



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

**TÍTULO: REVISIÓN DE DISEÑOS DE PÓRTICOS DE
HORMIGÓN ARMADO SEGÚN LA NORMA NEC 2015
CONSIDERANDO LA APORTACIÓN DE LA RESISTENCIA DE
LAS PAREDES DE MAMPOSTERÍA**

**AUTOR:
García Pisco, Leandro Magno**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:
Ing. Barros Cabezas, José Andrés**

**Guayaquil, Ecuador
2015**



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por **Leandro Magno García Pisco**, como requerimiento parcial para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

Ing. José Andrés, Barros Cabezas

DIRECTORA DE LA CARRERA

Ing. Stefany Esther, Alcivar Bastidas

Guayaquil, a los 22 días del mes de septiembre del año 2015



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, Leandro Magno García Pisco

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación **Revisión de diseños de Pórticos de Hormigón Armado según la Norma NEC 2015 considerando la aportación de la resistencia de las paredes de mampostería** previa a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 22 días del mes de septiembre del año 2015

EL AUTOR

Leandro Magno, García Pisco



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, **Leandro Magno García Pisco**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Revisión de diseños de Pórticos de Hormigón Armado según la Norma NEC 2015 considerando la aportación de la resistencia de las paredes de mampostería**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 22 días del mes de septiembre del año 2015

EL AUTOR:

Leandro Magno, García Pisco

AGRADECIMIENTO

Me gustaría empezar agradeciendo a mis padres por el apoyo constante durante esta etapa de vida, por saber escuchar y comprender, por estar siempre al pendiente y brindar su ayuda en todo momento.

Agradezco a mi tutor, quien ha sabido ser una guía continua durante el desarrollo de mi trabajo de titulación y nunca se dio por vencido.

Leandro García P.

DEDICATORIA

A mis padres.

Leandro García P.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xi
RESUMEN.....	xii
Palabras Claves	xiii
ABSTRACT	xiv
Keywords.....	xv
INTRODUCCIÓN.....	1
Generalidades	1
Objetivo	2
Alcance	3
Metodología.....	3
CAPÍTULO 1: DISEÑO ESTRUCTURAL CON MAMPOSTERÍA CONFINADA SEGÚN NEC-2015	4
1.1. Principales Elementos de Mampostería Confinada.....	5
1.1.1. Columnas de confinamiento	6
1.1.2. Vigas de Confinamiento	6
1.1.3. Muros de mampostería confinada	7
1.2. Diseño detallado de análisis sísmico de mampostería confinada.....	8
1.2.1. Valores de ϕ	8
1.2.2. Diseño para cargas axiales de compresión	8
1.2.3. Diseño a flexo-compresión del muro	10
1.2.4. Diseño a cortante del muro en la dirección paralela a su plano	13
1.2.5. Verificación por aplastamiento del alma del muro	13
1.2.6. Verificación a cortante en los elementos de confinamiento del muro	14

1.2.7. Diseño del acero longitudinal de la viga de confinamiento	16
CAPÍTULO 2: PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO - ARQUETIPOS ..	17
2.1. Revisión de secciones mínimas	18
2.2. Arquetipos de Diseño propuestos	19
2.3. Definición de Parámetros para el Diseño	22
2.3.1. Cargas Gravitacionales	22
2.3.2. Cargas Sísmicas - E.....	23
2.3.3. Combinaciones de Carga.....	24
2.3.4. Materiales	25
2.3.5. Secciones	25
2.4. Diseño de arquetipos.....	26
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS PUSHOVER.....	28
3.1. La curva de capacidad Fuerza vs Desplazamiento	29
3.2. Criterios de desempeño.....	31
3.3. OpenSees.....	31
3.3.1. Constitutiva unión Viga-Columna	32
3.3.2. Constitutiva elemento Viga / Columna.....	35
3.3.3. Paredes de Mampostería confinada.....	39
CAPÍTULO 4: RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	42
4.1. Análisis estático no Lineal – PushOver.....	42
4.2. Comparación de Análisis PushOver.....	44
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	47
Conclusiones.....	47
Recomendaciones.....	48
BIBLIOGRAFÍA.....	49
ANEXOS	51

<i>Anexo 1: Diseño de Arquetipos según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015.....</i>	<i>52</i>
<i>Anexo 2: Constitutivas para los modelos en OpenSees</i>	<i>128</i>
<i>Anexo 3: Análisis Estático No-Lineal / PushOver – Curvas de Capacidad</i>	<i>171</i>

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resistencia mínima de las unidades para muro de mampostería confinada.....	5
Tabla 2: Dimensiones mínimas de los elementos que constituyen un sistema de mampostería confinada	5
Tabla 3: Factores de Reducción de Resistencia	8
Tabla 4: Revisión de secciones mínimas según NEC-2015 (NEC-SE-VIVIENDAS-Pórticos de hormigón armado con mampostería confinada)	18
Tabla 5: Resumen de Características por Arquetipo.....	22
Tabla 6: Resumen del Análisis PushOver para los 7 casos de análisis	45
Tabla 7: Resumen de parámetros de área de mampostería, sobrerresistencia y ductilidad.....	45

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Principales Elementos de Mampostería Confinada	4
Gráfico 2: Arquetipo de diseño 6.....	17
Gráfico 3: Geometría Arquetipo 1	19
Gráfico 4: Geometría Arquetipo 2	19
Gráfico 5: Geometría Arquetipo 3	20
Gráfico 6: Geometría Arquetipo 4	20
Gráfico 7: Geometría Arquetipo 5	20
Gráfico 8: Geometría Arquetipo 6	21
Gráfico 9: Geometría Arquetipo 7	21
Gráfico 10: Espectro de diseño elástico e inelástico	24
Gráfico 11: Unidad de pared de mampostería	25
Gráfico 12: Secciones diseñadas según la Norma NEC-2015 para los arquetipos 1-2-3-4	26
Gráfico 13: Sección de columna de confinamiento para arquetipo 4.....	26
Gráfico 14: Secciones diseñadas según la Norma NEC-2015 para los arquetipos 5-6-7	27
Gráfico 15: Curva idealizada Fuerza vs desplazamiento - PushOver.....	28
Gráfico 16: Tabla del factor de modificación C_o	30
Gráfico 17: Constitutiva de la unión viga-columna	33
Gráfico 18: Constitutiva de elementos viga-columna	35
Gráfico 19: Definición del modelo de la mampostería en OpenSees	40
Gráfico 20: Envolvente de la curva esfuerzo-deformación unitaria (confinado y no confinado)	40
Gráfico 21: Análisis Estático No Lineal – Arquetipo 4	43
Gráfico 22: Comparación gráfica de los análisis PushOver.....	44

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se refiere a los sistemas estructurales conformados por pórticos de hormigón armado con mampostería confinada; se plantea una revisión estructural, para lo cual se seleccionó una geometría tipo de pórtico a partir de una recopilación de campo (Cáceres & Cano, 2015) y se establecieron los casos de estudio o arquetipos.

Se realizó el diseño de estos arquetipos con las recomendaciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, posteriormente se realizó el modelo de estos arquetipos en el programa OpenSees para obtener los resultados de un análisis no lineal estático y determinar su comportamiento.

Los resultados se asemejan a los obtenidos durante ensayos a escala real de estos pórticos (Marinilli & Castilla, 2007) (Castilla & Marinilli, 2003) y a simple vista tienen la capacidad suficiente para resistir la demanda de fuerzas sísmicas, sin embargo, no se pudo determinar toda la curva de capacidad, que se esperaba de los arquetipos y se sugiere realizar mayor investigación sobre la forma adecuada de modelar estos sistemas estructurales.

Palabras Claves

1. **Arquetipo** = Modelo geométrico general que representa un gran número de pórticos con mampostería confinada construidos en la actualidad.
2. **Constitutiva** = Curva característica del comportamiento esfuerzo vs deformación de los materiales, que se utilizan para la modelación no-lineal en OpenSees.
3. **Truss2/truss**= Elemento que trabaja a carga axial, usado para modelar las paredes de mampostería.
4. **Mampostería**= Muro no estructural formado a base de bloques de hormigón o ladrillos de arcilla unidos entre sí con mortero.
5. **Chicote** = Varilla de acero de longitud aproximada de 40cm que se utiliza para generar una conexión entre la mampostería y los elementos de confinamiento.
6. **PushOver** = Análisis estático no lineal que permite definir el comportamiento a cargas laterales de un sistema estructural.

ABSTRACT

This research relates to the structural systems made up of reinforced concrete frames with confined masonry, a structural review arises for which a type portal geometry was selected from a collection field (Cáceres & Cano, 2015) and established the case studies or archetypes.

The design of these archetypes were carried out with the recommendations established in Standard Ecuadorian Construction (NEC-2015), then the model of these archetypes was carried out in OpenSees program to obtain the results of a static nonlinear analysis and determine their behavior.

The results are similar to those obtained during full-scale tests of these portals (Colung, Ángeles, & Vallejo, 2007) and to the naked eye have sufficient capacity to withstand seismic forces demand, however, could not determine the entire curve capacity, as expected of archetypes and is suggested further research the proper way to model these structural systems.

Keywords

1. **Archetype** = General geometrical model that represents a large number of portals with confined masonry built today.
2. **Constitutive** = Characteristic curve behavioral stress vs deformation of materials, which are used for non-linear modeling in OpenSees.
3. **Truss2/truss**= Element that works to axial load, used to model the masonry walls.
4. **Masonry** = No structural wall formed of concrete blocks or clay bricks joined together with mortar.
5. **Chicote** = Steel rod length of about 40cm which is used to create a connection between the masonry and the confinement elements.
6. **PushOver** = Nonlinear static analysis for defining the lateral load behavior of a structural system.

INTRODUCCIÓN

Generalidades

La República del Ecuador es uno de los países más biodiversos del mundo, rico en flora y fauna, ubicado en América del Sur, limitando al norte con Colombia, al oeste con el Océano Pacífico, al este y al Sur con Perú, primera opción turística para muchos extranjeros, sin embargo, posee un gran problema, se encuentra justo donde la Placa Oceánica de Nazca se subduce bajo la Placa Continental Sudamericana (Teoría de las Placas Tectónicas (Origen del Relieve)), lo que convierte a este agradable lugar en un País de alto riesgo sísmico.

Los problemas de sismicidad en el Ecuador nacen ya varios cientos de años atrás, históricamente ocupamos uno de los puestos más altos a nivel mundial con el sismo de 1906 cuyo epicentro fue en el Océano Pacífico frente a las costas de Esmeraldas y Colombia, si bien es cierto, este terremoto no provocó consecuencias catastróficas siendo de magnitud (Mw) 8.8, igual que el de Chile en 2010, se debe a que en esa época la provincia de Esmeraldas no tenía centros poblacionales muy densificados; a diferencia del terremoto de Riobamba de 1797 que destruyó la ciudad y generó grandes daños en muchas otras, dejando miles de muertos, fue una gran tragedia.

La historia ha demostrado que el Ecuador es un país altamente sísmico y a pesar de eso, no se estaba considerando este aspecto para el desarrollo de las construcciones, fue en 1996, bajo el gobierno de Sixto Durán Ballén que se escribió un capítulo orientado a considerar los efectos sísmicos en las construcciones, llamado CEC- Código Ecuatoriano de la Construcción.

Posteriormente en 2011, se logró conseguir algo más específico para el Ecuador, publicándose las Normas Ecuatorianas de la Construcción NEC-2011, llegando incluso a tener una segunda publicación NEC-2015.

Actualmente, somos testigos de un gran crecimiento rural y urbano, la aparición de los sistemas inmobiliarios, llamados urbanizaciones, está ganando terreno, observado más claramente en ciudades como Guayaquil, sin embargo, existen estudios que demuestran que este tipo de viviendas no son adecuadas para las solicitaciones sísmicas de nuestro país, podemos citar el estudio de Cáceres y Cano que se resume en la revisión estructural de pórticos de hormigón armado, arquetipos utilizados en la construcción de este tipo de viviendas (Cáceres & Cano, 2015).

Objetivo

El presente trabajo tiene como objetivo general revisar las dimensiones mínimas de diseño en pórticos de hormigón armado según la norma NEC-2015 considerando la aportación de resistencia de las paredes de mampostería, se espera establecer cuál es la situación de este tipo de viviendas en el Ecuador y compararlas con lo que sugiere la Norma.

El estudio presentado por Cáceres y Cano sugiere que los sistemas de urbanización están aumentando el índice de vulnerabilidad estructural al no cumplir con lo que sugiere la norma, a futuro con un terremoto de gran magnitud las pérdidas serán incalculables si se continúa de esta manera y no se hace un llamado de atención a los constructores responsables (Cáceres & Cano, 2015).

Alcance

Este estudio tiene como alcance realizar la revisión de las dimensiones mínimas de hormigón armado para sistemas estructurales con mampostería confinada según la Norma NEC-2015 mediante el análisis estructural bidimensional en el programa OpenSees, incluyendo la modelación de las paredes de mampostería. Se diseñarán dichos pórticos según lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 y se evaluará su desempeño según ASCE/SEI 41-13, para poder determinar si se pueden justificar los diseños típicamente realizados en la ciudad de Guayaquil.

Metodología

Se seleccionó el arquetipo 6 de secciones típicas (Cáceres & Cano, 2015) que se considera es el más representativo, por su abundancia en las viviendas que se construyen de forma masiva, se realizó la revisión de las secciones mínimas que sugiere la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, se procedió a definir siete sistemas estructurales de hormigón armado con mampostería confinada para el desarrollo del estudio, posteriormente se realizó el análisis y diseño de los 7 arquetipos con ayuda del programa ETABS y siguiendo los lineamientos establecidos en la norma NEC-2015 para este sistema estructural.

La segunda etapa del trabajo, consistió en la investigación de las técnicas de modelación en el programa OpenSees para poder realizar un análisis no lineal estático de cada uno de los arquetipos con el fin de conocer cuál es su comportamiento y compararlo con resultado de otros ensayos realizados a escala natural de este tipo de sistema estructural.

CAPÍTULO 1: DISEÑO ESTRUCTURAL CON MAMPOSTERÍA CONFINADA SEGÚN NEC-2015

1. Generalidades

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, está conformada por diez Capítulos, siendo el décimo de interés para el desarrollo de este trabajo, llamado NEC-SE-VIVIENDA: Viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 5 m. Los arquetipos a diseñar son pórticos de hormigón armado con mampostería confinada y la norma sugiere que se diseñen según lo establecido en la sección 7 de dicho capítulo.

Las paredes son elementos no estructurales, cuya única función es la de dividir espacios, sin embargo se realizarán los diseños estructurales considerando el aporte de este tipo de elementos con una resistencia de 30 kg/cm^2 (3MPa) resistencia estimada por Holcim para los bloques utilizados habitualmente en este tipo de viviendas (9x19x39 cm).

Los sistemas estructurales basados en mampostería confinada están constituidos principalmente por: losas, columna de confinamiento, vigas de confinamiento y mampostería confinada (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

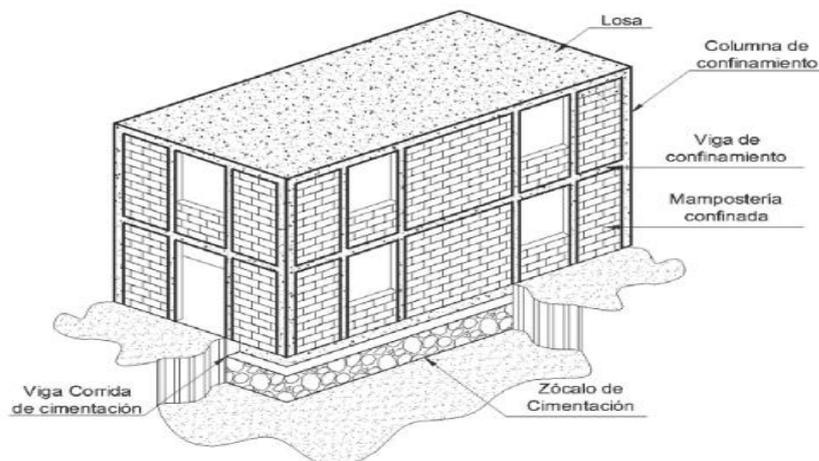


Gráfico 1: Principales Elementos de Mampostería Confinada
Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

1.1. Principales Elementos de Mampostería Confinada

Las unidades de mampostería utilizadas generalmente en la construcción son los bloques de hormigón, los mismos que poseen perforaciones horizontales o verticales, también se pueden usar unidades de arcilla cocida, siempre y cuando cumplan con las exigencias mínimas de resistencia establecidas en NEC-SE-VIVIENDAS 7.2

Tipo de Unidad	f'_{cu} (MPA)
Ladrillo macizo	2
Bloque perforación horizontal de arcilla	3
Bloque de perforación vertical de hormigón o de arcilla	3

Tabla 1: Resistencia mínima de las unidades para muro de mampostería confinada

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

La Norma también establece las dimensiones mínimas que deben tener cada uno de los componentes que forman parte de los sistemas de pórticos de hormigón armado con mampostería confinada, se resumen en:

Muro de mampostería no confinada	$e \geq 10 \text{ cm}$
	$lw \leq 25^*e$
Muro de mampostería confinada	$e \geq 10 \text{ cm}$
	$lw \leq 4 \text{ m}$
Columnas de confinamiento	$e_c \geq e$
	$A_c \geq 200 \text{ cm}^2$
Vigas de confinamiento	$b \geq e$
	$A_v \geq 200 \text{ cm}^2$

Tabla 2: Dimensiones mínimas de los elementos que constituyen un sistema de mampostería confinada

1.1.1. Columnas de confinamiento

Ubicación

- Extremos de todos los muros portantes
- Intersecciones con otros muros portantes
- Zonas intermedias en lugares no mayores a 25 veces el espesor del muro, 1,50 veces la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento o 4,00 m.

Refuerzo

- Refuerzo Longitudinal

Por lo menos 4 barras

$$\varphi_{min} \geq \min \left\{ 0,0075 A \text{ o } \frac{0,2 * f'c}{f_y} t^2 \right\}$$

- Refuerzo transversal

Estribos cerrados $\geq \Phi$ 6 mm

S_{max} en zona intermedia = min {200 mm o 1,50 la dimensión de la columna perpendicular al plano del muro}

S_{max} en zona crítica = S en zona intermedia/2

Anclaje de refuerzo

- Se debe anclar los refuerzos longitudinales en la cimentación o elemento de confinamiento con ganchos a 90°
- Los empalmes según lo establecido en ACI-318

1.1.2. Vigas de Confinamiento

Ubicación

- A nivel de cimentación
- A nivel de entre piso
- A nivel de enrase de cubierta

Refuerzo

- Refuerzo longitudinal
Con losas: mínimo 4 barras, $A_s \geq 0,0075 A$ y $A_{s_{req}} \geq A_{s_{pro}}$
Con un solo nivel: mínimo 2 barras y $A_s \geq 0,0075 A$
- Refuerzo transversal
Estribos cerrados $\geq \Phi 6$ mm
S en zona crítica (50cm) < 100 mm
S en zona intermedia el mínimo de 200 mm ó 1,50 veces la menor dimensión del elemento.

Anclaje de refuerzo

- Se debe anclar en sus extremos dentro de los elementos transversales de confinamiento con ganchos a 90°.

Cintas de amarre

- Para efectos de este trabajo no llegaremos a usar este tipo de cintas de amarre pues no se definirán ventanas en la mampostería.

1.1.3. Muros de mampostería confinada

Son los elementos no estructurales que están formados a partir de unidades de mampostería, como bloques de hormigón u arcilla, los mismos que se colocan uno sobre otro, la adherencia de estas unidades se la consigue con la aplicación de mortero entre unidades.

Los muros de mampostería se encuentran confinados verticalmente con las columnas de confinamiento y en el sentido horizontal por las vigas de confinamiento. La Norma NEC-2015 define al espesor de los muros de mampostería como el espesor total del muro, considerando el enlucido y los acabados (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015).

Estos elementos no llevan ninguna clase de refuerzo, lo único de acero que llega a interactuar con las unidades de mampostería son los chicotes, que son varillas de acero de refuerzo con una longitud de 40 cm aproximadamente, que cumplen la función de conectar los muros de mampostería con las columnas de confinamiento, sin embargo para el modelo no se los considera.

1.2. Diseño detallado de análisis sísmico de mampostería confinada

1.2.1. Valores de ϕ

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Carga axial de compresión, con o sin flexión	0,70
Carga axial de tracción	0,90
Flexión sin carga axial	0,90
Cortante	0,60

Tabla 3: Factores de Reducción de Resistencia
Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015)

1.2.2. Diseño para cargas axiales de compresión

Resistencia nominal a compresión axial - P_{nc}

$$P_{nc} = 0,80[0,85f'_c(A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

P_{nc} = Resistencia nominal a compresión axial (N)

A_{ci} = Área de la sección de la columna de confinamiento i (mm²)

A_{st} = Área total de acero de refuerzo en la sección de muro, o área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento (mm^2)

f_y = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (MPa)

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto (MPa)

Resistencia nominal a tracción axial - P_{nt}

$$P_{nt} = -f_y A_{st}$$

P_{nt} = Resistencia nominal a compresión axial (N)

f_y = Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (MPa)

A_{st} = Área total de acero de refuerzo en la sección de muro, o área total del acero de refuerzo longitudinal del elemento de confinamiento (mm^2)

Resistencia nominal a compresión de la mampostería - P_{nd} sin contribución de los elementos de confinamiento

$$P_{nd} = 0,80(0,85f'_m A_{md})R_e$$

P_{nd} = Resistencia nominal a compresión de la mampostería sola

f'_m = Resistencia especificada a la compresión de la mampostería (MPa)

A_{md} = Área de la sección de mampostería (mm^2)

R_e = Coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión. Se obtiene por medio de:

$$R_e = 1 - [h'/40t]^3$$

1.2.3. Diseño a flexo-compresión del muro

En la dirección perpendicular a su plano

- Solo se consideran las columnas de confinamiento
- Ancho efectivo (b): la medida de las columnas en la dirección del muro
- Se realiza con ACI-318 hormigón reforzado
- La carga axial P_u sobre el elemento de confinamiento se debe considerar el doble a la que se obtiene proporcionalmente a las áreas de mampostería y de las columnas de confinamiento, al menos que se realice un análisis más detallado.

En la dirección paralela a su plano

- Se desprecia la contribución de la mampostería
- Se debe cumplir en las columnas de confinamiento con:

$$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$$

$$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$$

P_u = Carga axial

P_{uc} = Fuerzas axiales máximas solicitadas de compresión

P_{ut} = Fuerzas axiales máximas solicitadas de tracción

P_{nc} = Resistencia nominal a compresión axial

P_{nt} = Resistencia nominal a tracción axial

ϕ = Factor de reducción de resistencia

- Si se tratase de un solo muro con dos columnas iguales en sus respectivos extremos:

$$P_{uc} = \frac{P_u}{2} + \Delta P_u$$

$$P_{ut} = \frac{P_u}{2} - \Delta P_u \leq 0$$

P_u y ΔP_u son siempre positivas y ΔP_u se obtiene por medio de la siguiente ecuación

$$\Delta P_u = \frac{M}{l_w}$$

M = Momento actuante que ocurre simultáneamente con V

V = Fuerza cortante actuante que ocurre simultáneamente con M

l_w = Longitud horizontal del muro (mm), o longitud horizontal total del muro, medida centro a centro entre columnas de confinamiento de borde.

- Las fuerzas axiales máximas solicitadas debe calcularse sobre cada una de las columnas de confinamiento con:

$$P_{uc} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u + \Delta P_{ui}$$

$$P_{ut} = \frac{A_{ci}}{A_{ct}} P_u + \Delta P_{ui} \leq 0$$

A_{ci} = Área de la sección de la columna de confinamiento i (mm^2)

A_{ct} = Área total de las columnas de confinamiento del muro (mm^2)

P_u = Carga axial

P_{uc} = Fuerzas axiales máximas solicitadas de compresión

P_{ut} = Fuerzas axiales máximas solicitadas de tracción

$$\Delta P_{ui} = \left| \frac{M_u A_{ci} (x_i - \bar{x})}{I_{ct}} \right|$$

$$A_{ct} = \sum_i A_{ci}$$

A_{ct} = Área total de las columnas de confinamiento del muro (mm²)

I_{ct} = Momento de inercia de las columnas de confinamiento del muro, con respecto a su centroide (mm⁴)

x_i = Distancia de la columna de confinamiento i al borde del muro (mm)

\bar{x} = Distancia al borde del muro del centroide de las áreas de todas las columnas de confinamiento del muro (mm)

$$\bar{x} = \frac{\sum_i A_{ci} x_i}{A_{ct}}$$

$$I_{ct} = \sum_i A_{ci} (x_i - \bar{x})^2$$

Considerando la contribución de la mampostería

Se debe cumplir con:

$$M_u \leq \phi M_n$$

M_n = Resistencia nominal a flexión

M_u = Momento mayorado solicitado de diseño del muro

1.2.4. Diseño a cortante del muro en la dirección paralela a su plano

Se asume que la fuerza cortante la toma el muro de mampostería confinado y se asume que no hay aporte al corte por parte de los elementos de confinamiento. La resistencia de diseño solicitada, V_u debe cumplir con:

$$V_u \leq \phi V_n$$

V_n = Fuerza cortante resistente nominal del muro (N)

V_u = Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro (N)

La resistencia normal a cortante por tracción diagonal, se obtiene por:

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

A_e = Área efectiva de la sección de mampostería (mm²)

A_{mv} = Área efectiva para determinar esfuerzos cortantes (mm²)

f'_m = Resistencia especificada a la compresión de la mampostería (MPa)

P_u = Carga axial (N)

V_n = Fuerza cortante resistente nominal del muro (N)

1.2.5. Verificación por aplastamiento del alma del muro

Se debe verificar que el muro no falle por aplastamiento con:

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

P_{nd} = Resistencia nominal a compresión de la mampostería sola

P_{ud} = Fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro
(N)

ϕ = Factor de reducción de resistencia

La fuerza axial que actúa en la diagonal P_{ud} se obtiene con:

$$P_{ud} = \frac{h'}{l_w} V_u$$

h' = Longitud de la diagonal del paño de muro entre elementos de confinamiento

l_w = Longitud total del muro sobre el cual actúa el cortante horizontal de diseño solicitado V_u

P_{ud} = Fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro
(N)

V_u = Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro
(N)

1.2.6. Verificación a cortante en los elementos de confinamiento del muro

Se debe verificar que:

$$V_{uc} \leq \phi V_{nc}$$

V_{nc} = Fuerza cortante resistente nominal para una sección de concreto reforzado (N) (Calcularse según ACI-318)

V_{uc} = Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre las columnas de confinamiento cerca a la intersección con la viga de confinamiento (N)

ϕ = Factor de reducción de resistencia

La fuerza de cortante actuante V_{uc} se calcula con:

Sobre la columna de confinamiento

$$V_{uc} = \frac{l_c}{2l_w} V_u$$

Sobre la viga de confinamiento

$$V_{uc} = \frac{h_p}{2l_w} V_u$$

h_p = Altura de piso localizado por encima del elemento bajo estudio, medida centro a centro entre vigas de confinamiento (mm)

l_c = Distancia horizontal entre columnas de confinamiento, medida centro a centro, para el paño de muro confinado bajo estudio (mm)

l_w = Longitud total del muro sobre el cual actúa el cortante horizontal de diseño solicitado V_u

P_{ud} = Fuerza axial que actúa sobre la biela diagonal del muro (N)

V_u = Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro (N)

V_{uc} = Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño que actúa sobre las columnas de confinamiento cerca a la intersección con la viga de confinamiento (N)

1.2.7. Diseño del acero longitudinal de la viga de confinamiento

$$P_{ut} = -\frac{l_c}{l_w} V_u$$

l_c = Distancia horizontal entre columnas de confinamiento, medida centro a centro, para el paño de muro confinado bajo estudio (mm)

l_w = Longitud total del muro sobre el cual actúa el cortante horizontal de diseño solicitado V_u

P_{ud} = Fuerzas axiales máximas solicitadas de tracción (N)

V_u = Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro (N)

La fuerza axial en la viga debe ser soportada en su totalidad por el acero de refuerzo

$$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$$

P_{nt} = Resistencia nominal a tracción axial (N)

P_{ut} = Fuerzas axiales máximas solicitadas de tracción (N)

ϕ = Factor de reducción de resistencia

CAPÍTULO 2: PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO - ARQUETIPOS

2. Generalidades

El trabajo desarrollado por Cáceres y Cano – ESPOL 2015 – consistió en una recopilación de planos de diferentes tipos de viviendas construidas en las ciudades de Manta, Guayaquil y Quito; después de realizada la investigación de campo, logrando conseguir los planos de 23 modelos de viviendas, se procedió al procesamiento de la información de donde ellos lograron esquematizar 8 arquetipos.

Su trabajo consistió en estudiar estos arquetipos como pórticos de hormigón armado resistentes a momento, obteniendo como conclusiones que los pórticos que se construyen típicamente no tienen un buen desempeño sísmico. Para motivo de esta investigación tomaremos la geometría planteada en el arquetipo 6 del trabajo presentado por Cáceres y Cano ESPOL-2015 debido a que dicha geometría representa la mayor cantidad de viviendas que se construyen hoy en día de forma masiva.

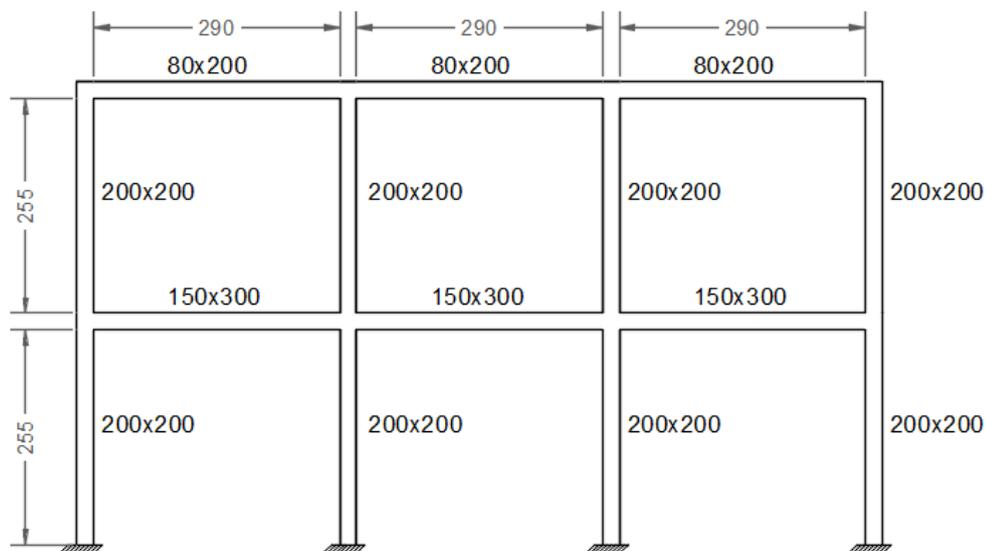


Gráfico 2: Arquetipo de diseño 6
Fuente: (Cáceres & Cano, 2015)

2.1. Revisión de secciones mínimas

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 define el espesor de los muros de mampostería como el espesor total considerando el enlucido y acabados que pueda tener, por tal motivo para efectos de este trabajo se ha considerado que los muros de mampostería confinada, considerando el recubrimiento y acabados, en su mayoría es de 12 cm para todos los casos.

Muro de mampostería confinada	$e \geq 10 \text{ cm}$		$12 \text{ cm} \geq 10 \text{ cm}$	OK
	$lw \leq 4 \text{ m}$		$2,9 \text{ m} \leq 4 \text{ m}$	OK
Columnas de confinamiento	1er Nivel	$e_c \geq e$	$20 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm}$	OK
		$A_c \geq 200 \text{ cm}^2$	$20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$ $400 \text{ cm}^2 \geq 200 \text{ cm}^2$	OK
	2do Nivel	$e_c \geq e$	$20 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm}$	OK
		$A_c \geq 200 \text{ cm}^2$	$20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$ $400 \text{ cm}^2 \geq 200 \text{ cm}^2$	OK
Vigas de confinamiento	1er Nivel	$b \geq e$	$15 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm}$	OK
		$A_v \geq 200 \text{ cm}^2$	$15 \times 20 = 300 \text{ cm}^2$ $300 \text{ cm}^2 \geq 200 \text{ cm}^2$	OK
	2do Nivel	$b \geq e$	8 cm \geq 12 cm	$b = 12 \text{ cm}$ (OK)
		$A_v \geq 200 \text{ cm}^2$	$8 \times 20 = 160 \text{ cm}^2$ 160 cm² \geq 200 cm²	$12 \times 20 = 240 \text{ cm}^2$ $240 \text{ cm}^2 \geq 200 \text{ cm}^2$ (OK)

Tabla 4: Revisión de secciones mínimas según NEC-2015 (NEC-SE-VIVIENDAS-Pórticos de hormigón armado con mampostería confinada)

2.2. Arquetipos de Diseño propuestos

Luego de realizada la revisión correspondiente de las secciones mínimas a cumplir para los pórticos de hormigón armado con mampostería confinada se procedió a la elaboración de los siguientes pórticos para desarrollo de esta investigación, considerando como criterio la mayor abundancia de los mismos en el medio:

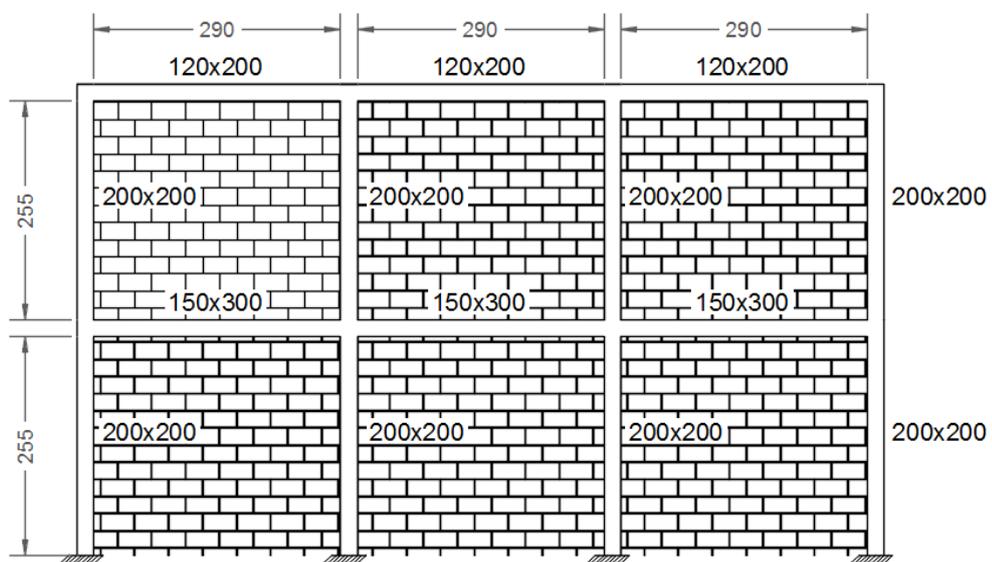


Gráfico 3: Geometría Arquetipo 1

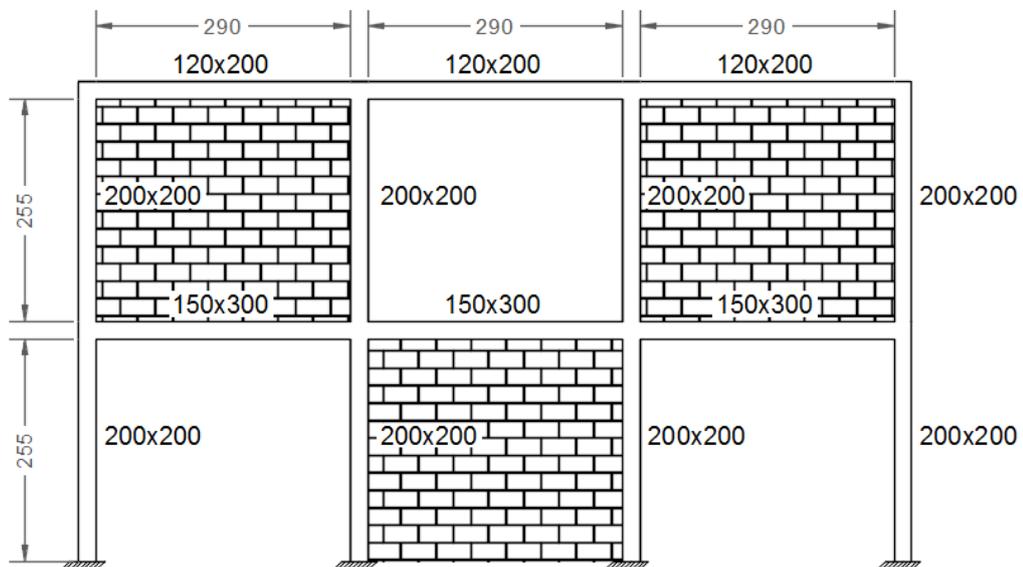


Gráfico 4: Geometría Arquetipo 2

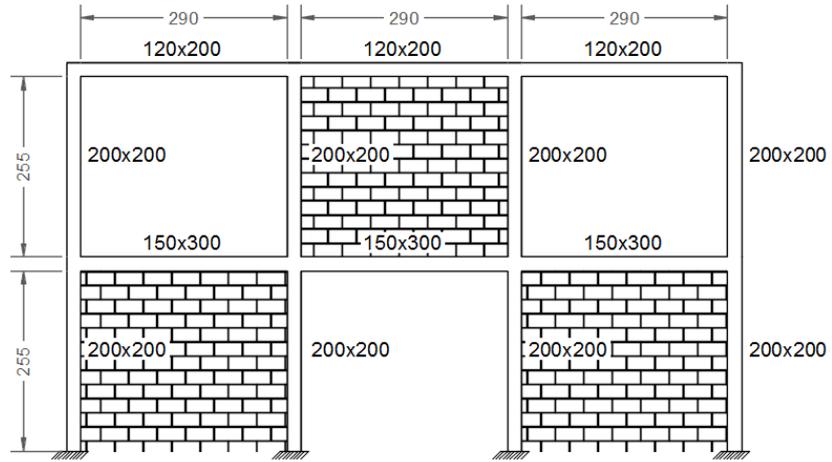


Gráfico 5: Geometría Arquetipo 3

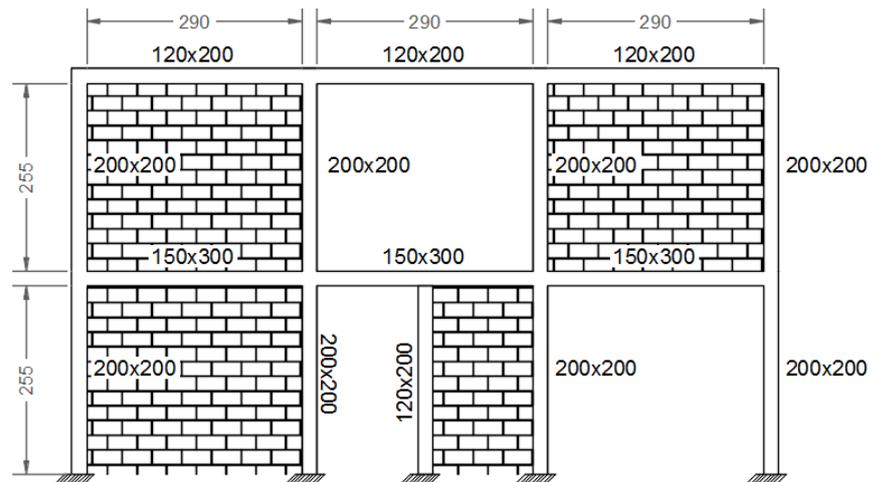


Gráfico 6: Geometría Arquetipo 4

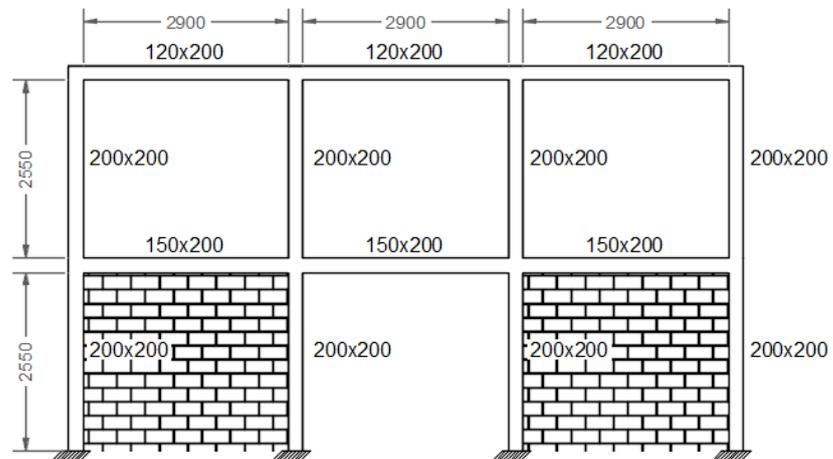


Gráfico 7: Geometría Arquetipo 5

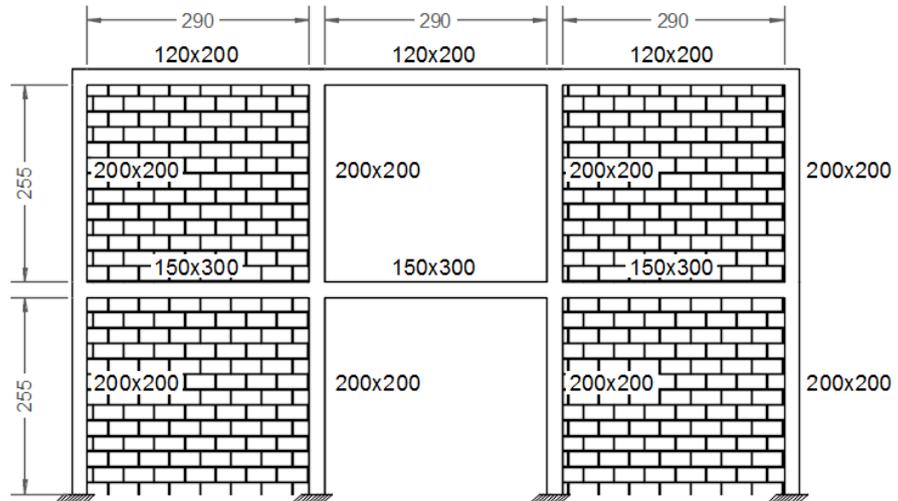


Gráfico 8: Geometría Arquetipo 6

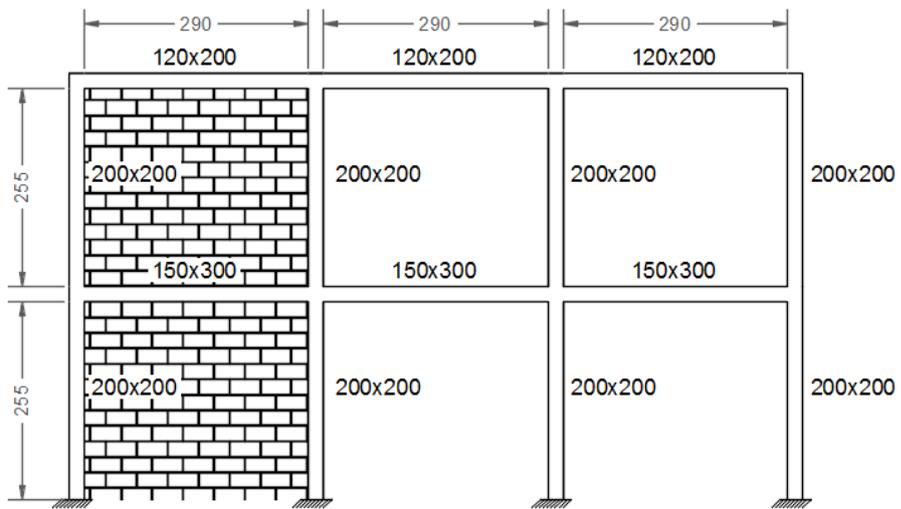


Gráfico 9: Geometría Arquetipo 7

Resumen de las características geométricas de los arquetipos de diseño, se tiene la siguiente tabla:

Arquetipo	Vigas		Columnas		Mampostería (m ²)
	1er piso	2do piso	1er piso	2do piso	
1	15/30	12/20	20/20	20/20	44,37
2	15/30	12/20	20/20	20/20	22,19
3	15/30	12/20	20/20	20/20	22,19
4	15/30	12/20	20/20	20/20	25,63
5	15/30	12/20	20/20	20/20	14,79
6	15/30	12/20	20/20	20/20	29,58
7	15/30	12/20	20/20	20/20	14,79

Tabla 5: Resumen de Características por Arquetipo

Luego de planteados los casos de estudio se procedió a realizar el diseño estructural de cada uno de los casos, como se puede apreciar en el Anexo No.1, siguiendo las recomendaciones estipuladas en la norma NEC-2015.

2.3. Definición de Parámetros para el Diseño

2.3.1. Cargas Gravitacionales

La Norma sugiere que la determinación de las cargas gravitacionales se lo haga de acuerdo a lo descrito en NEC-SE-CG: Cargas No Sísmicas

- Cargas Muertas - D

Losa nervada tipo:	171,42	Kg/m ²
Cajonetas:	111,40	Kg/m ²
Baldosas:	60,00	kg/m ²
Paredes:	100,00	kg/m ²
Instalaciones:	50,00	kg/m ²
TOTAL	500,00	kg/m²

- Cargas Vivas - L

Según NEC-SE-CG 4.2 se recomienda

Residencias tipo viviendas	200 kg/m ²
Cubiertas planas o curvas	70 kg/m ²

2.3.2. Cargas Sísmicas - E

La determinación de las cargas sísmicas se lo realiza siguiendo las recomendaciones en NEC-SE-DS: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.

Se considerará:

Factor $z = 0,4 g$

Suelo tipo D: Perfiles de suelo rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$. Por tanto, de las tablas 3, 4 y 5 NEC-SE-DS Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015), tenemos que:

- $F_a = 1,20$
- $F_d = 1,19$
- $F_s = 1,28$
- $N = 1,80$ provincias de la Costa (Excepto Esmeraldas)

Para obtener el espectro inelástico de diseño, se considera un factor de reducción de respuesta de $R = 3,00$. Además, se supone que la estructura es regular tanto en planta como en elevación, por lo tanto ϕ_p y ϕ_e son iguales a 1.

Por otro lado, el factor de importancia para estas edificaciones es igual a 1. El espectro inelástico se obtiene de multiplicar las ordenadas del espectro elástico por el factor: $\frac{I}{R * \phi_p * \phi_e}$

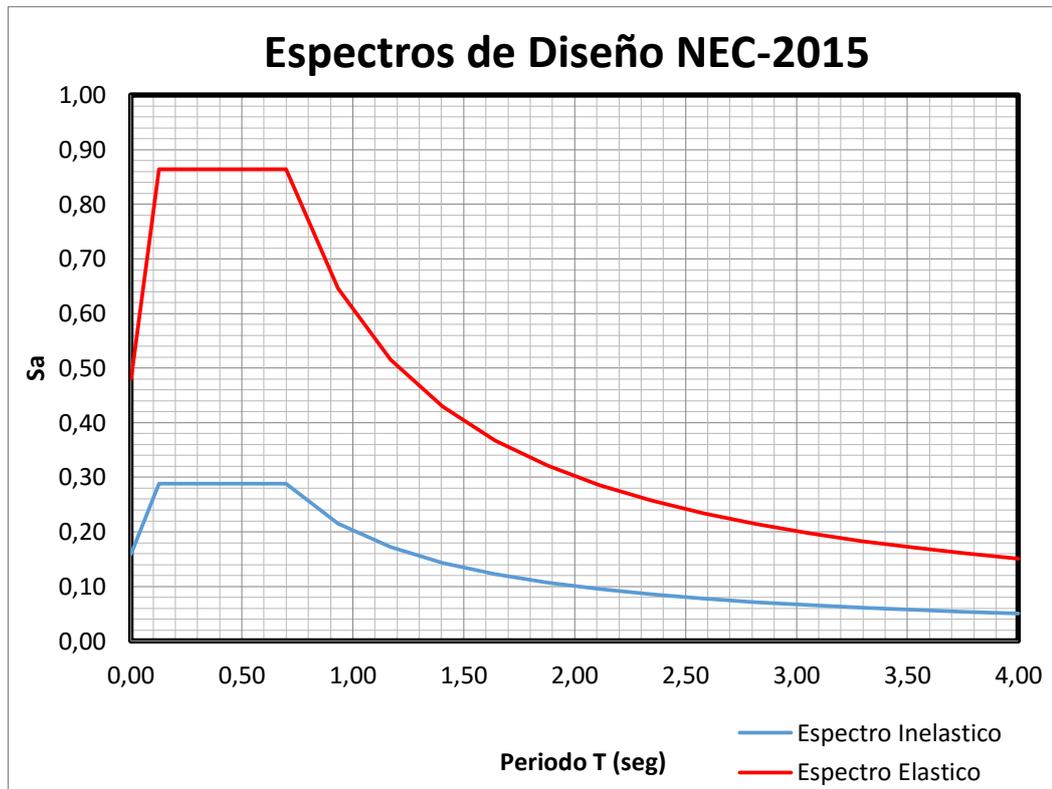


Gráfico 10: Espectro de diseño elástico e inelástico

2.3.3. Combinaciones de Carga

Según NEC-SE-CG 3.4.3. las combinaciones que podremos considerar como críticas serán:

- 1,40 D
- 1,20 D + 1,60 L + 0,50 L_r
- 1,20 D + 1,00 E + 1,00 L
- 0,90 D + 1,00 E

Donde: D = Carga Muerta
 L = Carga Viva
 L_r = Carga viva de cubierta
 E = Cargas Sísmicas

2.3.4. Materiales

- Hormigón con una resistencia a la compresión $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ de resistencia a la fluencia
- Unidades de mampostería – bloques de hormigón (Las viviendas de hormigón armado generalmente utilizan este tipo de elementos para levantar las paredes de mampostería) se usará el tipo PL-9

PL-9

Largo	: 39 cm
Altura	: 19 cm
Espesor	: 9 cm
Peso Seco	: 7 Kg.
Resistencia MPa	: 3
Requerimiento	: 12,5 / m ²
Descripción	: Bloque de hormigón liviano.
Utilización	: Paredes livianas de 9 cm de espesor en exteriores, interiores y en pisos altos
Producido en	: Plantas Guayaquil y Machala
Unid. x paletas 1.22x1.22	: 180



Gráfico 11: Unidad de pared de mampostería
Fuente: (Disensa)

2.3.5. Secciones

Las secciones a diseñar son las correspondientes a cada arquetipo de diseño, se las puede apreciar en las gráficas de la No. 3 a la No. 9 de los arquetipos y en la tabla 5.

2.4. Diseño de arquetipos

Las secciones de diseño obtenidas para todos los arquetipos de diseño son:

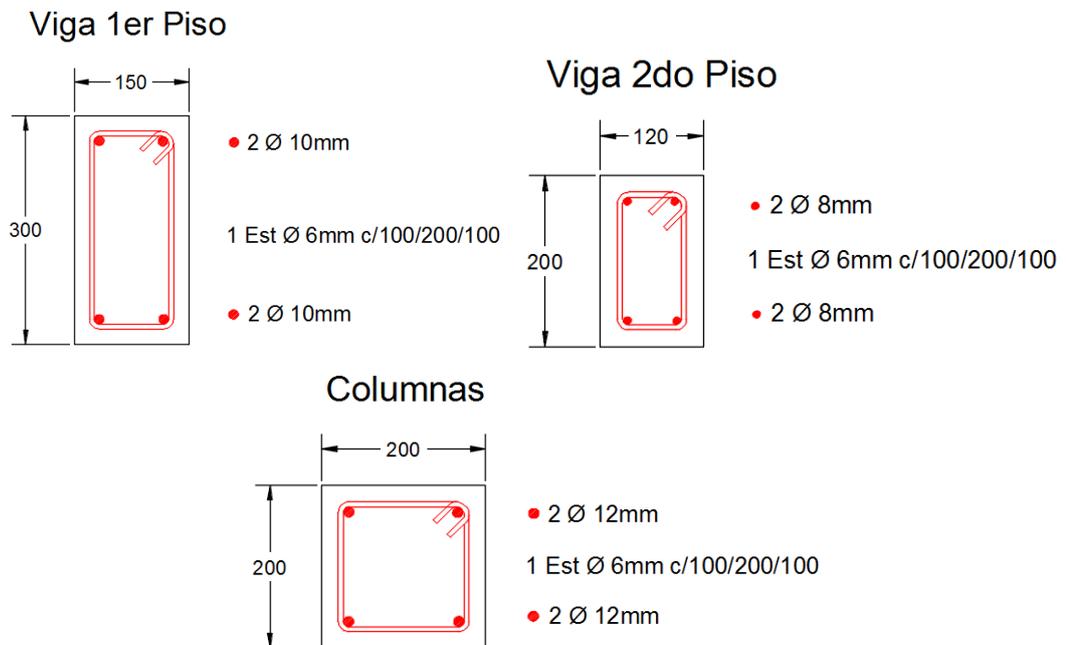


Gráfico 12: Secciones diseñadas según la Norma NEC-2015 para los arquetipos 1-2-3-4

El arquetipo #4 tiene una columna de confinamiento adicional, con el siguiente detalle:

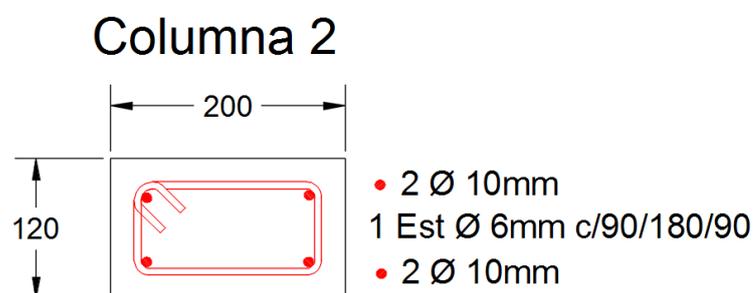


Gráfico 13: Sección de columna de confinamiento para arquetipo 4

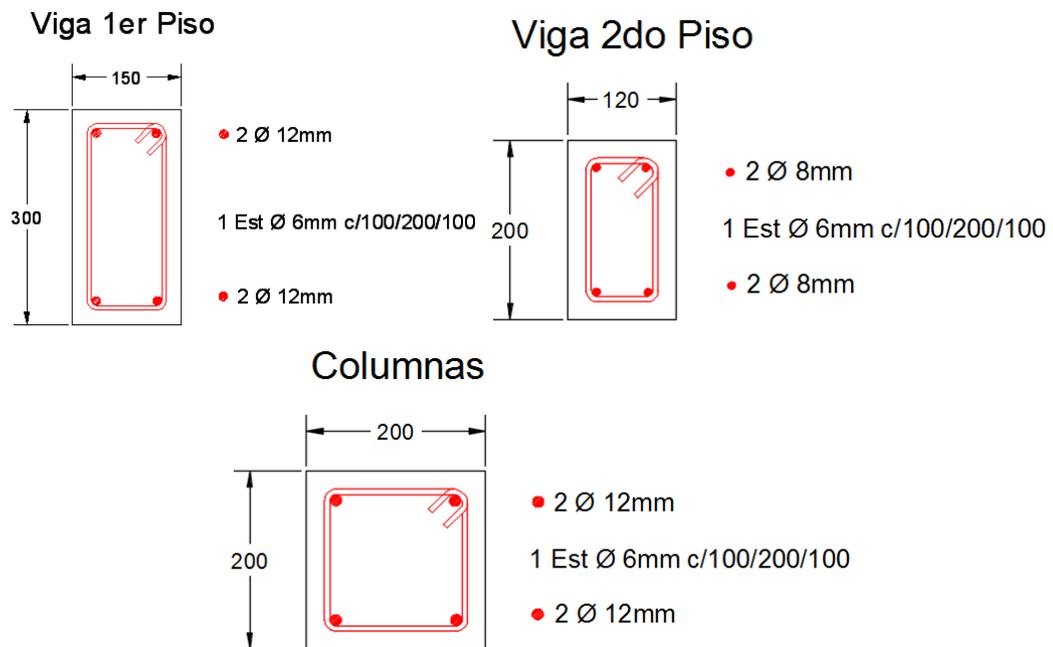


Gráfico 14: Secciones diseñadas según la Norma NEC-2015 para los arquetipos 5-6-7

Los cálculos correspondientes se encuentran en el anexo 1: Diseño de pórticos de hormigón armado con mampostería confinada.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS PUSHOVER

3. Generalidades

El análisis PushOver es un tipo de análisis estático no lineal que permite comprender de mejor manera la demanda sísmica en las estructuras a diferencia de los procedimientos lineales. Este método se caracteriza por considerar la respuesta inelástica de los componentes estructurales, para lo cual aplica un cortante que se incrementa constantemente hasta que la estructura supere la demanda de desplazamiento, así podemos obtener la curva desplazamiento-cortante basal, llamada también curva de capacidad (American Society of Civil Engineers, 2014).

La curva de capacidad representa el desplazamiento del piso superior de la estructura para su respectivo cortante basal.

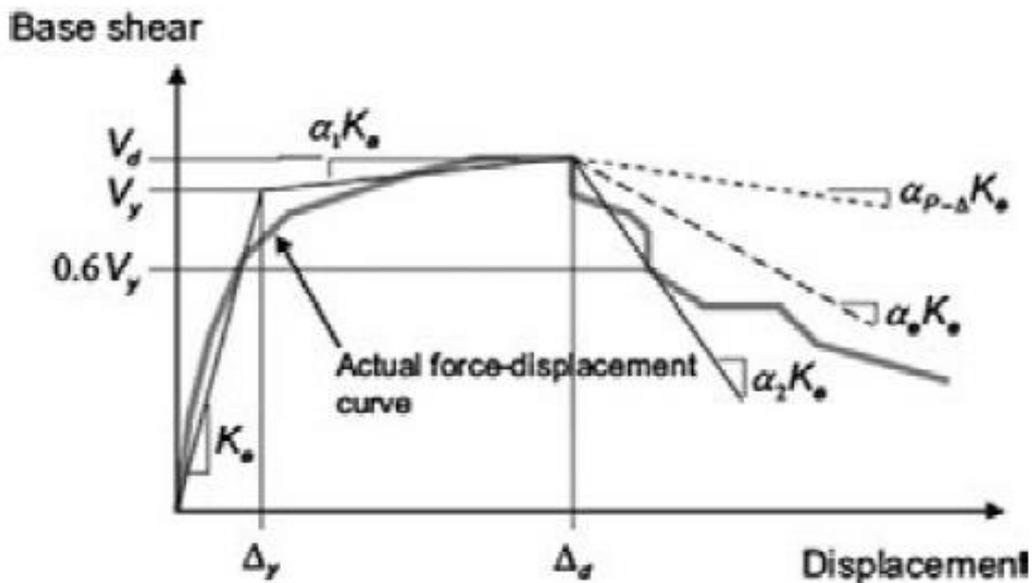


FIG. 7-3. Idealized Force–Displacement Curves

Gráfico 15: Curva idealizada Fuerza vs desplazamiento - PushOver
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2014)

3.1. La curva de capacidad Fuerza vs Desplazamiento

La curva de capacidad está formada por tres segmentos:

- a) El primer segmento de la curva representa la rigidez lateral efectiva “ k_e ”, empieza en el origen y su pendiente se calcula con un cortante basal igual al 60% de la fuerza efectiva de fluencia de la estructura, la misma que no puede ser mayor al cortante basal en cualquier punto de la curva.
- b) El segundo segmento representa la pendiente positiva después de la fluencia de la estructura “ $\alpha_1 k_e$ ”, definida por el punto de máxima demanda de desplazamiento ($V_d; \Delta_d$) y el primer segmento de la curva ($V_y; \Delta_y$).
- c) El tercer segmento de la curva está representada por una pendiente negativa posterior a la fluencia de la estructura ($V_d; \Delta_d$), definida por el punto de máxima demanda de desplazamiento y un punto en el cual el cortante basal se degrada un 60% el valor de la fuerza efectiva de fluencia.

Periodo Fundamental (T_e)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

donde:

- T_i = Periodo fundamental elástico (seg) en la dirección del análisis.
- K_i = Rigidez elástico lateral de la estructura
- K_e = Rigidez efectiva lateral de la estructura

La demanda de desplazamiento es la definida por:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

donde:

- S_a = Aceleración del espectro de respuesta

- g = Gravedad

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un grado de libertad al desplazamiento del piso superior de un sistema de varios pisos o grados de libertad, se lo obtiene de la siguiente tabla:

Table 7-5. Values for Modification Factor C_0

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

NOTE: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.
^aBuildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

Gráfico 16: Tabla del factor de modificación C_0

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2014)

- C_1 = Factor que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con el desplazamiento elástico calculado.

$$C_1 = 1; \quad T \geq 0,2s$$

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha T_e^2}; \quad T < 0,2s$$

α = Factor de sitio

130 para sitios clase A o B

90 para sitios clase C

60 para sitios clase D, E o F

T_e = Periodo fundamental efectivo en la dirección de análisis

- C_2 = Factor de modificación que representa la forma de la curva histerética.

$$C_2 = 1; \quad T \geq 0,7s$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2; \quad T < 0,7s$$

T_e = Periodo fundamental efectivo en la dirección de análisis

- $\mu_{strength}$ = La tasa de variación de la fuerza que debe ser calculada con:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

V_y = Fuerza de fluencia en la dirección del análisis

W = Efectivo peso sísmico

C_m = Factor de masa efectivo, para nuestro caso será igual a 1

3.2. Criterios de desempeño

Los criterios de desempeño definidos en la Norma ASCE/SEI 41-13 son: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP).

Los criterios de desempeño están ampliamente descritos en la norma ASCE/SEI 41-13 sección 2.2 y 2.3 en donde se describe la forma adecuada para clasificar los sistemas estructurales en su respectivo criterio. Además se describe en 7.5 los criterios de aceptación para los sistemas estructurales.

3.3. OpenSees

El programa OpenSees es un sistema que permite realizar simulaciones considerando los efectos de los terremotos y otros peligros, permite crear modelos de elementos finitos para simular la respuesta de sistemas estructurales y geotécnicos. El OpenSees trabaja principalmente

con lenguaje de programación C++ y utiliza varias bibliotecas numéricas para la solución de ecuaciones lineales, etc como lo son la Fortran y C (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2006).

El objetivo principal del OpenSees es mejorar el modelado y simulación de sistemas estructurales y geotécnicos ante eventos sísmicos, a través de:

- Desarrollo de nuevo código de programación
- Educación
- Foros de discusión

El OpenSees cuenta con una serie de aplicaciones sencillas para introducir a los nuevos usuarios y no programadores a la modelación a través de este software, permitiendo realizar análisis de modelos sencillos hasta los más complejos, la única limitación existente es hasta donde quiera llegar quien lo utilice.

La razón primordial para usar este programa es la capacidad que tiene para realizar los análisis considerando la degradación de los materiales bajo la aplicación de las cargas, por tal motivo los resultados obtenidos, siempre y cuando se utilice las técnicas correctas de modelación, se asemejan a los obtenidos bajo ensayos de laboratorio con la ventaja de que no significan mayor inversión económica en comparación.

Las técnicas de modelación que se utilizaron para la realización de los diferentes modelos son explicadas a continuación.

3.3.1. Constitutiva unión Viga-Columna

La constitutiva para modelar la unión viga-columna se describe ampliamente en el trabajo de Kim & LaFave, 2009 en donde se determinó a través de ensayos del comportamiento al corte de uniones a partir de parámetros como: la geometría, la resistencia y el acero de refuerzo (Kim & LaFave, 2009).

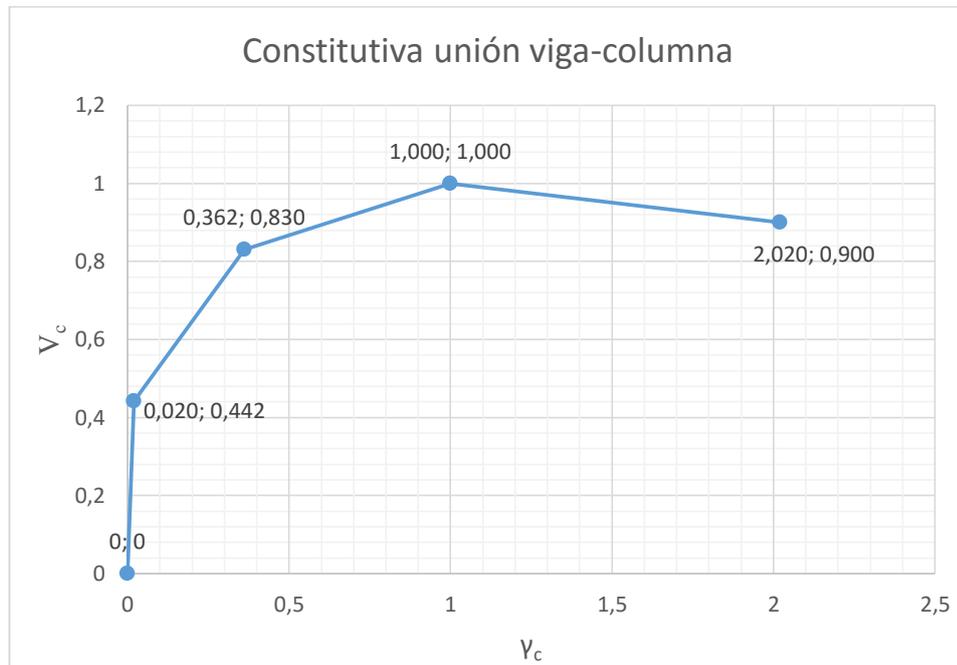


Gráfico 17: Constitutiva de la unión viga-columna

Los parámetros a utilizar se los puede calcular con:

$$v_c = 1,02\alpha_t\beta_t\eta_t(JI)^{0,15}(BI)^{0,30}(f'_c)^{0,75}$$

$$\gamma_c = 0,00549\alpha_{\gamma t}\beta_{\gamma t}\eta_{\gamma t}(JI)^{0,10}BI\left(\frac{v_c}{f'_c}\right)^{-1,75}$$

donde:

- α_t = Describe la geometría en el plano
 - 0,7 = nudos exteriores
 - 1,0 = nudos interiores
 - 0,4 = nudos rodilla
- $\alpha_{\gamma t}$ = Describe la geometría en el plano
 - $\rho_{sh} > 0,7 \rightarrow \alpha_{\gamma t} = 0,588$ Nudos exteriores
 - $\alpha_{\gamma t} = 1,000$ Nudos Interiores
 - $\alpha_{\gamma t} = 0,322$ Nudos rodilla
 - $\rho_{sh} \leq 0,7 \rightarrow \alpha_{\gamma t} = 0,490$ Nudos exteriores
 - $\alpha_{\gamma t} = 0,833$ Nudos Interiores

$$\alpha_{yt} = 0,269 \text{ Nudos rodilla}$$

$$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{\max\left(0,3 \frac{s b''_c f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right); 0,09 \frac{s b''_c f'_c}{f_y}\right)}$$

- A_c = Área de la columna
- b''_c = Ancho del núcleo confinado
- β_t = Describe la geometría en el plano
 1,00 → Al nudo no llegan vigas o llega 1 en el sentido perpendicular
 1,18 → Llegan 2 vigas al nudo
- β_{yt} = Describe la geometría en el plano
 1,00 → Al nudo no llegan vigas o llega 1 en el sentido perpendicular
 1,40 → Llegan 2 vigas al nudo

$$\eta_t = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{0,77}$$

$$\eta_{yt} = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{-0,60}$$

- e = Distancia entre el centroide de las vigas y el de las columnas
- b_c = Ancho de la columna
- Jl = factor del nudo

$$Jl = \frac{V_{est} f_y}{A_c d_1 f'_c}$$

- V_{est} = Volumen de estibos en el nudo
- d_1 = Distancia entre varillas superior e inferior de las vigas
- BI = Factor de viga

$$BI = \frac{(A_t) f_y}{A_b f'_c}$$

- A_t = Área total del acero longitudinal de la viga que llega al nudo
- A_b = Área de la viga

3.3.2. Constitutiva elemento Viga / Columna

Para objeto del presente análisis, la mejor manera de modelar los elementos vigas y columnas, criterio utilizado por Cáceres y Cano-ESPOL 2015, es a través del criterio definido en la investigación de Haselton, Liel, Lange & Deierlein – Universidad de California 2008. Aquí se estableció que el Modelo de Ibarra & Krawinkler 2005 era el idóneo pues se lo considera de plasticidad concentrada e incluye la degradación de rigidez y de resistencia entre ciclos histeréticos (Cáceres & Cano, 2015).

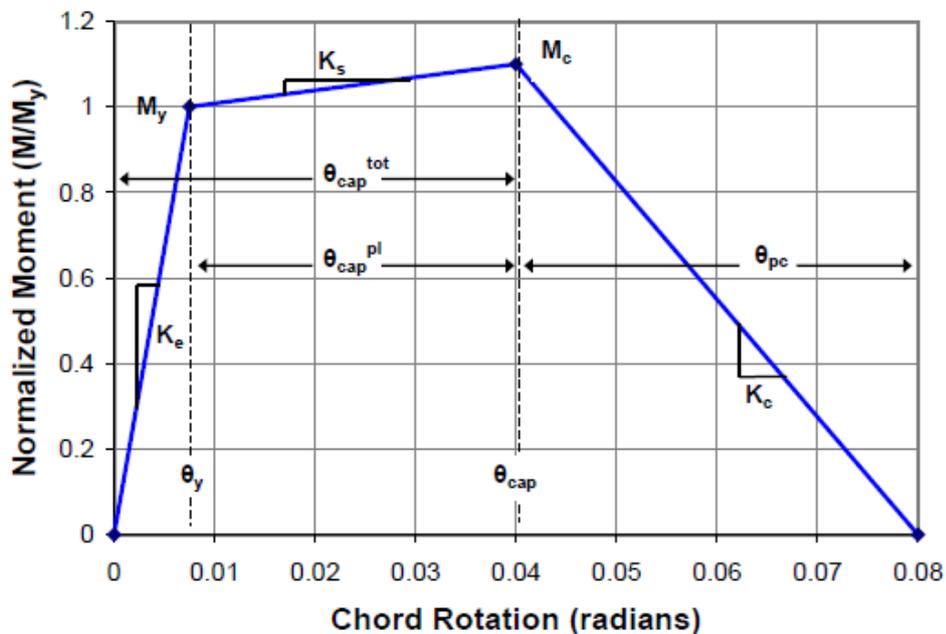


Gráfico 18: Constitutiva de elementos viga-columna
Fuente: (Haselton, Liel, Lange, & Deierlein, 2008)

Los parámetros necesarios para definir la constitutiva fueron calibrados utilizando el modelo de Ibarra, después de realizar 255 ensayos de elementos viga-columna por Haselton et al 2008 y lograron estimar estos parámetros desarrollando las siguientes ecuaciones:

$$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = -0,02 + 0,98v + 0,09 \left[\frac{L_t}{H} \right]$$

$$\frac{M_c}{M_y} = 1,25(0,89)^v(0,91)^{0,01*f'_c}$$

$$\theta^{pl}_{cap} = 0,12(1 + 0,55a_{sl})(0,16)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{0,43}(0,54)^{0,01f'_c}(0,66)^{0,15n}(2,27)^{10\rho_t}F_{asim}$$

$$\theta_{pc} = 0,76(0,031)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{1,02} \leq 0,1$$

$$\lambda = 170,7(0,27)^v(0,10)^{\frac{s}{d}}$$

$$M_y = bd^3\phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left[\frac{1 + \delta'}{2} - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[\frac{1 - k_y}{1 - \delta'} \rho + \frac{k_y - \delta'}{1 - \delta'} \rho' + \frac{\rho_v}{6} \right] (1 - \delta')^2 \right\}$$

$$k_0 = 11 \left(6 \frac{EI_{stf40}}{L_t} \right)$$

$$\alpha = \frac{M_c + M_y}{\theta^{pl}_{cap} * k_0}$$

donde:

- EI_{stf40} = Rigidez secante correspondiente a una tensión del 40% de la fluencia.
- EI_g = Rigidez neta de la sección, se debe cumplir con:

$$0,35 \leq \frac{EI_{stf40}}{EI_g} \leq 0,80$$

$$v = \frac{P}{A_g f'_c}$$

- P = Carga axial sobre el elemento
- A_g = Área gruesa de la sección
- f'_c = Resistencia del hormigón a compresión
- L_t = Luz libre del elemento
- H = Altura del elemento en el plano de análisis
- M_c = Momento máximo por endurecimiento
- M_y = Momento de fluencia
- a_{sl} = Considera la posibilidad de deslizamiento de barras longitudinales

1 si el deslizamiento es posible

0 si no hay posibilidad de deslizamiento

- ρ_{sh} = Cuantía de acero de refuerzo transversal

$$\rho_{sh} = \frac{A_{est}N_r}{sb}$$

- A_{est} = Área del estribo
- N_r = Número de ramas del acero transversal
- s = Separación de estribos
- b = Ancho de la sección
- S_n = Coeficiente de pandeo de las barras de refuerzo

$$S_n = \frac{s}{d_{bl}} \sqrt{\frac{f_y}{100}}$$

- d_{bl} = Diámetro de la varilla longitudinal
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero
- ρ_t = Cuantía total del refuerzo longitudinal

$$\rho_t = \frac{A_s + A'_s + A_v}{bH}$$

- A_s =

$$A_s = bd\rho$$

- A'_s =

$$A_s = bd\rho'$$

- A_v =

$$A_s = bd\rho_v$$

- ρ = Cuantía de acero en tensión
- ρ' = Cuantía de acero en compresión
- ρ_v = Cuantía de acero en la zona central de la sección
- d = Peralte de la sección
- d' = Distancia entre la fibra más extrema a compresión hasta el centro de gravedad del acero a compresión.

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

- F_{asim} = Factor que considera la asimetría del refuerzo a flexión

$$F_{asim} = \left[\frac{\max\left(0,01; \frac{\rho' f_y}{f'_c}\right)}{\max\left(0,01; \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)} \right]^{0,225}$$

- λ = Capacidad normalizada de disipación de energía
- ϕ_y = Curvatura de fluencia

$$\phi_y = \min\left(\frac{f_y}{E_s(1 - k_{y1})d}; \frac{1,8f'_c}{E_c k_{y2}d}\right)$$

- E_s = Módulo de elasticidad del acero
- E_c = Módulo de elasticidad del hormigón
- n = Relación de módulos de elasticidad

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

- k_y = Valor relacionado con el eje neutro de la sección

$$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$$

Para k_{y1} :

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{bdf_y}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta') + \frac{P}{bdf_y}$$

Para k_{y2} :

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{1,8n b d f'_c}$$

$$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta')$$

Hay que tener en cuenta que los 255 ensayos se rigen a las siguientes condiciones:

$$0 < \frac{P}{A_g f'_c} < 0,90$$

$$1,00 < \frac{L_s}{h} < 7,00$$

$$0,20 < \frac{s}{d} < 1,30$$

$$0 < \rho_{sh} < 0,03$$

$$0 < \rho_L < 0,05$$

$$20 \text{ MPa} < f'_c < 120 \text{ MPa}$$

$$320 \text{ MPa} < f_y < 550 \text{ MPa}$$

donde:

- L_s = Mitad de la luz libre del elemento

3.3.3. Paredes de Mampostería confinada

La técnica de modelamiento que permite predecir el comportamiento para las paredes de mampostería reforzada o no reforzada, consiste en un modelo de celosía no-lineal en la que se considera la carga cíclica.

Esta técnica de modelamiento lo describe más ampliamente en la investigación realizada por C. Ayala y J. Almazán, quienes modela la mampostería reforzada como un conjunto de celdas, y cada celda se conforma por dos elementos verticales, dos horizontales y dos inclinados, para los elementos verticales y horizontales utilizaremos el elemento truss y para los elementos inclinados se utiliza el comando Truss2 (Ayala & Almazán, 2015).

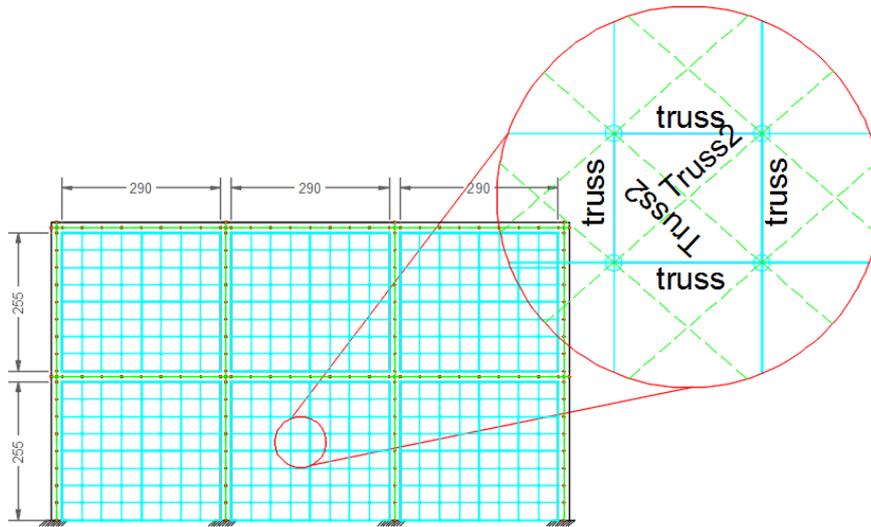


Gráfico 19: Definición del modelo de la mampostería en OpenSees

El material definido para la modelización de las paredes de mampostería es el ConcretewBeta (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2006) el cual tiene un comportamiento uniaxial, los parámetros de entrada son los definidos en la siguiente gráfica.

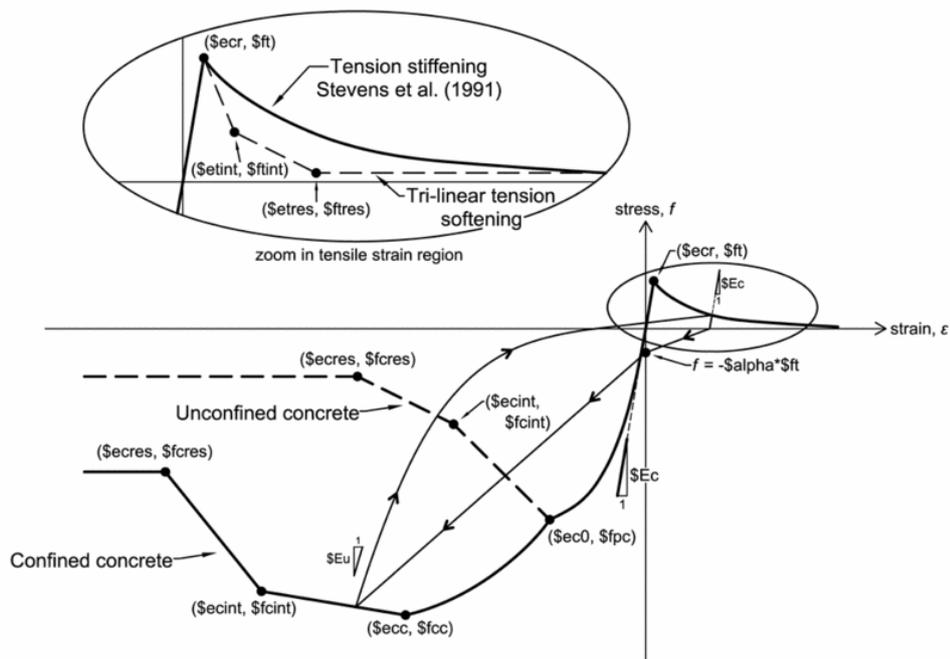


Gráfico 20: Envoltura de la curva esfuerzo-deformación unitaria (confinado y no confinado)

Fuente: (Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2006)

Para nuestro caso en particular las paredes de mampostería son elementos que en nuestro medio no son reforzadas, por tal motivo se trabajó con un hormigón no confinado, la curva utilizada para el modelamiento de las paredes se la puede observar en el Anexo 2: ConcrewBeta-Paredes de Mampostería.

CAPÍTULO 4: RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Análisis estático no Lineal – PushOver

Se realizó la modelación en el programa OpenSees para la geometría planteada de cada arquetipo de diseño, siguiendo las técnicas de modelación antes expuestas y el proceso de análisis pushover descrito en la Norma ASCE/SEI 41-13.

Los resultados obtenidos para los diferentes arquetipos registramos la deformación última y el cortante máximo para hallar la ductilidad basada en el periodo (μ_T) y la sobre-resistencia (Ω).

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{yeff}}$$

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_{dis}}$$

donde:

- δ_u = Deformación última que se obtiene del análisis no lineal estático.
- δ_{yeff} = Desplazamiento de fluencia efectivo (FEMA, 2009)

$$\delta_{yeff} = C_o \frac{V_{max}}{W} \frac{g}{4\pi^2} (\max(T, T_1))^2$$

- C_o = Factor de modificación
- V_{max} = Cortante máximo obtenido del análisis no lineal estático.
- T = Periodo usado en el diseño del arquetipo.
- T_1 = Periodo que se obtiene del análisis del arquetipo.
- V_{dis} = Cortante de diseño del arquetipo.

A continuación, se presenta la gráfica del análisis PushOver para el Arquetipo 4, las gráficas para el resto de casos de análisis se los puede apreciar en el Anexo 3:

PushOver Arquetipo 4

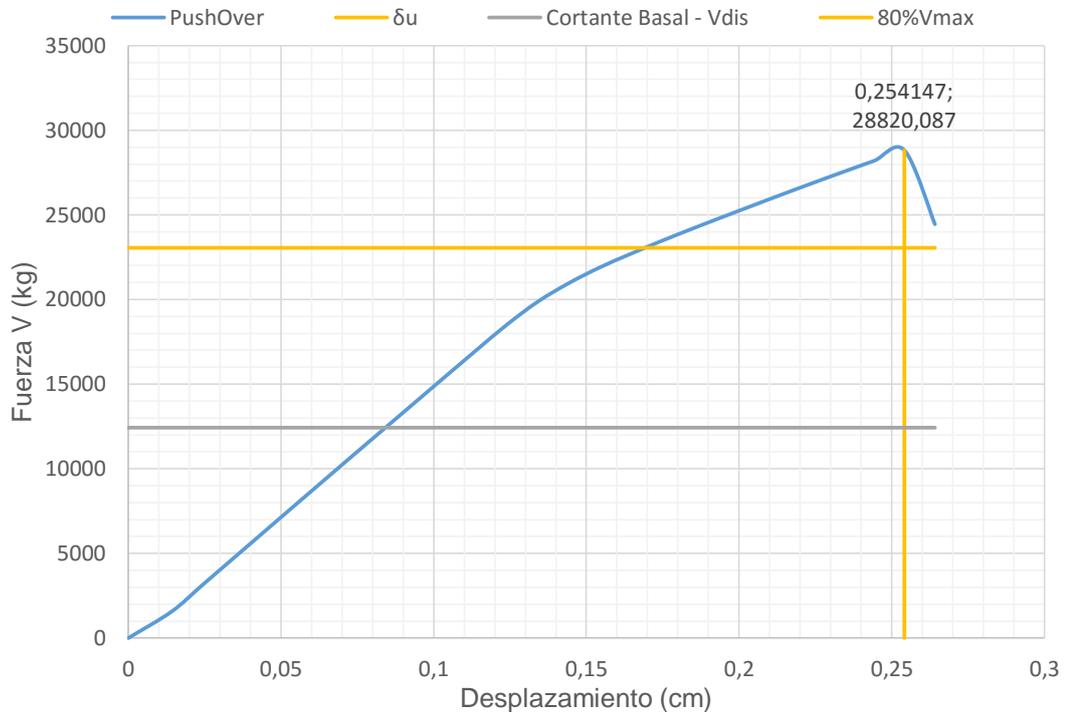


Gráfico 21: Análisis Estático No Lineal – Arquetipo 4

Los resultados obtenidos con ayuda del programa OpenSees no son los esperados, el programa tiene la particularidad de realizar análisis estáticos no lineales considerando la degradación de rigidez y resistencia de los materiales, se esperaba que realice el análisis incluso después de haber sucedido la falla de la mampostería.

Los resultados obtenidos son los que comúnmente se observan al realizar ensayos a escala real de pórticos de hormigón armado con mampostería confinada, como se puede observar en Castilla, E. & Marinilli, Á. (Caracas-2003) y Marinilli, Á & Castilla, E. (Caracas-2007), lo que significa que el modelo es satisfactorio para simular este tipo de ensayos, sin embargo se puede decir que:

- El modelo puede ser mejorado si se incluye en la programación la opción de ir retirando los elementos de mampostería que fallan

durante la aplicación continua de desplazamientos, se puede utilizar el comando “remove” para que realice esta acción, sin embargo es necesaria que se realice mayor investigación en el tema y se elabore un algoritmo de análisis adecuado.

- Se puede observar que la mampostería si contribuye satisfactoriamente a la resistencia de la estructura ante eventos sísmicos, sin embargo se presenta poca ductilidad y su falla es de forma frágil.

Debido a que no se ha podido obtener, actualmente, mayor información sobre el comportamiento de este tipo de sistemas estructurales, no se procederá a realizar la evaluación del desempeño; se espera que en futuras investigaciones se logre alcanzar con este objetivo.

4.2. Comparación de Análisis PushOver

Se presenta la siguiente grafica comparativa:

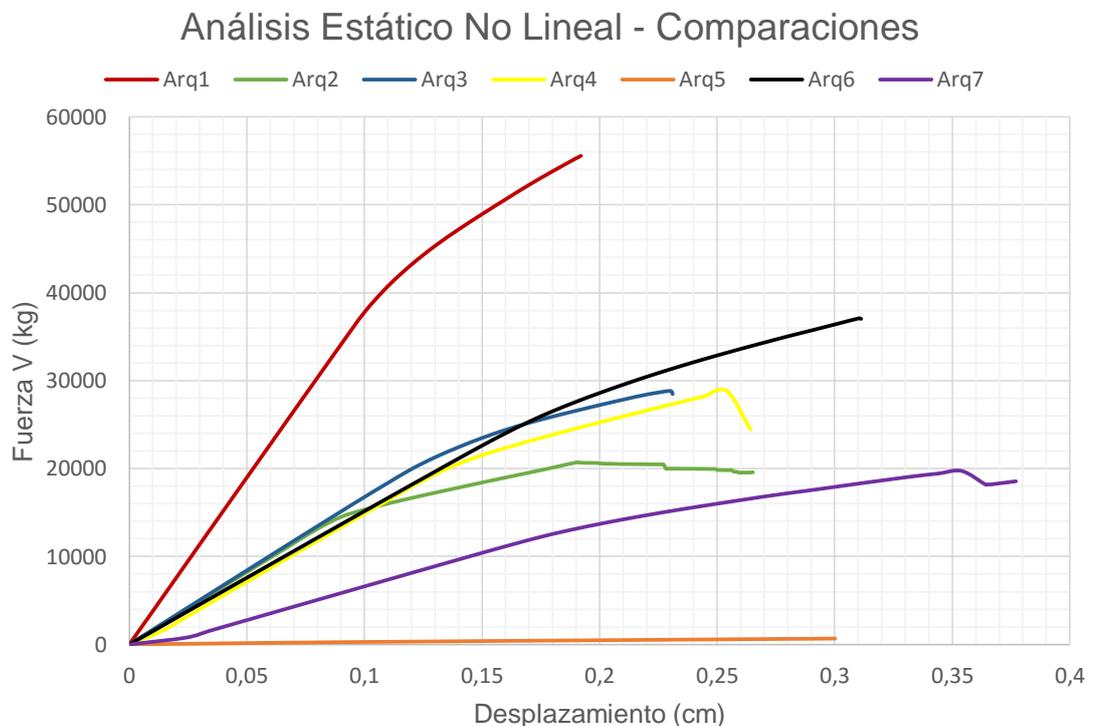


Gráfico 22: Comparación gráfica de los análisis PushOver

El resumen de resultados se los puede apreciar en la siguiente tabla:

Arquetipo	V_{\max} (Ton)	V_{dis} (Ton)	Ω	δ_u (cm)	δ_{yeff} (cm)	μ_T
1	55.56	12.43	4.47	0.192	2.08	0.092
2	20.70	12.43	1.67	0.190	0.78	0.245
3	28.83	12.43	2.32	0.231	1.08	0.214
4	28.82	12.43	2.32	0.254	1.08	0.235
5	2.15	12.43	0.17	7.45	0.08	92.5
6	37.08	12.43	2.98	0.310	1.39	0.223
7	19.72	12.43	1.59	0.354	0.74	0.478

Tabla 6: Resumen del Análisis PushOver para los 7 casos de análisis

Arquetipo	Ω	μ_T	Mampostería (m ²)
1	4.47	0.092	44.37
2	1.67	0.245	22.19
3	2.32	0.214	22.19
4	2.32	0.235	25.63
5	0.17	92.463	14.79
6	2.98	0.223	29.58
7	1.59	0.478	14.79

Tabla 7: Resumen de parámetros de área de mampostería, sobrerresistencia y ductilidad

De la tabla 7 se puede apreciar que la mayoría de los arquetipos presenta una sobrerresistencia muy satisfactoria, sin embargo se puede observar que la sobrerresistencia que presentan no es directamente proporcional a mayor cantidad de mampostería utilizada. La ductilidad en los pórticos también evidencia que no guarda relación directa con la cantidad de muros de mampostería confinada que se utilice.

Los resultados obtenidos del análisis pushover para el arquetipo 5 demuestran que este tipo de pórticos no deben ser diseñados como pórticos de hormigón con mampostería confinada, sino todo lo contrario, debe ser diseñado como un pórtico de hormigón armado resistente a momento.

Se puede apreciar que la resistencia que aporta la mampostería confinada más que estar dominada por la cantidad de la misma, está dominada por la ubicación de esta en el pórtico, incluso por este motivo es que el arquetipo 5 no puede ser considerado como un pórtico de hormigón armado con mampostería confinada, se ha demostrado que los arquetipos con mampostería confinada únicamente en el primer nivel se comportan como pórticos de hormigón armado, la mampostería no trabaja pues se presenta una diferencia muy grande de rigideces de piso.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- El concepto de la técnica de modelado para pórticos de hormigón armado con mampostería confinada resulta efectivo para predecir los resultados obtenidos de ensayos a escala real como los mencionados en Castilla, E. & Marinilli, Á. (Caracas-2003) y Marinilli, Á & Castilla, E. (Caracas-2007).
- Los arquetipos diseñados según las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 son satisfactorios para resistir las demanda de fuerzas sísmicas, el cortante basal o cortante de diseño se ubicó muy por debajo del 80% de la capacidad máxima de los pórticos.
- Se concluye que la mampostería confinada aporta positivamente en la contribución de resistencia para los pórticos, sin embargo, a mayor cantidad de mampostería confinada no necesariamente tiene mayor capacidad.
- El arquetipo 5 debe ser considerado y diseñado como un sistema diferente a los pórticos de hormigón armado con mampostería confinada.

Recomendaciones

- Se recomienda realizar una investigación más profunda en cuanto a las técnicas de modelación y análisis, para poder con ayuda del comando “remove” lograr eliminar los elementos que vayan fallando de la mampostería y lograr evaluar el comportamiento incluso después de que la mampostería fallase.
- Se debe realizar mayor investigación sobre la ubicación más efectiva de la mampostería para lograr alcanzar la resistencia óptima.
- Se recomienda realizar más investigaciones sobre la interacción de la mampostería y los pórticos de hormigón armado con el fin de establecer pautas para identificar cuando un sistema estructural con mampostería confinada debe ser considerado y diseñado como un pórtico de hormigón armado con mampostería confinada y cuando no.
- Si bien es cierto que la mampostería aporta con una resistencia significativa para estos sistemas estructurales y, que también, la correcta ubicación de la mampostería ayuda a optimizar la resistencia del sistema, se deberá garantizar que durante la vida útil de la estructura no se realice cambios en las divisiones de las viviendas.
- Se recomienda hacer un análisis tridimensional de este tipo de viviendas para evaluar de una forma más real la influencia de este tipo de sistemas estructurales.

BIBLIOGRAFÍA

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015*. Ecuador.

Cáceres, O. y Cano, G. (2015). *Revisión de dimensiones mínimas de diseño para pórticos de Hormigón Armado según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011*. Tesis de Grado para la obtención del título de Ingeniero Civil, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Guayaquil.

Ayala, C. y Almazán, J. (2015). *Modelo Celosía No-Lineal para Muros de Albañilería Armada de Bloque con Relleno Parcial*. Escuela de Ingeniería-Facultad de Ingeniería. ACHISINA, Chile.

American Society of Civil Engineers. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-13*. Reston, Virginia.

FEMA. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*.

Haselton, C., Liel, A., Lange, S. & Deierlein, G. (2008). *Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Kim, J. y LaFave, J. (2009). *Joint Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Connections subjected to Seismic Lateral Loading*. University of Illinois at Urbana-Champaign.

Ibarra, L & Krawinkler, H. (2005). *Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations*.

Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2006). *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. California.

Panagiotakos, T. & Fardis, M. (2001). *Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate*.

Marinilli, A. & Castilla, E. (2007). *Evaluación sísmoresistente de muros de mampostería confinada con dos o más machones*. Caracas.

Castilla, E. & Marinilli, A. (2003). *Experiencias Recientes en Mampostería Confinada de Bloques de Concreto*. Caracas.

Colung, A., Ángeles, A. & Vallejo, V. (2007). *Resistencia y Deformación de muros de Mampostería Combinada y Confinada Sujetos a Cargas Laterales*.

Disensa-Ecuador. Bloques Rocafuerte Livianos. Ecuador.

Vía Internet:

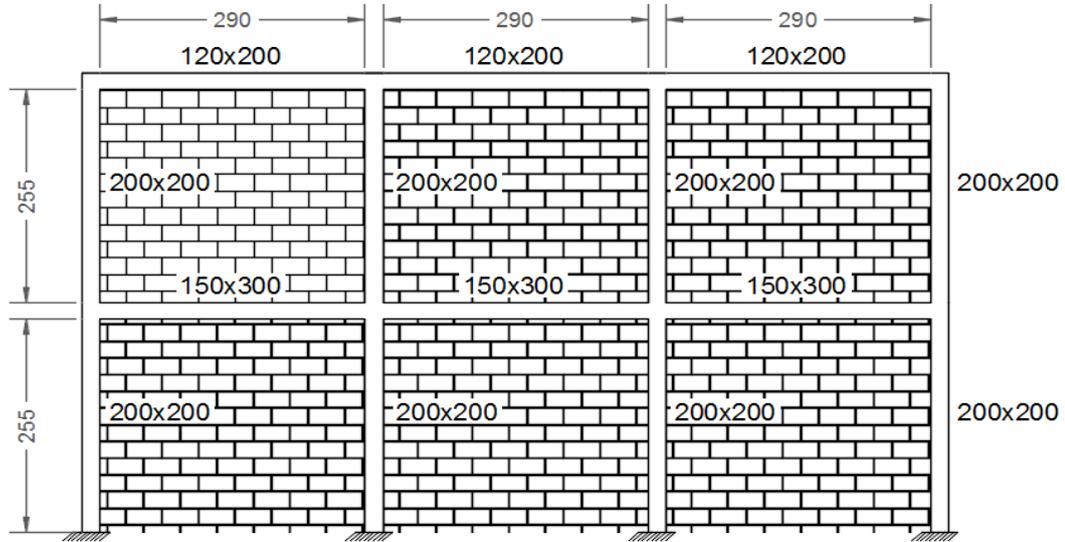
<http://www.explored.com.ec/noticias-ecuador/ecuador-con-alto-riesgo-y-poca-planificacion-396204.html>, 24/05/2015

ANEXOS

<i>Anexo 1: Diseño de Arquetipos según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015.....</i>	<i>52</i>
<i>Anexo 2: Constitutivas para los modelos en OpenSees.....</i>	<i>128</i>
<i>Anexo 3: Análisis Estático No-Lineal / PushOver – Curvas de Capacidad.</i>	<i>171</i>

***Anexo 1: Diseño de
Arquetipos según la Norma
Ecuatoriana de la
Construcción NEC-2015***

ARQUETIPO 1



Geometría

n =	2	número de pisos
h =	2,55	m altura de piso
h _n =	5,1	m altura total

Materiales

f' _c =	210	kg/cm ²	Resistencia a la compresión simple a los 28 días
f _y =	4200	kg/cm ²	Acero de refuerzo

2.- Cálculo del Periodo T de la Estructura:

C _t =	0,055	Coeficiente que depende del tipo de edificio
α =	0,9	
T =	0,238	seg

$T = C_t h_n^\alpha$

3.- Cálculo de la carga sísmica reactiva - W

D =	500	kg/m ²	Carga muerta
D _r =	70	kg/m ²	Carga muerta de cubierta

W = D + D _r	
W =	570 kg/m ²
A =	75,69 m ²

W =	43143,3 kg
-----	------------

4.- Cálculo del cortante basal sísmico V

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

I =	1	
R =	3	
φ _P =	1	Coefficiente de irregularidad en planta
φ _E =	1	Coefficiente de irregularidad en elevación
S _a (T _a) =	0,864	

V =	12,43	T
-----	-------	---

5.- Distribución vertical y horizontal de fuerzas sísmicas laterales

$$k = 1$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} * V$$

Nivel	Altura (m)	W (T)	w _x *h _x ^k	Cv	F (T)	F' (T)
2	5,10	5,30	27,02	0,22	2,72	0,91
1	2,55	37,85	96,50	0,78	9,71	3,24
			123,53		12,43	

Nota: Para la distribución horizontal se asumió que el arquetipo es el intermedio de un total de tres pórticos con igual rigidez, por tal motivo solo un 1/3 del Cortante del Piso (F) será asignado en el modelo

6.- Modelo Estructural realizado con el programa ETABS

Datos del modelo

D =	500	kg/m ²	
D _r =	70	kg/m ²	
L =	200	kg/m ²	
L _r =	70	kg/m ²	
Ancho de influencia =	2,9	m	
q _D =	1450	kg/m	
q _{Dr} =	203	kg/m	
q _L =	580	kg/m	
q _{Lr} =	203	kg/m	
E ₁ =	3235,75	kg	
E ₂ =	906,01	kg	
Vigas	1er nivel	15cmx30cm	
	2do nivel	12cmx20cm	
Columnas	1er nivel	20cmx20cm	
	2do nivel	20cmx20cm	
Muro	e =	12 cm	

7.- Derivas admisibles

$$\Delta_m = 0,75R\Delta_E$$

Piso	h (m)	δ (cm)	Δ_E (cm)	Δ_M (cm)	$\Delta_M \leq \Delta_{ADM}$ $\Delta_{ADM} \leq 2\%$
1	2,55	0,04	0,02%	0,04%	OK
2	5,10	0,05	0,00%	0,01%	OK

8.- Diseño de vigas

<i>1er Nivel</i>					
b =	15	cm		rec =	2 cm
d =	26,8	cm		Est =	6 mm
h =	30	cm		ϕ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov.}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
-0,25	0,249	1,6875	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,150	3,088	0,00	6	no est	10,00	OK

$$\phi = 0,75$$

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	22,50	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	4,52	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$P_{nt} =$	-17100	kg
$P_{ut} =$	-470	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 15x30 con 4Ø12 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

<i>2do Nivel</i>					
b =	12	cm		rec =	2 cm
d =	17	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
0,085	0,133	0,9	2	8	1,005	OK

<i>Por Corte</i>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,280	1,567	0	6	no est	10,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	18,00	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	2,01	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$P_{nt} =$	-7600	kg
$P_{ut} =$	-470	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 12x20 con 4Ø8 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

9.- Diseño de columnas de confinamiento

1er Nivel - 20cmx20cm						
t =	20	cm		rec =	2	cm
d =	16,8	cm		Est =	6	mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s req}$ (cm ²)	$A_{s min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s prov}$ (cm ²)	$A_{s prov} \geq \max\{A_{s req}; A_{s min}\}$
0,3101	0,497	2,00	2	12	2,262	OK

<u>Por Corte</u>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,866	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 * t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	9390	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

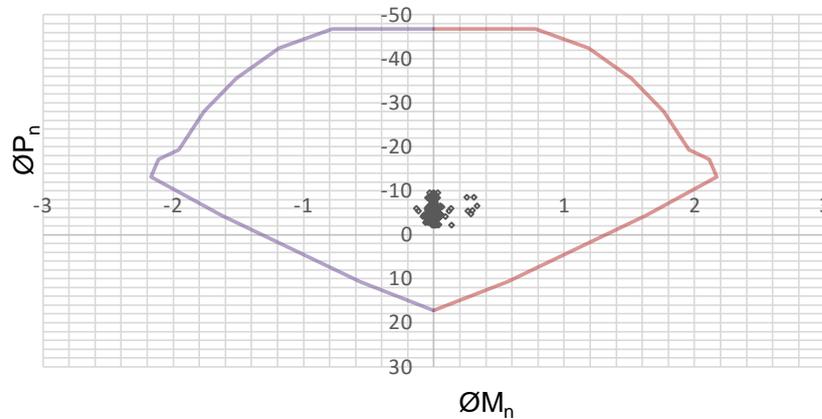
$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 * S}{f_y * h_c}$		OK

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1 ϕ 6 c/100/200/100

2do Nivel - C 20cmx20cm					
t =	20	cm		rec =	2 cm
d =	16,8	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		∅ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	∅ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
-0,145	0,230	2,00	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	∅ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,240	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

∅ =	0,7	
$P_{uc} =$	4130	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

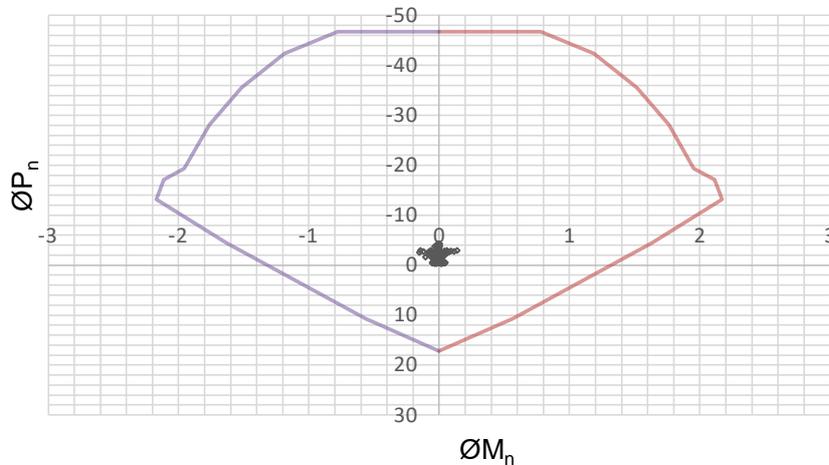
$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

∅ =	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

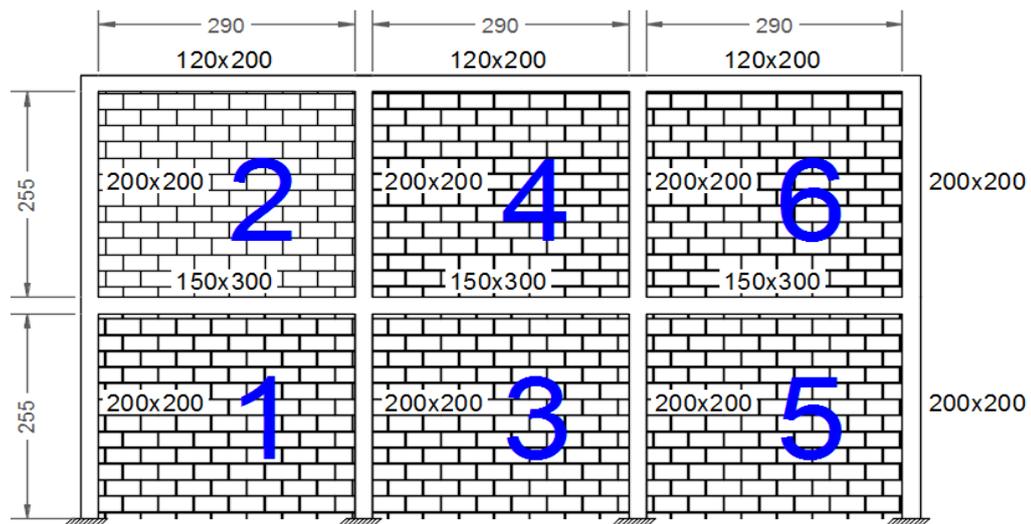
$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1Ø6 c/100/200/100

10.- Diseño de mampostería confinada



Muro de mampostería # 1-2-3-4-5-6

$l_w =$	3,10	m	$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$ $\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$
$h_w =$	2,55	m	
$e =$	12,00	cm	

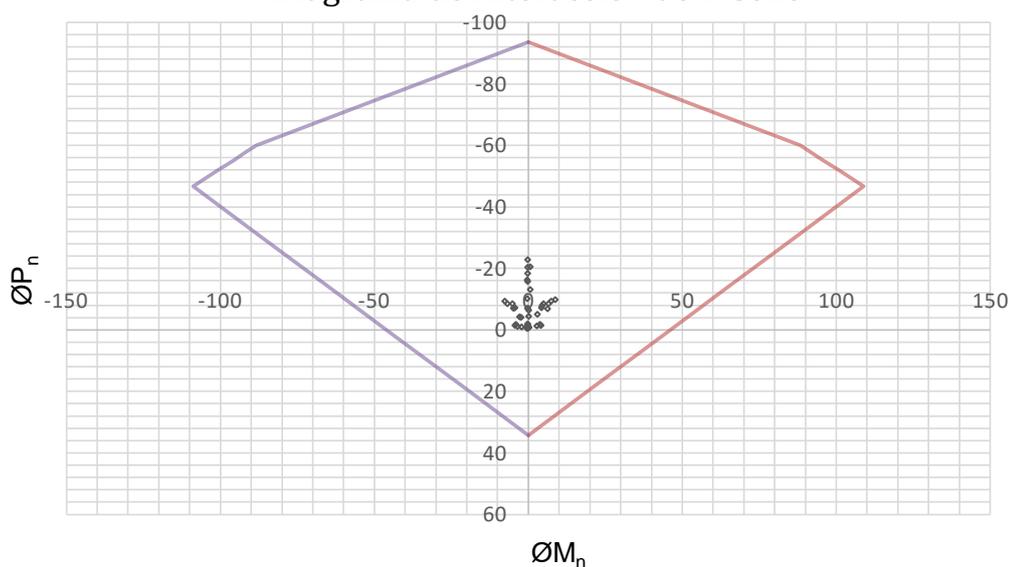
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	4445	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	2111,70	kg
$P_u =$	13,06	Ton
$V_n =$	11650,90	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	12594,59	kg
$\phi V_n =$	6990,54	kg
$V_u \leq \phi V_n$		OK

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	290	cm
$e =$	12	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

Revisión por aplastamiento del muro

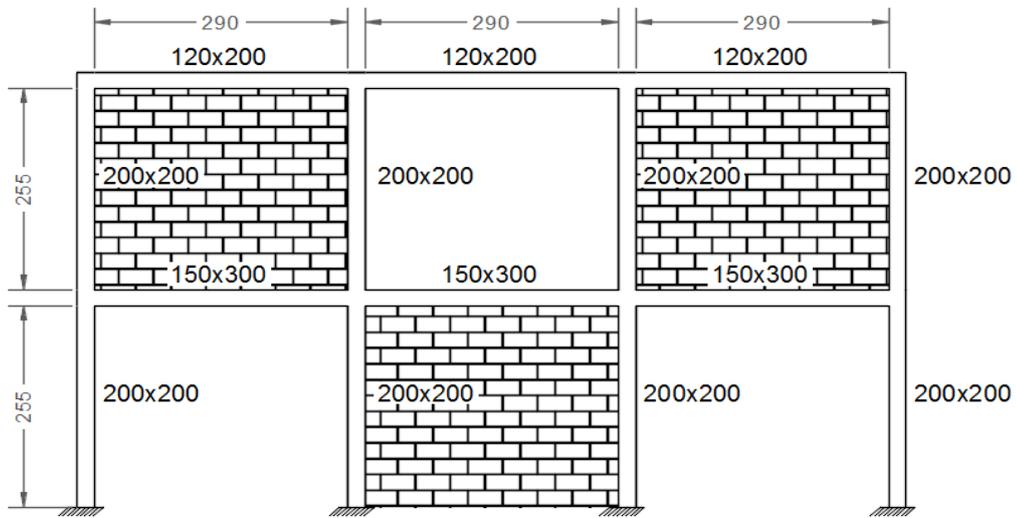
$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	22803,90	Kg
$R_e =$	0,85	
$P_{nd} =$	60347,97	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	42243,58	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f_m * A_{md}) * R_e$$

ARQUETIPO 2



1.- Datos :

Geometría

n =	2	número de pisos
h =	2,55 m	altura de piso
h _n =	5,1 m	altura total

Materiales

f' _c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión simple a los 28 días
f _y =	4200 kg/cm ²	Acero de refuerzo

2.- Cálculo del Periodo T de la Estructura:

C _t =	0,055	Coeficiente que depende del tipo de edificio
α =	0,9	
T =	0,238 seg	$T = C_t h_n^\alpha$

3.- Cálculo de la carga sísmica reactiva - W

D =	500 kg/m ²	Carga muerta
D _r =	70 kg/m ²	Carga muerta de cubierta

W = D + D _r	
W =	570 kg/m ²
A =	75,69 m ²

W =	43143,3 kg
-----	------------

4.- Cálculo del cortante basal sísmico V

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

I =	1	
R =	3	
φ _P =	1	Coefficiente de irregularidad en planta
φ _E =	1	Coefficiente de irregularidad en elevación
S _a (T _a) =	0,864	

V =	12,43	T
-----	-------	---

5.- Distribución vertical y horizontal de fuerzas sísmicas laterales

$$k = 1$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} * V$$

Nivel	Altura (m)	W (T)	w _x *h _x ^k	Cv	F (T)	F' (T)
2	5,10	5,30	27,02	0,22	2,72	0,91
1	2,55	37,85	96,50	0,78	9,71	3,24
			123,53		12,43	

Nota: Para la distribución horizontal se asumió que el arquetipo es el intermedio de un total de tres pórticos con igual rigidez, por tal motivo solo un 1/3 del Cortante del Piso (F) será asignado en el modelo

6.- Modelo Estructural realizado con el programa ETABS

Datos del modelo

D =	500	kg/m ²	
D _r =	70	kg/m ²	
L =	200	kg/m ²	
L _r =	70	kg/m ²	
Ancho de influencia =	2,9	m	
q _D =	1450	kg/m	
q _{Dr} =	203	kg/m	
q _L =	580	kg/m	
q _{Lr} =	203	kg/m	
E ₁ =	3235,75	kg	
E ₂ =	906,01	kg	
Vigas	1er nivel	15cmx30cm	
	2do nivel	12cmx20cm	
Columnas	1er nivel	20cmx20cm	
	2do nivel	20cmx20cm	
Muro	e =	12 cm	

7.- Derivas admisibles

$$\Delta_m = 0,75R\Delta_E$$

Piso	h (m)	δ (cm)	Δ_E (cm)	Δ_M (cm)	$\Delta_M \leq \Delta_{ADM}$ $\Delta_{ADM} \leq 2\%$
1	2,55	0,12	0,05%	0,11%	OK
2	5,10	0,13	0,00%	0,01%	OK

8.- Diseño de vigas

<i>1er Nivel</i>					
b =	15	cm		rec =	2 cm
d =	26,8	cm		Est =	6 mm
h =	30	cm		ϕ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov.}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
-0,46	0,460	1,6875	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,640	3,088	0,00	6	no est	10,00	OK

$$\phi = 0,75$$

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	22,50	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	4,52	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$P_{nt} =$	-17100	kg
$P_{ut} =$	-1800	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 15x30 con 4Ø12 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

<i>2do Nivel</i>						
b =	12	cm		rec =	2	cm
d =	17	cm		Est =	6	mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
0,26	0,415	0,9	2	8	1,005	OK

<i>Por Corte</i>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,600	1,567	0	6	no est	10,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	18,00	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	2,01	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$P_{nt} =$	-7600	kg
$P_{ut} =$	-600	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 12x20 con 4Ø8 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

9.- Diseño de columnas de confinamiento

1er Nivel - 20cmx20cm						
t =	20	cm		rec =	2	cm
d =	16,8	cm		Est =	6	mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s req}$ (cm ²)	$A_{s min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s prov}$ (cm ²)	$A_{s prov} \geq \max\{A_{s req}; A_{s min}\}$
0,6571	1,075	2,00	2	12	2,262	OK

<u>Por Corte</u>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,600	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	10890	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

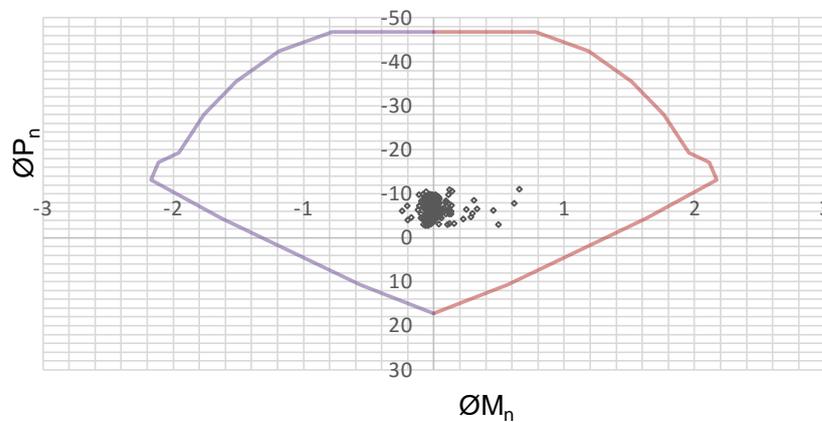
$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1 ϕ 6 c/100/200/100

2do Nivel - C 20cmx20cm					
t =	20	cm		rec =	2 cm
d =	16,8	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		∅ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s_{req}}$ (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	# varillas	∅ (mm)	$A_{s_{prov}}$ (cm ²)	$A_{s_{prov}} \geq \max\{A_{s_{req}}, A_{s_{min}}\}$
-0,145	0,230	2,00	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	∅ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}, S_{min}\}$
0,240	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

∅ =	0,7	
$P_{uc} =$	5000	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

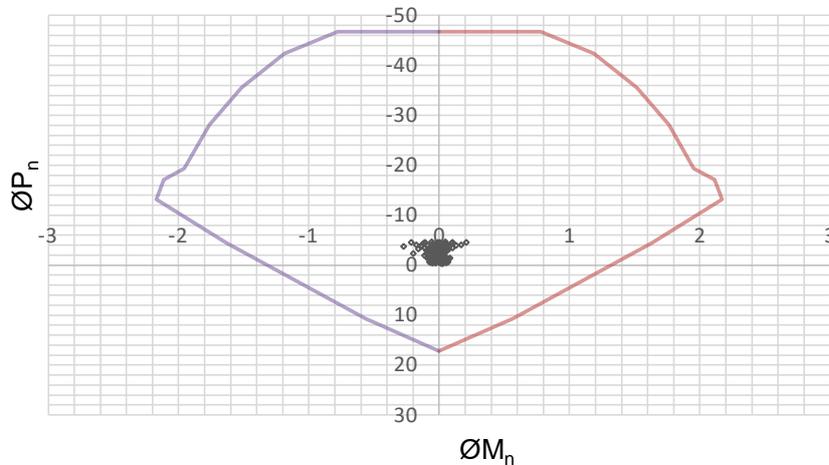
$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

∅ =	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

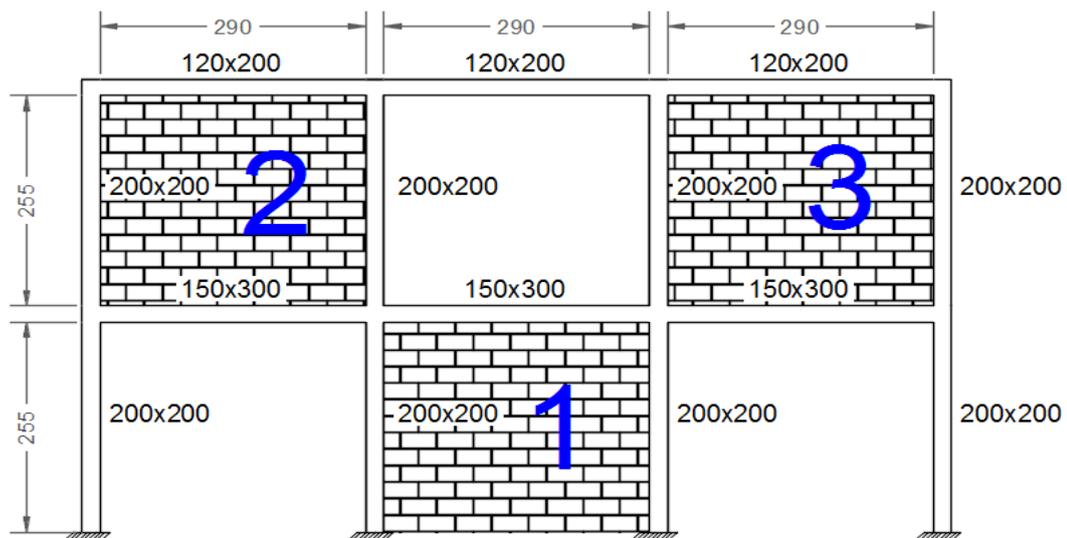
$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 Ø 12mm Est 1Ø6 c/100/200/100

10.- Diseño de mampostería confinada



Muro de mampostería # 1 - 2 - 3			
$l_w =$	3,10	m	$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$ $\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$
$h_w =$	2,55	m	
$e =$	12,00	cm	

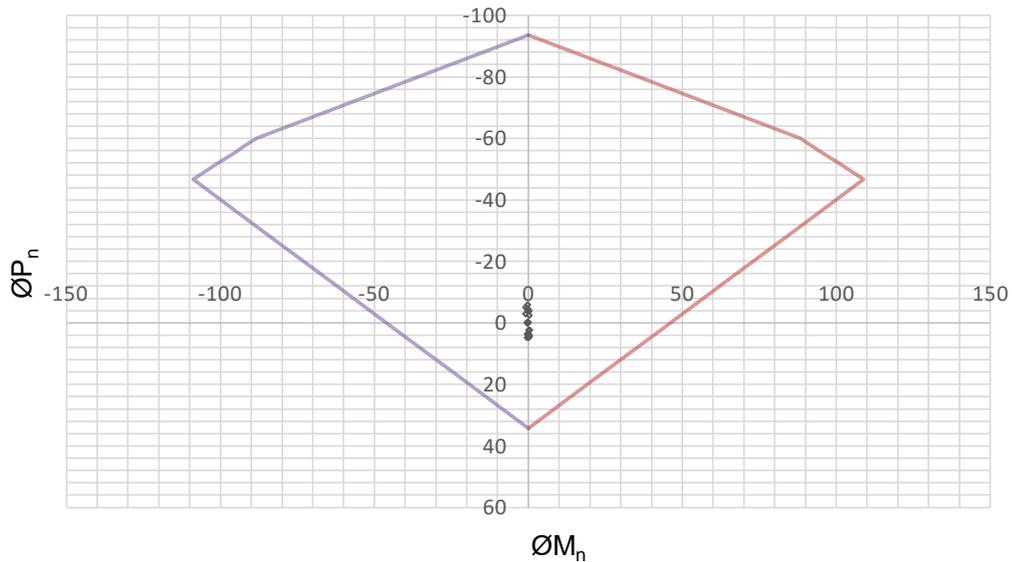
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	5840	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$	OK	

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$	OK	

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	3128,60	kg
$P_u =$	2,89	Ton
$V_n =$	7483,19	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	12594,59	kg
$\phi V_n =$	4489,92	kg
$V_u \leq \phi V_n$	OK	

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	290	cm
$e =$	12	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

Revisión por aplastamiento del muro

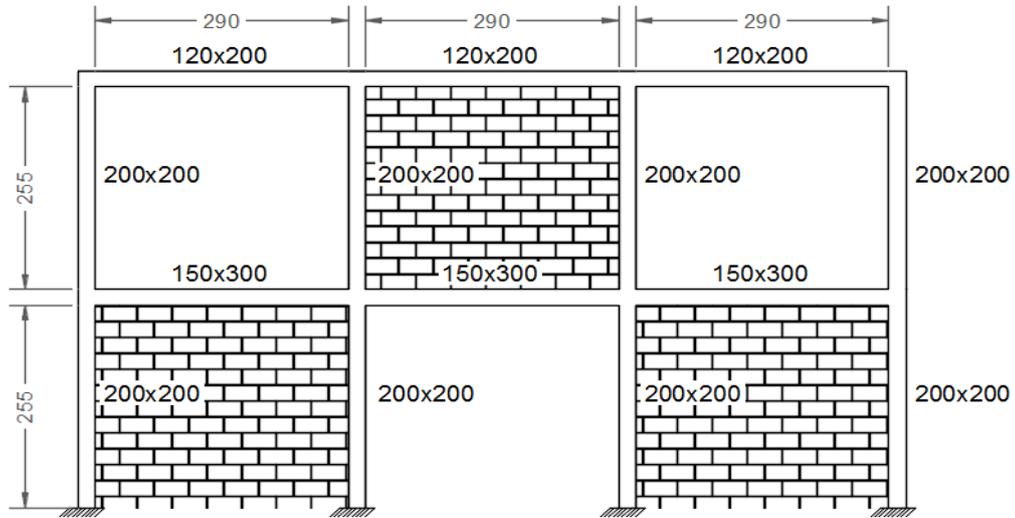
$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	5835,70	Kg
$R_e =$	0,85	
$P_{nd} =$	60347,97	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	42243,58	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f_m * A_{md}) * R_e$$

ARQUETIPO 3



1.- Datos :

Geometría

n =	2	número de pisos
h =	2,55 m	altura de piso
h _n =	5,1 m	altura total

Materiales

f' _c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión simple a los 28 días
f _y =	4200 kg/cm ²	Acero de refuerzo

2.- Cálculo del Periodo T de la Estructura:

C _t =	0,055	Coeficiente que depende del tipo de edificio
α =	0,9	
T =	0,238 seg	$T = C_t h_n^\alpha$

3.- Cálculo de la carga sísmica reactiva - W

D =	500 kg/m ²	Carga muerta
D _r =	70 kg/m ²	Carga muerta de cubierta

W = D + D _r	
W =	570 kg/m ²
A =	75,69 m ²

W =	43143,3 kg
-----	------------

4.- Cálculo del cortante basal sísmico V

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

I =	1	
R =	3	
φ _P =	1	Coefficiente de irregularidad en planta
φ _E =	1	Coefficiente de irregularidad en elevación
S _a (T _a) =	0,864	

V =	12,43	T
-----	-------	---

5.- Distribución vertical y horizontal de fuerzas sísmicas laterales

$$k = 1$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} * V$$

Nivel	Altura (m)	W (T)	w _x *h _x ^k	Cv	F (T)	F' (T)
2	5,10	5,30	27,02	0,22	2,72	0,91
1	2,55	37,85	96,50	0,78	9,71	3,24
			123,53		12,43	

Nota: Para la distribución horizontal se asumió que el arquetipo es el intermedio de un total de tres pórticos con igual rigidez, por tal motivo solo un 1/3 del Cortante del Piso (F) será asignado en el modelo

6.- Modelo Estructural realizado con el programa ETABS

Datos del modelo

D =	500	kg/m ²	
D _r =	70	kg/m ²	
L =	200	kg/m ²	
L _r =	70	kg/m ²	
Ancho de influencia =	2,9	m	
q _D =	1450	kg/m	
q _{Dr} =	203	kg/m	
q _L =	580	kg/m	
q _{Lr} =	203	kg/m	
E ₁ =	3235,75	kg	
E ₂ =	906,01	kg	
Vigas	1er nivel	15cmx30cm	
	2do nivel	12cmx20cm	
Columnas	1er nivel	20cmx20cm	
	2do nivel	20cmx20cm	
Muro	e =	12 cm	

7.- Derivas admisibles

$$\Delta_m = 0,75R\Delta_E$$

Piso	h (m)	δ (cm)	Δ_E (cm)	Δ_M (cm)	$\Delta_M \leq \Delta_{ADM}$ $\Delta_{ADM} \leq 2\%$
1	2,55	0,06	0,02%	0,05%	OK
2	5,10	0,09	0,01%	0,03%	OK

8.- Diseño de vigas

<i>1er Nivel</i>					
b =	15	cm		rec =	2 cm
d =	26,8	cm		Est =	6 mm
h =	30	cm		ϕ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov.}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
-0,46	0,460	1,6875	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,650	3,088	0,00	6	no est	10,00	OK

$$\phi = 0,75$$

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	22,50	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	4,52	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$P_{nt} =$	-17100	kg
$P_{ut} =$	-1250	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 15x30 con 4Ø12 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

2do Nivel

$b =$	12	cm	$rec =$	2	cm
$d =$	17	cm	$Est =$	6	mm
$h =$	20	cm	$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
0,27	0,431	0,9	2	8	1,005	OK

<i>Por Corte</i>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,620	1,567	0	6	no est	10,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	18,00	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	2,01	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$P_{nt} =$	-7600	kg
$P_{ut} =$	-730	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 12x20 con 4Ø8 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

9.- Diseño de columnas de confinamiento

1er Nivel - 20cmx20cm						
t =	20	cm		rec =	2	cm
d =	16,8	cm		Est =	6	mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s req}$ (cm ²)	$A_{s min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s prov}$ (cm ²)	$A_{s prov} \geq \max\{A_{s req}; A_{s min}\}$
0,44	0,711	2,00	2	12	2,262	OK

<u>Por Corte</u>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,000	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 * t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	9844	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

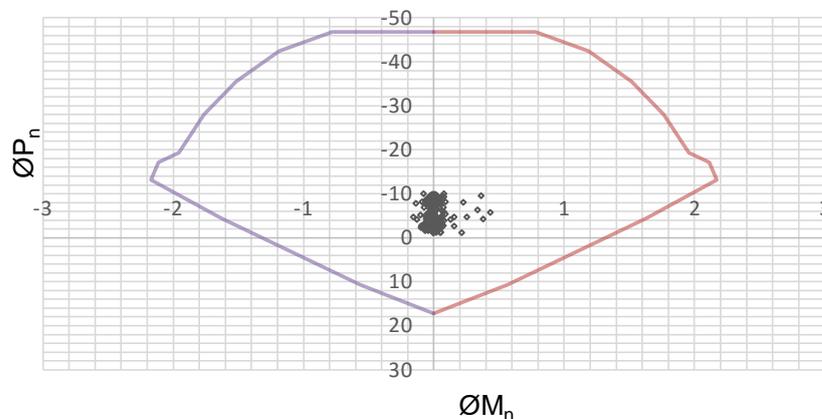
$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 * S}{f_y * h_c}$		OK

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1 ϕ 6 c/100/200/100

2do Nivel - C 20cmx20cm					
t =	20	cm		rec =	2 cm
d =	16,8	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		∅ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	∅ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
0,244	0,390	2,00	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	∅ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,178	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

∅ =	0,7	
$P_{uc} =$	4750	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

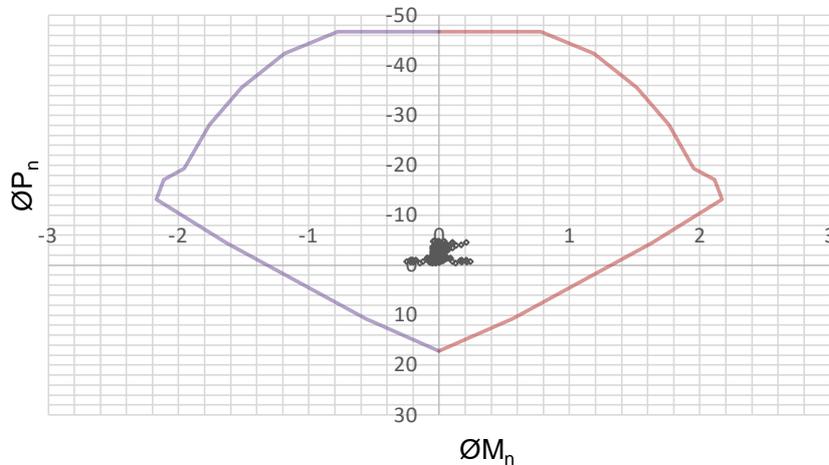
$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

∅ =	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

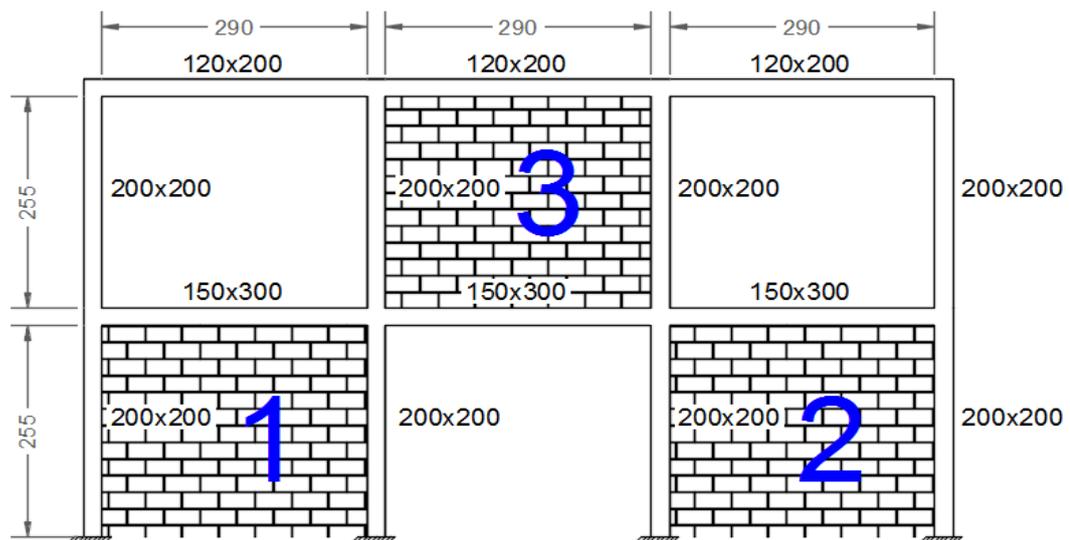
$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 Ø 12mm Est 1Ø6 c/100/200/100

10.- Diseño de mampostería confinada



Muro de mampostería # 1 - 2 - 3			
$l_w =$	3,10	m	$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$ $\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$
$h_w =$	2,55	m	
$e =$	12,00	cm	

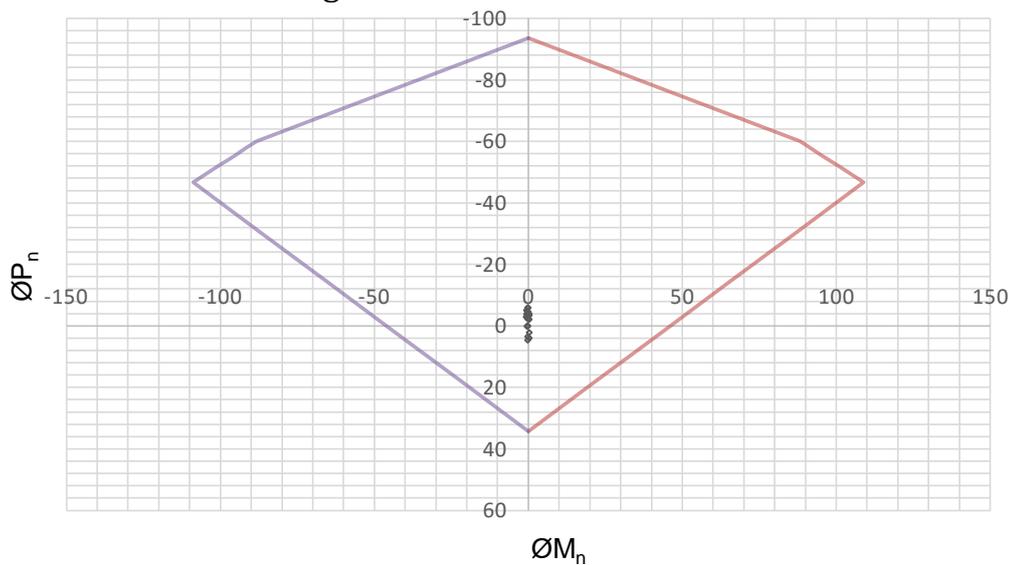
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	5844	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$	OK	

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$	OK	

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	1818,50	kg
$P_u =$	5,09	Ton
$V_n =$	8383,47	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	12594,59	kg
$\phi V_n =$	5030,08	kg
$V_u \leq \phi V_n$	OK	

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	290	cm
$e =$	12	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

Revisión por aplastamiento del muro

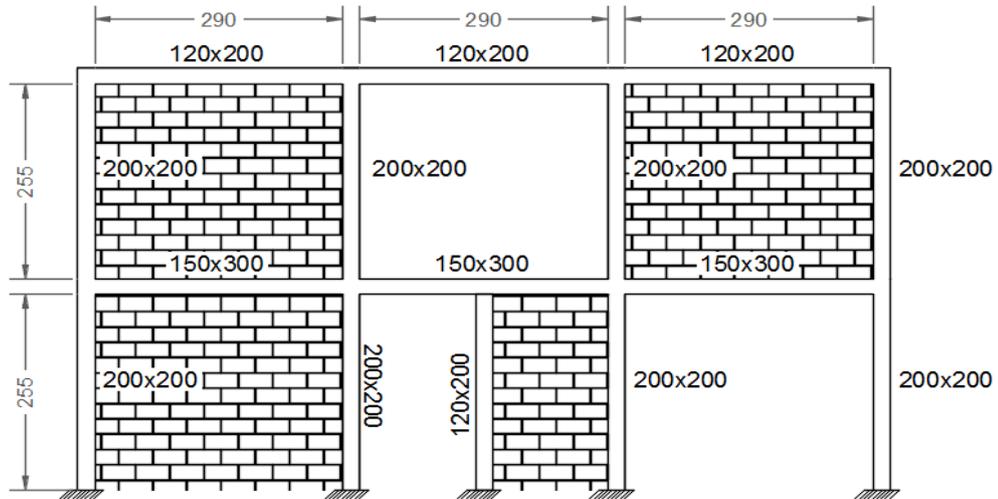
$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	5844,00	Kg
$R_e =$	0,85	
$P_{nd} =$	60347,97	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	42243,58	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f_m * A_{md}) * R_e$$

ARQUETIPO 4



1.- Datos :

Geometría

n =	2	número de pisos
h =	2,55 m	altura de piso
h _n =	5,1 m	altura total

Materiales

f' _c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión simple a los 28 días
f _y =	4200 kg/cm ²	Acero de refuerzo

2.- Cálculo del Periodo T de la Estructura:

C _t =	0,055	Coeficiente que depende del tipo de edificio
α =	0,9	
T =	0,238 seg	$T = C_t h_n^\alpha$

3.- Cálculo de la carga sísmica reactiva - W

D =	500 kg/m ²	Carga muerta
D _r =	70 kg/m ²	Carga muerta de cubierta

W = D + D _r	
W =	570 kg/m ²
A =	75,69 m ²

W =	43143,3 kg
-----	------------

4.- Cálculo del cortante basal sísmico V

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

I =	1	
R =	3	
φ _P =	1	Coefficiente de irregularidad en planta
φ _E =	1	Coefficiente de irregularidad en elevación
S _a (T _a) =	0,864	

V =	12,43	T
-----	-------	---

5.- Distribución vertical y horizontal de fuerzas sísmicas laterales

$$k = 1$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} * V$$

Nivel	Altura (m)	W (T)	w _x *h _x ^k	Cv	F (T)	F' (T)
2	5,10	5,30	27,02	0,22	2,72	0,91
1	2,55	37,85	96,50	0,78	9,71	3,24
			123,53		12,43	

Nota: Para la distribución horizontal se asumió que el arquetipo es el intermedio de un total de tres pórticos con igual rigidez, por tal motivo solo un 1/3 del Cortante del Piso (F) será asignado en el modelo

6.- Modelo Estructural realizado con el programa ETABS

Datos del modelo

D =	500	kg/m ²	
D _r =	70	kg/m ²	
L =	200	kg/m ²	
L _r =	70	kg/m ²	
Ancho de influencia =	2,9	m	
q _D =	1450	kg/m	
q _{Dr} =	203	kg/m	
q _L =	580	kg/m	
q _{Lr} =	203	kg/m	
E ₁ =	3235,75	kg	
E ₂ =	906,01	kg	
Vigas	1er nivel	15cmx30cm	
	2do nivel	12cmx20cm	
Columnas	1er nivel	20cmx20cm	
	2do nivel	20cmx20cm	
Muro	e =	12 cm	

7.- Derivas admisibles

$$\Delta_m = 0,75R\Delta_E$$

Piso	h (m)	δ (cm)	Δ_E (cm)	Δ_M (cm)	$\Delta_M \leq \Delta_{ADM}$ $\Delta_{ADM} \leq 2\%$
1	2,55	0,08	0,03%	0,07%	OK
2	5,10	0,10	0,01%	0,02%	OK

8.- Diseño de vigas

<i>1er Nivel</i>					
b =	15	cm		rec =	2 cm
d =	26,8	cm		Est =	6 mm
h =	30	cm		ϕ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov.}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
-0,43	0,430	1,6875	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,880	3,088	0,00	6	no est	10,00	OK

$$\phi = 0,75$$

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	22,50	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	4,52	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$P_{nt} =$	-17100	kg
$P_{ut} =$	-960	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 15x30 con 4Ø12 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

<i>2do Nivel</i>					
b =	12	cm		rec =	2 cm
d =	17	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
-0,2594	0,414	0,9	2	8	1,005	OK

<i>Por Corte</i>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,600	1,567	0	6	no est	10,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	18,00	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	2,01	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$P_{nt} =$	-7600	kg
$P_{ut} =$	-700	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 12x20 con 4Ø8 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

9.- Diseño de columnas de confinamiento

1er Nivel - 20cmx20cm						
t =	20	cm		rec =	2	cm
d =	16,8	cm		Est =	6	mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s req}$ (cm ²)	$A_{s min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s prov}$ (cm ²)	$A_{s prov} \geq \max\{A_{s req}; A_{s min}\}$
0,4587	0,742	2,00	2	12	2,262	OK

<u>Por Corte</u>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,280	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5*t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	9310	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

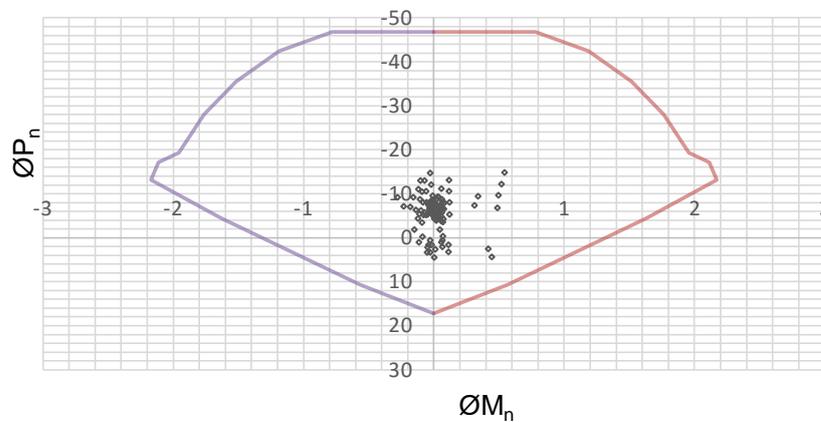
$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 * S}{f_y * h_c}$		OK

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1 ϕ 6 c/100/200/100

1er Nivel - C 12cmx20cm						
t =	12	cm		rec =	2	cm
d =	16,9	cm		Est =	6	mm
h =	20	cm		∅ =	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	∅ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
-0,249	0,399	1,20	2	10	1,571	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	∅ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,580	1,558	0	6	no est	18,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	18,00	cm
$S_{min} =$	18,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

∅ =	0,7	
$P_{uc} =$	4286	kg
$\phi P_{nc} =$	731491	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

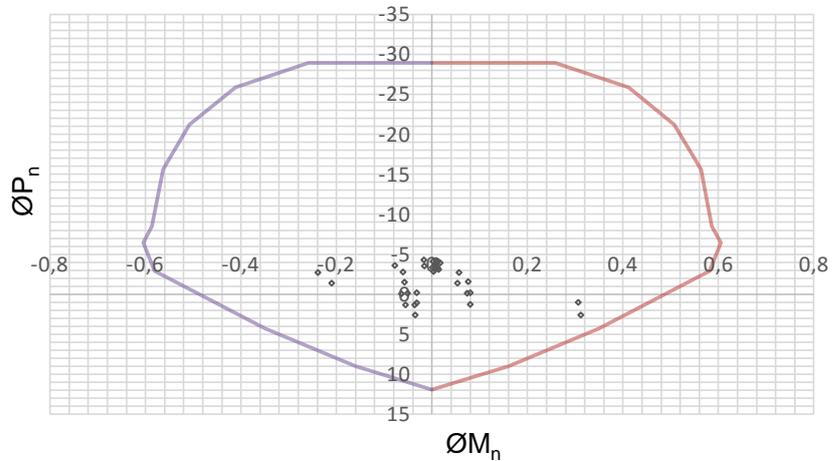
$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

∅ =	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	11875	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

$\rho =$	0,013	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 12x20 con 4 ϕ 10mm Est 1Ø6 c/90/180/90

2do Nivel - C 20cmx20cm					
t =	20	cm		rec =	2 cm
d =	16,8	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		ϕ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s \text{ req}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s \text{ prov}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ prov}} \geq \max\{A_{s \text{ req}}, A_{s \text{ min}}\}$
0,2087	0,333	2,00	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{\text{prov}} \geq \max\{S_{\text{req}}, S_{\text{min}}\}$
0,306	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{\min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{\min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	4656	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

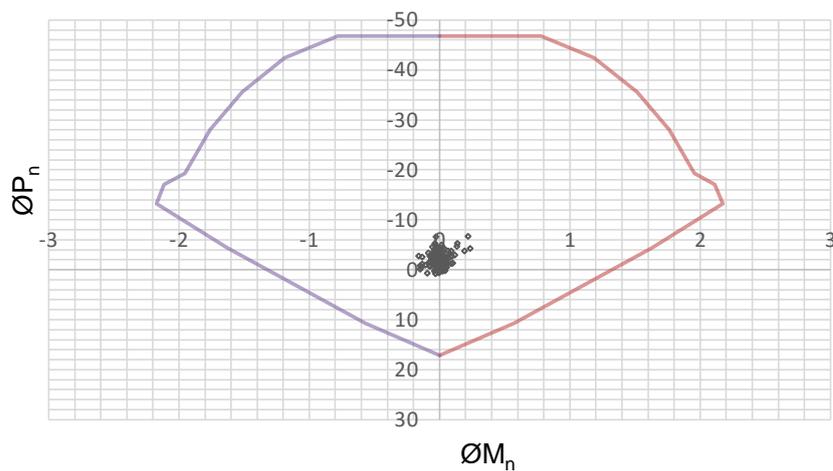
$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

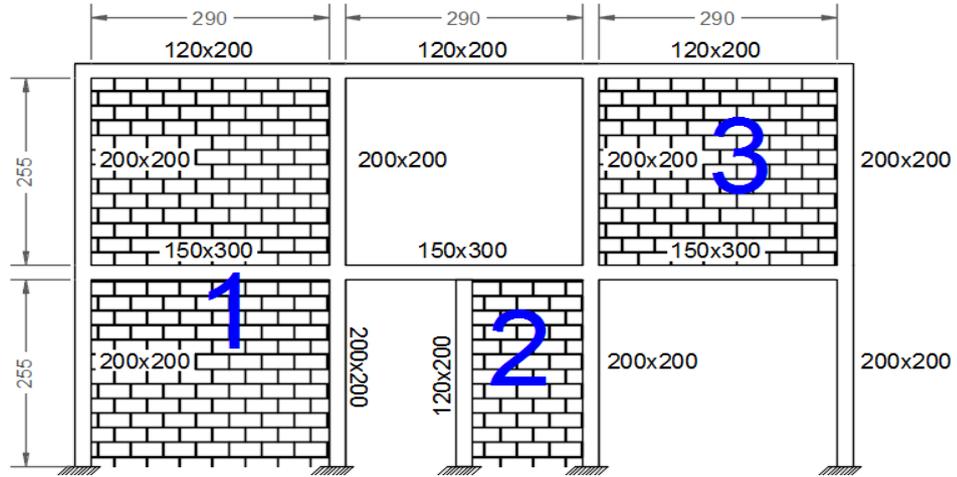
$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1 ϕ 6 c/100/200/100

10.- Diseño de mampostería confinada



Muro de mampostería # 1			
$l_w =$	3,10	m	$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$ $\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$
$h_w =$	2,55	m	
$e =$	12,00	cm	

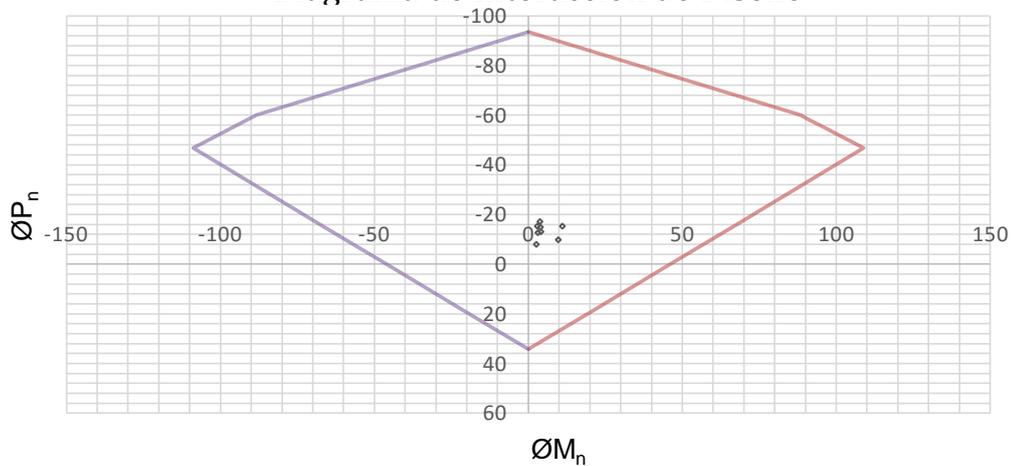
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	13750	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	2555,10	kg
$P_u =$	7,95	Ton
$V_n =$	9558,38	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	12594,59	kg
$\phi V_n =$	5735,03	kg
$V_u \leq \phi V_n$		OK

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	290	cm
$e =$	12	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

Revisión por aplastamiento del muro

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	17041,10	Kg
$R_e =$	0,85	
$P_{nd} =$	60347,97	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	42243,58	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f'_m * A_{md}) * R_e$$

Muro de mampostería # 1 - Piso 2		
$l_w =$	3,10	m
$h_w =$	2,55	m
$e =$	12,00	cm

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

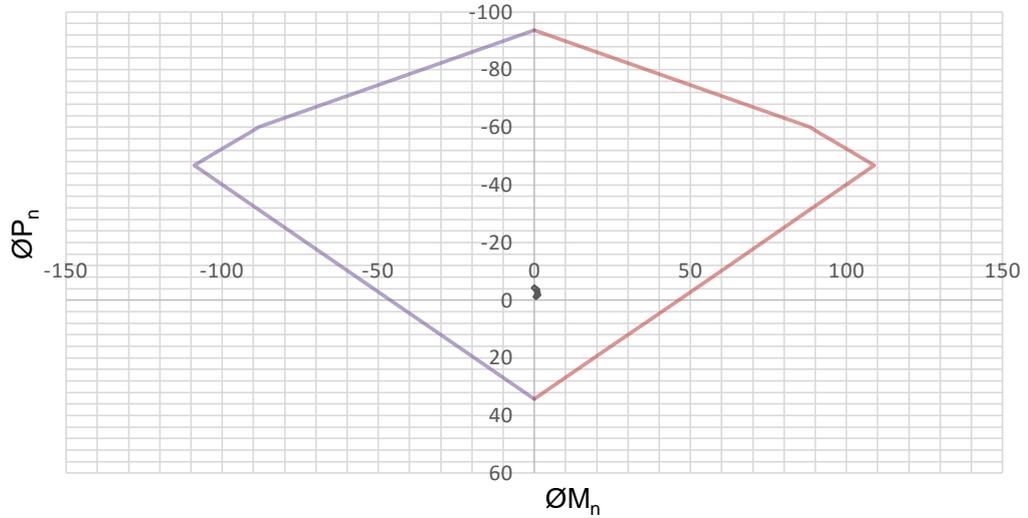
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	5810	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	400,10	kg
$P_u =$	1,91	Ton
$V_n =$	7079,18	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	12594,59	kg
$\phi V_n =$	4247,51	kg
$V_u \leq \phi V_n$		OK

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	290	cm
$e =$	12	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

Revisión por aplastamiento del muro

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	4275,80	Kg
$R_e =$	0,85	
$P_{nd} =$	60347,97	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	42243,58	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f'_m * A_{md}) * R_e$$

Muro de mampostería # 2		
$l_w =$	1,55	m
$h_w =$	2,55	m
$e =$	12,00	cm

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

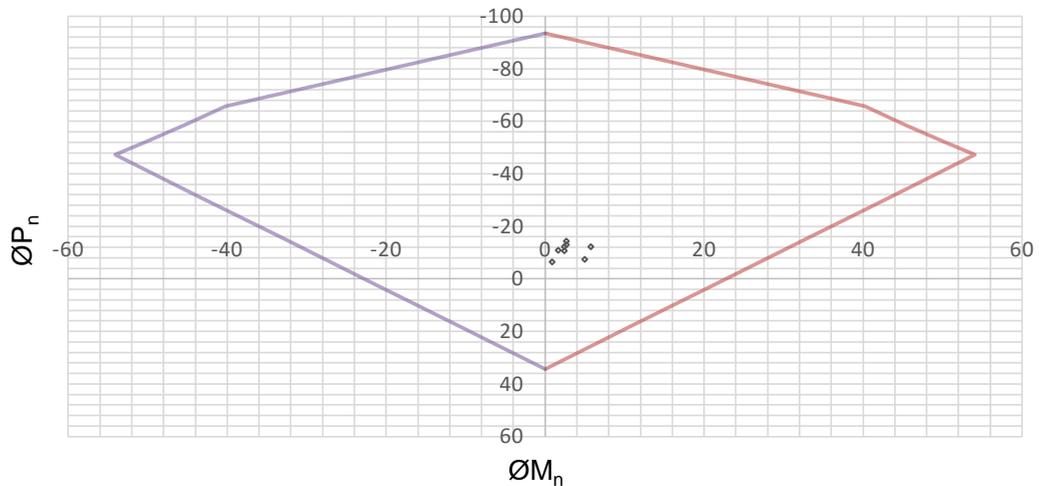
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	14150	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	1467,30	kg
$P_u =$	10,73	Ton
$V_n =$	8958,54	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	7474,36	kg
$\phi V_n =$	4484,62	kg
$V_u \leq \phi V_n$		OK

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	145	cm
$e =$	12	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

Revisión por aplastamiento del muro

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	14142,50	Kg
$R_e =$	0,85	
$P_{nd} =$	30173,98	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	21121,79	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f'_m * A_{md}) * R_e$$

Muro de mampostería # 3		
$l_w =$	3,10	m
$h_w =$	2,55	m
$e =$	12,00	cm

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

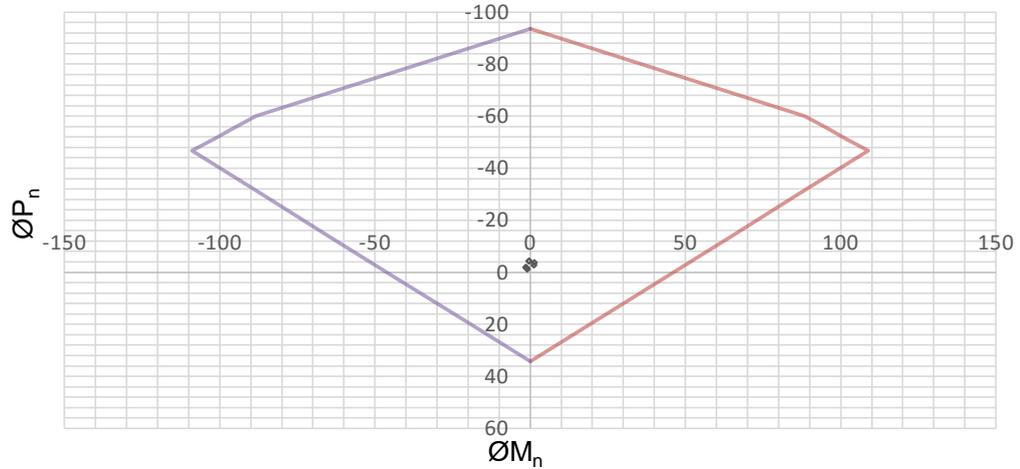
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	4270	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	893,20	kg
$P_u =$	1,44	Ton
$V_n =$	8144,84	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	15154,71	kg
$\phi V_n =$	4886,90	kg
$V_u \leq \phi V_n$		OK

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	290	cm
$e =$	15	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

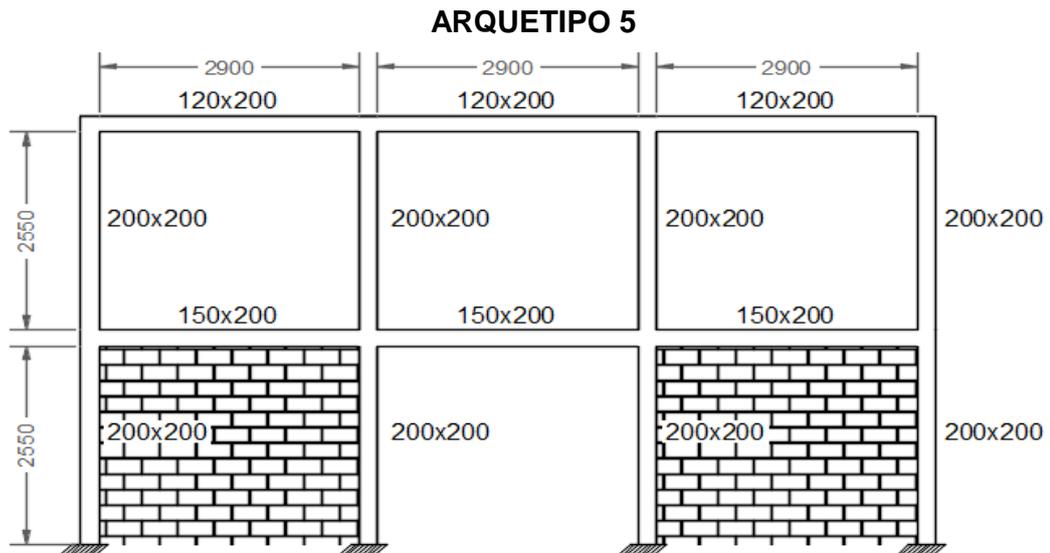
Revisión por aplastamiento del muro

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	4273,40	Kg
$R_e =$	0,92	
$P_{nd} =$	81927,82	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	57349,47	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f'_m * A_{md}) * R_e$$



1.- Datos :

Geometría

n =	2	número de pisos
h =	2,55 m	altura de piso
h _n =	5,1 m	altura total

Materiales

f' _c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión simple a los 28 días
f _y =	4200 kg/cm ²	Acero de refuerzo

2.- Cálculo del Periodo T de la Estructura:

C _t =	0,055	Coeficiente que depende del tipo de edificio
α =	0,9	
T =	0,238 seg	$T = C_t h_n^\alpha$

3.- Cálculo de la carga sísmica reactiva - W

D =	500 kg/m ²	Carga muerta
D _r =	70 kg/m ²	Carga muerta de cubierta

W = D + D _r	
W =	570 kg/m ²
A =	75,69 m ²

W =	43143,3 kg
-----	------------

4.- Cálculo del cortante basal sísmico V

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

I =	1	
R =	3	
φ _P =	1	Coefficiente de irregularidad en planta
φ _E =	1	Coefficiente de irregularidad en elevación
S _a (T _a) =	0,864	

V =	12,43	T
-----	-------	---

5.- Distribución vertical y horizontal de fuerzas sísmicas laterales

$$k = 1$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} * V$$

Nivel	Altura (m)	W (T)	w _x *h _x ^k	Cv	F (T)	F' (T)
2	5,10	5,30	27,02	0,22	2,72	0,91
1	2,55	37,85	96,50	0,78	9,71	3,24
			123,53		12,43	

Nota: Para la distribución horizontal se asumió que el arquetipo es el intermedio de un total de tres pórticos con igual rigidez, por tal motivo solo un 1/3 del Cortante del Piso (F) será asignado en el modelo

6.- Modelo Estructural realizado con el programa ETABS

Datos del modelo

D =	500	kg/m ²	
D _r =	70	kg/m ²	
L =	200	kg/m ²	
L _r =	70	kg/m ²	
Ancho de influencia =	2,9	m	
q _D =	1450	kg/m	
q _{Dr} =	203	kg/m	
q _L =	580	kg/m	
q _{Lr} =	203	kg/m	
E ₁ =	3235,75	kg	
E ₂ =	906,01	kg	
Vigas	1er nivel	15cmx30cm	
	2do nivel	12cmx20cm	
Columnas	1er nivel	20cmx20cm	
	2do nivel	20cmx20cm	
Muro	e =	12 cm	

7.- Derivas admisibles

$$\Delta_m = 0,75R\Delta_E$$

Piso	h (m)	δ (cm)	Δ_E (cm)	Δ_M (cm)	$\Delta_M \leq \Delta_{ADM}$ $\Delta_{ADM} \leq 2\%$
1	2,55	0,07	0,03%	0,06%	OK
2	5,10	0,45	0,15%	0,34%	OK

8.- Diseño de vigas

<i>1er Nivel</i>					
b =	15	cm		rec =	2 cm
d =	26,8	cm		Est =	6 mm
h =	30	cm		ϕ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov.}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
1,71	1,781	1,6875	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
4,000	3,088	2,25	6	14	10,00	OK

$$\phi = 0,75$$

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	22,50	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	4,52	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$P_{nt} =$	-17100	kg
$P_{ut} =$	0	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 15x30 con 4Ø12 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

2do Nivel

$b =$	12	cm	$rec =$	2	cm
$d =$	17	cm	$Est =$	6	mm
$h =$	20	cm	$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
0,37	0,596	0,9	2	8	1,005	OK

<i>Por Corte</i>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,600	1,567	0	6	no est	10,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	18,00	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	2,01	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$P_{nt} =$	-7600	kg
$P_{ut} =$	0	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 12x20 con 4Ø8 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

9.- Diseño de columnas de confinamiento

1er Nivel - 20cmx20cm					
t =	20	cm		rec =	2 cm
d =	16,8	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s req}$ (cm ²)	$A_{s min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s prov}$ (cm ²)	$A_{s prov} \geq \max\{A_{s req}; A_{s min}\}$
0,96	1,602	2,00	2	12	2,262	OK

<u>Por Corte</u>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,600	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 * t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	9830	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

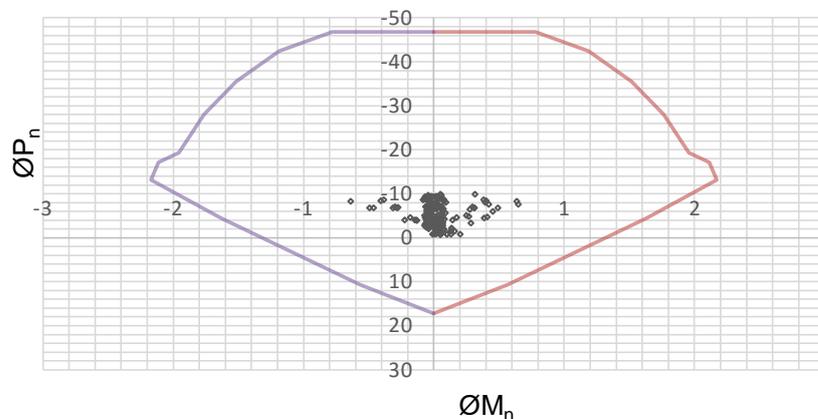
$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 * S}{f_y * h_c}$		OK

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1 ϕ 6 c/100/200/100

2do Nivel - C 20cmx20cm					
t =	20	cm		rec =	2 cm
d =	16,8	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		∅ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s_{req}}$ (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	# varillas	∅ (mm)	$A_{s_{prov}}$ (cm ²)	$A_{s_{prov}} \geq \max\{A_{s_{req}}, A_{s_{min}}\}$
0,67	1,097	2,00	2	12	2,262	OK

Por Corte

				∅ =	0,75		
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	∅ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}, S_{min}\}$	
0,200	2,581	0	6	no est	20,00	OK	

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

∅ =	0,7	
$P_{uc} =$	1600	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

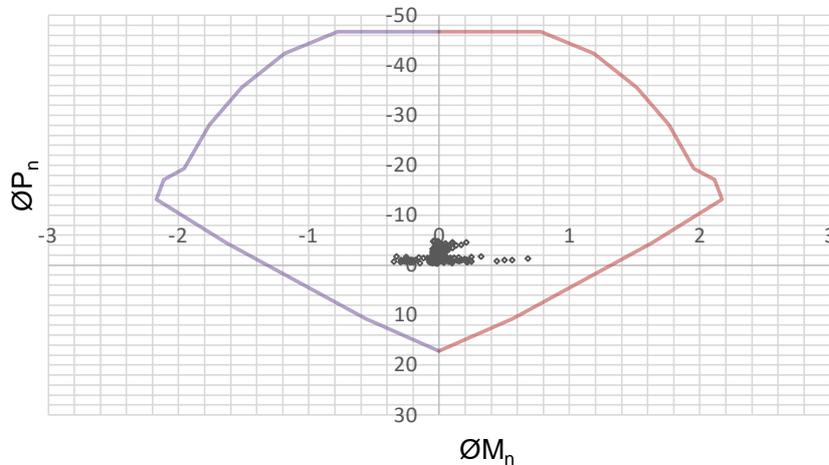
$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

∅ =	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

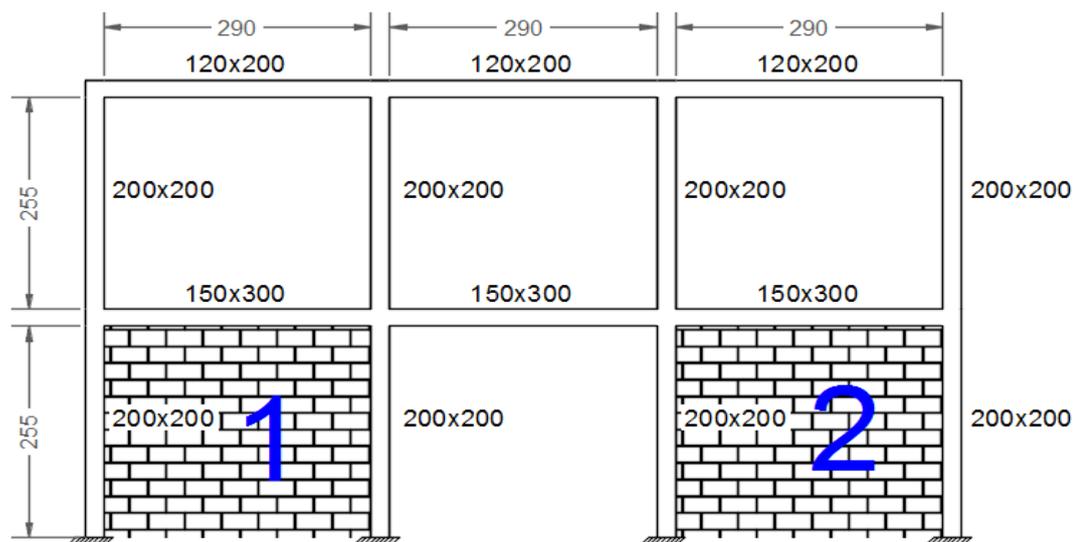
$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1Ø6 c/100/200/100

10.- Diseño de mampostería confinada



Muro de mampostería # 1 - 2			
$l_w =$	3,10	m	$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$ $\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$
$h_w =$	2,55	m	
$e =$	12,00	cm	

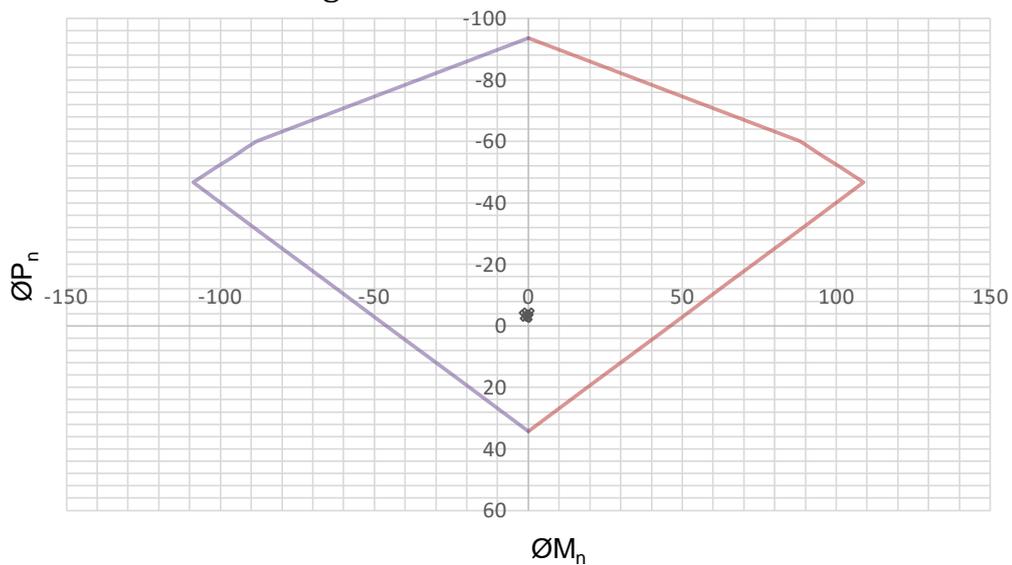
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	4900	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	3382,60	kg
$P_u =$	4,28	Ton
$V_n =$	8050,13	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	12594,59	kg
$\phi V_n =$	4830,08	kg
$V_u \leq \phi V_n$		OK

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	290	cm
$e =$	12	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

Revisión por aplastamiento del muro

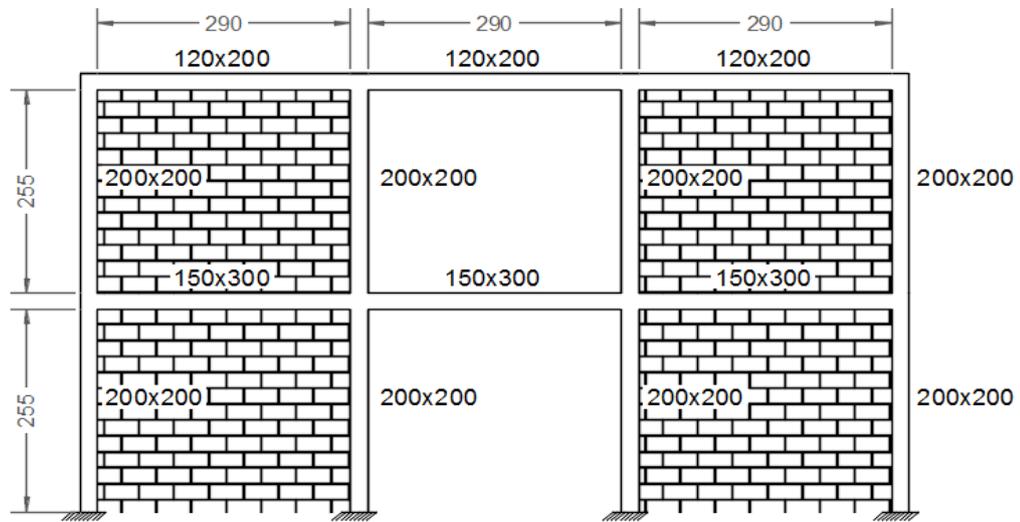
$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	4896,60	Kg
$R_e =$	0,85	
$P_{nd} =$	60347,97	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	42243,58	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f_m * A_{md}) * R_e$$

ARQUETIPO 6



1.- Datos :

Geometría

n =	2	número de pisos
h =	2,55 m	altura de piso
h _n =	5,1 m	altura total

Materiales

f' _c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión simple a los 28 días
f _y =	4200 kg/cm ²	Acero de refuerzo

2.- Cálculo del Periodo T de la Estructura:

C _t =	0,055	Coeficiente que depende del tipo de edificio
α =	0,9	
T =	0,238 seg	$T = C_t h_n^\alpha$

3.- Cálculo de la carga sísmica reactiva - W

D =	500 kg/m ²	Carga muerta
D _r =	70 kg/m ²	Carga muerta de cubierta

W = D + D _r	
W =	570 kg/m ²
A =	75,69 m ²

W =	43143,3 kg
-----	------------

4.- Cálculo del cortante basal sísmico V

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

I =	1	
R =	3	
φ _P =	1	Coficiente de irregularidad en planta
φ _E =	1	Coficiente de irregularidad en elevación
S _a (T _a) =	0,864	

V =	12,43	T
-----	-------	---

5.- Distribución vertical y horizontal de fuerzas sísmicas laterales

$$k = 1$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} * V$$

Nivel	Altura (m)	W (T)	w _x *h _x ^k	Cv	F (T)	F' (T)
2	5,10	5,30	27,02	0,22	2,72	0,91
1	2,55	37,85	96,50	0,78	9,71	3,24
			123,53		12,43	

Nota: Para la distribución horizontal se asumió que el arquetipo es el intermedio de un total de tres pórticos con igual rigidez, por tal motivo solo un 1/3 del Cortante del Piso (F) será asignado en el modelo

6.- Modelo Estructural realizado con el programa ETABS

Datos del modelo

D =	500	kg/m ²	
D _r =	70	kg/m ²	
L =	200	kg/m ²	
L _r =	70	kg/m ²	
Ancho de influencia =	2,9	m	
q _D =	1450	kg/m	
q _{Dr} =	203	kg/m	
q _L =	580	kg/m	
q _{Lr} =	203	kg/m	
E ₁ =	3235,75	kg	
E ₂ =	906,01	kg	
Vigas	1er nivel	15cmx30cm	
	2do nivel	12cmx20cm	
Columnas	1er nivel	20cmx20cm	
	2do nivel	20cmx20cm	
Muro	e =	12 cm	

7.- Derivas admisibles

$$\Delta_m = 0,75R\Delta_E$$

Piso	h (m)	δ (cm)	Δ_E (cm)	Δ_M (cm)	$\Delta_M \leq \Delta_{ADM}$ $\Delta_{ADM} \leq 2\%$
1	2,55	0,07	0,03%	0,06%	OK
2	5,10	0,09	0,01%	0,02%	OK

8.- Diseño de vigas

<i>1er Nivel</i>					
b =	15	cm		rec =	2 cm
d =	26,8	cm		Est =	6 mm
h =	30	cm		ϕ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov.}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
1,73	1,803	1,6875	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
4,000	3,088	2,25	6	14	10,00	OK

$$\phi = 0,75$$

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	22,50	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	4,52	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$P_{nt} =$	-17100	kg
$P_{ut} =$	0	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 15x30 con 4Ø12 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

2do Nivel

$b =$	12	cm	$rec =$	2	cm
$d =$	17	cm	$Est =$	6	mm
$h =$	20	cm	$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
0,26	0,415	0,9	2	8	1,005	OK

<i>Por Corte</i>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,600	1,567	0	6	no est	10,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	18,00	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	2,01	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$P_{nt} =$	-7600	kg
$P_{ut} =$	0	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 12x20 con 4Ø8 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

9.- Diseño de columnas de confinamiento

1er Nivel - 20cmx20cm						
t =	20	cm		rec =	2	cm
d =	16,8	cm		Est =	6	mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s req}$ (cm ²)	$A_{s min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s prov}$ (cm ²)	$A_{s prov} \geq \max\{A_{s req}; A_{s min}\}$
0,73	1,200	2,00	2	12	2,262	OK

<u>Por Corte</u>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,270	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	10600	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

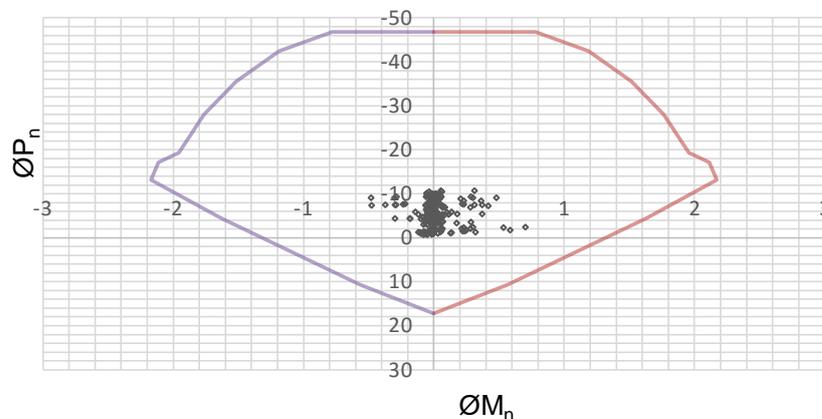
$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1 ϕ 6 c/100/200/100

2do Nivel - C 20cmx20cm					
t =	20	cm		rec =	2 cm
d =	16,8	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		∅ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s_{req}}$ (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	# varillas	∅ (mm)	$A_{s_{prov}}$ (cm ²)	$A_{s_{prov}} \geq \max\{A_{s_{req}}, A_{s_{min}}\}$
0,7	1,149	2,00	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	∅ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}, S_{min}\}$
1,170	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

∅ =	0,7	
$P_{uc} =$	2290	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

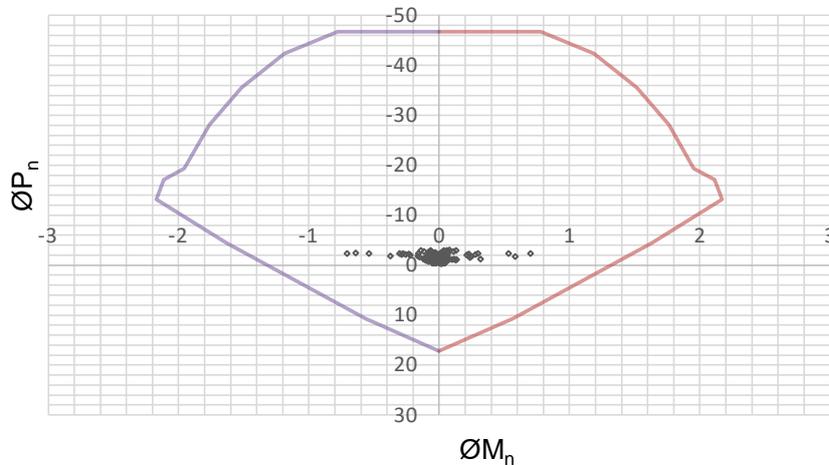
$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

∅ =	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

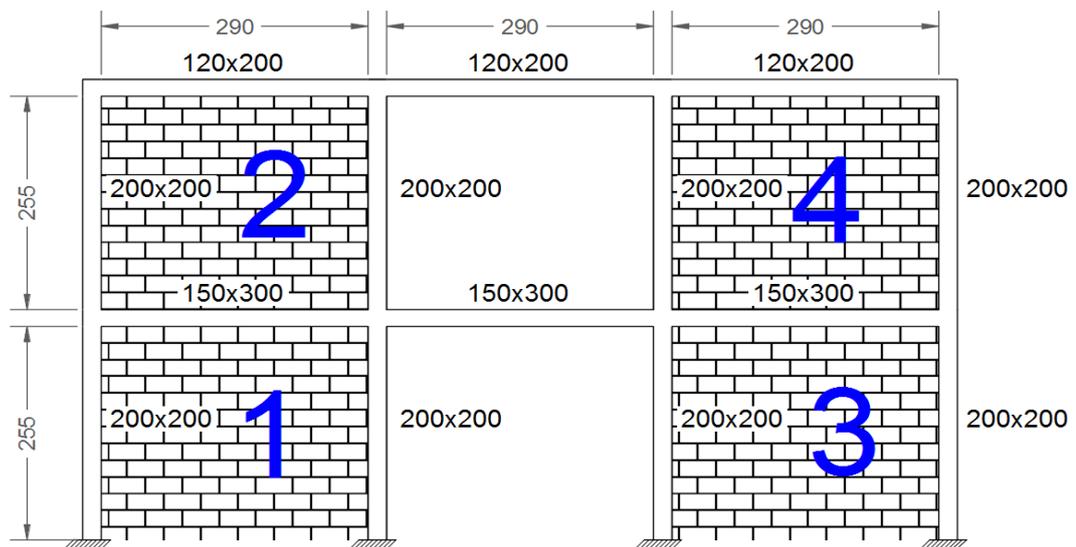
$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1Ø6 c/100/200/100

10.- Diseño de mampostería confinada



Muro de mampostería # 1 - 2 - 3 - 4			
$l_w =$	3,10	m	$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$ $\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$
$h_w =$	2,55	m	
$e =$	12,00	cm	

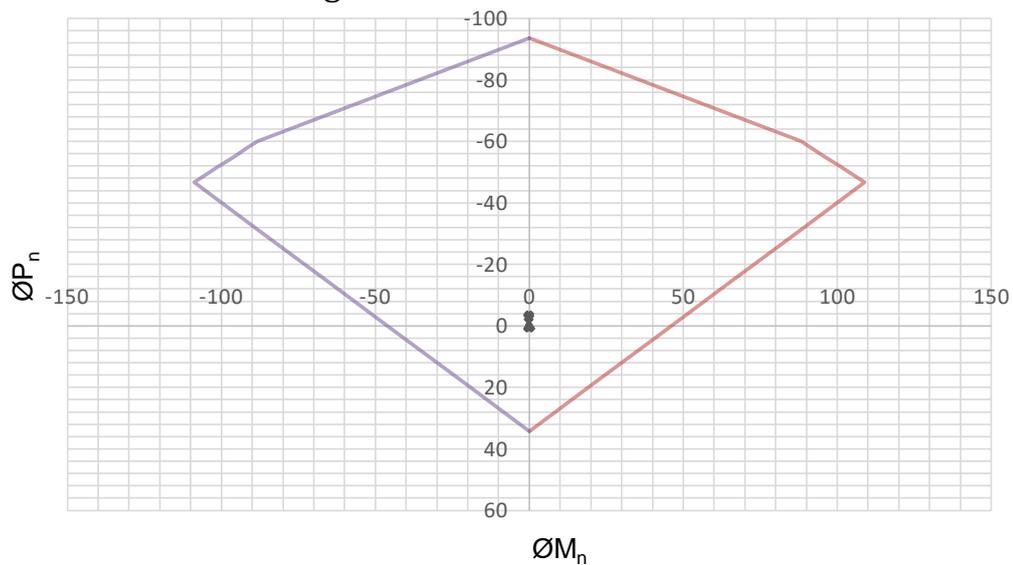
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	3940	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$	OK	

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$	OK	

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	2459,30	kg
$P_u =$	3,43	Ton
$V_n =$	7705,02	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	12594,59	kg
$\phi V_n =$	4623,01	kg
$V_u \leq \phi V_n$	OK	

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	290	cm
$e =$	12	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

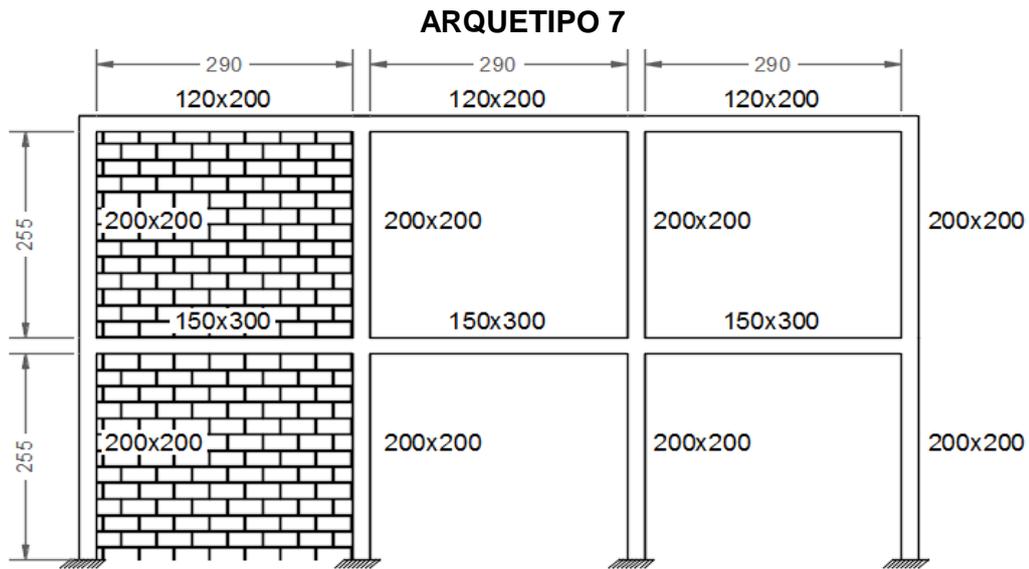
Revisión por aplastamiento del muro

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	3936,30	Kg
$R_e =$	0,85	
$P_{nd} =$	60347,97	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	42243,58	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f_m * A_{md}) * R_e$$



1.- Datos :

Geometría

n =	2	número de pisos
h =	2,55 m	altura de piso
h _n =	5,1 m	altura total

Materiales

f' _c =	210 kg/cm ²	Resistencia a la compresión simple a los 28 días
f _y =	4200 kg/cm ²	Acero de refuerzo

2.- Cálculo del Periodo T de la Estructura:

C _t =	0,055	Coeficiente que depende del tipo de edificio
α =	0,9	
T =	0,238 seg	$T = C_t h_n^\alpha$

3.- Cálculo de la carga sísmica reactiva - W

D =	500 kg/m ²	Carga muerta
D _r =	70 kg/m ²	Carga muerta de cubierta

W = D + D _r	
W =	570 kg/m ²
A =	75,69 m ²

W =	43143,3 kg
-----	------------

4.- Cálculo del cortante basal sísmico V

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$$

I =	1	
R =	3	
φ _P =	1	Coefficiente de irregularidad en planta
φ _E =	1	Coefficiente de irregularidad en elevación
S _a (T _a) =	0,864	

V =	12,43	T
-----	-------	---

5.- Distribución vertical y horizontal de fuerzas sísmicas laterales

$$k = 1$$

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} * V$$

Nivel	Altura (m)	W (T)	w _x *h _x ^k	Cv	F (T)	F' (T)
2	5,10	5,30	27,02	0,22	2,72	0,91
1	2,55	37,85	96,50	0,78	9,71	3,24
			123,53		12,43	

Nota: Para la distribución horizontal se asumió que el arquetipo es el intermedio de un total de tres pórticos con igual rigidez, por tal motivo solo un 1/3 del Cortante del Piso (F) será asignado en el modelo

6.- Modelo Estructural realizado con el programa ETABS

Datos del modelo

D =	500	kg/m ²	
D _r =	70	kg/m ²	
L =	200	kg/m ²	
L _r =	70	kg/m ²	
Ancho de influencia =	2,9	m	
q _D =	1450	kg/m	
q _{Dr} =	203	kg/m	
q _L =	580	kg/m	
q _{Lr} =	203	kg/m	
E ₁ =	3235,75	kg	
E ₂ =	906,01	kg	
Vigas	1er nivel	15cmx30cm	
	2do nivel	12cmx20cm	
Columnas	1er nivel	20cmx20cm	
	2do nivel	20cmx20cm	
Muro	e =	12 cm	

7.- Derivas admisibles

$$\Delta_m = 0,75R\Delta_E$$

Piso	h (m)	δ (cm)	Δ_E (cm)	Δ_M (cm)	$\Delta_M \leq \Delta_{ADM}$ $\Delta_{ADM} \leq 2\%$
1	2,55	0,13	0,05%	0,11%	OK
2	5,10	0,17	0,02%	0,04%	OK

8.- Diseño de vigas

<i>1er Nivel</i>					
b =	15	cm		rec =	2 cm
d =	26,8	cm		Est =	6 mm
h =	30	cm		ϕ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov.}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
1,94	2,037	1,6875	2	12	2,262	OK

Por Corte

V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
4,170	3,088	2,47	6	13	10,00	OK

$$\phi = 0,75$$

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	22,50	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	4,52	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$P_{nt} =$	-17100	kg
$P_{ut} =$	0	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 15x30 con 4Ø12 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

2do Nivel

$b =$	12	cm	$rec =$	2	cm
$d =$	17	cm	$Est =$	6	mm
$h =$	20	cm	$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s\ req}$ (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s\ prov}$ (cm ²)	$A_{s\ prov.} \geq \max\{A_{s\ req}; A_{s\ min}\}$
0,31	0,497	0,9	2	8	1,005	OK

<i>Por Corte</i>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
0,620	1,567	0	6	no est	10,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 100 \text{ mm} ; 1,5 * \min (b \text{ ó } h) \}$$

$S_1 =$	10,00	cm
$S_2 =$	18,00	cm
$S_{min} =$	10,00	cm

Revisión Carga axial

$\phi =$	0,9	
$A_s =$	2,01	cm ²
$f_y =$	4200,00	kg/cm ²

$P_{nt} =$	-7600	kg
$P_{ut} =$	0	kg
$-P_{ut} \leq -\phi P_{nt}$		OK

Usar Viga de 12x20 con 4Ø8 mm y EST 1Ø6 mm c/100/200/100

9.- Diseño de columnas de confinamiento

1er Nivel - 20cmx20cm						
t =	20	cm		rec =	2	cm
d =	16,8	cm		Est =	6	mm
h =	20	cm		$\phi =$	0,9	

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s req}$ (cm ²)	$A_{s min}$ (cm ²)	# varillas	ϕ (mm)	$A_{s prov}$ (cm ²)	$A_{s prov} \geq \max\{A_{s req}; A_{s min}\}$
0,83	1,373	2,00	2	12	2,262	OK

<u>Por Corte</u>				$\phi =$	0,75	
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	ϕ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}; S_{min}\}$
1,360	2,581	0	6	no est	20,00	OK

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 * t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	12540	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

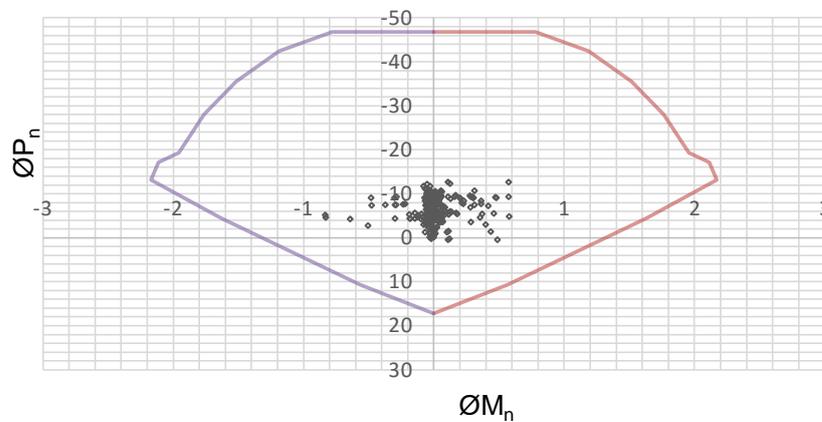
$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 * S}{f_y * h_c}$		OK

$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 ϕ 12mm Est 1 ϕ 6 c/100/200/100

2do Nivel - C 20cmx20cm					
t =	20	cm		rec =	2 cm
d =	16,8	cm		Est =	6 mm
h =	20	cm		∅ =	0,9

Por Flexión

M_u (Ton-m)	$A_{s_{req}}$ (cm ²)	$A_{s_{min}}$ (cm ²)	# varillas	∅ (mm)	$A_{s_{prov}}$ (cm ²)	$A_{s_{prov}} \geq \max\{A_{s_{req}}, A_{s_{min}}\}$
0,9	1,496	2,00	2	12	2,262	OK

Por Corte

				∅ =	0,75		
V_u (Ton)	V_c (Ton)	V_s (Ton)	∅ (mm)	S_{req} (cm)	S_{prov} (cm)	$S_{prov} \geq \max\{S_{req}, S_{min}\}$	
0,660	2,581	0	6	no est	20,00	OK	

$$S_{min} = \min \{ 200 \text{ mm} ; 1,5 \cdot t \}$$

$S_1 =$	20,00	cm
$S_2 =$	30,00	cm
$S_{min} =$	20,00	cm

Revisiones

$$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 \cdot f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

∅ =	0,7	
$P_{uc} =$	3000	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

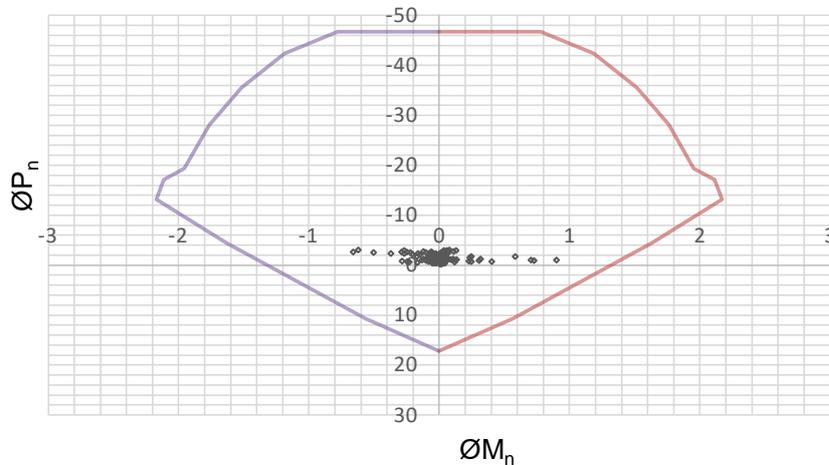
$$\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$$

∅ =	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

$A_{sc} =$	0,283	cm ²
$A_{sc} \geq \frac{1000 \cdot S}{f_y \cdot h_c}$		OK

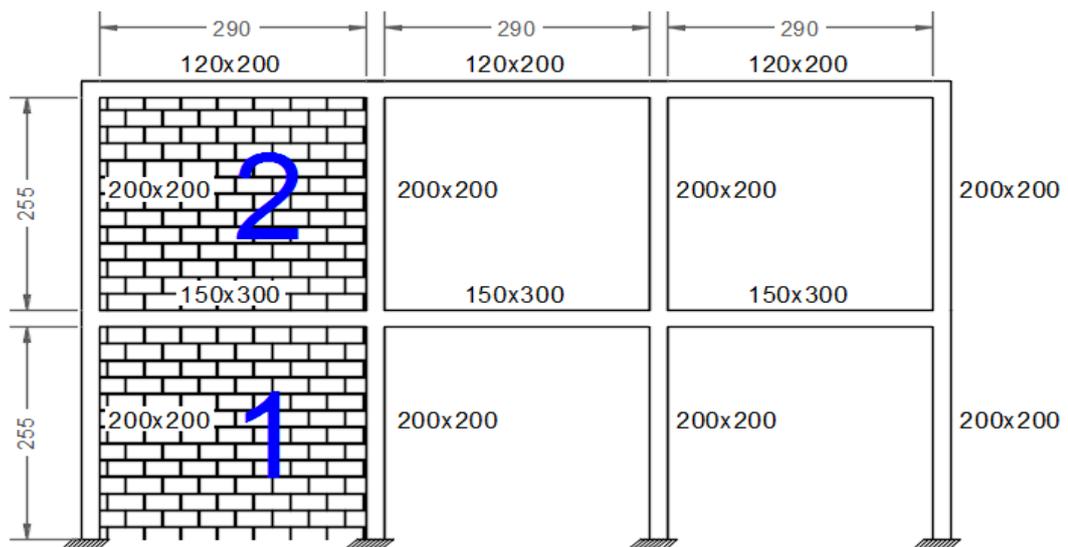
$\rho =$	0,011	
$\rho \geq 0,01$		OK

Diagrama de Interacción de Diseño



Usar columna de 20x20 con 4 Ø 12mm Est 1Ø6 c/100/200/100

10.- Diseño de mampostería confinada



Muro de mampostería # 1 - 2			
$l_w =$	3,10	m	$\phi P_{nc} = \phi 0,80 [0,85 * f'_c (A_{ci} - A_{st}) + f_y A_{st}]$ $\phi P_{nt} = -\phi f_y A_{st}$
$h_w =$	2,55	m	
$e =$	12,00	cm	

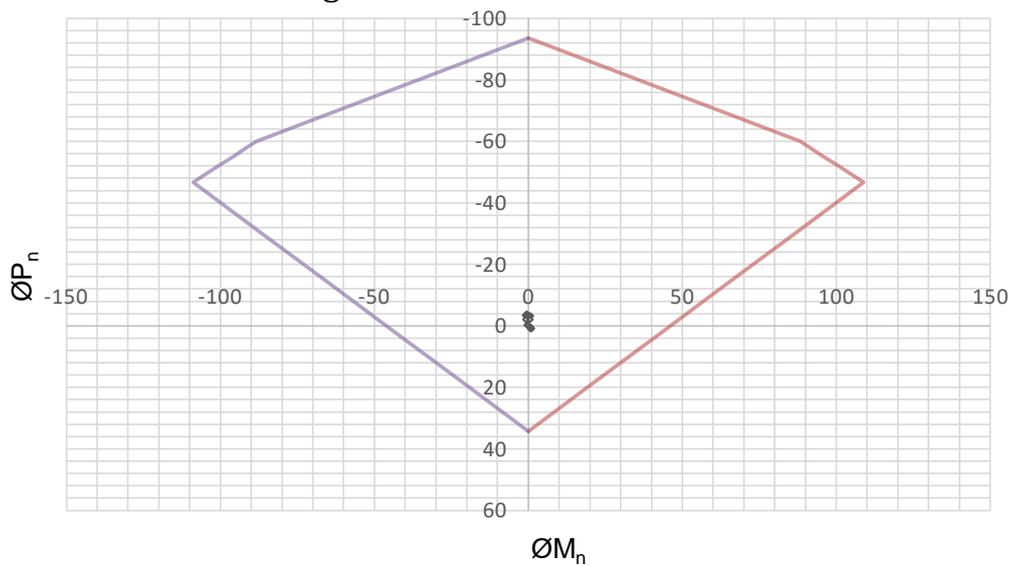
Revisión a flexo-compresión

$\phi =$	0,7	
$P_{uc} =$	3940	kg
$\phi P_{nc} =$	1058785	kg
$P_{uc} \leq \phi P_{nc}$		OK

$\phi =$	0,9	
$P_{ut} =$	0	kg
$\phi P_{nt} =$	17100	kg
$P_{ut} \leq \phi P_{nt}$		OK

Revisión considerando la mampostería

Diagrama de Interacción de Diseño



Revisión de corte del muro

$$V_n = \left(\frac{1}{12} \sqrt{f'_m} + \frac{P_u}{3A_e} \right) A_{mv} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$$

$\phi =$	0,6	
$V_u =$	3977,40	kg
$P_u =$	3,45	Ton
$V_n =$	7712,61	kg
$\frac{1}{6} \sqrt{f'_m} A_{mv}$	12594,59	kg
$\phi V_n =$	4627,56	kg
$V_u \leq \phi V_n$		OK

$f'_m =$	3	Mpa
$l_w =$	290	cm
$e =$	12	cm
$h_w =$	255	cm

Usar Bloques de 3 Mpa y un espesor total de muro de 12 cm

Revisión por aplastamiento del muro

$$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$$

$P_{ud} =$	3950,60	Kg
$R_e =$	0,85	
$P_{nd} =$	60347,97	Kg
$\phi =$	0,7	
$\phi P_{nd} =$	42243,58	Kg
$P_{ud} \leq \phi P_{nd}$		OK

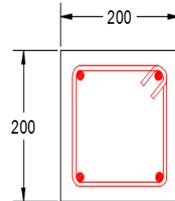
$$R_e = 1 - [h/40t]^3$$

$$P_{nd} = 0,80(0,85 * f_m * A_{md}) * R_e$$

***Anexo 2: Constitutivas para
los modelos en OpenSees***

Constitutiva elemento Columna 1er Piso Interior

Columnas



- 2 Ø 12mm
- 1 Est Ø 6mm c/100/200/100
- 2 Ø 12mm

Sistema MKS

Sistema SI

1.- DATOS

b =	20	cm
H =	20	cm
d =	16,8	cm
d' =	3,2	cm
δ' =	0,190	
L _t =	255	cm
A =	400	cm ²
I =	13333,33333	cm ⁴
f' _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
E _c =	219553	kg/cm ²
E _s =	2100000	kg/cm ²
n =	9,56	
A _{s sup} =	2,26	cm ²
A _{s inf} =	2,26	cm ²
A _{s v} =	0,00	cm ²
P =	7064,40	kg
ρ =	0,0057	
ρ' =	0,0057	
ρ _v =	0,0000	
P/bdf _y =	0,005005952	
P/1,8nbd'f' _c =	0,005815183	

200	mm
200	mm
168	mm
32	mm
0,190	
2550	mm
40000	mm ²
133333333	mm ⁴
21	MPa
420	MPa
21538	MPa
206010	MPa
9,56	
226,20	mm ²
226,20	mm ²
0	mm ²
69301,764	kN
0,0057	
0,0057	
0,0000	
0,0049108	
0,0057047	

2.- Cálculo de momento de fluencia

$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{bdf_y}$	$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{1,8nbd'f'_c}$
A ₁ = 0,016316	A ₂ = 0,01160052
$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta') + \frac{P}{bdf_y}$	$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta')$
B ₁ = 0,011738	B ₂ = 0,006732
$k_y = (n^2A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$	$k_y = (n^2A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$

$k_{y1} =$	0,342840
------------	----------

$k_{y2} =$	0,264666
------------	----------

$$\phi_y = \min\left(\frac{f_y}{E_s(1-k_{y1})d}; \frac{1,8f'_c}{E_c k_{y2} d}\right)$$

$\phi_{y1} =$	0,000181	1/cm	$\phi_{y2} =$	0,00038721	1/cm
---------------	----------	------	---------------	------------	------

$\phi_y =$	0,000181	1/cm
------------	----------	------

$$M_y = bd^3\phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left[\frac{1+\delta'}{2} - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[\frac{1-k_y}{1-\delta'} \rho + \frac{k_y - \delta'}{1-\delta'} \rho' + \frac{\rho_v}{6} \right] (1-\delta')^2 \right\}$$

$M_y =$	131236,32	kg-cm
---------	-----------	-------

$M_y =$	12874283,2	KN-m ó N-mm
---------	------------	-------------

3.- Cálculo de momento de rotura

$$\frac{M_c}{M_y} = 1,25(0,89)^v(0,91)^{0,01*f'_c}$$

$M_c =$	15768240,1	KN-m ó N-mm
---------	------------	-------------

4.- Cálculo de la rotación

$EI =$	2871747435506	N-mm ²
$EI_{stf40} =$	1765854249952	N-mm ²
	0,6149	

$$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = -0,02 + 0,98v + 0,09 \left[\frac{L_t}{H} \right]$$

$$0,35 \leq \frac{EI_{stf40}}{EI_g} \leq 0,80$$

$k_0 =$	7,43E+10	N-mm
---------	----------	------

$$k_0 = 11 \left(6 \frac{EI_{stf40}}{L_t} \right)$$

$A_{est} =$	0,282744	cm ²
-------------	----------	-----------------

$N_r =$	2	
---------	---	--

$s =$	10	cm
-------	----	----

$\rho_{sh} =$	0,00282744	$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{sb}$
---------------	------------	--------------------------------------

$d_{bl} =$	1,2	cm	$S_n = \frac{s}{d_{bl}} \sqrt{\frac{f_y}{100}}$ $\rho_t = \frac{A_s + A'_s + A_v}{bH}$
$S_n =$	17,08		
$\rho_t =$	0,011310		
$a_{sl} =$	0		

$F_{asim} =$	1,00	$F_{asim} = \left[\frac{\max\left(0,01; \frac{\rho' f_y}{f'_c}\right)^{0,225}}{\max\left(0,01; \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)} \right]$
--------------	------	--

$$\theta_{cap}^{pl} = 0,12(1 + 0,55a_{sl})(0,16)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{0,43}(0,54)^{0,01f'_c}(0,66)^{0,1S_n}(2,27)^{10\rho_t}F_{asim}$$

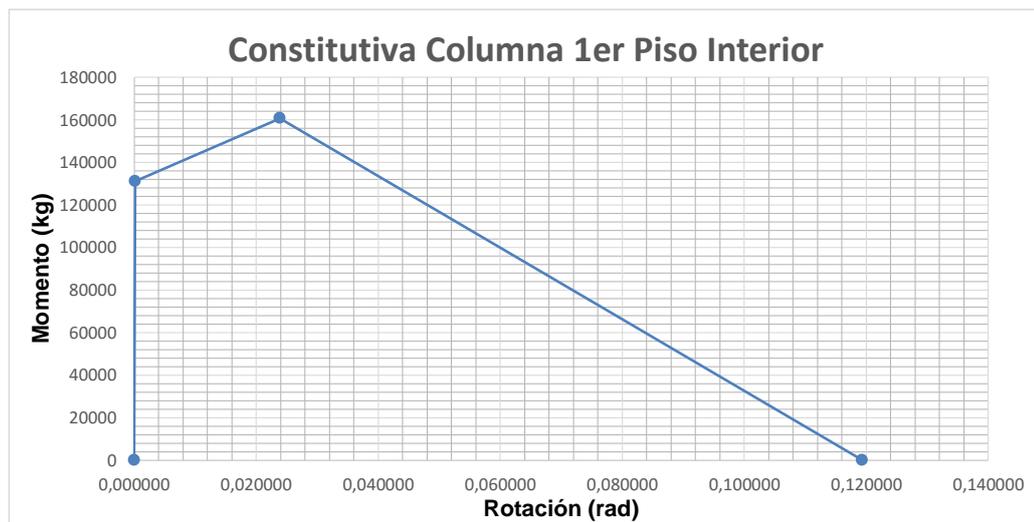
$\Theta_{cap}^{pl} =$	0,023685
-----------------------	----------

$$\theta_{pc} = 0,76(0,031)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{1,02} \leq 0,1$$

$\Theta_{pc} =$	0,09548
-----------------	---------

5.- Gráfica

0,000000	0	0
0,000173	131236,32	1
0,023858	160736,39	1,22
0,119339	0	0



$\lambda =$	43,07
-------------	-------

$\lambda = 170,7(0,27)^v(0,10)^{\frac{s}{a}}$

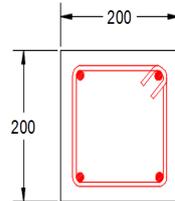
6.- Parámetros a ingresar

K ₀ =	757671566,60	kg-cm
as_Plus =	0,001643883	
as_Neg =	0,001643883	
My_Plus =	131236,32	kg-cm
My_Neg =	-131236,32	kg-cm
Lamda_S =	43,07	
Lamda_C =	43,07	
Lamda_A =	0	
Lamda_K =	0	
c_S =	1	
c_C =	1	
c_A =	1	
c_K =	1	
eta_p_Plus =	0,023858094	
eta_p_Neg =	0,023858094	
a_pc_Plus =	0,09548058	
a_pc_Neg =	0,09548058	
Res_Pos=	0,01	
Res_Neg=	0,01	
eta_u_Plus =	0,119338674	
eta_u_Neg =	0,119338674	
D_Pos=	1	
D_Neg=	1	

$$\alpha = \frac{M_c + M_y}{\theta^{pl}_{cap} * k_0}$$

Constitutiva elemento Columna 2do Piso Interior

Columnas



- 2 Ø 12mm
- 1 Est Ø 6mm c/100/200/100
- 2 Ø 12mm

Sistema MKS

Sistema SI

1.- DATOS

b =	20	cm
H =	20	cm
d =	16,8	cm
d' =	3,2	cm
δ' =	0,190	
L_t =	255	cm
A =	400	cm ²
I =	13333,33333	cm ⁴
f'_c =	210	kg/cm ²
f_y =	4200	kg/cm ²
E_c =	219553	kg/cm ²
E_s =	2100000	kg/cm ²
n =	9,56	
$A_{s\ sup}$ =	2,26	cm ²
$A_{s\ inf}$ =	2,26	cm ²
$A_{s\ v}$ =	0,00	cm ²
P =	3532,20	kg
ρ =	0,0057	
ρ' =	0,0057	
ρ_v =	0,0000	
P/bdfy =	0,002502976	
P/1,8nbd'c =	0,002907592	

200	mm
200	mm
168	mm
32	mm
0,190	
2550	mm
40000	mm ²
133333333	mm ⁴
21	MPa
420	MPa
21538	MPa
206010	MPa
9,56	
226,20	mm ²
226,20	mm ²
0	mm ²
34650,882	kN
0,0057	
0,0057	
0,0000	
0,0024554	
0,0028523	

2.- Cálculo de momento de fluencia

$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{bdf_y}$	$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{1,8nbd'f'_c}$
$A_1 = 0,013813$	$A_2 = 0,01145514$
$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta') + \frac{P}{bdf_y}$	$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta')$
$B_1 = 0,009235$	$B_2 = 0,006732$
$k_y = (n^2A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$	$k_y = (n^2A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$

$k_{y1} =$	0,308471
------------	----------

$k_{y2} =$	0,265648
------------	----------

$$\phi_y = \min\left(\frac{f_y}{E_s(1-k_{y1})d}; \frac{1,8f'_c}{E_c k_{y2} d}\right)$$

$\phi_{y1} =$	0,000172	1/cm	$\phi_{y2} =$	0,00038578	1/cm
---------------	----------	------	---------------	------------	------

$\phi_y =$	0,000172	1/cm
------------	----------	------

$$M_y = bd^3 \phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left[\frac{1+\delta'}{2} - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[\frac{1-k_y}{1-\delta'} \rho + \frac{k_y - \delta'}{1-\delta'} \rho' + \frac{\rho_v}{6} \right] (1-\delta')^2 \right\}$$

$M_y =$	115014,48	kg-cm
---------	-----------	-------

$M_y =$	11282921,0	KN-m ó N-mm
---------	------------	-------------

3.- Cálculo de momento de rotura

$$\frac{M_c}{M_y} = 1,25(0,89)^v(0,91)^{0,01*f'_c}$$

$M_c =$	13823117,0	KN-m ó N-mm
---------	------------	-------------

4.- Cálculo de la rotación

$EI =$	2871747435506	N-mm ²
--------	---------------	-------------------

$EI_{stf40} =$	1758810092805	N-mm ²
----------------	---------------	-------------------

	0,6125
--	--------

$$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = -0,02 + 0,98v + 0,09 \left[\frac{L_t}{H} \right]$$

$$0,35 \leq \frac{EI_{stf40}}{EI_g} \leq 0,80$$

$k_0 =$	7,43E+10	N-mm
---------	----------	------

$$k_0 = 11 \left(6 \frac{EI_{stf40}}{L_t} \right)$$

$A_{est} =$	0,282744	cm ²
-------------	----------	-----------------

$N_r =$	2
---------	---

$s =$	10	cm
-------	----	----

$\rho_{sh} =$	0,00282744	$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{sb}$
---------------	------------	--------------------------------------

$d_{bl} =$	1,2	cm	$S_n = \frac{s}{d_{bl}} \sqrt{\frac{f_y}{100}}$ $\rho_t = \frac{A_s + A'_s + A_v}{bH}$
$S_n =$	17,08		
$\rho_t =$	0,011310		
$a_{sl} =$	0		

$F_{asim} =$	1,00	$F_{asim} = \left[\frac{\max\left(0,01; \frac{\rho' f_y}{f'_c}\right)^{0,225}}{\max\left(0,01; \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)} \right]$
--------------	------	--

$$\theta_{cap}^{pl} = 0,12(1 + 0,55a_{sl})(0,16)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{0,43}(0,54)^{0,01f'_c}(0,66)^{0,1S_n}(2,27)^{10\rho_t}F_{asim}$$

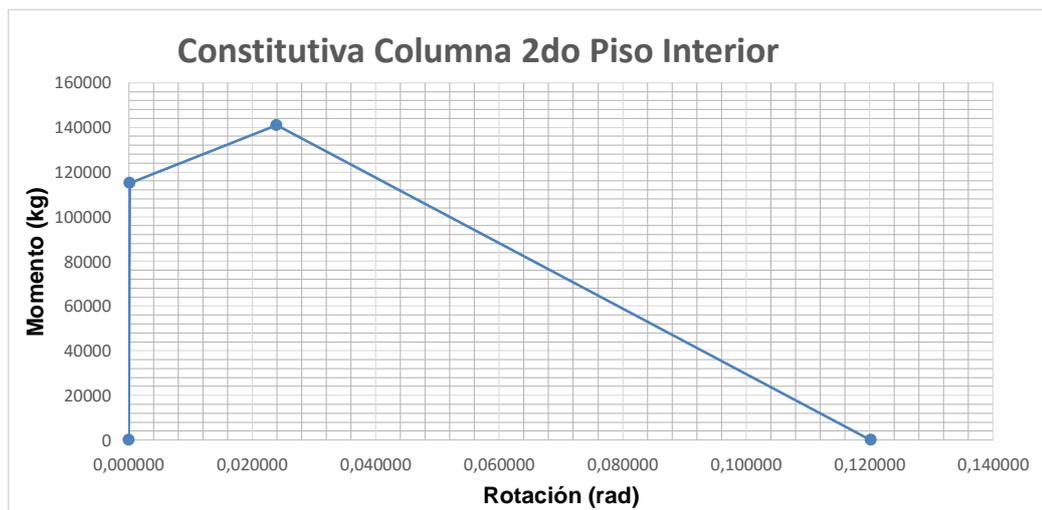
$\theta_{cap}^{pl} =$	0,023794
-----------------------	----------

$$\theta_{pc} = 0,76(0,031)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{1,02} \leq 0,1$$

$\theta_{pc} =$	0,09631
-----------------	---------

5.- Gráfica

0,000000	0	0
0,000152	115014,48	1
0,023946	140908,43	1,23
0,120260	0	0



$\lambda =$	43,21
-------------	-------

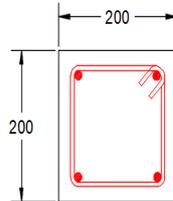
$\lambda = 170,7(0,27)^v(0,10)^{\frac{s}{a}}$

6.- Parámetros a ingresar

$K_0 =$	757671566,60	kg-cm
as_Plus =	0,001436329	
as_Neg =	0,001436329	
My_Plus =	115014,48	kg-cm
My_Neg =	-115014,48	kg-cm
Lamda_S =	43,21	
Lamda_C =	43,21	
Lamda_A =	0	
Lamda_K =	0	
c_S =	1	
c_C =	1	
c_A =	1	
c_K =	1	
eta_p_Plus =	0,023945574	
eta_p_Neg =	0,023945574	
a_pc_Plus =	0,09631438	
a_pc_Neg =	0,09631438	
Res_Pos=	0,01	
Res_Neg=	0,01	
eta_u_Plus =	0,120259954	
eta_u_Neg =	0,120259954	
D_Pos=	1	
D_Neg=	1	

Constitutiva elemento Columna 2do Piso Exterior

Columnas



- 2 Ø 12mm
- 1 Est Ø 6mm c/100/200/100
- 2 Ø 12mm

Sistema MKS

Sistema SI

1.- DATOS

b =	20	cm
H =	20	cm
d =	16,8	cm
d' =	3,2	cm
δ' =	0,190	
L_t =	255	cm
A =	400	cm ²
I =	13333,33333	cm ⁴
f'_c =	210	kg/cm ²
f_y =	4200	kg/cm ²
E_c =	219553	kg/cm ²
E_s =	2100000	kg/cm ²
n =	9,56	
$A_{s\ sup}$ =	2,26	cm ²
$A_{s\ inf}$ =	2,26	cm ²
$A_{s\ v}$ =	0,00	cm ²
P =	1135,35	kg
ρ =	0,0057	
ρ' =	0,0057	
ρ_v =	0,0000	
P/bdfy =	0,000804528	
P/1,8nbd'c =	0,000934583	

200	mm
200	mm
168	mm
32	mm
0,190	
2550	mm
40000	mm ²
133333333	mm ⁴
21	MPa
420	MPa
21538	MPa
206010	MPa
9,56	
226,20	mm ²
226,20	mm ²
0	mm ²
11137,784	kN
0,0057	
0,0057	
0,0000	
0,0007892	
0,0009168	

2.- Cálculo de momento de fluencia

$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{bdf_y}$	$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{1,8nbd'f'_c}$
$A_1 = 0,012114$	$A_2 = 0,01135649$
$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta') + \frac{P}{bdf_y}$	$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta')$
$B_1 = 0,007537$	$B_2 = 0,006732$
$k_y = (n^2A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$	$k_y = (n^2A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$

$k_{y1} =$	0,281115
------------	----------

$k_{y2} =$	0,266318
------------	----------

$$\phi_y = \min\left(\frac{f_y}{E_s(1-k_{y1})d}; \frac{1,8f'_c}{E_c k_{y2} d}\right)$$

$\phi_{y1} =$	0,000166	1/cm	$\phi_{y2} =$	0,00038481	1/cm
---------------	----------	------	---------------	------------	------

$\phi_y =$	0,000166	1/cm
------------	----------	------

$$M_y = bd^3 \phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left[\frac{1+\delta'}{2} - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[\frac{1-k_y}{1-\delta'} \rho + \frac{k_y - \delta'}{1-\delta'} \rho' + \frac{\rho_v}{6} \right] (1-\delta')^2 \right\}$$

$M_y =$	103484,54	kg-cm
---------	-----------	-------

$M_y =$	10151833,3	KN-m ó N-mm
---------	------------	-------------

3.- Cálculo de momento de rotura

$$\frac{M_c}{M_y} = 1,25(0,89)^v(0,91)^{0,01*f'_c}$$

$M_c =$	12439795,4	KN-m ó N-mm
---------	------------	-------------

4.- Cálculo de la rotación

$EI =$	2871747435506	N-mm ²
$EI_{stf40} =$	1754030129027	N-mm ²
	0,6108	

$$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = -0,02 + 0,98v + 0,09 \left[\frac{L_t}{H} \right]$$

$$0,35 \leq \frac{EI_{stf40}}{EI_g} \leq 0,80$$

$k_0 =$	7,43E+10	N-mm
---------	----------	------

$$k_0 = 11 \left(6 \frac{EI_{stf40}}{L_t} \right)$$

$A_{est} =$	0,282744	cm ²
-------------	----------	-----------------

$N_r =$	2	
---------	---	--

$s =$	10	cm
-------	----	----

$\rho_{sh} =$	0,00282744	$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{sb}$
---------------	------------	--------------------------------------

$d_{bl} =$	1,2	cm	$S_n = \frac{s}{d_{bl}} \sqrt{\frac{f_y}{100}}$ $\rho_t = \frac{A_s + A'_s + A_v}{bH}$
$S_n =$	17,08		
$\rho_t =$	0,011310		
$a_{sl} =$	0		

$F_{asim} =$	1,00	$F_{asim} = \left[\frac{\max\left(0,01; \frac{\rho' f_y}{f'_c}\right)^{0,225}}{\max\left(0,01; \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)} \right]$
--------------	------	--

$$\theta_{cap}^{pl} = 0,12(1 + 0,55a_{sl})(0,16)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{0,43}(0,54)^{0,01f'_c}(0,66)^{0,1S_n}(2,27)^{10\rho_t}F_{asim}$$

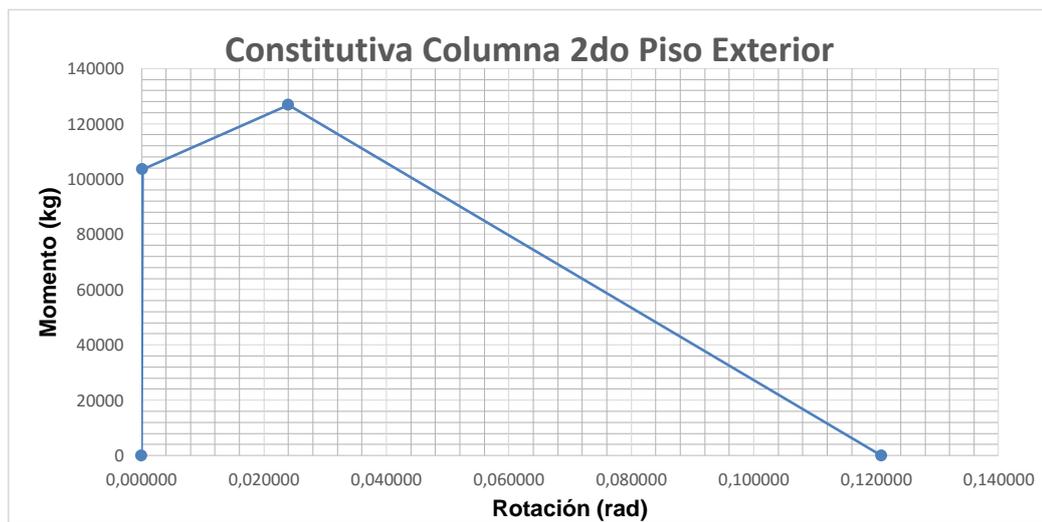
$\Theta_{cap}^{pl} =$	0,023868
-----------------------	----------

$$\theta_{pc} = 0,76(0,031)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{1,02} \leq 0,1$$

$\Theta_{pc} =$	0,09688
-----------------	---------

5.- Gráfica

0,000000	0	0
0,000137	103484,54	1
0,024005	126807,29	1,23
0,120889	0	0



$\lambda =$	43,30
-------------	-------

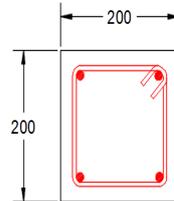
$\lambda = 170,7(0,27)^v(0,10)^{\frac{s}{d}}$

6.- Parámetros a ingresar

$K_0 =$	757671566,60	kg-cm
as_Plus =	0,001289685	
as_Neg =	0,001289685	
My_Plus =	103484,54	kg-cm
My_Neg =	-103484,54	kg-cm
Lamda_S =	43,30	
Lamda_C =	43,30	
Lamda_A =	0	
Lamda_K =	0	
c_S =	1	
c_C =	1	
c_A =	1	
c_K =	1	
eta_p_Plus =	0,024004531	
eta_p_Neg =	0,024004531	
a_pc_Plus =	0,096884316	
a_pc_Neg =	0,096884316	
Res_Pos=	0,01	
Res_Neg=	0,01	
eta_u_Plus =	0,120888847	
eta_u_Neg =	0,120888847	
D_Pos=	1	
D_Neg=	1	

Constitutiva elemento Columna 1er Piso Exterior

Columnas



- 2 Ø 12mm
- 1 Est Ø 6mm c/100/200/100
- 2 Ø 12mm

Sistema MKS

Sistema SI

1.- DATOS

b =	20	cm
H =	20	cm
d =	16,8	cm
d' =	3,2	cm
δ' =	0,190	
L _t =	255	cm
A =	400	cm ²
I =	13333,33333	cm ⁴
f' _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
E _c =	219553	kg/cm ²
E _s =	2100000	kg/cm ²
n =	9,56	
A _{s sup} =	2,26	cm ²
A _{s inf} =	2,26	cm ²
A _{s v} =	0,00	cm ²
P =	2270,70	kg
ρ =	0,0057	
ρ' =	0,0057	
ρ _v =	0,0000	
P/bdf _y =	0,001609056	
P/1,8nbd'f' _c =	0,001869166	

200	mm
200	mm
168	mm
32	mm
0,190	
2550	mm
40000	mm ²
133333333	mm ⁴
21	MPa
420	MPa
21538	MPa
206010	MPa
9,56	
226,20	mm ²
226,20	mm ²
0	mm ²
22275,567	kN
0,0057	
0,0057	
0,0000	
0,0015785	
0,0018337	

2.- Cálculo de momento de fluencia

$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{bdf_y}$		$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{1,8nbd'f'_c}$	
A ₁ =	0,012919	A ₂ =	0,01140322
$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta') + \frac{P}{bdf_y}$		$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta')$	
B ₁ =	0,008341	B ₂ =	0,006732
$k_y = (n^2A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$		$k_y = (n^2A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$	

$k_{y1} =$	0,294562	$k_{y2} =$	0,266000
------------	----------	------------	----------

$$\phi_y = \min\left(\frac{f_y}{E_s(1 - k_{y1})d}; \frac{1,8f'_c}{E_c k_{y2}d}\right)$$

$\phi_{y1} =$	0,000169	1/cm	$\phi_{y2} =$	0,00038527	1/cm
---------------	----------	------	---------------	------------	------

$\phi_y =$	0,000169	1/cm
------------	----------	------

$$M_y = bd^3\phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left[\frac{1 + \delta'}{2} - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[\frac{1 - k_y}{1 - \delta'} \rho + \frac{k_y - \delta'}{1 - \delta'} \rho' + \frac{\rho_v}{6} \right] (1 - \delta')^2 \right\}$$

$M_y =$	109004,02	kg-cm
---------	-----------	-------

$M_y =$	10693294,3	KN-m ó N-mm
---------	------------	-------------

3.- Cálculo de momento de rotura

$\frac{M_c}{M_y} = 1,25(0,89)^v(0,91)^{0,01*f'_c}$		
$M_c =$	13102082,8	KN-m ó N-mm

4.- Cálculo de la rotación

$EI =$	2871747435506	N-mm ²
$EI_{stf40} =$	1756294322396	N-mm ²
	0,6116	

$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = -0,02 + 0,98v + 0,09 \left[\frac{L_t}{H} \right]$
$0,35 \leq \frac{EI_{stf40}}{EI_g} \leq 0,80$

$k_0 =$	7,43E+10	N-mm
---------	----------	------

$k_0 = 11 \left(6 \frac{EI_{stf40}}{L_t} \right)$
--

$A_{est} =$	0,282744	cm ²
$N_r =$	2	
$s =$	10	cm
$\rho_{sh} =$	0,00282744	$\rho_{sh} = \frac{A_{est}N_r}{sb}$

$d_{bl} =$	1,2	cm	$S_n = \frac{s}{d_{bl}} \sqrt{\frac{f_y}{100}}$ $\rho_t = \frac{A_s + A'_s + A_v}{bH}$
$S_n =$	17,08		
$\rho_t =$	0,011310		
$a_{sl} =$	0		

$F_{asim} =$	1,00	$F_{asim} = \left[\frac{\max\left(0,01; \frac{\rho' f_y}{f'_c}\right)^{0,225}}{\max\left(0,01; \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)} \right]$
--------------	------	--

$$\theta_{cap}^{pl} = 0,12(1 + 0,55a_{sl})(0,16)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{0,43}(0,54)^{0,01f'_c}(0,66)^{0,1S_n}(2,27)^{10\rho_t}F_{asim}$$

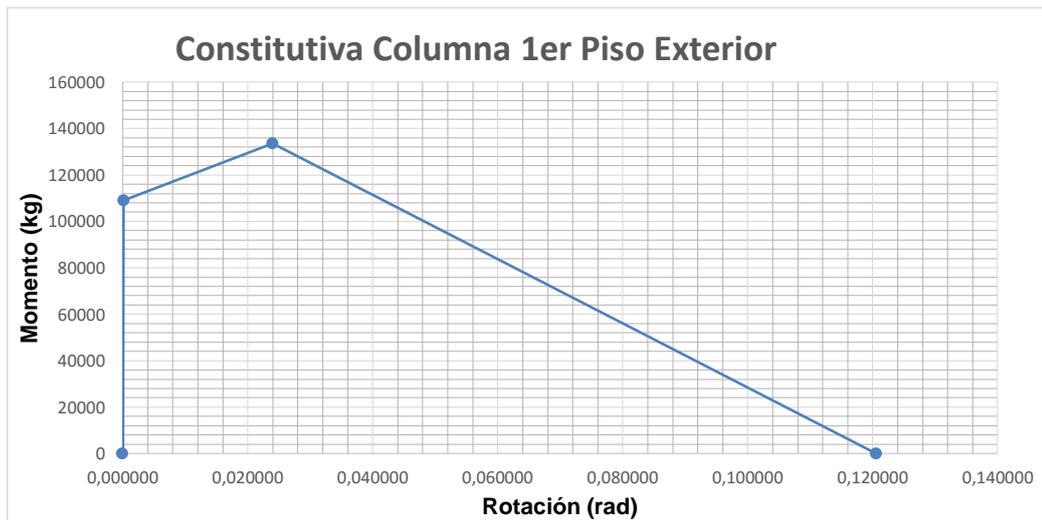
$\Theta_{cap}^{pl} =$	0,023833
-----------------------	----------

$$\theta_{pc} = 0,76(0,031)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{1,02} \leq 0,1$$

$\Theta_{pc} =$	0,09661
-----------------	---------

5.- Gráfica

0,000000	0	0
0,000144	109004,02	1
0,023977	133558,44	1,23
0,120591	0	0



$\lambda =$	43,26
-------------	-------

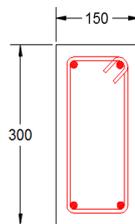
$\lambda = 170,7(0,27)^v(0,10)^{\frac{s}{a}}$

6.- Parámetros a ingresar

$K_0 =$	757671566,60	kg-cm
as_Plus =	0,001359796	
as_Neg =	0,001359796	
My_Plus =	109004,02	kg-cm
My_Neg =	-109004,02	kg-cm
Lamda_S =	43,26	
Lamda_C =	43,26	
Lamda_A =	0	
Lamda_K =	0	
c_S =	1	
c_C =	1	
c_A =	1	
c_K =	1	
eta_p_Plus =	0,023976652	
eta_p_Neg =	0,023976652	
a_pc_Plus =	0,096613928	
a_pc_Neg =	0,096613928	
Res_Pos=	0,01	
Res_Neg=	0,01	
eta_u_Plus =	0,120590579	
eta_u_Neg =	0,120590579	
D_Pos=	1	
D_Neg=	1	

Constitutiva elemento viga 1er Piso

Viga 1er Piso



• 2 Ø 10mm

1 Est Ø 6mm c/100/200/100

• 2 Ø 10mm

Sistema MKS

Sistema SI

1.- DATOS

b =	15	cm
H =	30	cm
d =	26,9	cm
d' =	3,1	cm
δ' =	0,115	
L _t =	290	cm
A =	450	cm ²
I =	33750	cm ⁴
f' _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
E _c =	219553	kg/cm ²
E _s =	2100000	kg/cm ²
n =	9,56	
A _{s sup} =	1,57	cm ²
A _{s inf} =	1,57	cm ²
A _{s v} =	0,00	cm ²
P =	0,00	kg
ρ =	0,0035	
ρ' =	0,0035	
ρ _v =	0,0000	
P/bdf _y =	0	
P/1,8nbd'f' _c =	0	

150	mm
300	mm
269	mm
31	mm
0,115	
2900	mm
45000	mm ²
337500000	mm ⁴
21	MPa
420	MPa
21538	MPa
206010	MPa
9,56	
157,08	mm ²
157,08	mm ²
0	mm ²
0	kN
0,0035	
0,0035	
0,0000	
0	
0	

2.- Cálculo de momento de fluencia

$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{bdf_y}$		$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{1,8nbd'f'_c}$	
A ₁ =	0,006981	A ₂ =	0,0069813
$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta') + \frac{P}{bdf_y}$		$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta')$	
B ₁ =	0,003893	B ₂ =	0,003893

$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$		$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$	
$k_{y1} =$	0,214169	$k_{y2} =$	0,214169

$\phi_y = \min\left(\frac{f_y}{E_s(1-k_{y1})d}; \frac{1,8f'_c}{E_c k_{y2} d}\right)$					
$\phi_{y1} =$	0,000095	1/cm	$\phi_{y2} =$	0,0002988	1/cm

$\phi_y =$	0,000095	1/cm
------------	----------	------

$$M_y = bd^3 \phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left[\frac{1+\delta'}{2} - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[\frac{1-k_y}{1-\delta'} \rho + \frac{k_y-\delta'}{1-\delta'} \rho' + \frac{\rho_v}{6} \right] (1-\delta')^2 \right\}$$

$M_y =$	130861,91	kg-cm
---------	-----------	-------

$M_y =$	12837553,1	KN-m ó N-mm
---------	------------	-------------

3.- Cálculo de momento de rotura

$\frac{M_c}{M_y} = 1,25(0,89)^v(0,91)^{0,01*f'_c}$	
$M_c =$	15732254,4 KN-m ó N-mm

4.- Cálculo de la rotación

$EI =$	7269110696124	N-mm ²
$EI_{stf40} =$	4434157524635	N-mm ²
	0,61	

$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = -0,02 + 0,98v + 0,09 \left[\frac{L_t}{H} \right]$
$0,35 \leq \frac{EI_{stf40}}{EI_g} \leq 0,80$

$k_\theta =$	1,65E+11	N-mm
--------------	----------	------

$$k_0 = 11 \left(6 \frac{EI_{stf40}}{L_t} \right)$$

$A_{est} =$	0,282744	cm ²
$N_r =$	2	
$s =$	10	cm
$\rho_{sh} =$	0,00376992	$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{sb}$

$d_{bl} =$	1	cm	$S_n = \frac{s}{d_{bl}} \sqrt{\frac{f_y}{100}}$
$S_n =$	20,49		
$\rho_t =$	0,006981		$\rho_t = \frac{A_s + A'_s + A_v}{bH}$
$a_{sl} =$	0		
$F_{asim} =$	1,00		$F_{asim} = \left[\frac{\max\left(0,01; \frac{\rho' f_y}{f'_c}\right)^{0,225}}{\max\left(0,01; \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)} \right]$

$$\theta_{cap}^{pl} = 0,12(1 + 0,55a_{sl})(0,16)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{0,43}(0,54)^{0,01f'_c}(0,66)^{0,1S_n}(2,27)^{10\rho_t}F_{asim}$$

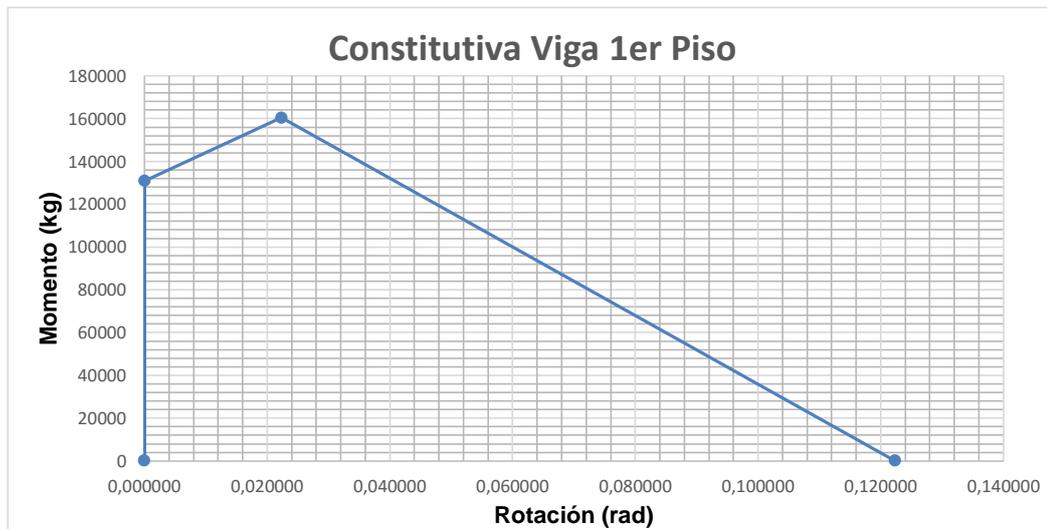
$\theta_{cap}^{pl} =$	0,022283
-----------------------	----------

$$\theta_{pc} = 0,76(0,031)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{1,02} \leq 0,1$$

$\theta_{pc} =$	0,12530
	0,1

5.- Gráfica

0,000000	0	0
0,000078	130861,91	1
0,022361	160369,57	1,23
0,122361	0	0



$\lambda =$	72,52
-------------	-------

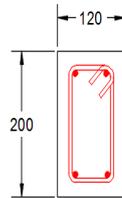
$\lambda = 170,7(0,27)^v(0,10)^{\frac{s}{d}}$

6.- Parámetros a ingresar

$K_0 =$	1686390755,19	kg-cm
as_Plus =	0,000785228	
as_Neg =	0,000785228	
My_Plus =	130861,91	kg-cm
My_Neg =	-130861,91	kg-cm
Lamda_S =	72,52	
Lamda_C =	72,52	
Lamda_A =	0	
Lamda_K =	0	
c_S =	1	
c_C =	1	
c_A =	1	
c_K =	1	
eta_p_Plus =	0,022360959	
eta_p_Neg =	0,022360959	
a_pc_Plus =	0,1000	
a_pc_Neg =	0,1000	
Res_Pos=	0,01	
Res_Neg=	0,01	
eta_u_Plus =	0,122360959	
eta_u_Neg =	0,122360959	
D_Pos=	1	
D_Neg=	1	

Constitutiva elemento viga 2do Piso

Viga 2do Piso



- 2 Ø 8mm
- 1 Est Ø 6mm c/100/200/100
- 2 Ø 8mm

Sistema MKS

Sistema SI

1.- DATOS

b =	12	cm
H =	20	cm
d =	17	cm
d' =	3	cm
δ' =	0,176	
L _t =	290	cm
A =	240	cm ²
I =	8000	cm ⁴
f' _c =	210	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
E _c =	219553	kg/cm ²
E _s =	2100000	kg/cm ²
n =	9,56	
A _{s sup} =	1,01	cm ²
A _{s inf} =	1,01	cm ²
A _{s v} =	0,00	cm ²
P =	0,00	kg
ρ =	0,0042	
ρ' =	0,0042	
ρ _v =	0,0000	
P/bdf _y =	0	
P/1,8nbd'f' _c =	0	

120	mm
200	mm
170	mm
30	mm
0,176	
2900	mm
24000	mm ²
80000000	mm ⁴
21	MPa
420	MPa
21538	MPa
206010	MPa
9,56	
100,53	mm ²
100,53	mm ²
0	mm ²
0	kN
0,0042	
0,0042	
0,0000	
0	
0	

2.- Cálculo de momento de fluencia

$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{bdf_y}$		$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{1,8nbd'f'_c}$	
A ₁ =	0,008378	A ₂ =	0,0083776
$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta') + \frac{P}{bdf_y}$		$B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta')$	
B ₁ =	0,004928	B ₂ =	0,004928

$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$		$k_y = (n^2 A^2 + 2nB)^{0,5} - nA$	
$k_{y1} =$	0,237190	$k_{y2} =$	0,237190

$\phi_y = \min\left(\frac{f_y}{E_s(1-k_{y1})d}; \frac{1,8f'_c}{E_c k_{y2} d}\right)$					
$\phi_{y1} =$	0,000154	1/cm	$\phi_{y2} =$	0,000427	1/cm

$\phi_y =$	0,000154	1/cm
------------	----------	------

$$M_y = bd^3 \phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left[\frac{1+\delta'}{2} - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[\frac{1-k_y}{1-\delta'} \rho + \frac{k_y-\delta'}{1-\delta'} \rho' + \frac{\rho_v}{6} \right] (1-\delta')^2 \right\}$$

$M_y =$	45805,63	kg-cm
---------	----------	-------

$M_y =$	4493531,9	KN-m ó N-mm
---------	-----------	-------------

3.- Cálculo de momento de rotura

$\frac{M_c}{M_y} = 1,25(0,89)^v(0,91)^{0,01*f'_c}$	
$M_c =$	5506764,8 KN-m ó N-mm

4.- Cálculo de la rotación

$EI =$	1723048461303	N-mm ²
$EI_{stf40} =$	1051059561395	N-mm ²
	0,61	

$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = -0,02 + 0,98v + 0,09 \left[\frac{L_t}{H} \right]$
$0,35 \leq \frac{EI_{stf40}}{EI_g} \leq 0,80$

$k_\theta =$	3,92E+10	N-mm
--------------	----------	------

$k_0 = 11 \left(6 \frac{EI_{stf40}}{L_t} \right)$
--

$A_{est} =$	0,282744	cm ²
$N_r =$	2	
$s =$	10	cm
$\rho_{sh} =$	0,0047124	$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{sb}$

$d_{bl} =$	0,8	cm	$S_n = \frac{s}{d_{bl}} \sqrt{\frac{f_y}{100}}$ $\rho_t = \frac{A_s + A'_s + A_v}{bH}$
$S_n =$	25,62		
$\rho_t =$	0,008378		
$a_{sl} =$	0		
$F_{asim} =$	1,00		$F_{asim} = \left[\frac{\max\left(0,01; \frac{\rho' f_y}{f'_c}\right)^{0,225}}{\max\left(0,01; \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)} \right]$

$$\theta_{cap}^{pl} = 0,12(1 + 0,55a_{sl})(0,16)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{0,43}(0,54)^{0,01f'_c}(0,66)^{0,1S_n}(2,27)^{10\rho_t}F_{asim}$$

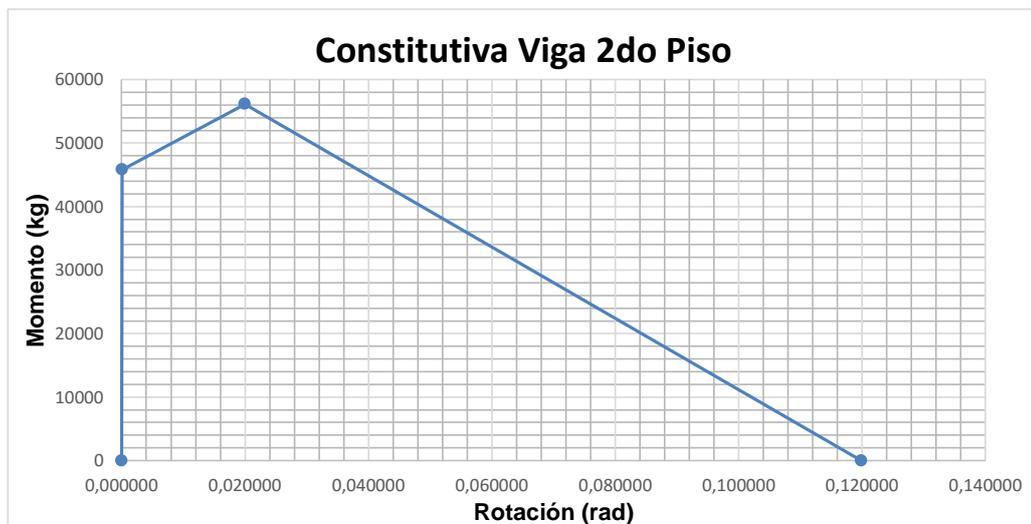
$$\Theta_{cap}^{pl} = 0,019849$$

$$\theta_{pc} = 0,76(0,031)^v(0,02 + 40\rho_{sh})^{1,02} \leq 0,1$$

$$\Theta_{pc} = \begin{matrix} 0,15357 \\ 0,1 \end{matrix}$$

5.- Gráfica

0,000000	0	0
0,000115	45805,63	1
0,019964	56134,20	1,23
0,119964	0	0



$$\lambda = 44,06$$

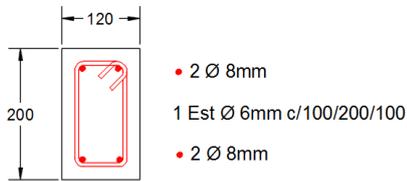
$$\lambda = 170,7(0,27)^v(0,10)^{\frac{s}{d}}$$

6.- Parámetros a ingresar

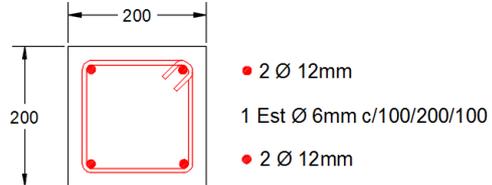
$K_0 =$	399737067,90	kg-cm
as_Plus =	0,001301741	
as_Neg =	0,001301741	
My_Plus =	45805,63	kg-cm
My_Neg =	-45805,63	kg-cm
Lamda_S =	44,06	
Lamda_C =	44,06	
Lamda_A =	0	
Lamda_K =	0	
c_S =	1	
c_C =	1	
c_A =	1	
c_K =	1	
eta_p_Plus =	0,01996371	
eta_p_Neg =	0,01996371	
a_pc_Plus =	0,1	
a_pc_Neg =	0,1	
Res_Pos=	0,01	
Res_Neg=	0,01	
eta_u_Plus =	0,11996371	
eta_u_Neg =	0,11996371	
D_Pos=	1	
D_Neg=	1	

Constitutiva unión viga-columna

Viga 2do Piso



Columnas



Sistema MKS

Sistema SI

1.- Materiales

$f'_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$E_c =$	215381	kg/cm ²
$E_s =$	2100000	kg/cm ²
$n =$	9,75	

	21	MPa
	420	MPa
	21538	MPa
	210000	MPa
	9,75	

2.- Viga

$b_b =$	12	cm
$H =$	20	cm
$d =$	17	cm
$d' =$	3	cm
$L_t =$	290	cm
$A_b =$	240	cm ²
$I =$	8000	cm ⁴
$A_{est} =$	0,282744	cm ²
$N_r =$	2	
$s =$	10	cm
$At =$	2,01	cm ²

	120	mm
	200	mm
	170	mm
	30	mm
	2900	mm
	24000	mm ²
	80000000	mm ⁴
	28,27	mm ²
	2	
	100	mm
	201,0624	mm ²

3.- Columna

rec =	2	cm
bc =	20	cm
Hc =	20	cm
d =	17	cm
d' =	3	cm
L _t =	290	cm
A _c =	400	cm ²
I =	13333,33	cm ⁴
A _{est} =	0,283	cm ²
N _r =	2	
s =	10	cm

20	mm
200	mm
200	mm
170	mm
30	mm
2900	mm
40000	mm ²
133333333,3	mm ⁴
28,27	mm ²
2	
100	mm

4.- Nudo

Rodilla

Sin vigas o 1 en sentido perpendicular

b''c =	16	cm
e =	0	cm
Vest =	54,29	cm ³

160	mm
0	mm
54286,85	mm ³

$$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{\max\left(0,3 \frac{s b''_c f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right); 0,09 \frac{s b''_c f'_c}{f_y}\right)}$$

ρ _{sh} =	0,419
α _t =	0,400
α _{yt} =	0,269
β _t =	1,000
β _{yt} =	1,000

0,419

η _t =	1,000	$\eta_t = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{0,77}$
η _{yt} =	1,000	$\eta_{yt} = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{-0,60}$
JI =	0,194	$JI = \frac{V_{est} f_y}{A_c d_1 f'_c}$

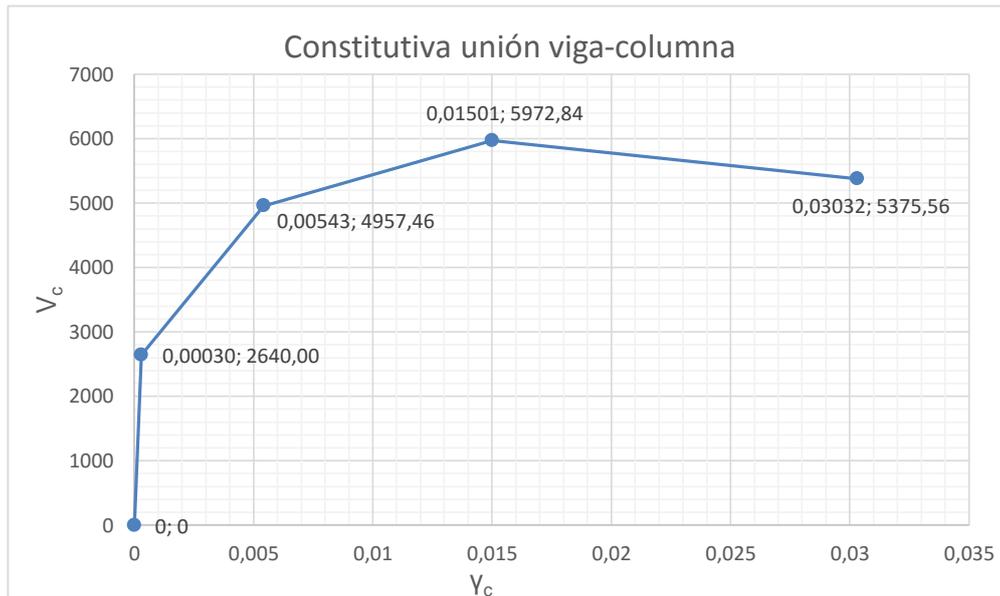
BI =	0,168	$BI = \frac{(A_t)f_y}{A_b f'_c}$
$v_c =$	1,831	MPa $v_c = 1,02\alpha_t\beta_t\eta_t(JI)^{0,15}(BI)^{0,30}(f'_c)^{0,75}$
$\gamma_c =$	0,01501	$\gamma_c = 0,00549\alpha_{\gamma t}\beta_{\gamma t}\eta_{\gamma t}(JI)^{0,10}BI\left(\frac{v_c}{f'_c}\right)^{-1,75}$

5.- Constitutiva

		Factor
$V_c (A) =$	2640,00 kg	0,442
$\gamma_c (A) =$	0,00030	0,020
$V_c (B) =$	4957,46 kg	0,830
$\gamma_c (B) =$	0,00543	0,362
$V_c (C) =$	5972,84 kg	1,000
$\gamma_c (C) =$	0,01501	1,000
$V_c (D) =$	5375,56 kg	0,900
$\gamma_c (D) =$	0,03032	2,020

$$A_{ef} = \left(\frac{b_b + b_c}{2}\right) H_c$$

6.- Gráfica

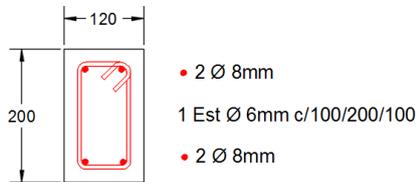


7.- Parámetros de entrada

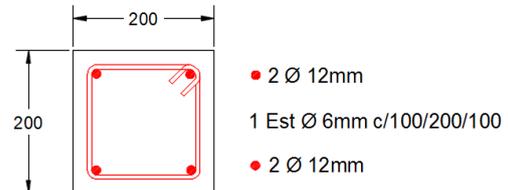
\$ePf1 =	2640,00	kg
\$ePd1 =	0,00030	
\$ePf2 =	4957,46	kg
\$ePd2 =	0,00543	
\$ePf3 =	5972,84	kg
\$ePd3 =	0,01501	
\$ePf4 =	5375,56	kg
\$ePd4 =	0,03032	
\$eNf1 =	-2640,00	kg
\$eNd1 =	-0,000296	
\$eNf2 =	-4957,46	kg
\$eNd2 =	-0,005434	
\$eNf3 =	-5972,84	kg
\$eNd3 =	-0,01501	
\$eNf4 =	-5375,56	kg
\$eNd4 =	-0,030321	
\$rDispP =	0,15	
\$rForceP =	0,15	
\$uForceP =	-0,20	
\$rDispN =	0,15	
\$rForceN =	0,15	
\$uForceN =	-0,20	
\$gK1 =	0,40	
\$gK2 =	0,10	
\$gK3 =	1,00	
\$gK4 =	1,00	
\$gKLim =	1,00	
\$gD1 =	0,60	
\$gD2 =	0,15	
\$gD3 =	1,00	
\$gD4 =	1,00	
\$gDLim =	1,00	
\$gF1 =	0,40	
\$gF2 =	0,10	
\$gF3 =	1,00	
\$gF4 =	1,00	
\$gFLim =	1,00	
\$gE =	1,00	
\$dmgType =	"energy"	

Constitutiva unión viga-columna

Viga 2do Piso



Columnas



Sistema MKS

Sistema SI

1.- Materiales

$f'_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$E_c =$	215381	kg/cm ²
$E_s =$	2100000	kg/cm ²
$n =$	9,75	

	21	MPa
	420	MPa
	21538	MPa
	210000	MPa
	9,75	

2.- Viga

$b_b =$	12	cm
$H =$	20	cm
$d =$	17	cm
$d' =$	3	cm
$L_t =$	290	cm
$A_b =$	240	cm ²
$I =$	8000	cm ⁴
$A_{est} =$	0,282744	cm ²
$N_r =$	2	
$s =$	10	cm
$At =$	2,01	cm ²

	120	mm
	200	mm
	170	mm
	30	mm
	2900	mm
	24000	mm ²
	80000000	mm ⁴
	28,27	mm ²
	2	
	100	mm
	201,0624	mm ²

3.- Columna

rec =	2	cm
bc =	20	cm
Hc =	20	cm
d =	17	cm
d' =	3	cm
L _t =	290	cm
A _c =	400	cm ²
I =	13333,33	cm ⁴
A _{est} =	0,283	cm ²
N _r =	2	
s =	10	cm

	20	mm
	200	mm
	200	mm
	170	mm
	30	mm
	2900	mm
	40000	mm ²
	133333333,3	mm ⁴
	28,27	mm ²
	2	
	100	mm

4.- Nudo

	Interior		2 vigas llegan	
b''c =	16	cm	160	mm
e =	0	cm	0	mm
Vest =	54,29	cm ³	54286,85	mm ³

$$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{\max\left(0,3 \frac{sb''_c f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right); 0,09 \frac{sb''_c f'_c}{f_y}\right)}$$

$\rho_{sh} =$	0,419		0,419
$\alpha_t =$	1,000		
$\alpha_{yt} =$	0,833		
$\beta_t =$	1,180		
$\beta_{yt} =$	1,400		
$\eta_t =$	1,000	$\eta_t = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{0,77}$	
$\eta_{yt} =$	1,000	$\eta_{yt} = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{-0,60}$	
Jl =	0,194	$Jl = \frac{V_{est} f_y}{A_c d_1 f'_c}$	

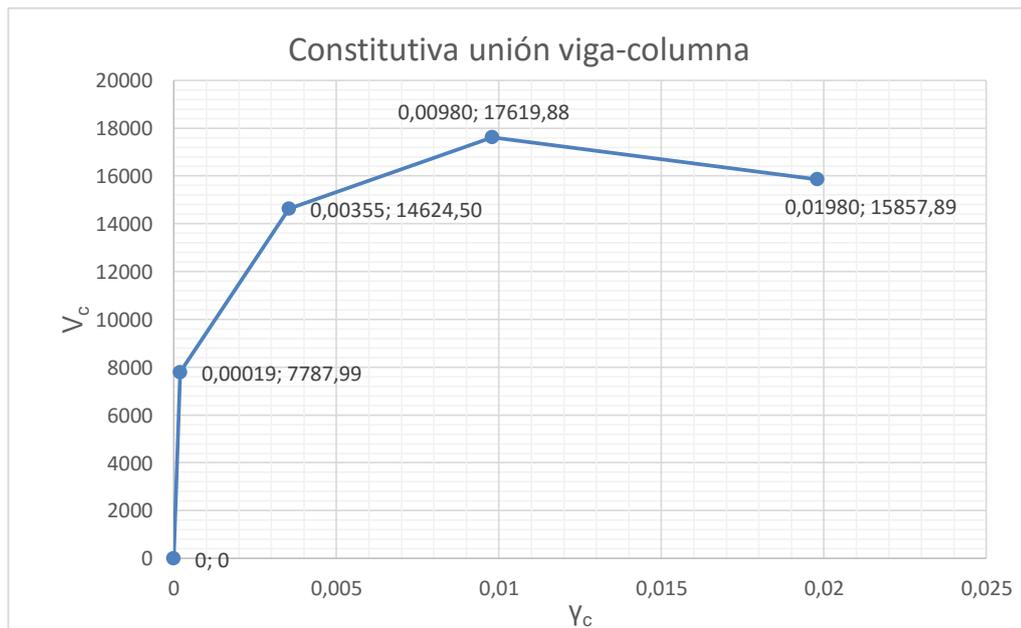
BI =	0,168	$BI = \frac{(A_t)f_y}{A_b f'_c}$
$v_c =$	5,402	MPa $v_c = 1,02\alpha_t\beta_t\eta_t(JI)^{0,15}(BI)^{0,30}(f'_c)^{0,75}$
$\gamma_c =$	0,00980	$\gamma_c = 0,00549\alpha_{\gamma t}\beta_{\gamma t}\eta_{\gamma t}(JI)^{0,10}BI\left(\frac{v_c}{f'_c}\right)^{-1,75}$

5.- Constitutiva

V_c (A) =	7787,99	kg	Factor	0,442
γ_c (A) =	0,00019			0,020
V_c (B) =	14624,50	kg		0,830
γ_c (B) =	0,00355			0,362
V_c (C) =	17619,88	kg		1,000
γ_c (C) =	0,00980			1,000
V_c (D) =	15857,89	kg		0,900
γ_c (D) =	0,01980			2,020

$$A_{ef} = \left(\frac{b_b + b_c}{2}\right)H_c$$

6.- Gráfica

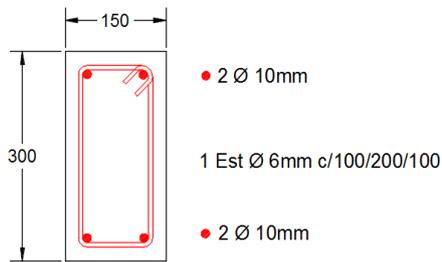


7.- Parámetros de entrada

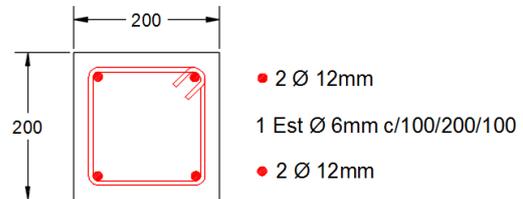
\$ePf1 =	7787,99	kg
\$ePd1 =	0,00019	
\$ePf2 =	14624,50	kg
\$ePd2 =	0,00355	
\$ePf3 =	17619,88	kg
\$ePd3 =	0,00980	
\$ePf4 =	15857,89	kg
\$ePd4 =	0,01980	
\$eNf1 =	-7787,99	kg
\$eNd1 =	-0,000193	
\$eNf2 =	-14624,50	kg
\$eNd2 =	-0,003548	
\$eNf3 =	-17619,88	kg
\$eNd3 =	-0,0098	
\$eNf4 =	-15857,89	kg
\$eNd4 =	-0,019796	
\$rDispP =	0,15	
\$rForceP =	0,15	
\$uForceP =	-0,20	
\$rDispN =	0,15	
\$rForceN =	0,15	
\$uForceN =	-0,20	
\$gK1 =	0,40	
\$gK2 =	0,10	
\$gK3 =	1,00	
\$gK4 =	1,00	
\$gKLim =	1,00	
\$gD1 =	0,60	
\$gD2 =	0,15	
\$gD3 =	1,00	
\$gD4 =	1,00	
\$gDLim =	1,00	
\$gF1 =	0,40	
\$gF2 =	0,10	
\$gF3 =	1,00	
\$gF4 =	1,00	
\$gFLim =	1,00	
\$gE =	1,00	
\$dmgType =	"energy"	

Constitutiva unión viga-columna

Viga 1er Piso



Columnas



Sistema MKS

Sistema SI

1.- Materiales

$f'_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$E_c =$	215381	kg/cm ²
$E_s =$	2100000	kg/cm ²
$n =$	9,75	

	21	MPa
	420	MPa
	21538	MPa
	210000	MPa
	9,75	

2.- Viga

$b_b =$	15	cm
$H =$	30	cm
$d =$	26,9	cm
$d' =$	3,1	cm
$L_t =$	290	cm
$A_b =$	450	cm ²
$I =$	33750	cm ⁴
$A_{est} =$	0,282744	cm ²
$N_r =$	2	
$s =$	10	cm
$At =$	3,14	cm ²

	150	mm
	300	mm
	269	mm
	31	mm
	2900	mm
	45000	mm ²
	337500000	mm ⁴
	28,27	mm ²
	2	
	100	mm
	314,16	mm ²

3.- Columna

rec =	2	cm
bc =	20	cm
Hc =	20	cm
d =	17	cm
d' =	3	cm
L _t =	290	cm
Ac =	400	cm ²
I =	13333,333	cm ⁴
A _{est} =	0,283	cm ²
N _r =	2	
s =	10	cm

	20	mm
	200	mm
	200	mm
	170	mm
	30	mm
	2900	mm
	40000	mm ²
	133333333,3	mm ⁴
	28,27	mm ²
	2	
	100	mm

4.- Nudo

	Exterior	Sin vigas o 1 en sentido perpendicular
b''c =	16 cm	160 mm
e =	0 cm	0 mm
Vest =	54,29 cm ³	54286,85 mm ³

$$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{\max\left(0,3 \frac{s b''_c f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right); 0,09 \frac{s b''_c f'_c}{f_y}\right)}$$

$\rho_{sh} =$	0,419	0,419
$\alpha_t =$	0,700	
$\alpha_{yt} =$	0,490	
$\beta_t =$	1,000	
$\beta_{yt} =$	1,000	
$\eta_t =$	1,000	$\eta_t = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{0,77}$
$\eta_{yt} =$	1,000	$\eta_{yt} = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{-0,60}$
JI =	0,194	$JI = \frac{V_{est} f_y}{A_c d_1 f'_c}$

BI =	0,140	$BI = \frac{(A_t)f_y}{A_b f'_c}$
$v_c =$	3,034	MPa $v_c = 1,02\alpha_t\beta_t\eta_t(JI)^{0,15}(BI)^{0,30}(f'_c)^{0,75}$
$\gamma_c =$	0,00942	$\gamma_c = 0,00549\alpha_{\gamma t}\beta_{\gamma t}\eta_{\gamma t}(JI)^{0,10}BI\left(\frac{v_c}{f'_c}\right)^{-1,75}$

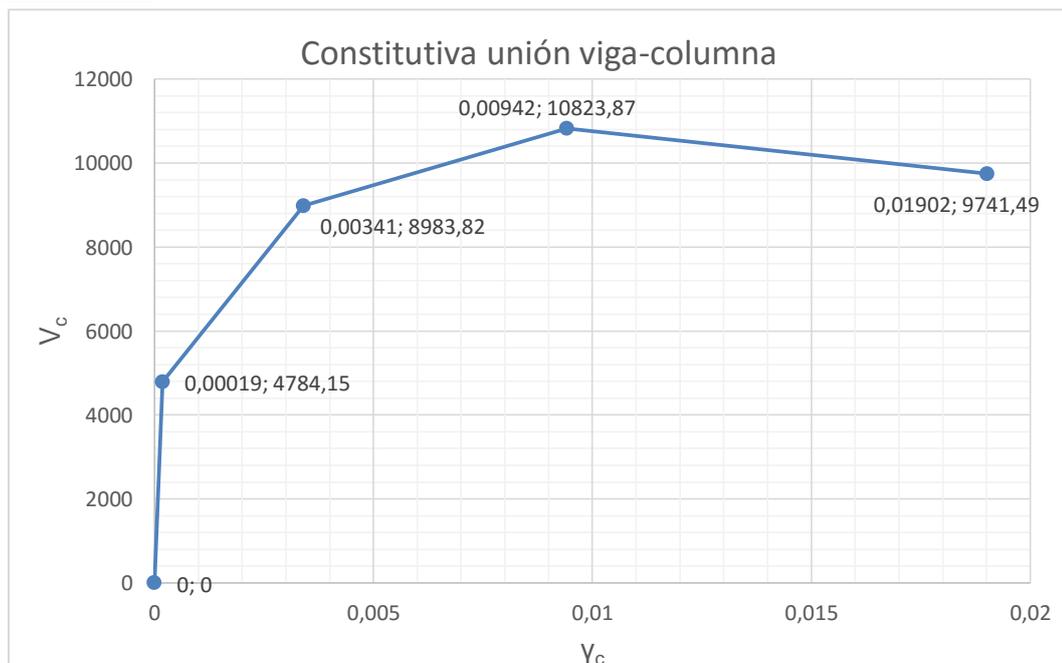
5.- Constitutiva

V_c (A) =	4784,15	kg
γ_c (A) =	0,00019	
V_c (B) =	8983,82	kg
γ_c (B) =	0,00341	
V_c (C) =	10823,87	kg
γ_c (C) =	0,00942	
V_c (D) =	9741,49	kg
γ_c (D) =	0,01902	

Factor
0,442
0,020
0,830
0,362
1,000
1,000
0,900
2,020

$$A_{ef} = \left(\frac{b_b + b_c}{2}\right)H_c$$

6.- Gráfica

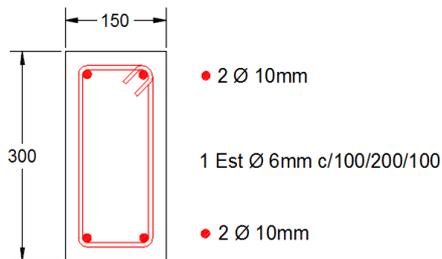


7.- Parámetros de entrada

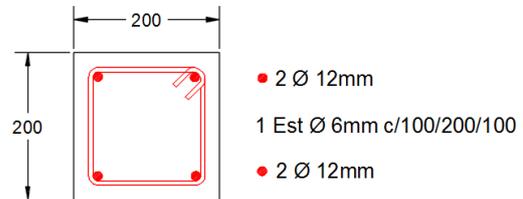
\$ePf1 =	4784,15	kg
\$ePd1 =	0,00019	
\$ePf2 =	8983,82	kg
\$ePd2 =	0,00341	
\$ePf3 =	10823,87	kg
\$ePd3 =	0,00942	
\$ePf4 =	9741,49	kg
\$ePd4 =	0,01902	
\$eNf1 =	-4784,15	kg
\$eNd1 =	-0,000186	
\$eNf2 =	-8983,82	kg
\$eNd2 =	-0,003409	
\$eNf3 =	-10823,87	kg
\$eNd3 =	-0,009417	
\$eNf4 =	-9741,49	kg
\$eNd4 =	-0,019022	
\$rDispP =	0,15	
\$rForceP =	0,15	
\$uForceP =	-0,20	
\$rDispN =	0,15	
\$rForceN =	0,15	
\$uForceN =	-0,20	
\$gK1 =	0,40	
\$gK2 =	0,10	
\$gK3 =	1,00	
\$gK4 =	1,00	
\$gKLim =	1,00	
\$gD1 =	0,60	
\$gD2 =	0,15	
\$gD3 =	1,00	
\$gD4 =	1,00	
\$gDLim =	1,00	
\$gF1 =	0,40	
\$gF2 =	0,10	
\$gF3 =	1,00	
\$gF4 =	1,00	
\$gFLim =	1,00	
\$gE =	1,00	
\$dmgType =	"energy"	

Constitutiva unión viga-columna

Viga 1er Piso



Columnas



Sistema MKS

Sistema SI

1.- Materiales

$f'_c =$	210	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$E_c =$	215381	kg/cm ²
$E_s =$	2100000	kg/cm ²
$n =$	9,75	

	21	MPa
	420	MPa
	21538	MPa
	210000	MPa
	9,75	

2.- Viga

$b_b =$	15	cm
$H =$	30	cm
$d =$	26,9	cm
$d' =$	3,1	cm
$L_t =$	290	cm
$A_b =$	450	cm ²
$I =$	33750	cm ⁴
$A_{est} =$	0,282744	cm ²
$N_r =$	2	
$s =$	10	cm
$At =$	3,14	cm ²

	150	mm
	300	mm
	269	mm
	31	mm
	2900	mm
	45000	mm ²
	337500000	mm ⁴
	28,27	mm ²
	2	
	100	mm
	314,16	mm ²

3.- Columna

rec =	2	cm
bc =	20	cm
Hc =	20	cm
d =	17	cm
d' =	3	cm
L _t =	290	cm
Ac =	400	cm ²
I =	13333,333	cm ⁴
A _{est} =	0,283	cm ²
N _r =	2	
s =	10	cm

	20	mm
	200	mm
	200	mm
	170	mm
	30	mm
	2900	mm
	40000	mm ²
	133333333,3	mm ⁴
	28,27	mm ²
	2	
	100	mm

4.- Nudo

	Interior		2 vigas llegan	
b''c =	16	cm	160	mm
e =	0	cm	0	mm
Vest =	54,29	cm ³	54286,85	mm ³

$$\rho_{sh} = \frac{A_{est} N_r}{\max\left(0,3 \frac{s b''_c f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right); 0,09 \frac{s b''_c f'_c}{f_y}\right)}$$

ρ _{sh} =	0,419		0,419
α _t =	1,000		
α _{yt} =	0,833		
β _t =	1,180		
β _{yt} =	1,400		
η _t =	1,000	$\eta_t = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{0,77}$	
η _{yt} =	1,000	$\eta_{yt} = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{-0,60}$	
JI =	0,194	$JI = \frac{V_{est} f_y}{A_c d_1 f'_c}$	

BI =	0,140	$BI = \frac{(A_t)f_y}{A_b f'_c}$
$v_c =$	5,114	MPa $v_c = 1,02\alpha_t\beta_t\eta_t(JI)^{0,15}(BI)^{0,30}(f'_c)^{0,75}$
$\gamma_c =$	0,00899	$\gamma_c = 0,00549\alpha_{\gamma t}\beta_{\gamma t}\eta_{\gamma t}(JI)^{0,10}BI\left(\frac{v_c}{f'_c}\right)^{-1,75}$

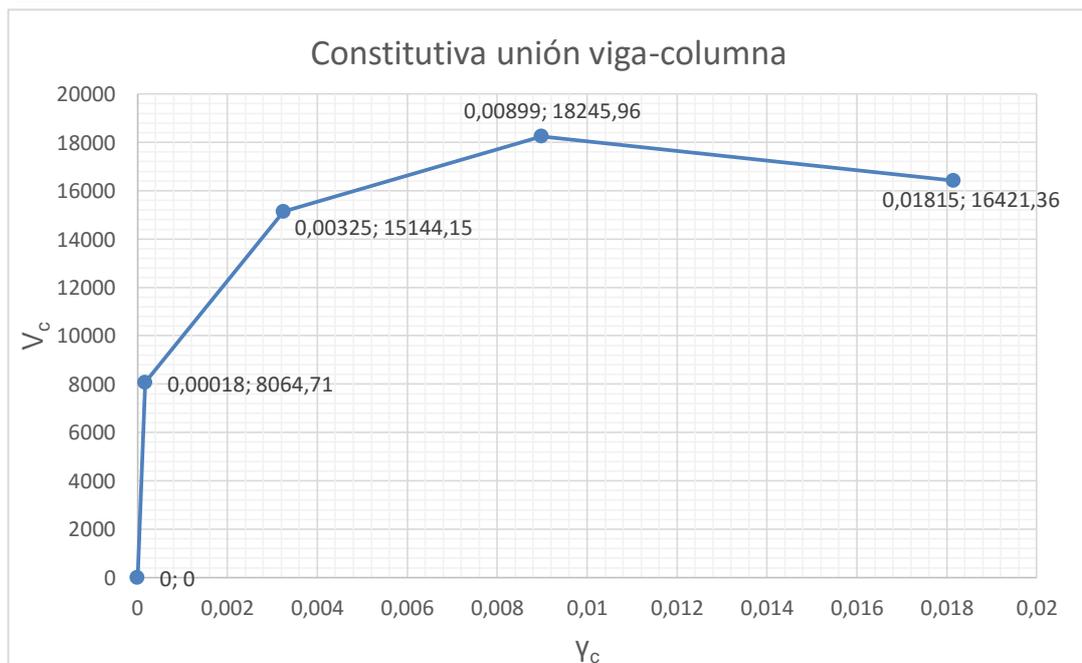
5.- Constitutiva

V_c (A) =	8064,71	kg
γ_c (A) =	0,00018	
V_c (B) =	15144,15	kg
γ_c (B) =	0,00325	
V_c (C) =	18245,96	kg
γ_c (C) =	0,00899	
V_c (D) =	16421,36	kg
γ_c (D) =	0,01815	

Factor
0,442
0,020
0,830
0,362
1,000
1,000
0,900
2,020

$$A_{ef} = \left(\frac{b_b + b_c}{2}\right)H_c$$

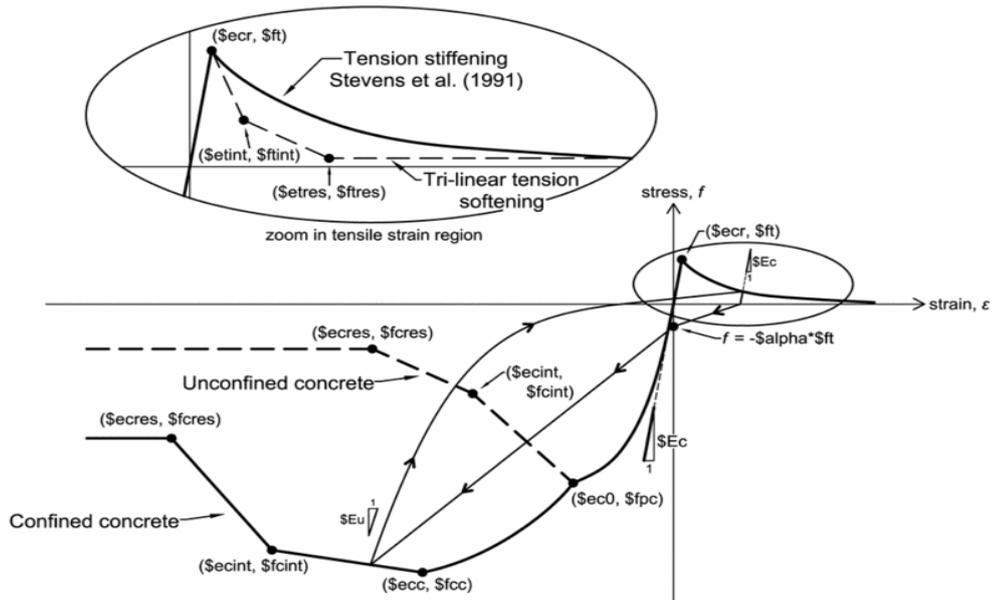
6.- Gráfica



7.- Parámetros de entrada

\$ePf1 =	8064,71	kg
\$ePd1 =	0,00018	
\$ePf2 =	15144,15	kg
\$ePd2 =	0,00325	
\$ePf3 =	18245,96	kg
\$ePd3 =	0,00899	
\$ePf4 =	16421,36	kg
\$ePd4 =	0,01815	
\$eNf1 =	-8064,71	kg
\$eNd1 =	-0,000177	
\$eNf2 =	-15144,15	kg
\$eNd2 =	-0,003253	
\$eNf3 =	-18245,96	kg
\$eNd3 =	-0,008987	
\$eNf4 =	-16421,36	kg
\$eNd4 =	-0,018153	
\$rDispP =	0,15	
\$rForceP =	0,15	
\$uForceP =	-0,20	
\$rDispN =	0,15	
\$rForceN =	0,15	
\$uForceN =	-0,20	
\$gK1 =	0,40	
\$gK2 =	0,10	
\$gK3 =	1,00	
\$gK4 =	1,00	
\$gKLim =	1,00	
\$gD1 =	0,60	
\$gD2 =	0,15	
\$gD3 =	1,00	
\$gD4 =	1,00	
\$gDLim =	1,00	
\$gF1 =	0,40	
\$gF2 =	0,10	
\$gF3 =	1,00	
\$gF4 =	1,00	
\$gFLim =	1,00	
\$gE =	1,00	
\$dmgType =	"energy"	

Concreto y Paredes de Mampostería



f_{pc} ϵ_{c0} f_{cint} ϵ_{cint} f_{cres} ϵ_{cres} f_t ϵ_{ftint} ϵ_{ftres} ϵ_{tres}

Sistema MKS

Sistema SI

1.- Materiales

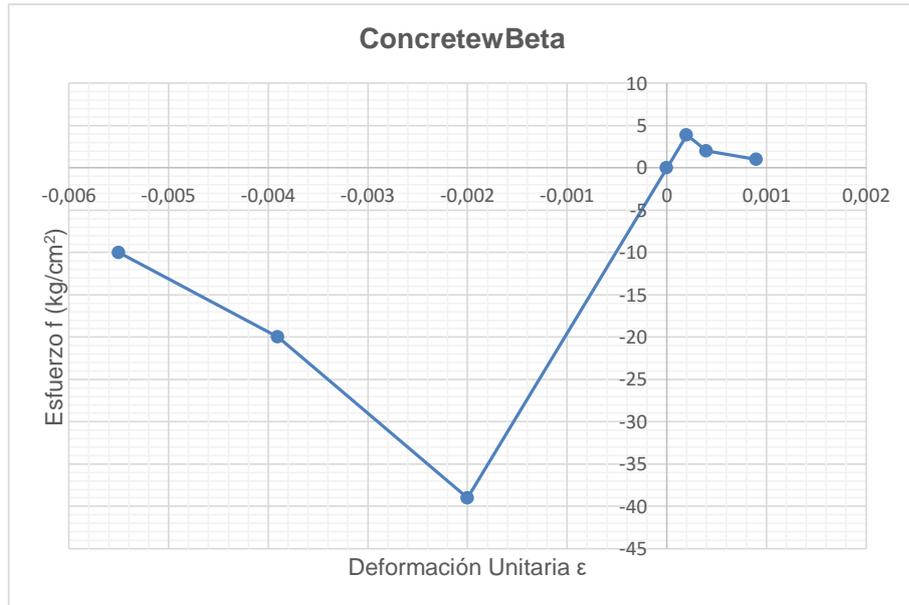
$f'_c =$	30	kg/cm ²
$E_c =$	81406	kg/cm ²

	3	MPa
	8141	MPa

2.- Cálculo de la máxima resistencia a compresión - hormigón confinado (fcc)

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}}$$

$$f(\epsilon) = \begin{cases} \epsilon E_c + \left(\frac{f_{pc} - E_c \epsilon_{c0}}{\epsilon_{c0}^2}\right) \epsilon^2, & \epsilon \geq \epsilon_{c0} \\ \left(\frac{f_{pc} - f_{cc}}{(\epsilon_{c0} - \epsilon_{cc})^3}\right) (\epsilon - \epsilon_{cc})^3 + f_{cc}, & \epsilon_{c0} > \epsilon \geq \epsilon_{cc} \end{cases}$$



2.- Parámetros de entrada

\$matTag	horm
\$fpc	-39
\$ec0	-0,002
\$fcint	-20
\$ecint	-0,0039
\$fcres	-10
\$ecres	-0,0055
\$ft	3,9
\$ftint	2
\$etint	0,0004
\$ftres	1,00
\$etres	0,0009
\$lambda	0,5
\$alpha	1
\$bint	1
\$ebint	0
\$bres	1
\$ebres	0
\$M	0
\$Ec	17250
\$fcc	-39
\$ecc	-0,002

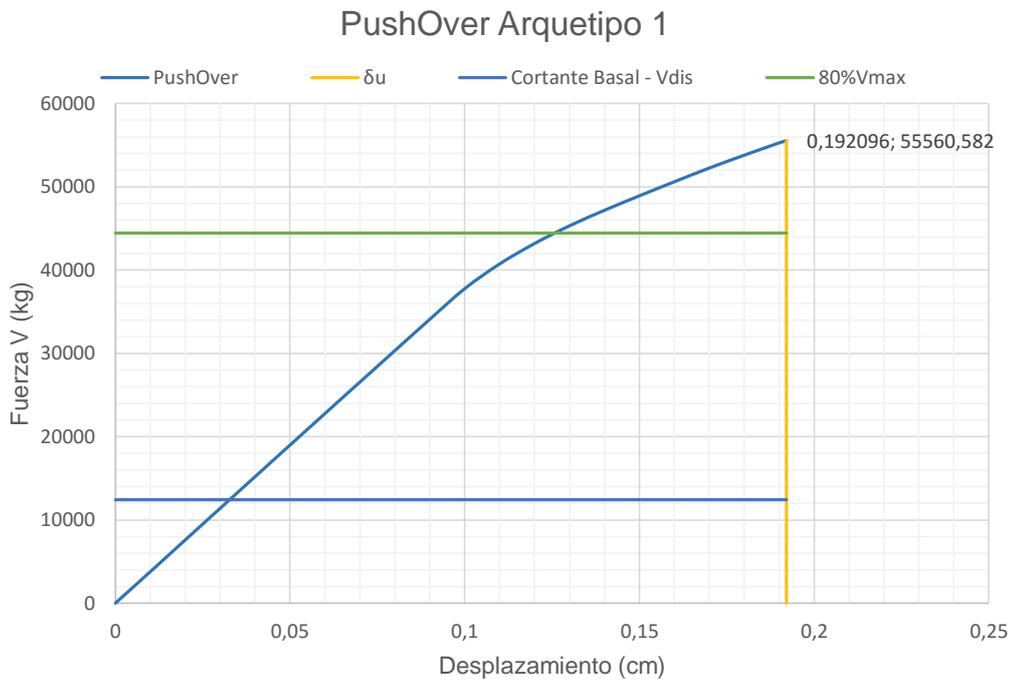
Table 11-1. Factors to Translate Lower-Bound Masonry Strengths to Expected Strengths

Strength	Factor
Compressive strength ($f_{m,c}$)	1.3
Flexural tensile strength	1.3
Shear strength	1.3

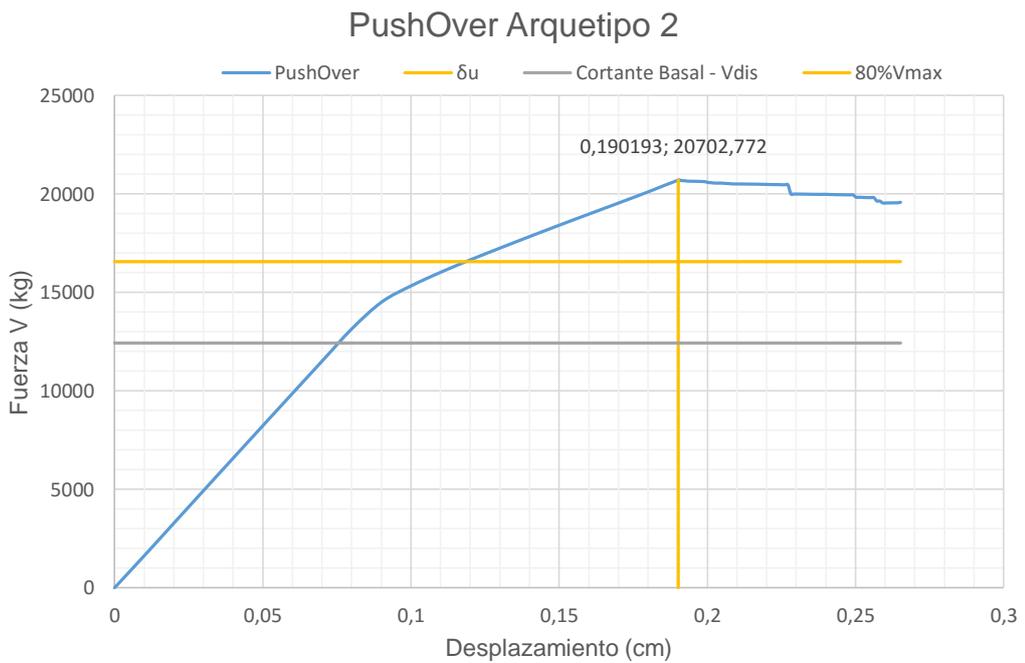
Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings

***Anexo 3: Análisis Estático No-
Lineal / PushOver – Curvas de
Capacidad***

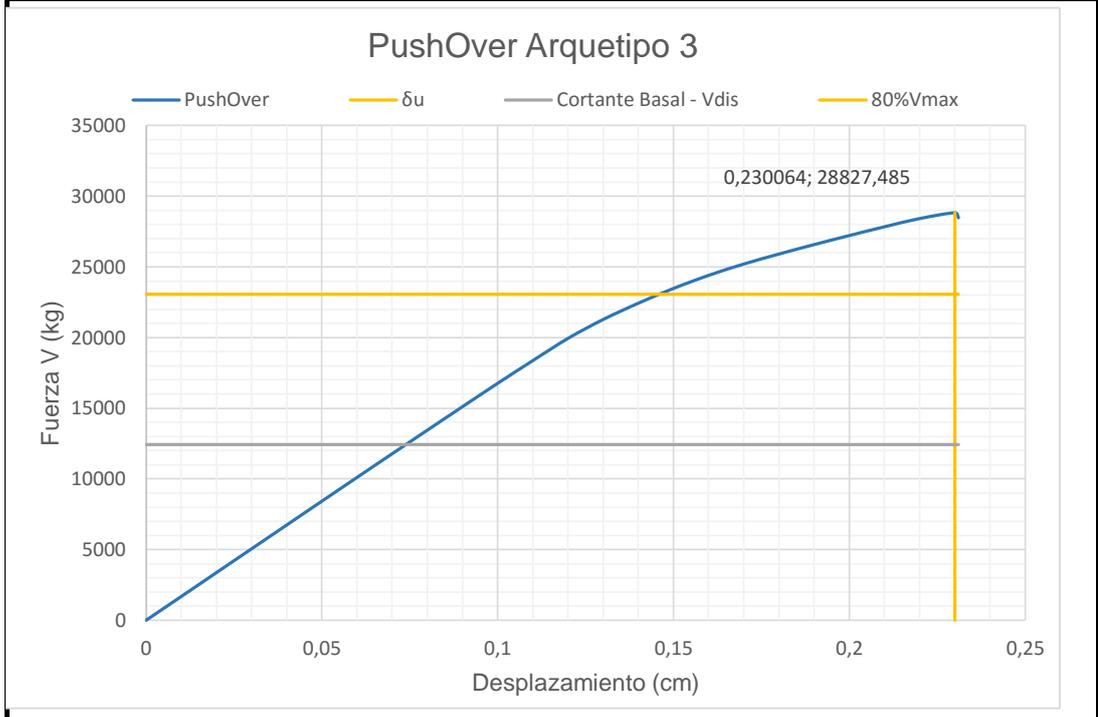
Análisis Estático No Lineal - Arquetipo 1



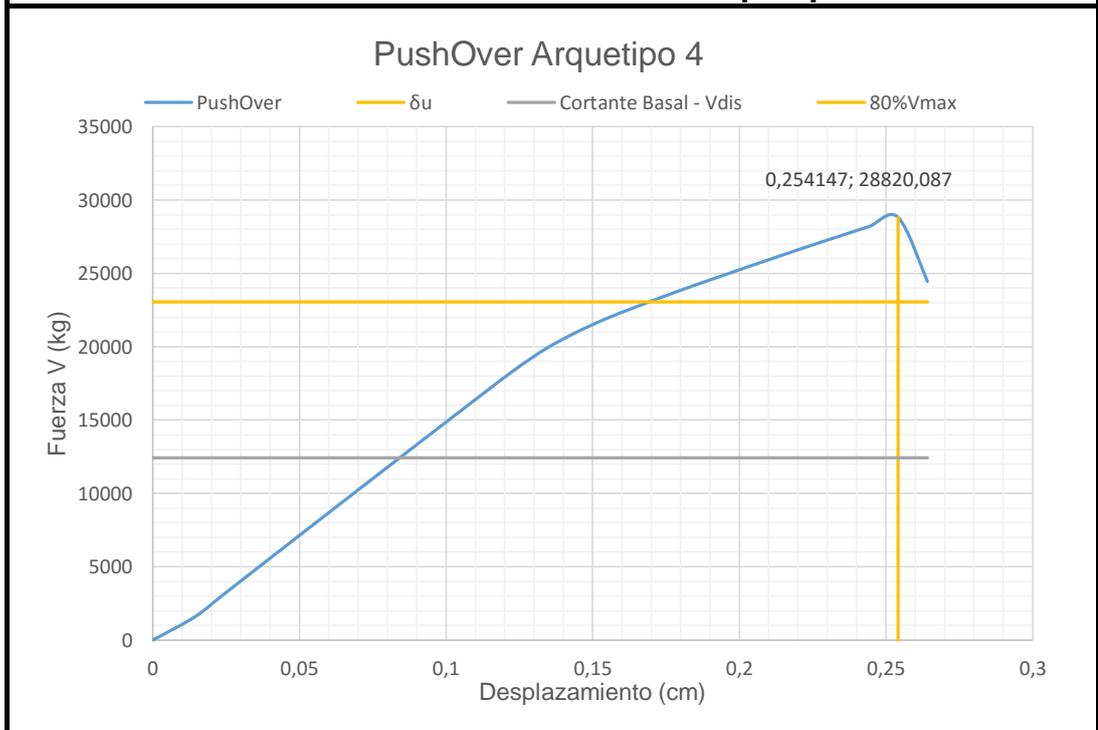
Análisis Estático No Lineal - Arquetipo 2



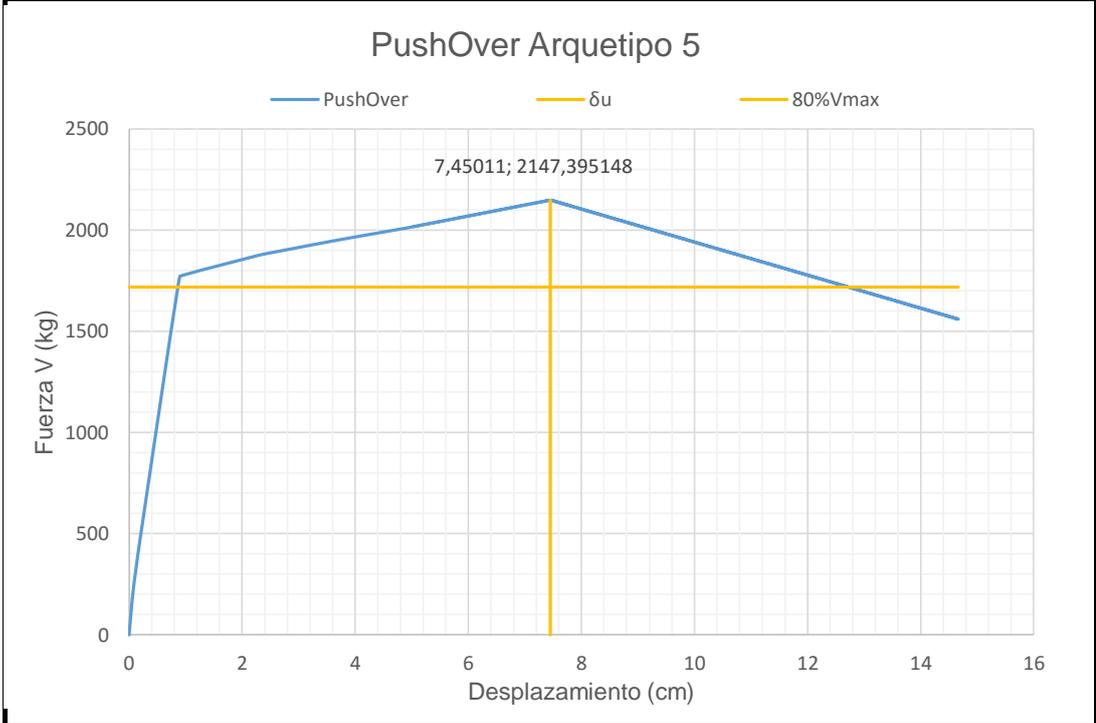
Análisis Estático No Lineal - Arquetipo 3



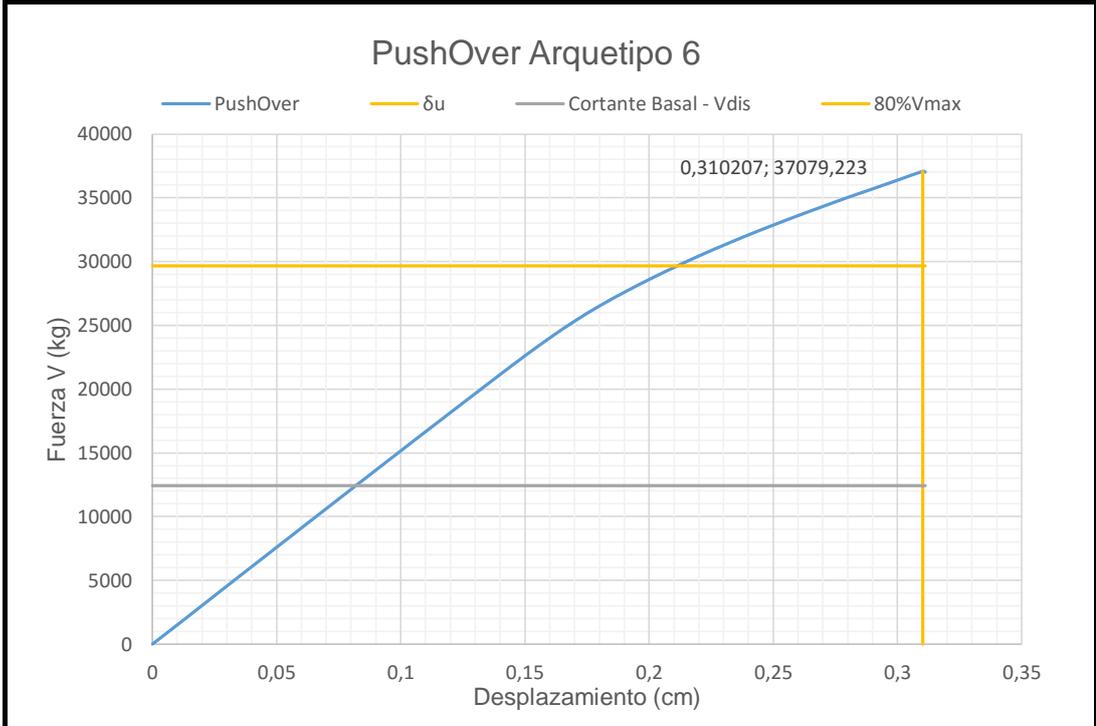
Análisis Estático No Lineal - Arquetipo 4



Análisis Estático No Lineal - Arquetipo 5

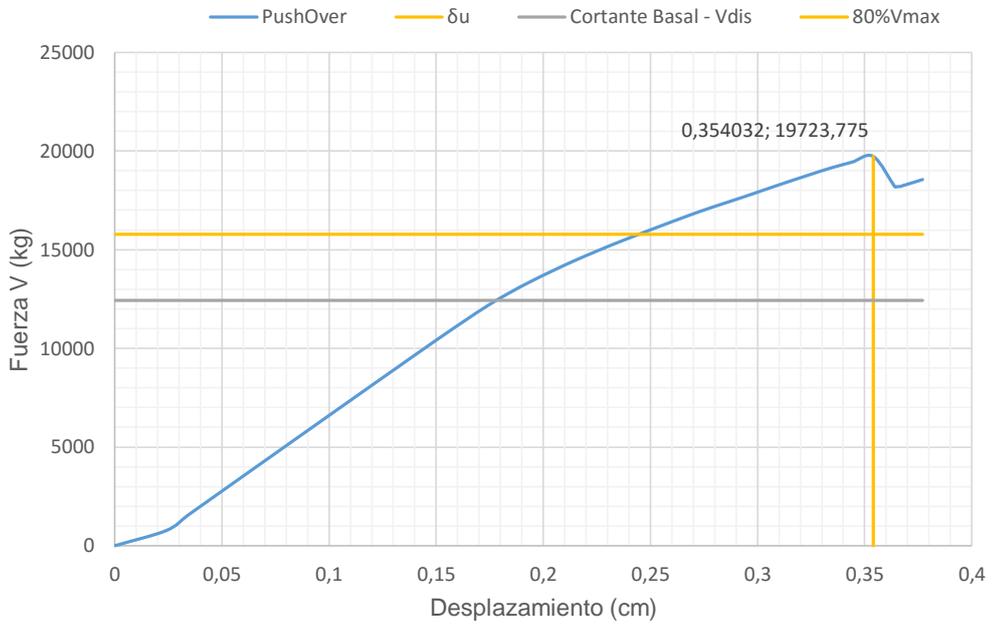


Análisis Estático No Lineal - Arquetipo 6



Análisis Estático No Lineal - Arquetipo 7

PushOver Arquetipo 7



Análisis Estático No Lineal - Comparaciones

Análisis Estático No Lineal - Comparaciones

