de 22 estribos para su elaboración en total en viga y columnas. A continuación, se detallan los valores obtenidos para corte con el método de demanda-capacidad:

Tabla 5: Área de corte de pórticos sometidos a cargas de impacto

Área de corte de pórticos sometidos a cargas de impacto		
Caso 1		
L corte	6.56	[cm]
Vc	2360.433	[N]
Vs	10316.633	[N]
Av	68.14	[mm ²]
As real	6.158	[mm ²]
Caso 2		
L corte	6.56	[cm]
Vc	2065.379	[N]
Vs	10611.687	[N]
Av	70.098	[mm ²]
As real	6.158	[mm ²]
Caso 3		
L corte	6.56	[cm]
Vc	1770.325	[N]
Vs	10906.742	[N]
Av	66.505	[mm ²]
As real	6.158	[mm ²]

Diseño de columnas para pórticos sometidos a cargas de impacto:

Para el diseño de columnas de los pórticos, analizando la información obtenida del experimento y revisando los valores obtenidos para los momentos de la columna son menores que el 10% de ϕP_n , el diseño de columnas se puede realizar de la misma manera que el diseño de vigas (Hibbeler, R. C., 2019). El cálculo del diseño para columnas es el mismo detallado para el diseño de vigas, los valores obtenidos se muestran a continuación, de igual manera, el cálculo para cada caso se detalla en el Anexo B:

Tabla 6. Dimensiones de los tres diferentes casos de pórticos diseñados a cargas de impacto

Casos de diseño de pórticos sometidos a cargas de impacto				
Caso 1				
b col	h col	l col	S	N alambres
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
60	85	210	65	8
Caso 2				

b col	h col	l col	S	N alambres
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
60	80	210	65	8
Caso 3				
b col	h col	l col	S	N alambres
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
60	75	210	65	8

Tabla 7. Momentos nominales de pórticos sometidos a cargas de impacto

Momentos nominales de pórticos sometidos a cargas de impacto		
Caso 1		
As	0.309	[cm ²]
As real	0.161	[cm ²]
a	3.379	[mm]
c	3.976	[mm]
εs	0.0004	[-]
Mn	367.27	[N*m]
φMn	330.543	[N*m]
Caso 2		
As	0.333	[cm ²]
As real	0.161	[cm ²]
a	3.379	[mm]
c	3.976	[mm]
εs	0.0004	[-]
Mn	343.142	[N*m]
φMn	308.828	[N*m]
Caso 3		
As	0.36	[cm ²]
As real	0.161	[cm ²]
a	3.379	[mm]
c	3.976	[mm]
εs	0.0004	[-]
Mn	319.015	[N*m]
φMn	287.113	[N*m]

Tabla 8. Área de corte de pórticos sometidos a cargas de impacto

Área de corte de pórticos sometidos a cargas de impacto		
Caso 1		
L corte	15.56	[cm]
Vc	4199.125	[N]
Vs	730.169	[N]
Av	4.452	[mm ²]
As real	3.079	[mm ²]
Caso 2		
L corte	14.56	[cm]
Vc	3929.258	[N]
Vs	1000.035	[N]
Av	6.098	[mm ²]
As real	3.079	[mm ²]
Caso 3		
L corte	13.56	[cm]
Vc	3659.392	[N]
Vs	1269.902	[N]
Av	7.743	[mm ²]
As real	3.079	[mm ²]

De igual manera que con el diseño de vigas, cabe recalcar que para el diseño de columnas ninguna de las columnas logró cumplir con que el momento nominal sea mayor que el momento último que estas deben soportar. Sin embargo, como se obtuvo la información de los experimentos realizados, el grado crítico de toda la estructura por la carga de impacto se encuentra en la viga, la cual recibe el impacto directo de esta.

CONCLUSIONES

Debido a que cada pórtico cuenta con su propia configuración, su peso y comportamiento va a variar al impacto de la masa que caerá libremente a diferentes alturas. Ninguno de los pórticos diseñados logró cumplir con los requerimientos e refuerzo de acero longitudinal en el diseño, Esto se debe a la gran magnitud de la carga de impacto. Las limitaciones geométricas de los pórticos y el uso de materiales específicos para los mismos hacen que no sea posible alcanzar el valor de momento último para vigas y columnas.

Los primeros seis pórticos ensayados permitieron tener una noción del valor real del tiempo de duración del impacto. Sin embargo, se tomó un valor cercano al valor crítico de la duración, para estimar las fuerzas de impacto promedio y efectuar el diseño estructural de los pórticos para dicha carga.

En este caso, la principal función de los materiales es disipar la energía de manera eficiente, por medio de deformaciones y daño estructural, para evitar daños no estructurales. Pero dicho comportamiento óptimo no pudo ser cumplido. Sin embargo, se alcanzó un mayor valor de momentos nominales en todas las estructuras presentadas y mejores configuraciones, lo que permitiría un mejor comportamiento de los pórticos. Se variaron las dimensiones de los pórticos, para obtener distintas dimensiones y cantidades de refuerzo longitudinal y transversal.

Con una correcta configuración de los materiales y geometría, se puede obtener que el comportamiento de falla debido a las cargas de impacto sea por flexión pura, obteniendo

un comportamiento más dúctil, lo que puede ayudarnos a lograr un diseño final más seguro. Esto se verificó que se cumple en los experimentos, ya que el refuerzo longitudinal de la viga se fracturó en la zona de momento máximo, y no se obtuvo agrietamiento por cortante.

Los resultados obtenidos en diseño de demanda-capacidad junto con las estructuras ensayadas permiten visualizar que las suposiciones que se realizaron son correctas, pues se entiende por qué los pórticos ensayados fallaron a cierta altura y por qué es tan difícil lograr que las estructuras diseñadas para este experimento puedan resistir las cargas a las que son sometidas.

Se recomienda ensayar las dimensiones de los tres pórticos propuestos y realizar un análisis de momento-curvatura de éstos, para determinar la capacidad teórica y experimental de los pórticos de hormigón armado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Hibbeler, R. C. (2019). "Structural Analysis." Pearson. 56

Maljaars, J., & Aliabadi, M. H. (2010). "Dynamic analysis of impact-loads in a reinforced concrete frame structure." *Engineering Structures*, 32(6), 1682-1689. 56

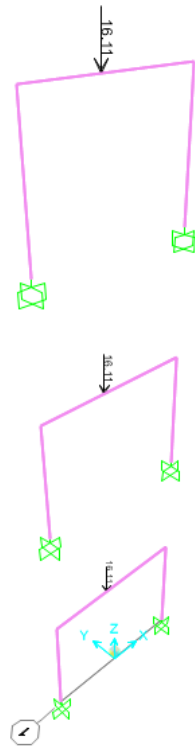
McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2014). "Design of Reinforced Concrete." Wiley. 56

Nilson, A. H., Darwin, D., & Dolan, C. W. (2010). "Design of Concrete Structures." McGraw-Hill Education. 56

Park, R., & Gamble, W. (2010). "Reinforced Concrete Slabs." CRC Press. 56

Rusch, T. P., PE. (2008). "Structural Dynamics in Practice: A Guide for Professional Engineers." McGraw-Hill Education. 56

ANEXO A: VISTA DE CARGAS DE LOS PÓRTICOS DISEÑADOS PARA SOPORTAR CARGAS DE IMPACTO.



**ANEXO B: MEMORIA DE CÁLCULO PARA DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS
PARA PÓRTICOS SOMETIDOS A CARGAS DE IMPACTO**

MEMORIA DE CÁLCULO DE PÓRTICOS DE IMPACTO

I. Transformación de energía de impacto a fuerza

Conociendo que:

$$masa_pesa := 8.4 \text{ kg}$$

$$h_max := 3 \text{ m}$$

Aplicando la ley de conservación de energía podemos encontrar la velocidad a la cual la pesa topa el objeto:

$$E_A = E_B$$

$$\frac{1}{2} masa_pesa \cdot v_max^2 = masa_pesa \cdot g \cdot h_max$$

$$v_max := \sqrt{2 \cdot g \cdot h_max}$$

$$v_max = 7.671 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Aplicando que el impulso es igual a:

$$I = \Delta t \cdot F$$

y que:

$$F = \frac{I}{\Delta t}$$

$$I := masa_pesa \cdot v_max$$

$$I = 64.434 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{s}}$$

Tenemos que:

$$F = \frac{masa_pesa \cdot v_max}{\Delta t}$$

Utilizando un intervalo de tiempo de:

$$\Delta t := 0.004 \text{ s}$$

$$F := \frac{\text{masa_pesa} \cdot v_max}{\Delta t}$$

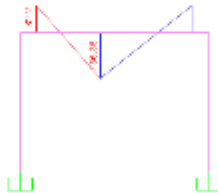
$$F = 16.109 \text{ kN}$$

II. Momentos y cortantes máximos y predimensionamiento de vigas y columnas

Para la resolución de los diferentes casos a proponer se modeló el pórtico en el programa SAP 2000 para así tener el valor de las reacciones en los apoyos, dichas reacciones se muestran a continuación:

Caso de momento máximo para vigas:

Moment (kNm) (para 0.004s)

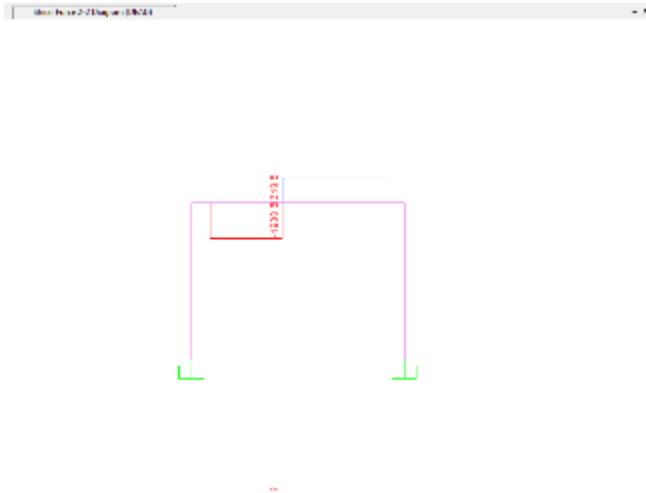


Caso de momento máximo para columnas:

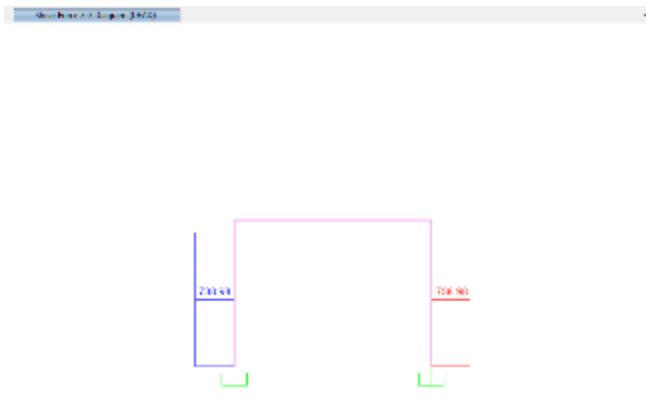
Moment (kNm) (para 0.004s)



Caso cortante máximo para vigas:



Caso cortante máximo para columnas:



Del modelaje realizado, sabemos que los momentos y cortantes máximos para vigas y columnas serán los siguientes:

$$M_{u_viga} := 682.19 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$M_{u_columna} := 622.51 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$V_{u_viga} := 9507.8 \text{ N}$$

$$V_{u_columna} := 3696.97 \text{ N}$$

$$V_{u_viga} = 9.508 \text{ kN}$$

Para el diseño de vigas y columnas para momento y corte usaremos las siguientes especificaciones:

$$f'c := 28 \text{ MPa}$$

$$fy := 300 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

$$rec := 5 \text{ mm}$$

DISEÑO DE VIGAS:

CASO I:

- Viga de 80 x 40 mm:

$$b_{viga} := 80 \text{ mm} \quad \beta_1 := 0.85 \quad S := 6.5 \text{ cm}$$

$$h_{viga} := 40 \text{ mm} \quad \phi_{alambre} := 1.6 \text{ mm}$$

$$l_{viga} := 400 \text{ mm} \quad \phi_{al_estribo} := 1.4 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.9 \quad N_{alambres} := 20$$

Cálculo de diseño de viga:

$$\gamma_b := \frac{f'c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot 0.003}{fy \cdot (fy + 0.003 E_s)} = 0.053$$

$$\gamma := 0.5 \cdot \gamma_b = 0.026$$

$$d_{viga} := h_{viga} - rec - \phi_{al_estribo} - \frac{\phi_{alambre}}{2} = 32.8 \text{ mm}$$

$$w := \frac{1 - \sqrt{1^2 - 4 \cdot \frac{M_{u,viga}}{\phi \cdot b_{viga} \cdot d_{viga}^2 \cdot f'c} \cdot 0.59}}{0.59 \cdot 2} = 0.417$$

$$\gamma := w \cdot \frac{f'c}{fy} = 0.039$$

$$A_s := b_{viga} \cdot d_{viga} \cdot \gamma = 1.022 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área del acero real que vamos a utilizar en base al diámetro del alambre galvanizado y calculamos la resistencia a momento:

$$A_{s_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{alambre}^2 \cdot N_{alambres} = 0.402 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot b_{viga} \cdot f'_c} = 6.336 \text{ mm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 7.454 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s := \frac{0.003 \cdot c}{d_{viga} - c} = 0.0009$$

$$M_n := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_{viga} \cdot \left(d_{viga} - \frac{a}{2} \right) = 357.472 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 321.725 \text{ N} \cdot \text{m}$$

if $M_{u_viga} < \phi M_n$ “cumple la sección propuesta” else “no cumple la sección propuesta”	= “no cumple la sección propuesta”
--	------------------------------------

Aunque la sección no cumpla, se limitó el número de varillas a 15 debido al tamaño de la sección

A continuación, calculamos la resistencia a corte:

Como la viga está empotrada al pórtico tenemos que la longitud de la zona de corte crítico es igual a:

$$L_{corte} := 2 \cdot d_{viga} = 6.56 \text{ cm}$$

$$V_c := 0.17 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_{viga} \cdot d_{viga} = 2360.433 \text{ N}$$

$$V_s := \frac{V_{u_viga}}{0.75} - V_c = 10316.633 \text{ N}$$

$$A_v := \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d_{viga}} = 68.148 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_corte_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{al_estribo}^2 \cdot 4 = 6.158 \text{ mm}^2$$

$$V_{viga} := h_{viga} \cdot l_{viga} \cdot b_{viga} = 1280 \text{ cm}^3$$

CASO II:

- Viga de 70 x 40 mm:

$$b_{viga} := 70 \text{ mm} \quad \beta_1 := 0.85 \quad S := 6.5 \text{ cm}$$

$$h_{viga} := 40 \text{ mm} \quad \phi_{alambre} := 1.6 \text{ mm}$$

$$l_{viga} := 400 \text{ mm} \quad \phi_{al_estribo} := 1.4 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.9 \quad N_{alambres} := 15$$

Cálculo de diseño de viga:

$$\gamma_b := \frac{f'_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot 0.003}{f_y \cdot (f_y + 0.003 E_s)} = 0.053$$

$$\gamma := 0.5 \cdot \gamma_b = 0.026$$

$$d_{viga} := h_{viga} - rec - \phi_{al_estribo} - \frac{\phi_{alambre}}{2} = 32.8 \text{ mm}$$

$$w := \frac{1 - \sqrt{1^2 - 4 \cdot \frac{M_{u_viga}}{\phi \cdot b_{viga} \cdot d_{viga}^2 \cdot f'_c} \cdot 0.59}}{0.59 \cdot 2} = 0.517$$

$$\gamma := w \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.048$$

$$A_s := b_{viga} \cdot d_{viga} \cdot \gamma = 1.109 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área del acero real que vamos a utilizar en base al diámetro del alambre galvanizado y calculamos la resistencia a momento:

$$A_{s_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{alambre}^2 \cdot N_{alambres} = 0.302 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot b_{viga} \cdot f'_c} = 5.431 \text{ mm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 6.389 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s := \frac{0.003 \cdot c}{d_{viga} - c} = 0.0007$$

$$M_n := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_{viga} \cdot \left(d_{viga} - \frac{a}{2} \right) = 272.199 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 244.979 \text{ N} \cdot \text{m}$$

if $M_{u \text{ viga}} < \phi M_n$ “cumple la seccion propuesta” else “no cumple la sección propuesta”	= “no cumple la sección propuesta”
---	------------------------------------

A continuación, calculamos la resistencia a corte:

Como la viga está empotrada al pórtico tenemos que la longitud de la zona de corte crítico es igual a:

$$L_{corte} := 2 \cdot d_{viga} = 6.56 \text{ cm}$$

$$V_c := 0.17 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_{viga} \cdot d_{viga} = 2065.379 \text{ N}$$

$$V_s := \frac{V_{u \text{ viga}}}{0.75} - V_c = 10611.687 \text{ N}$$

$$A_v := \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d_{viga}} = 70.098 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ corte real}} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{al \text{ estribo}}^2 \cdot 4 = 6.158 \text{ mm}^2$$

$$V_{viga} := h_{viga} \cdot l_{viga} \cdot b_{viga} = 1120 \text{ cm}^3$$

CASO III:

- Viga de 60 x 40 mm:

$$b_{viga} := 60 \text{ mm} \quad \beta_1 := 0.85 \quad S := 6 \text{ cm}$$

$$h_{viga} := 40 \text{ mm} \quad \phi_{al \text{ estribo}} := 1.6 \text{ mm}$$

$$l_{viga} := 400 \text{ mm} \quad \phi_{al_estribo} := 1.4 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.9 \quad N_{alambres} := 15$$

Cálculo de diseño de viga:

$$\gamma_b := \frac{f'_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot 0.003}{f_y \cdot (f_y + 0.003 E_s)} = 0.053$$

$$\gamma := 0.5 \cdot \gamma_b = 0.026$$

$$d_{viga} := h_{viga} - rec - \phi_{al_estribo} - \frac{\phi_{alambre}}{2} = 32.8 \text{ mm}$$

$$w := \frac{1 - \sqrt{1^2 - 4 \cdot \frac{M_{u_viga}}{\phi \cdot b_{viga} \cdot d_{viga}^2 \cdot f'_c} \cdot 0.59}}{0.59 \cdot 2} = 0.762$$

$$\gamma := w \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.071$$

$$A_s := b_{viga} \cdot d_{viga} \cdot \gamma = 1.399 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área del acero real que vamos a utilizar en base al diámetro del alambre galvanizado y calculamos la resistencia a momento:

$$A_{s_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{alambre}^2 \cdot N_{alambres} = 0.302 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot b_{viga} \cdot f'_c} = 6.336 \text{ mm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 7.454 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s := \frac{0.003 \cdot c}{d_{viga} - c} = 0.0009$$

$$M_n := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_{viga} \cdot \left(d_{viga} - \frac{a}{2} \right) = 268.104 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 241.294 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } M_{u_viga} < \phi M_n \\ \quad \parallel \text{ "cumple la seccion propuesta" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "no cumple la secci3n propuesta" } \end{array} \right\} = \text{"no cumple la secci3n propuesta"}$$

A continuaci3n, calculamos la resistencia a corte:

Como la viga est1 empotrada al p3rtico tenemos que la longitud de la zona de corte cr3tico es igual a:

$$L_{corte} := 2 \cdot d_{viga} = 65.6 \text{ mm}$$

$$V_c := 0.17 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_{viga} \cdot d_{viga} = 1770.325 \text{ N}$$

$$V_s := \frac{V_{u_viga}}{0.75} - V_c = 10906.742 \text{ N}$$

$$A_v := \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d_{viga}} = 66.505 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_corte_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{al_estribo}^2 \cdot 4 = 6.158 \text{ mm}^2$$

$$V_{viga} := h_{viga} \cdot l_{viga} \cdot b_{viga} = 960 \text{ cm}^3$$

DISEÑO DE COLUMNAS:

Debido a que el valor de los momentos de la columna son menores que $0.1 \phi P_n$ el diseo de columnas se puede realizar con el mismo an1lisis de un diseo de viga, las medidas de las columnas se mantendr1n en todos los casos.

CASO I:

- Columna de 85 x 60 mm:

$$b_{col} := 60 \text{ mm} \quad \beta_1 := 0.85 \quad S := 6 \text{ cm}$$

$$h_{col} := 85 \text{ mm} \quad \phi_{alambre} := 1.6 \text{ mm}$$

$$l_{col} := 250 \text{ mm} \quad \phi_{al_estribo} := 1.4 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.9 \quad N_{alambres} := 8$$

Cálculo de diseño de viga:

$$\gamma_b := \frac{f'_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot 0.003}{f_y \cdot (f_y + 0.003 E_s)} = 0.053$$

$$\gamma := 0.5 \cdot \gamma_b = 0.026$$

$$d_{col} := h_{col} - rec - \phi_{al_estribo} - \frac{\phi_{alambre}}{2} = 77.8 \text{ mm}$$

$$w := \frac{1 - \sqrt{1^2 - 4 \cdot \frac{M_{u_columna}}{\phi \cdot b_{col} \cdot d_{col}^2 \cdot f'_c} \cdot 0.59}}{0.59 \cdot 2} = 0.071$$

$$\gamma := w \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.007$$

$$A_s := b_{col} \cdot d_{col} \cdot \gamma = 0.309 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área del acero real que vamos a utilizar en base al diámetro del alambre galvanizado y calculamos la resistencia a momento:

$$A_{s_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{alambre}^2 \cdot N_{alambres} = 0.161 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot b_{col} \cdot f'_c} = 3.379 \text{ mm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.976 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s := \frac{0.003 \cdot c}{d_{viga} - c} = 0.0004$$

$$M_n := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_{col} \cdot \left(d_{col} - \frac{a}{2} \right) = 367.27 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 330.543 \text{ N} \cdot \text{m}$$

if $M_{u_columna} < \phi M_n$ | “no cumple la sección propuesta”
 || “cumple la sección propuesta”

A continuación, calculamos la resistencia a corte:

Como la viga está empotrada al pórtico tenemos que la longitud de la zona de corte crítico es igual a:

$$L_{\text{corte}} := 2 \cdot d_{\text{col}} = 15.56 \text{ cm}$$

$$V_c := 0.17 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_{\text{col}} \cdot d_{\text{col}} = 4199.125 \text{ N}$$

$$V_s := \frac{V_{u_{\text{columna}}}}{0.75} - V_c = 730.169 \text{ N}$$

$$A_v := \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d_{\text{viga}}} = 4.452 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{corte_real}}} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{\text{al_estribo}}^2 \cdot 2 = 3.079 \text{ mm}^2$$

$$V_{\text{col}} := h_{\text{col}} \cdot l_{\text{col}} \cdot b_{\text{col}} \cdot 2 = 2550 \text{ cm}^3$$

CASO II:

- Columna de 80 x 60 mm:

$$b_{\text{col}} := 60 \text{ mm} \quad \beta_1 := 0.85 \quad S := 6 \text{ cm}$$

$$h_{\text{col}} := 80 \text{ mm} \quad \phi_{\text{alambre}} := 1.6 \text{ mm}$$

$$l_{\text{col}} := 250 \text{ mm} \quad \phi_{\text{al_estribo}} := 1.4 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.9 \quad N_{\text{alambres}} := 8$$

Cálculo de diseño de viga:

$$\gamma_b := \frac{f_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot 0.003}{f_y \cdot (f_y + 0.003 E_s)} = 0.053$$

$$\gamma := 0.5 \cdot \gamma_b = 0.026$$

$$d_{\text{col}} := h_{\text{col}} - \text{rec} - \phi_{\text{al_estribo}} - \frac{\phi_{\text{alambre}}}{2} = 72.8 \text{ mm}$$

$$w := \frac{1 - \sqrt{1^2 - 4 \cdot \frac{M_{u_columna}}{\phi \cdot b_{col} \cdot d_{col}^2 \cdot f'c} \cdot 0.59}}{0.59 \cdot 2} = 0.082$$

$$\gamma := w \cdot \frac{f'c}{f_y} = 0.008$$

$$A_s := b_{col} \cdot d_{col} \cdot \gamma = 0.333 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área del acero real que vamos a utilizar en base al diámetro del alambre galvanizado y calculamos la resistencia a momento:

$$A_{s_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{alambre}^2 \cdot N_{alambres} = 0.161 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot b_{col} \cdot f'c} = 3.379 \text{ mm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.976 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s := \frac{0.003 \cdot c}{d_{viga} - c} = 0.0004$$

$$M_n := 0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_{col} \cdot \left(d_{col} - \frac{a}{2} \right) = 343.142 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 308.828 \text{ N} \cdot \text{m}$$

if $M_{u_columna} < \phi M_n$ “cumple la sección propuesta” else “no cumple la sección propuesta”	= “no cumple la sección propuesta”
---	------------------------------------

A continuación, calculamos la resistencia a corte:

Como la viga está empotrada al pórtico tenemos que la longitud de la zona de corte crítico es igual a:

$$L_{corte} := 2 \cdot d_{col} = 14.56 \text{ cm}$$

$$V_c := 0.17 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_{col} \cdot d_{col} = 3929.258 \text{ N}$$

$$V_s := \frac{V_{u_columna}}{0.75} - V_c = 1000.035 \text{ N}$$

$$A_v := \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d_{viga}} = 6.098 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_corte_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{al_estribo}^2 \cdot 2 = 3.079 \text{ mm}^2$$

$$V_{col} := h_{col} \cdot l_{col} \cdot b_{col} \cdot 2 = 2400 \text{ cm}^3$$

CASO III:

- Columna de 75 x 60 mm:

$$b_{col} := 60 \text{ mm} \quad \beta_1 := 0.85 \quad S := 6 \text{ cm}$$

$$h_{col} := 75 \text{ mm} \quad \phi_{alambre} := 1.6 \text{ mm}$$

$$l_{col} := 250 \text{ mm} \quad \phi_{al_estribo} := 1.4 \text{ mm}$$

$$\phi := 0.9 \quad N_{alambres} := 8$$

Cálculo de diseño de viga:

$$\gamma_b := \frac{f'_c \cdot E_s \cdot \beta_1 \cdot 0.003}{f_y \cdot (f_y + 0.003 E_s)} = 0.053$$

$$\gamma := 0.5 \cdot \gamma_b = 0.026$$

$$d_{col} := h_{col} - rec - \phi_{al_estribo} - \frac{\phi_{alambre}}{2} = 67.8 \text{ mm}$$

$$w := \frac{1 - \sqrt{1^2 - 4 \cdot \frac{M_{u_columna}}{\phi \cdot b_{col} \cdot d_{col}^2 \cdot f'_c} \cdot 0.59}}{0.59 \cdot 2} = 0.095$$

$$\gamma := w \cdot \frac{f'_c}{f_y} = 0.009$$

$$A_s := b_{col} \cdot d_{col} \cdot \gamma = 0.36 \text{ cm}^2$$

Calculamos el área del acero real que vamos a utilizar en base al diámetro del alambre galvanizado y calculamos la resistencia a momento:

$$A_{s_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{alambre}^2 \cdot N_{alambres} = 0.161 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot b_{col} \cdot f'_c} = 3.379 \text{ mm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.976 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s := \frac{0.003 \cdot c}{d_{viga} - c} = 0.0004$$

$$M_n := 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_{col} \cdot \left(d_{col} - \frac{a}{2} \right) = 319.015 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\phi M_n := \phi \cdot M_n = 287.113 \text{ N} \cdot \text{m}$$

if $M_{u_columna} < \phi M_n$ “cumple la sección propuesta” else “no cumple la sección propuesta”	= “no cumple la sección propuesta”
---	------------------------------------

A continuación, calculamos la resistencia a corte:

Como la viga está empotrada al pórtico tenemos que la longitud de la zona de corte crítico es igual a:

$$L_{corte} := 2 \cdot d_{col} = 13.56 \text{ cm}$$

$$V_c := 0.17 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} \cdot b_{col} \cdot d_{col} = 3659.392 \text{ N}$$

$$V_s := \frac{V_{u_columna}}{0.75} - V_c = 1269.902 \text{ N}$$

$$A_v := \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d_{viga}} = 7.743 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_corte_real} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{al_estribo}^2 \cdot 2 = 3.079 \text{ mm}^2$$

$$V_{cot} := h_{cot} \cdot l_{cot} \cdot b_{cot} \cdot 2 = 2250 \text{ cm}^3$$