CONTRATO DE CONSULTORÍA No. 145-MDN-COGFM-ESDEG-2025

CONSULTORÍA PARA REALIZAR LOS ESTUDIOS PARA LA INTERVENCIÓN INTEGRAL A LA BIBLIOTECA CENTRAL DE LAS FUERZAS MILITARES "TOMAS RUEDA VARGAS"

Memoria de Reforzamiento Estructural.

Bogotá, D.C., Octubre de 2025

Contratista: **Consorcio Diseños Biblioteca**

Estructural: **Alexander Gómez Cassab**

Memoria de Reforzamiento Estructural

CONTROL DE MODIFICACIONES

Versión Nº	Fecha	Descripción de la Modificación
1	24-10-2025	Entrega Inicial para revisión

Elaboró	Revisó	Aprobó
Ing. Alexander Gómez Cassab Msc. Estructuras MP. 13202101225 BLV	Ing. Martin Restrepo Atuesta Director de Consultoría Mat. 08202114665 ATL	

Bogotá D.C. octubre de 2025

Señores.
Departamento Administrativo de la Escuela Superior de Guerra "General Rafael Reyes Prieto"

Señores.
Ministerio de Cultura

Ciudad.

Por medio de la presente hago entrega del informe, memoria y planos de construcción correspondiente al estudio de Vulnerabilidad Sísmica y Reforzamiento Estructural del proyecto "CONSULTORÍA PARA REALIZAR LOS ESTUDIOS PARA LA INTERVENCIÓN INTEGRAL A LA BIBLIOTECA CENTRAL DE LAS FUERZAS MILITARES "TOMAS RUEDA VARGAS", ubicada al interior de la Escuela Militar de Cadetes General José María Córdova, en la ciudad de Bogotá D.C.

Certifico además que este estudio fue ejecutado de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, donde por ser la edificación declarada Patrimonio Histórico se siguió la recomendación que establece el NSR-10 en el ítem A.10.9.2.5; donde por existir restricciones severas para intervenir la edificación en su parte exterior se permite un nivel de seguridad limitada como se describe en A.10.4.2.2.

Atentamente,



ALEXANDER OCTAVIO GOMEZ CASSAB
Ingeniero Civil
Msc Ingeniería Civil – Estructuras
Universidad Nacional de Colombia
Mat. 13202101225 BLV

Contenido

1 Objeto general 7
2 Normas y códigos 7
3 Datos de diseño 7
3.1 Parámetros de diseño 7
4 Descripción del reforzamiento propuesto 9
5 Modelo para el análisis estructural 11
6 Avalúo de cargas gravitacionales 13
6.1 Cargas muertas y vivas 14
6.2 Cargas de granizo 17
6.3 Cargas de viento 18
6.4 Cargas para el análisis sísmico 19
7 Combinaciones de carga 23
8 Revisión de los índices de flexibilidad 26
9 Cálculo del coeficiente disipación de energía (R) 29
10 Diseño del reforzamiento de muros existentes 30
10.1 Resistencia a compresión 36
10.2 Tensión vertical 36
10.3 Cortante en la dirección perpendicular al plano del muro 36
10.4 Cortante en la dirección paralela al plano del muro 37
10.5 Flexión combinada con fuerza axial vertical 38
11 Diseño de muros estructurales nuevos 41
12 Revisión de índices de sobresfuerzo en elementos de concreto para la estructura reforzada 46
12.1 Revisión de columnas de concreto 46
12.2 Revisión vigas de concreto 53
12.3 Revisión viguetas de concreto 56
13 Diseño de nueva cubierta en madera 60
13.1 Diseño de pares 60
13.2 Diseño de tensores 61

13.3 Diseño de cerchas 63
13.4 Diseño de correas 64
13.5 Análisis de deflexiones 65
13.6 Diseño de uniones para cerchas en madera 66
14 Diseño del reforzamiento de la cimentación bajo muros 76
15 Revisión de zapatas de cimentación bajo columnas 89
15.1 Diseño reforzamiento zapatas 105
16 Anexos 107
16.1 Anexo 1. Análisis de cargas de viento 107
16.2 Anexo 2. Revisión para cortante perpendicular al plano del muro reforzado 107
16.3 Anexo 3. Revisión para cortante paralelo al plano del muro reforzado 107
16.4 Anexo 4. Diseño de reforzamiento para flexión paralela al plano del muro reforzado combinada con fuerza axial vertical 107
16.5 Anexo 5. Diseño de reforzamiento para flexión perpendicular al plano del muro reforzado combinada con fuerza axial vertical 107
16.6 Anexo 6. Diseño de muros estructurales nuevos 107
16.7 Anexo 7. Revisión de esfuerzos transmitidos al suelo de fundación para cargas gravitacionales más sismo 107
16.8 Anexo 8. Revisión de esfuerzos transmitidos al suelo de fundación para cargas gravitacionales 107

Tabla de ilustraciones

Ilustración 1 Modelo de análisis tridimensional - ETABS 13
Ilustración 2 Asignación de carga muerta por peso propio al modelo ETABS 15
Ilustración 3 Cargas muertas asignadas al modelo de análisis – kg/m - kg/m² 16
Ilustración 4 Cargas vivas asignadas al modelo de análisis – kg/m - kg/m² 17
Ilustración 5 Cargas por granizo asignadas al modelo de análisis – kg/m 18
Ilustración 6 Cargas por viento en cubierta asignadas al modelo de análisis – kg/m 19
Ilustración 7 Espectro de Aceleraciones para un Nivel de Seguridad Limitada 21
Ilustración 8 Asignación de cargas sísmicas por el método de la FHE, con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2) 23
Ilustración 9 Localización de puntos para revisión de flexibilidad 27
Ilustración 10 Identificación de muros estructurales reforzados y nuevos 32
Ilustración 11 Identificación de nuevos muros estructurales 42
Ilustración 12 Especificación técnica ladrillos muros nuevos 43
Ilustración 13 Programa "Módulo Mampostería Estructural V3.01" 46
Ilustración 14 Secciones modeladas Columnas sobre fachada principal 48
Ilustración 15 Secciones modeladas Columnas sobre patio interno 49
Ilustración 16 Índices de sobresfuerzo en columnas de concreto con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2) – Estructura reforzada 50
Ilustración 17 Diagramas de momento flector y fuerza cortante en vigas de concreto con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2) – Estructura reforzada (ton-m / ton) 54
Ilustración 18 Esquemas recalce y adición de refuerzo en vigas de entrepiso sobre los ejes B y H entre ejes 1 – 2, 9 -10 55
Ilustración 19 Esquema placa de entrepiso intervenida 57
Ilustración 20 Esquema recalce y adición de refuerzo en viguetas de entrepiso sobre el eje I 59
Ilustración 21 Modelo independiente para análisis de pares de cubierta 60
Ilustración 22 Modelo independiente para análisis de tensores de cubierta 62
Ilustración 23 Modelo independiente para análisis de cerchas de cubierta 63
Ilustración 24 Diagrama de fuerzas axiales para la envolvente de servicio en cercha de cubierta . 66
Ilustración 25 Esquema conexión tipo 1 67

Ilustración 26 Esquema conexión tipo 3 68
Ilustración 27 Esquema conexión tipo 4 69
Ilustración 28 Esquema conexión tipo 5 70
Ilustración 29 Esquema conexión tipo 6 70
Ilustración 30 Esquema conexión tipo 7 71
Ilustración 31 Esquema conexión tipo 8 72
Ilustración 32 Esquema conexión tipo 9 72
Ilustración 33 Esquema conexión tensores 73
Ilustración 34 Esquema conexión pares a tensores 74
Ilustración 35 Esquema reforzamiento cimentación 76
Ilustración 36 Identificación de muros y columnas para revisión de cimentación 77
Ilustración 37 Esquema de cimentación ajustados 89
Ilustración 38 Reforzamiento zapatas columnas C4, C5, C8, C9, C14, C15, C22 y C23 106
Ilustración 39 Reforzamiento zapatas columnas C13, C16, C17, C18, C19, C20, C21 y C24 107

1 Objeto general

El objetivo principal de la presente memoria es proyectar el Reforzamiento Estructural de la edificación de la Biblioteca Central de las Fuerzas Militares "Tomas Rueda Vargas" ubicada al interior de la Escuela Militar de Cadetes General José María Córdova, en la ciudad de Bogotá D.C., de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, numeral A.10.9.2.5 — Edificaciones declaradas como patrimonio histórico.

2 Normas y códigos

La memoria presentada en este documento se rige por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-2010) y específicamente por el Capitulo A.10 "Evaluación e Intervención de Edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento".

3 Datos de diseño

3.1 Parámetros de diseño

De acuerdo a los valores estimados del Estudio de Suelos, del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-2010 y de los ensayos realizados a los materiales encontrados consignados en el Informe de Vulnerabilidad, los parámetros de diseño son los siguientes:

Parámetros Sísmicos:

Zona de Riesgo Sísmico	Intermedia
Coeficiente que representa la Aceleración Horizontal Pico Efectiva	Aa = 0.15
Coeficiente de Aceleración que representa la Velocidad Horizontal Pico Efectiva	Av = 0.20
Coeficiente que representa la Aceleración Horizontal Pico Efectiva Reducida para diseño con seguridad limitada	Ae = 0.13
Grupo de Uso	II
Coeficiente de Importancia para Diseño	I = 1.10
Perfil del suelo	E
Zona según Microzonificación sísmica de Bogotá Decreto 523 de 2010	LACUSTRE 300

Coeficiente de amplificación Fa del suelo para la zona de períodos cortos del espectro según Microzonificación sísmica de Bogotá

Fa = 1.05

Coeficiente de amplificación Fv del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro según Microzonificación sísmica de Bogotá

Fv = 2.90

Fa según Microzonificación sísmica de Bogotá para movimientos sísmicos con seguridad limitada

Fa = 1.10

Fv según Microzonificación sísmica de Bogotá para movimientos sísmicos con seguridad limitada

Fv = 3.40

Parámetros Geotécnicos:

Capacidad portante admisible cimentación corrida para cargas gravitacionales

D_f [m]	0.8	Df = 0.8m				
B [m]	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
q_{ult} [Kpa]	250.4	252.8	255.2	257.6	260.0	262.4
F.S.	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
q_{adm} [Kpa]	83.5	84.3	85.1	85.9	86.7	87.5
D_f [m]	0.9	Df = 0.9m				
B [m]	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
q_{ult} [Kpa]	258.5	261.0	263.4	265.8	268.2	270.6
F.S.	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
q_{adm} [Kpa]	86.2	87.0	87.8	88.6	89.4	90.2
D_f [m]	1.0	Df = 1m				
B [m]	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
q_{ult} [Kpa]	266.7	269.1	271.5	273.9	276.4	278.8
F.S.	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
q_{adm} [Kpa]	88.9	89.7	90.5	91.3	92.1	92.9

Para las combinaciones de cargas con sismo el factor de seguridad se disminuye de 3.00 a 1.50.

Materiales:

- Mampostería existente

Densidad

$\rho = 1850\ kg/m^3$

Resistencia a la Compresión	f'm = 6.20 MPa
Módulo de Elasticidad	Em = 4650 MPa

- Concreto Proyectado

Resistencia del Concreto (a 28 días)	f'c = 210 Kg/cm² (21 Mpa)
Esf. de Fluencia Acero de Refuerzo	fy = 4200 Kg/cm² (420 Mpa)
Resistencia del Concreto Ciclópeo	f'c = 140 Kg/cm² (14 Mpa)

- Acero Estructural

Platinas Reforzamiento: Acero A572 Gr. 50	fy = 50.000 psi (350 Mpa)
Perfiles angulares: Acero A572 Gr. 50	fy = 50.000 psi (350 Mpa)
Pernos de Anclaje y conectores en acero	A307

- Elementos nuevos de Cubierta en Madera Aserradada Tipo SAPAN (ES2)

Densidad Básica	DB = 800 kg/m³
Esfuerzo admisible a Flexión	Fb = 28.50 Mpa
Esfuerzo admisible a Tensión	Ft = 20.00 Mpa
Esfuerzo admisible a Cortante	Fv = 2.00 Mpa
Esfuerzo admisible a Compresión ⊥	Fc = 4.30 Mpa
Esfuerzo admisible a Compresión ∥	Fc = 22.00 Mpa

4 Descripción del reforzamiento propuesto

De acuerdo a la propuesta de intervención arquitectónica, se reconforman algunos espacios internos del primer piso, principalmente en la zona de baños; la mayoría de las intervenciones se realiza en muros no estructurales ni de carga. Las modificaciones a los muros estructurales en este nivel corresponden al cierre de los vanos de ventanas sobre el eje B entre 5 y 6, eje H entre 2 y 3, el cierre de vanos de puertas sobre el eje H entre 3 y 4, el eje 4 entre H e I, y el cierre de un espacio

retrocedido en el muro sobre el eje 7 entre H e I, los cuales se realizarán con ladrillos macizos para conformar muros estructurales de mayor longitud. Se proyecta abrir un vano para puerta sobre el eje 4 cerca al eje H y desmontar el muro de borde de la escalera existente. El muro no estructural existente construido en bloque de perforación horizontal sobre el eje I, será reconformado con un muro en mampostería estructural con bloques de perforación vertical reforzados internamente, esto obedece a la necesidad de descargar las columnas de la fachada principal sobre el eje J, las cuales presentarían un incremento significativo de carga viva por el cambio de uso de las áreas aferentes a zonas con estanterías de libros en el segundo piso. Todas estas intervenciones se presentan en el plano PR-01 del Reforzamiento Estructural.

En el segundo piso las modificaciones corresponden a la ampliación a 1.30 m de la escalera de acceso al primer piso, para lo cual se proyecta la demolición de la escalera existente y su reconstrucción con el ancho requerido, ampliación del vano en la placa de entrepiso con construcción de nuevas vigas de borde y muro en mampostería estructural reforzado internamente para soportar la placa en esta zona. Cierre del vano de ventana sobre el eje H entre 7 y 8, desmonte y reconformación de muros en longitudes pequeñas sobre este mismo eje, los cuales se realizarán con ladrillos macizos para conformar muros estructurales de mayor longitud. Se realizará el desmonte y retiro de la fuente en el espacio del patio central, así como el retiro del sobre espesor de piso en esta misma zona. Se proyecta el reforzamiento de las vigas sobre los ejes B y H entre ejes 1 - 2 y 9 – 10, así como de las viguetas sobre el eje I en la parte superior, por el cambio del comportamiento estructural, al incluir el apoyo del nuevo muro en mampostería estructural, dicho reforzamiento se propone mediante el recalce con aumento de sección de las vigas y adición de refuerzo para aumentar la capacidad nominal de los elementos.

A nivel de cimentación se proyecta la construcción de vigas de concreto reforzado de 20 cm de espesor por 60 cm de altura, localizadas a cada lado del cimento del muro existente, las cuales se integran mediante barras de refuerzo #4 pasantes a través del cimento existente, conectando todos los elementos de la nueva cimentación. Bajo las nuevas vigas de concreto y hasta la profundidad de desplante del cimiento de los muros existentes, se fundirá concreto ciclópeo de espesor igual al de las vigas a construir. Se proyecta la construcción de vigas de cimentación en concreto reforzado de 30 cm x 50 cm, las cuales conectarán las columnas de concreto existentes sobre la fachada principal y en el perímetro del patio interior a las vigas de los muros; adicionalmente se proyecta el recalce de las zapatas de las columnas existentes del patio interior, aumentado el área de transferencia de carga al suelo de soporte. La localización de los nuevos elementos de cimentación se presenta en el plano PR-03 del Reforzamiento Estructural.

Para mejorar el comportamiento del sistema murario ante cargas laterales, se propone proporcionarle a la edificación existente la resistencia suficiente mediante la utilización de REFORZAMIENTO INTERNO Y EXTERNO con la instalación platinas de acero como refuerzo principal por ambos costados del muro de mampostería conectadas con pasadores en barras de acero A307. Las nuevas platinas se anclan a las vigas de refuerzo de cimentación y a la placa de entrepiso

mediante ángulos y pernos de anclaje. La localización de los refuerzos con platina y detallas de conexión se presentan en los planos PR-05 y PR-06 del Reforzamiento Estructural.

Para reducir la carga muerta en la placa de entrepiso se proyecta la demolición y retiro de la loseta inferior en mortero y del aligeramiento en bloquelón de cemento en toda el área de la placa, con esta intervención se reducirá la carga muerta por peso de la placa de entrepiso.

A nivel superior de los muros se proyecta la construcción de vigas de concreto reforzado de espesor igual al muro y altura de 25 cm iguales a las existente, en las zonas donde actualmente no existente estos elementos, complementado las vigas existentes construidas principalmente sobre los muros internos. La localización de las vigas existentes y nuevas se presenta en el plano PR-08 del Reforzamiento Estructural.

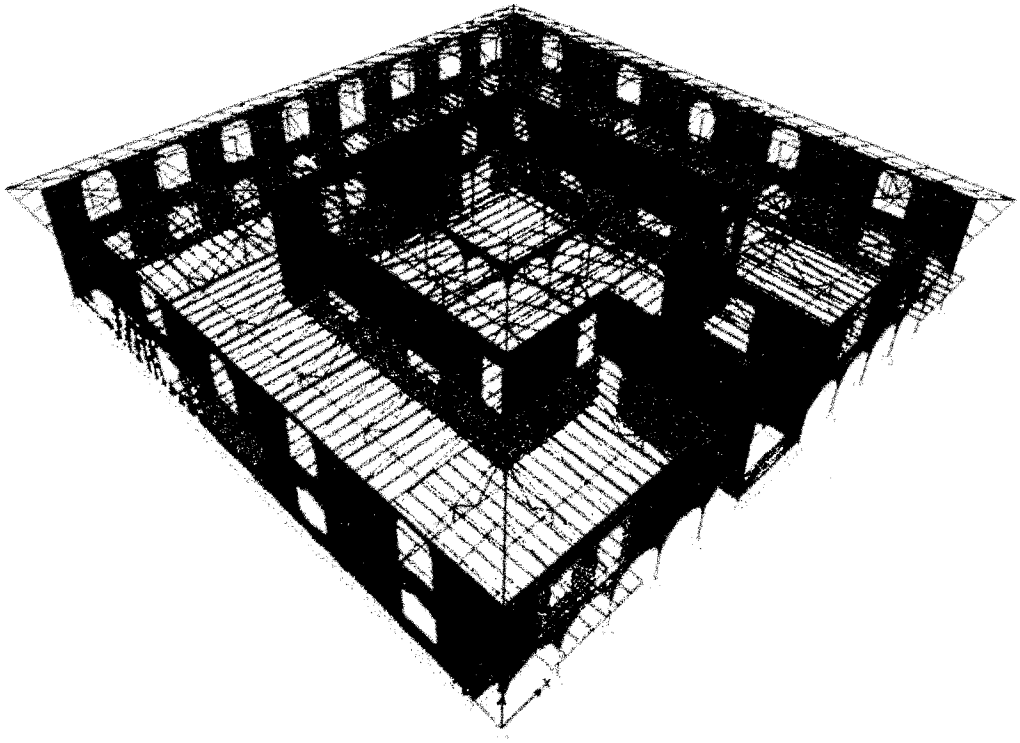
A nivel de cubierta se proyecta el reemplazo de toda la estructura de madera, construcción de nuevas cerchas, pares, tensores y correas en madera tipo SAPAN (ES2) debidamente inmunizada. La localización de los nuevos elementos y detalles se presentan en los planos PR-010, PR-11, PR-12 y PR-13 del Reforzamiento Estructural.

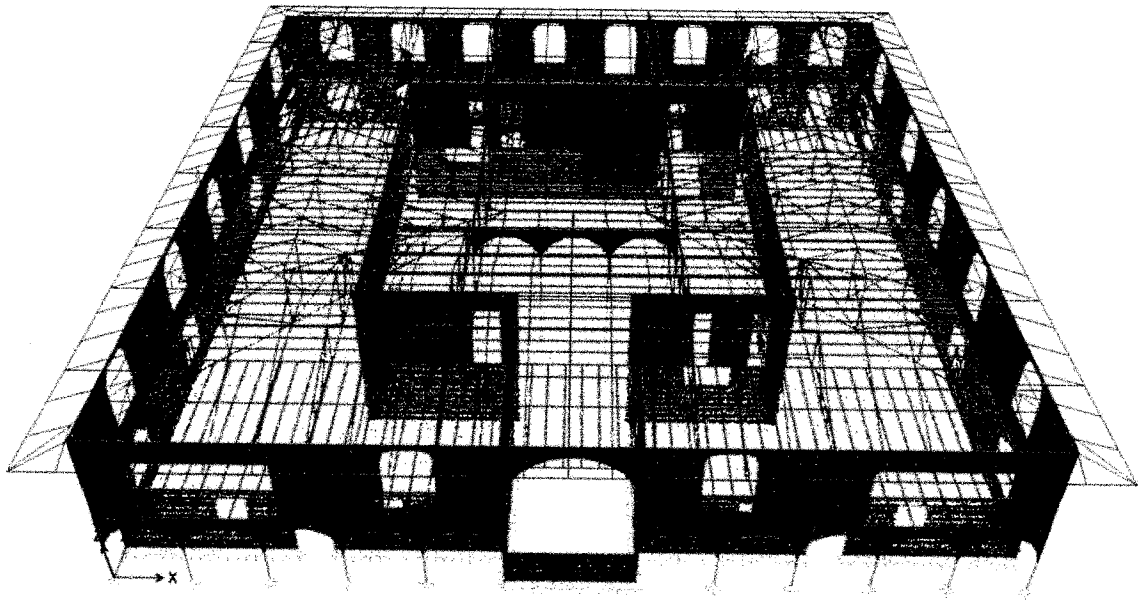
5 Modelo para el análisis estructural

El modelo de elementos finitos que se muestra en las figuras siguientes fue planteado para estudiar el comportamiento y plantear el reforzamiento de la edificación de la Biblioteca Central de las Fuerzas Militares "Tomas Rueda Vargas". Las dimensiones fueron obtenidas de planos del levantamiento realizado con mediciones in situ.

La mayor parte de los elementos finitos empleados son tipo shell, con acciones de membrana y de flexión. El modelo tiene 11595 de tales elementos, 1845 elementos tipo frame y 13758 nudos. Los muros fueron considerados como elementos tipo shell con un único material y un espesor equivalente.

Las propiedades mecánicas de los materiales de los elementos modelados son las indicadas en el capítulo 3 "Datos de diseño".




x

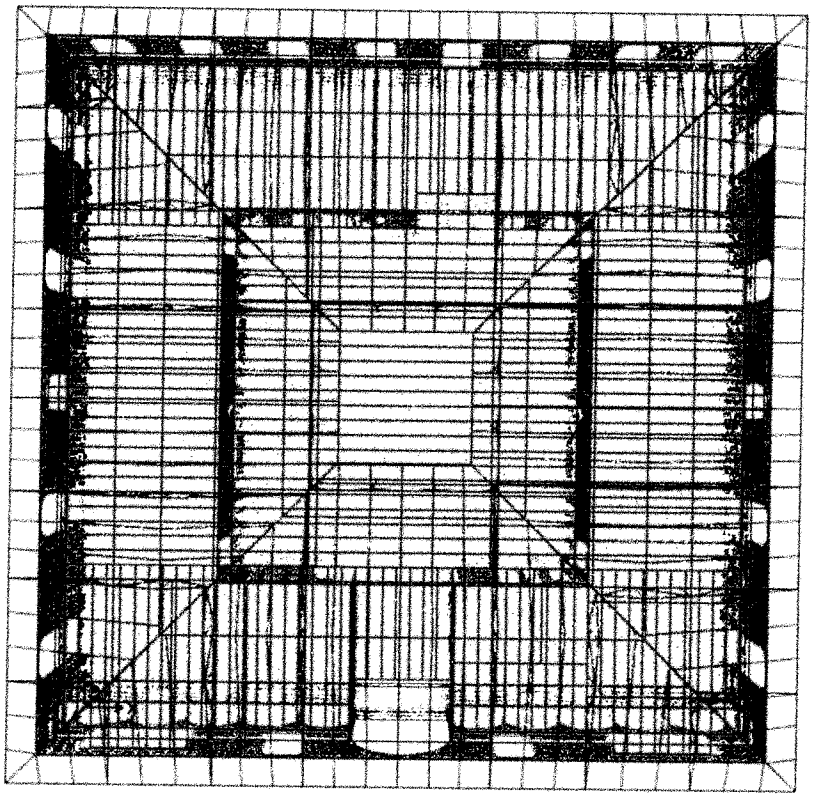


Ilustración 1 Modelo de análisis tridimensional - ETABS

6 Avalúo de cargas gravitacionales

Para el análisis y diseño de reforzamiento de la edificación, se seleccionaron las cargas que aplican de acuerdo a lo indicado en el Titulo B del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-2010.

6.1 Cargas muertas y vivas

CUBIERTA LIVIANA		
Avalúo de Cargas		
Peso Teja de arcilla =	60.00	Kg/m²
Peso teja super honda perfil 10 en fibrocemento =	13.00	Kg/m²
Peso lámina superboard espesor 12mm =	16.50	Kg/m²
Peso Cielo Raso =	12.00	Kg/m²
Total CM =	**101.50**	**Kg/m²**
Total CV - Angulo > 15° =	**35.00**	**Kg/m²**

PLACA DE ENTREPISO EXISTENTE		
Geometría		
Espesor loseta (asumido) =	0.07	m
Altura vigueta =	0.35	m
Espesor vigueta =	0.10	m
Separación promedio entre viguetas =	0.60	m
Avalúo de Cargas		
Peso loseta =	168.00	Kg/m²
Peso viguetas =	140.00	Kg/m²
Sobre espesor en ladrillo macizo =	92.50	Kg/m²
Baldosa sobre 25 mm de mortero =	110.00	Kg/m²
Red contraincendio en agua nebulizada =	8.00	Kg/m²
Sistema de iluminación =	3.50	Kg/m²
Total CM =	**214.00**	**Kg/m²**
Total CV SALONES DE LECTURA =	**200**	**Kg/m²**
Total CV ESTANTERIAS =	**700**	**Kg/m²**
Total CV CORREDORES Y ESCALERAS =	**500**	**Kg/m²**

Tabla 1. Avalúo de cargas gravitacionales

El peso de los muros y demás elementos modelados es tomado directamente por el programa ETABS; colocando el valor de 1, en la opción de self weigth multiplier, de la ventana Load Patterns.

El peso de los muros internos divisorios se asigna en las zonas donde se encuentran localizados.

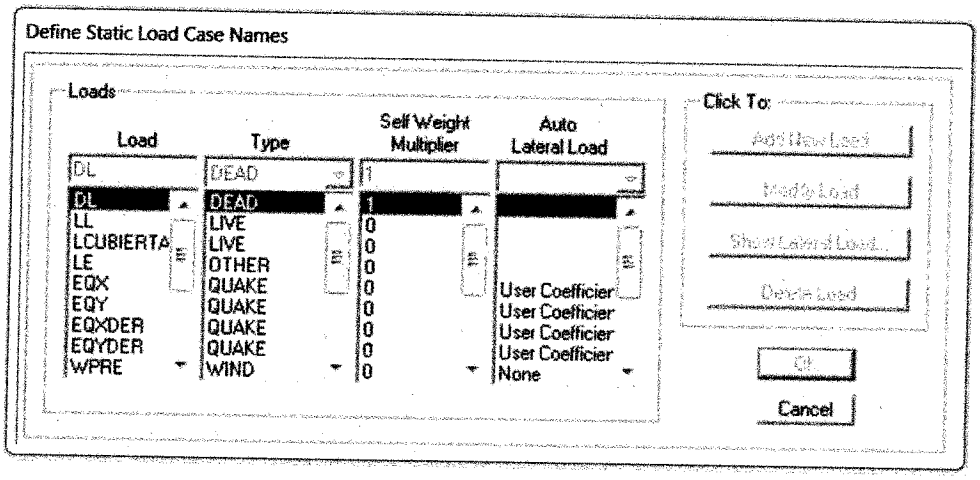
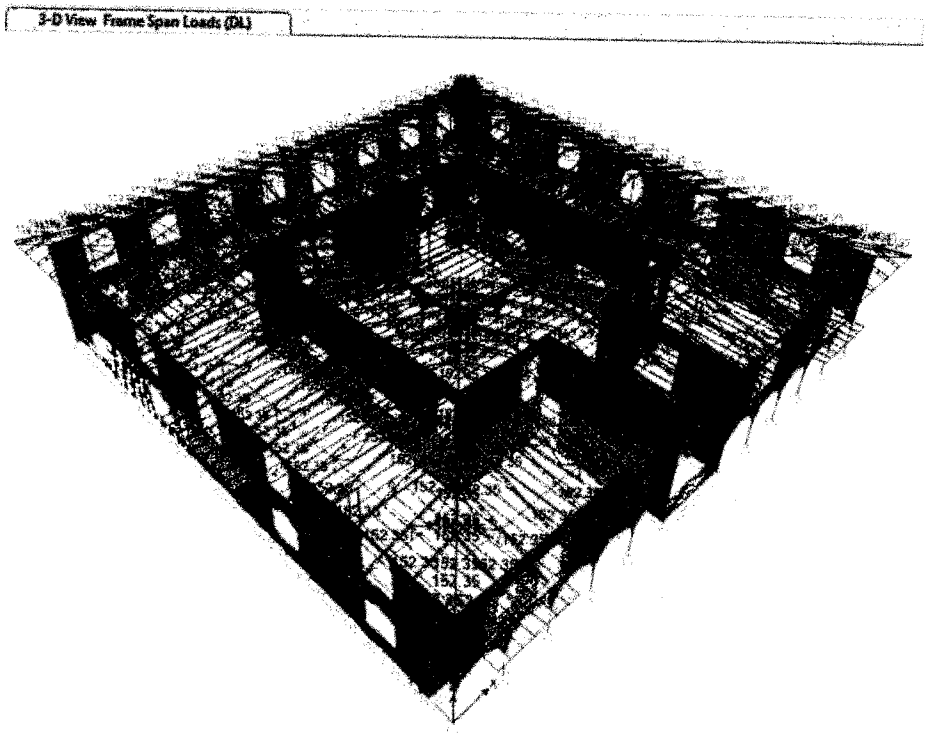


Ilustración 2 Asignación de carga muerta por peso propio al modelo ETABS



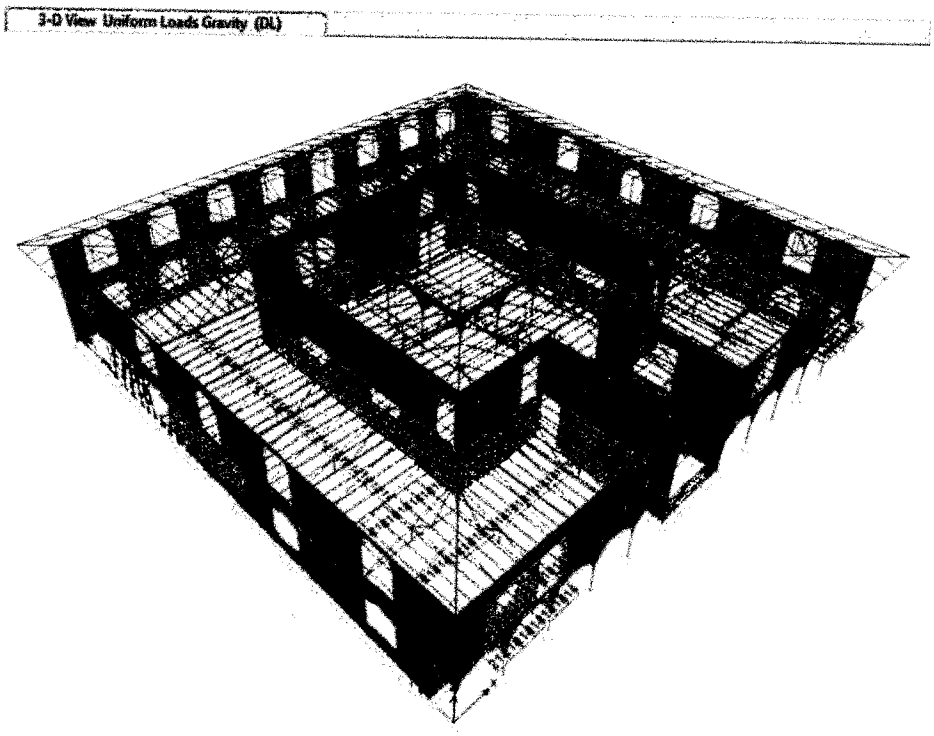
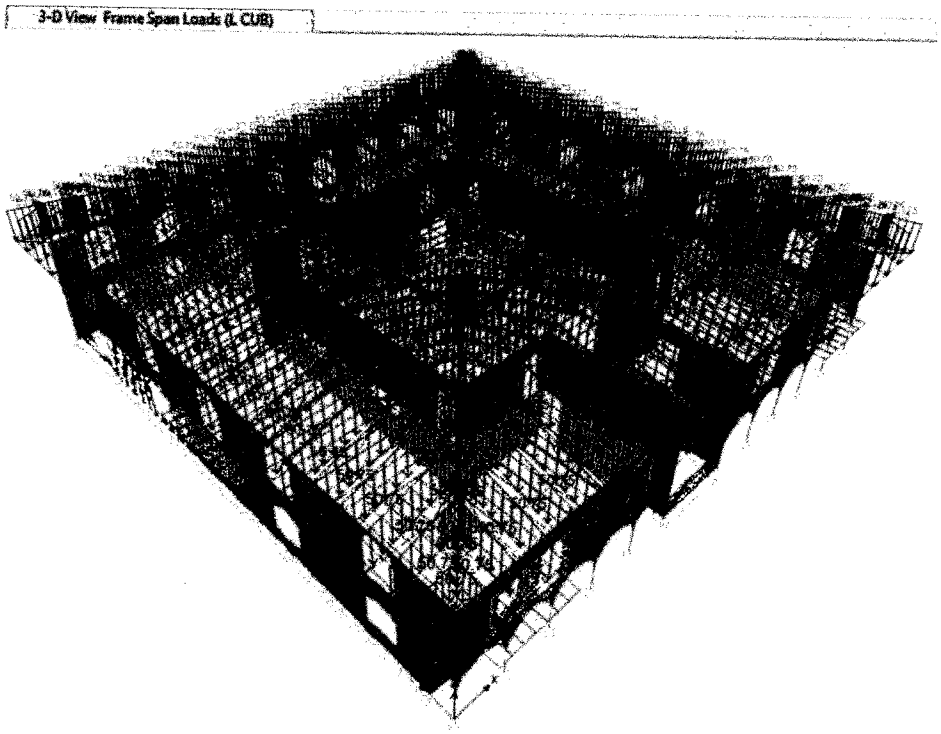


Ilustración 3 Cargas muertas asignadas al modelo de análisis – kg/m - kg/m²



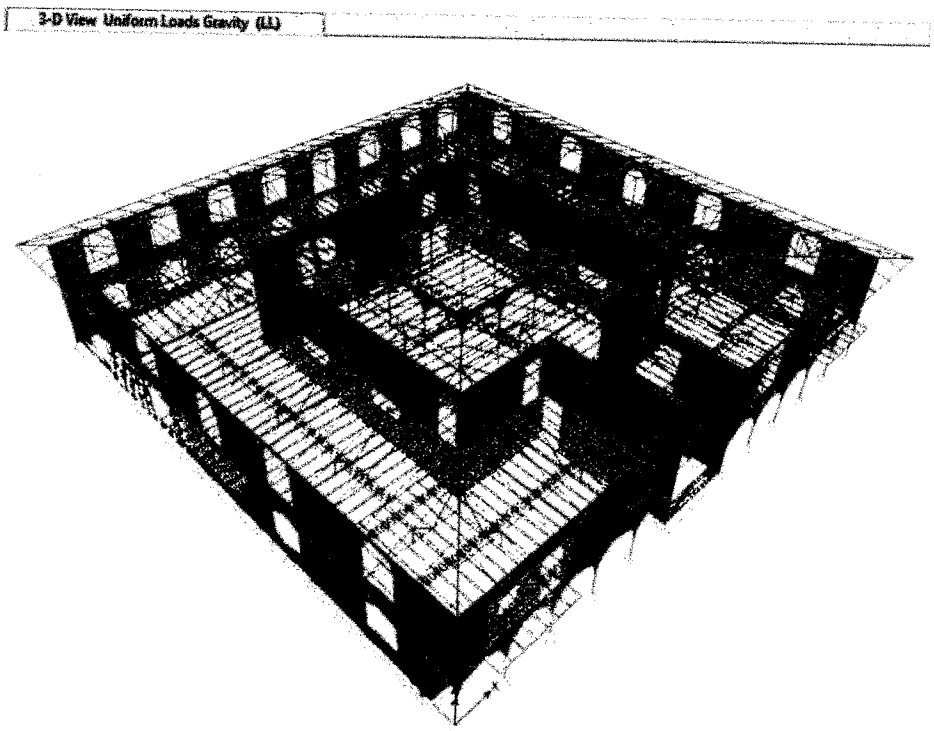


Ilustración 4 Cargas vivas asignadas al modelo de análisis – kg/m - kg/m²

6.2 Cargas de granizo

Se considera carga de granizo por cuanto la ciudad de BOGOTA se encuentra a más de 2000 metros de altura sobre el nivel del mar, de acuerdo a lo estipulado en B.4.8.3 del NSR-10, por tanto, se toma una carga de 100 kg/m².

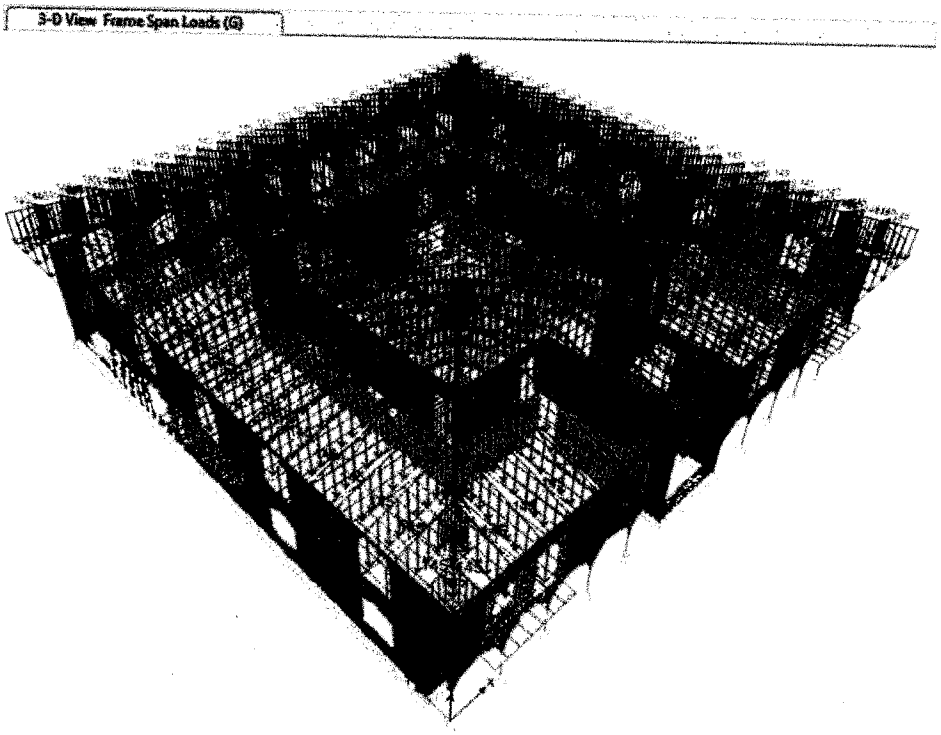


Ilustración 5 Cargas por granizo asignadas al modelo de análisis – kg/m

6.3 Cargas de viento

Las fuerzas de viento se calculan según lo descrito en el capítulo B.6 del Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-2010.

En el anexo 1 se presenta el cálculo de las fuerzas de viento sobre la cubierta, utilizando el programa CORPASOFT 3.

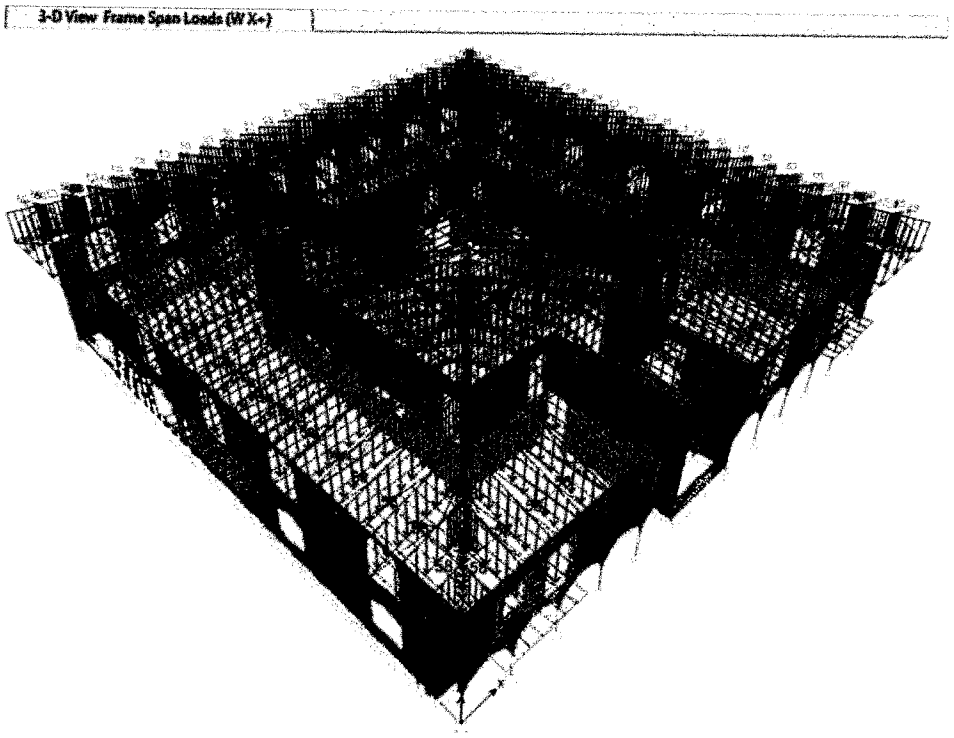


Ilustración 6 Cargas por viento en cubierta asignadas al modelo de análisis – kg/m

6.4 Cargas para el análisis sísmico

En lo que se refiere a las acciones sísmicas se considera lo estipulado en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-2010), el cual en el capítulo A.10 (Evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento) numeral A.10.9.2.5 (Edificaciones declaradas como patrimonio histórico) se especifica "Cuando se trate de intervenciones estructurales de edificaciones declaradas como patrimonio histórico, donde existan restricciones severas para lograr un nivel de seguridad equivalente al que el Reglamento exigiría a una edificación nueva o al prescrito en A.10.4.2.2 (Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada), excepto que se trate de edificaciones pertenecientes a los grupos de uso III y IV, se permitirá un nivel menor de seguridad sísmica siempre y cuando este nivel menor se justifique por parte del ingeniero diseñador y se acepte por parte del propietario"; por tanto, teniendo en cuenta que la edificación pertenece al grupo de uso II (Estructuras de ocupación especial), se considera la utilización del espectro de diseño para un nivel de seguridad limitada como se describe en A.10.4.2.2.

A fin de estimar el nivel de aceleración sísmica esperada en la estructura, se usaron los siguientes parámetros descritos en el Reglamento NSR-10:

Zonificación Sísmica: La ciudad de Bogotá D.C., se encuentra en Zona de Amenaza Sísmica Intermedia. La edificación de la Biblioteca de acuerdo con el decreto 523 de 2010 por el cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C, se encuentra en zona Lacustre 300, correspondiéndole parameros de diseño de Aa = 0.15 g y Av = 0.20 g. Para los movimientos sísmicos con seguridad limitada el parámetro de aceleración horizontal pico efectiva Ae = 0.13 g.

Uso de la Edificación: Se ha considerado que la estructura es de Grupo de Uso II, considerando que los espacios propuestos corresponden a salones para eventos, exposiciones y/o biblioteca, donde se pueden reunir más de 200 personas en un mismo espacio. Según esta clasificación, a esta categoría le corresponde un Coeficiente de Importancia I = 1.10.

Tipo de suelo y período predominante: De acuerdo al estudio de suelos realizado, el suelo corresponde a un perfil tipo E. De acuerdo con el decreto 523 de 2010 por el cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C, la zona Lacustre 300 tiene los siguientes coeficientes de diseño Fa = 1.05, Fv = 2.90, Tc = 1.77 y TL = 5.00. Para los movimientos sísmicos con seguridad limitada, los coeficientes que definen el espectro sísmico se toman como Fa = 1.10, Fv = 3.40, Tc = 1.48 y TL = 5.00.

Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica R: La configuración estructural básica es de muros de carga en mampostería de arcilla, a los cuales se les adiciona refuerzo mediante platinas verticales de acero adosadas a los muros para aumentar la resistencia a flexión; este caso no está específicamente tratado en el reglamento vigente, sin embargo para efectos teóricos se podría considerar dentro del sistema de muros de mampostería reforzada, el cual se permite en zonas de amenaza sísmica intermedia, por lo que se toma un valor de Ro=2.50. Este valor de Ro=2.50 se justifica también considerando la especificado en la tabla 7.1.2-1 "Coeficientes de disipación de energía y usos permitidos de los sistemas de reforzamiento de muros y machones" del documento AIS 610-RP-17 "Evaluación e intervención de edificaciones patrimoniales de uno y dos pisos de adobe y tapia pisada", donde para el sistema de reforzamiento de entramados de acero se indica dicho valor de Ro; aun cuando el documento no está especificado para muros de mampostería en ladrillos de arcilla, la resistencia de estos es mayor a los de adobe y tapia pisada, por tanto, se considera que es aplicable. El sistema de "Mampostería reforzada externamente" especificada en el capítulo D.12 del NSR-10, no se considera que corresponda con el sistema de refuerzo con platinas adosadas externamente al muro, ya que por definición de D.12.1.2, "se clasifican como muros de mampostería reforzada externamente aquellos donde el refuerzo consiste en mallas electrosoldadas que se colocan dentro del mortero de recubrimiento (pañete), en amabas caras laterales de los muros fijándolas a ellos mediante conectores".

Los nuevos muros de mampostería estructural, se analizan y diseñan de acuerdo con el capítulo D.7 del NSR-10 "Muros de mampostería reforzada construidos con unidades de perforación vertical", con capacidad de disipación de energía Moderada (DMO), donde solo se rellenan con mortero las celdas verticales que llevan refuerzo; este sistema de acuerdo con la tabla A.3-1 del NSR-10, le corresponde un valor de Ro=2.50 y Ωo=2.50.

Espectro de Aceleraciones: Tanto para el análisis de flexibilidad, como para el análisis y diseño del reforzamiento en los muros existentes, se empleó el espectro elástico de aceleraciones definido según el Reglamento NSR-10 en A.2.6, sustituyendo los valores de Aa y Av por Ae tal como se describe en A.10.3.4 para edificaciones existentes con seguridad limitada.

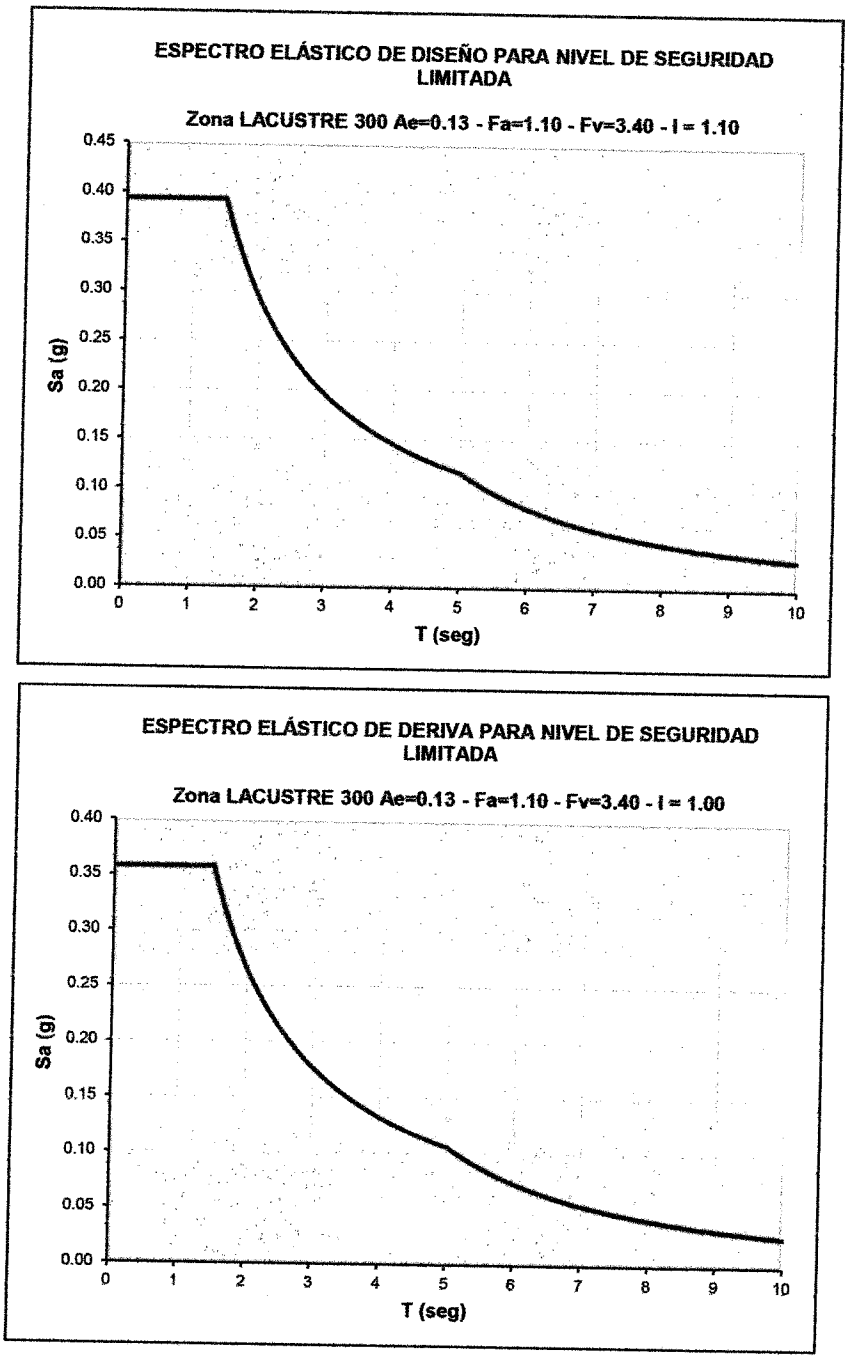
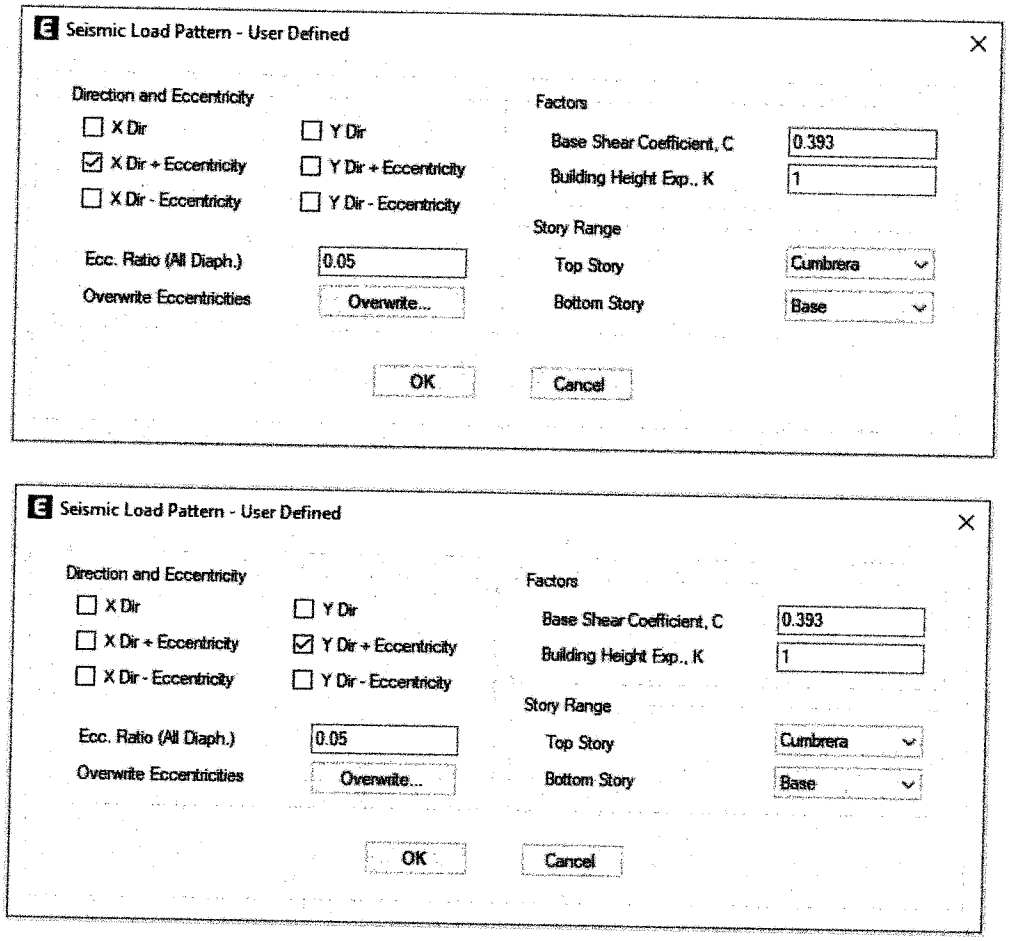


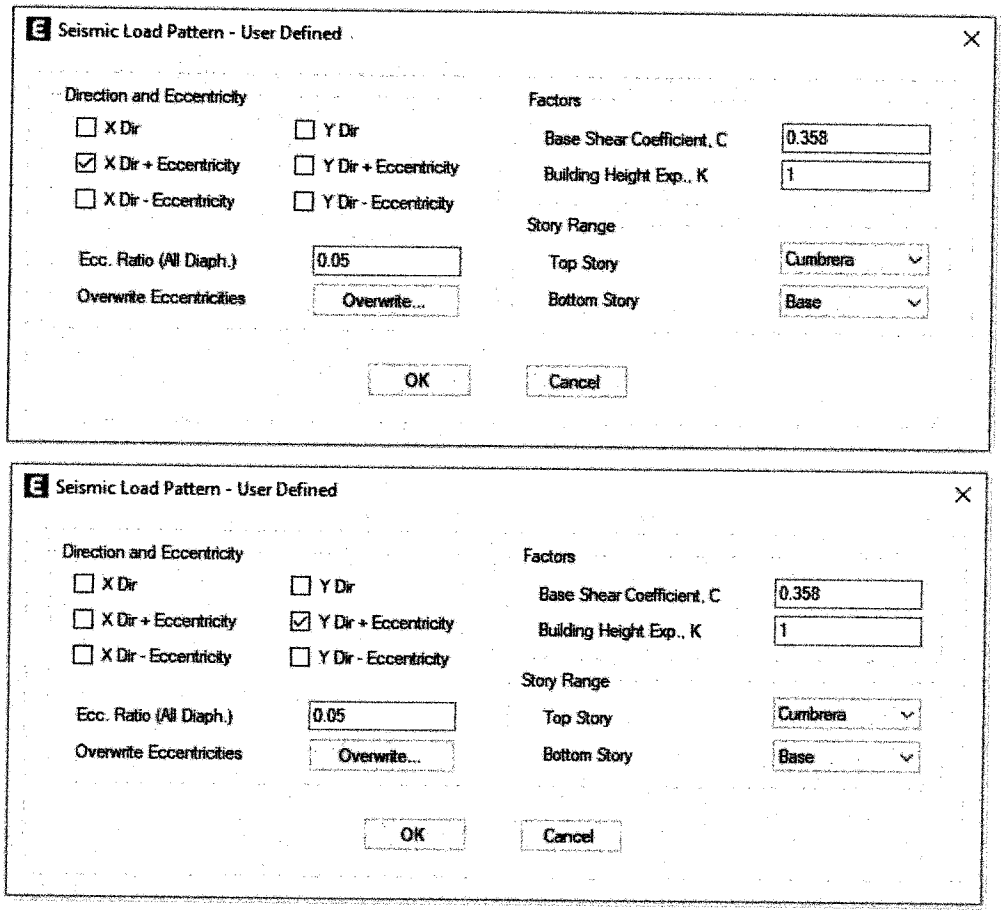
Ilustración 7 Espectro de Aceleraciones para un Nivel de Seguridad Limitada

Para el Análisis sísmico se utiliza el método de la Fuerza Horizontal Equivalente como se define en el Capítulo A.4 del NSR-10.

Para la asignación de las fuerzas de sismo en el programa de análisis se usa la opción "Define Static Load Case Names" del programa ETABS, donde selecciona la opción de User Coefficient y se asigna el valor de Sa, tanto para el caso de cargas de diseño como para derivas.



Definición de coeficientes para diseño



Definición de coeficientes para deriva

Ilustración 8 Asignación de cargas sísmicas por el método de la FHE, con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2)

7 Combinaciones de carga

Se utilizan las combinaciones de carga descritas en B.2.3 del NSR-10 aplicables al Método de Esfuerzos de Trabajo y las combinaciones de carga descritas en B.2.4 del NSR-10 aplicables al método de Resistencia Última.

En la tabla siguiente se presenta la descripción de cada caso de carga utilizado para el análisis de la Edificación:

DL	DEAD	Carga Muerta
LL	LIVE	Carga Viva
L_{CUB}	LIVE	Carga Viva Cubierta
G	OTHER	Carga de Granizo
Eqx	QUAKE	Sismo en Sentido X
Eqy	QUAKE	Sismo en Sentido Y
W	WIND	Carga de Viento

Tabla 2. Descripción de los casos de carga utilizados

Para efectos de obtener los esfuerzos sobre el suelo de cimentación, se emplean las combinaciones de carga para el método de estados límite de servicio.

SERV-01	B231	1.00	DL									
SERV-02	B232	1.00	DL	+	1.00	LL						
SERV-03	B233-L_{CUB}	1.00	DL	+	1.00	L_{CUB}						
SERV-04	B233-GR	1.00	DL	+	1.00	GR						
SERV-05	B234-L_{CUB}	1.00	DL	+	0.75	LL	+	0.75	L_{CUB}			
SERV-06	B234-GR	1.00	DL	+	0.75	LL	+	0.75	GR			
SERV-07	B236-$Eqx_{(+)}$	1.00	DL	+	0.70	Eqx						
SERV-08	B236-$Eqx_{(-)}$	1.00	DL	-	0.70	Eqx						
SERV-09	B236-$Eqy_{(+)}$	1.00	DL	+	0.70	Eqy						
SERV-10	B236-$Eqy_{(-)}$	1.00	DL	-	0.70	Eqy						
SERV-11	B238-$Eqx_{(+)}$	1.00	DL	+	0.525	Eqx	+	0.75	LL	+	0.75	L_{CUB}
SERV-12	B238-$Eqx_{(+)}$	1.00	DL	+	0.525	Eqx	+	0.75	LL	+	0.75	GR
SERV-13	B238-$Eqx_{(-)}$	1.00	DL	-	0.525	Eqx	+	0.75	LL	+	0.75	L_{CUB}
SERV-14	B238-$Eqx_{(-)}$	1.00	DL	-	0.525	Eqx	+	0.75	LL	+	0.75	GR
SERV-15	B238-$Eqy_{(+)}$	1.00	DL	+	0.525	Eqy	+	0.75	LL	+	0.75	L_{CUB}
SERV-16	B238-$Eqy_{(+)}$	1.00	DL	+	0.525	Eqy	+	0.75	LL	+	0.75	GR
SERV-17	B238-$Eqy_{(-)}$	1.00	DL	-	0.525	Eqy	+	0.75	LL	+	0.75	L_{CUB}
SERV-18	B238-$Eqy_{(-)}$	1.00	DL	-	0.525	Eqy	+	0.75	LL	+	0.75	GR
SERV-19	B2310-$Eqx_{(+)}$	0.60	DL	+	0.70	Eqx						
SERV-20	B2310-$Eqx_{(-)}$	0.60	DL	-	0.70	Eqx						
SERV-21	B2310-$Eqy_{(+)}$	0.60	DL	+	0.70	Eqy						
SERV-22	B2310-$Eqy_{(-)}$	0.60	DL	-	0.70	Eqy						

Tabla 3. Combinaciones de carga aplicables al Método de Esfuerzos de Trabajo

Para efectos de obtener las solicitaciones últimas sobre los elementos metálicos, de concreto reforzado y sobre los muros existentes reforzados, se emplean las combinaciones de carga para el método de resistencia última.

													Comentario
COMB-01	B241	1.40	DL										
COMB-02	B242-L_{CUB}	1.20	DL	+	1.60	LL	+	0.50	L_{CUB}				
COMB-03	B242-GR	1.20	DL	+	1.60	LL	+	0.50	GR				
COMB-04	B243-L_{CUB}	1.20	DL	+	1.60	L_{CUB}	+	1.00	LL				
COMB-05	B243-GR	1.20	DL	+	1.60	GR	+	1.00	LL				
COMB-06	B245-$Eqx_{(+)}$	1.20	DL	+	1.00	Eqx	+	1.00	LL				
COMB-07	B245-$Eqx_{(-)}$	1.20	DL	-	1.00	Eqx	+	1.00	LL				
COMB-08	B245-$Eqy_{(+)}$	1.20	DL	+	1.00	Eqy	+	1.00	LL				Combinación para Diseño de Vigas por Flexión
COMB-09	B245-$Eqy_{(-)}$	1.20	DL	-	1.00	Eqy	+	1.00	LL				
COMB-10	B245-$Eqx_{(+)}$	1.20	DL	+	2.00	Eqx	+	1.00	LL				
COMB-11	B245-$Eqx_{(-)}$	1.20	DL	-	2.00	Eqx	+	1.00	LL				
COMB-12	B245-$Eqy_{(+)}$	1.20	DL	+	2.00	Eqy	+	1.00	LL				Combinación para Diseño de Vigas por Cortante
COMB-13	B245-$Eqy_{(-)}$	1.20	DL	-	2.00	Eqy	+	1.00	LL				
COMB-14	B245-$Eqx_{(+)}$	1.20	DL	+	1.00	Eqx	+	0.30	Eqy	+	1.00	LL	
COMB-15	B245-$Eqx_{(-)}$	1.20	DL	-	1.00	Eqx	-	0.30	Eqy	+	1.00	LL	Combinación para Diseño de Columnas por Flexión-Compresión
COMB-16	B245-$Eqy_{(+)}$	1.20	DL	+	1.00	Eqy	+	0.30	Eqx	+	1.00	LL	
COMB-17	B245-$Eqy_{(-)}$	1.20	DL	-	1.00	Eqy	-	0.30	Eqx	+	1.00	LL	
COMB-18	B245-$Eqx_{(+)}$	1.20	DL	+	1.00	$Eqx\Omega_0$	+	0.30	$Eqy\Omega_0$	+	1.00	LL	
COMB-19	B245-$Eqx_{(-)}$	1.20	DL	-	1.00	$Eqx\Omega_0$	-	0.30	$Eqy\Omega_0$	+	1.00	LL	Combinación para Diseño de Columnas por Cortante
COMB-20	B245-$Eqy_{(+)}$	1.20	DL	+	1.00	$Eqy\Omega_0$	+	0.30	$Eqx\Omega_0$	+	1.00	LL	
COMB-21	B245-$Eqy_{(-)}$	1.20	DL	-	1.00	$Eqy\Omega_0$	-	0.30	$Eqx\Omega_0$	+	1.00	LL	
COMB-22	B247-$Eqx_{(+)}$	0.90	DL	+	1.00	Eqx							
COMB-23	B247-$Eqx_{(-)}$	0.90	DL	-	1.00	Eqx							
COMB-24	B247-$Eqy_{(+)}$	0.90	DL	+	1.00	Eqy							Combinación para Diseño de Vigas por Flexión
COMB-25	B247-$Eqy_{(-)}$	0.90	DL	-	1.00	Eqy							
COMB-26	B247-$Eqx_{(+)}$	0.90	DL	+	2.00	Eqx							
COMB-27	B247-$Eqx_{(-)}$	0.90	DL	-	2.00	Eqx							
COMB-28	B247-$Eqy_{(+)}$	0.90	DL	+	2.00	Eqy							Combinación para Diseño de Vigas por Cortante
COMB-29	B247-$Eqy_{(-)}$	0.90	DL	-	2.00	Eqy							
COMB-30	B247-$Eqx_{(+)}$	0.90	DL	+	1.00	Eqx	+	0.30	Eqy				
COMB-31	B247-$Eqx_{(-)}$	0.90	DL	-	1.00	Eqx	-	0.30	Eqy				Combinación para Diseño de Columnas por Flexión-Compresión
COMB-32	B247-$Eqy_{(+)}$	0.90	DL	+	1.00	Eqy	+	0.30	Eqx				
COMB-33	B247-$Eqy_{(-)}$	0.90	DL	-	1.00	Eqy	-	0.30	Eqx				
COMB-34	B247-$Eqx_{(+)}$	0.90	DL	+	1.00	$Eqx\Omega_0$	+	0.30	$Eqy\Omega_0$				
COMB-35	B247-$Eqx_{(-)}$	0.90	DL	-	1.00	$Eqx\Omega_0$	-	0.30	$Eqy\Omega_0$				
COMB-36	B247-$Eqy_{(+)}$	0.90	DL	+	1.00	$Eqy\Omega_0$	+	0.30	$Eqx\Omega_0$				Combinación para Diseño de Columnas por Cortante
COMB-37	B247-$Eqy_{(-)}$	0.90	DL	-	1.00	$Eqy\Omega_0$	-	0.30	$Eqx\Omega_0$				

Tabla 4. Combinaciones de carga aplicables al Método de Resistencia Última

Para efectos de obtener los desplazamientos horizontales para el cálculo de los índices de flexibilidad de la estructura, se emplean las combinaciones de carga para el método de estados límite de servicio, empleando 1.0E en vez de 0.7E en las ecuaciones que incluyen E, de acuerdo a lo estipulado en B.2.3.2.1.

DER-01	B236-Eqx$_{(+)}$	1.00	DL	+	1.00	Eqx							
DER-02	B236-Eqx$_{(-)}$	1.00	DL	-	1.00	Eqx							
DER-03	B236-Eqy$_{(+)}$	1.00	DL	+	1.00	Eqy							
DER-04	B236-Eqy$_{(-)}$	1.00	DL	-	1.00	Eqy							
DER-05	B238-Eqx$_{(+)}$	1.00	DL	+	1.00	Eqx	+	0.75	LL	+	0.75	L_{CUB}
DER-06	B238-Eqx$_{(+)}$	1.00	DL	+	1.00	Eqx	+	0.75	LL	+	0.75	GR
DER-07	B238-Eqx$_{(-)}$	1.00	DL	-	1.00	Eqx	+	0.75	LL	+	0.75	L_{CUB}
DER-08	B238-Eqx$_{(-)}$	1.00	DL	-	1.00	Eqx	+	0.75	LL	+	0.75	GR
DER-09	B238-Eqy$_{(+)}$	1.00	DL	+	1.00	Eqy	+	0.75	LL	+	0.75	L_{CUB}
DER-10	B238-Eqy$_{(+)}$	1.00	DL	+	1.00	Eqy	+	0.75	LL	+	0.75	GR
DER-11	B238-Eqy$_{(-)}$	1.00	DL	-	1.00	Eqy	+	0.75	LL	+	0.75	L_{CUB}
DER-12	B238-Eqy$_{(-)}$	1.00	DL	-	1.00	Eqy	+	0.75	LL	+	0.75	GR
DER-13	B2310-Eqx$_{(+)}$	0.60	DL	+	1.00	Eqx						
DER-14	B2310-Eqx$_{(-)}$	0.60	DL	-	1.00	Eqx						
DER-15	B2310-Eqy$_{(+)}$	0.60	DL	+	1.00	Eqy						
DER-16	B2310-Eqy$_{(-)}$	0.60	DL	-	1.00	Eqy						

Tabla 5. Combinaciones de carga aplicables al Método de Esfuerzos de Trabajo para Derivas

8 Revisión de los índices de flexibilidad

De acuerdo a lo especificado en A.10.4.3.5 "Definición del índice de flexibilidad" del NSR-10, a continuación, se presenta el cálculo para los once puntos definidos para el análisis según la siguiente figura.

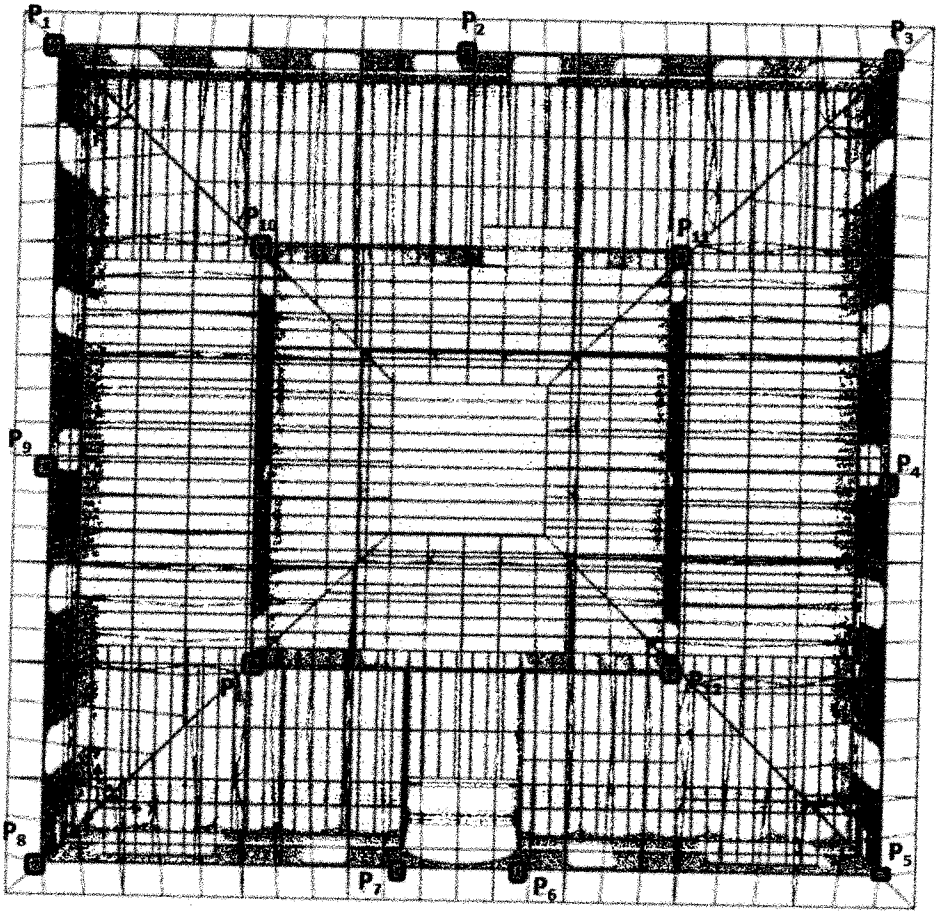


Ilustración 9 Localización de puntos para revisión de flexibilidad

Punto 1 **Nudo** 36

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.131	-0.046	0.08	0.04	SI
3	0.059	-0.020	0.06	0.04	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	-0.030	0.078	0.04	0.02	SI
3	-0.013	0.041	0.04	0.03	SI

Punto 2 **SAP Nudo** 4081

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.109	-0.028	0.07	0.04	SI
3	0.058	0.018	0.06	0.04	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	-0.004	0.667	0.59	0.35	SI
3	-0.002	0.076	0.08	0.05	SI

Punto 3 **SAP Nudo** 3303

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.134	0.038	0.07	0.04	SI
3	0.065	0.027	0.07	0.05	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.028	0.079	0.04	0.02	SI
3	0.012	0.041	0.04	0.03	SI

Punto 4 **SAP Nudo** 2905

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.891	0.012	0.75	0.44	SI
3	0.142	0.010	0.14	0.09	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	-0.032	0.058	0.04	0.02	SI
3	-0.003	0.034	0.03	0.02	SI

Punto 5 **SAP Nudo** 5

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.243	-0.013	0.07	0.04	SI
3	0.172	0.003	0.17	0.11	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	-0.029	0.081	0.05	0.03	SI
3	-0.006	0.038	0.04	0.03	SI

Punto 6 **SAP Nudo** 4

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.225	-0.026	0.07	0.04	SI
3	0.162	-0.008	0.16	0.11	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.004	0.123	0.08	0.05	SI
3	-0.009	0.046	0.05	0.03	SI

Punto 7 **SAP Nudo** 3

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.220	0.031	0.07	0.04	SI
3	0.156	0.005	0.16	0.10	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.003	0.100	0.05	0.03	SI
3	0.012	0.050	0.05	0.03	SI

Punto 8 **Etabs Nudc** 1

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.248	0.011	0.09	0.05	SI
3	0.157	-0.005	0.16	0.10	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.034	0.079	0.05	0.03	SI
3	0.012	0.038	0.04	0.03	SI

Punto 9 **SAP Nudo** 1169

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.919	-0.014	0.78	0.46	SI
3	0.141	-0.010	0.14	0.09	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.044	0.058	0.05	0.03	SI
3	0.002	0.034	0.03	0.02	SI

Punto 10 **SAP Nudo** 98

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.215	-0.026	0.12	0.07	SI
3	0.095	0.000	0.10	0.06	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	-0.020	0.117	0.06	0.04	SI
3	-0.004	0.059	0.06	0.04	SI

Punto 11 **SAP Nudo** 99

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.204	0.025	0.10	0.06	SI
3	0.104	0.007	0.10	0.07	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.028	0.108	0.06	0.03	SI
3	0.003	0.057	0.06	0.04	SI

Punto 12 **Etabs Nudc** 80

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.327	-0.026	0.18	0.11	SI
3	0.146	-0.004	0.15	0.10	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	-0.025	0.123	0.08	0.05	SI
3	-0.002	0.047	0.05	0.03	SI

Punto 13 **Etabs Nudc** 66

SISMO X					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.308	0.038	0.17	0.10	SI
3	0.141	-0.000	0.14	0.09	SI

SISMO Y					
Altura Est. (m)	ux	uy	Δ	Indice	Cumple
6.4	0.027	0.125	0.08	0.05	SI
3	0.005	0.049	0.05	0.03	SI

Tabla 6. Revisión de índices de flexibilidad con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2)

El índice de flexibilidad de la estructura reforzada obtenido del análisis con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada es de 0.46 en sentido X (longitudinal) y de 0.35 en sentido Y (transversal), por tanto, en ambos sentidos se cumple el índice de flexibilidad permitido por el Reglamento NSR-10.

9 Cálculo del coeficiente disipación de energía (R)

De acuerdo a A.3.3.3 el valor a tomar de $R = \Phi_a\Phi_p\Phi_r R_0$.

De la tabla A.3-3 para el sistema de resistencia de muros de mampostería reforzada con Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO) el valor de $R_0 = 2.5$ y $\Omega_0 = 2.5$.

SENTIDO X

Capacidad de Disipación de Energia			DMO		
Tc (s)	=	1.77	**Ro**	=	2.50
T (s)	=	0.246	$R_X=Ro\phi_a\phi_p\phi_{rx}$	=	2.50
To (s)	=	N.A.	Rc=[(R-1)T/To+1]<R	=	N.A.
ϕ_a	=	1.00	R_{def-X}	=	2.50
ϕ_p	=	1.00			
ϕ_{rx}	=	1.00			

SENTIDO Y

Capacidad de Disipación de Energia			DMO		
Tc (s)	=	1.77	**Ro**	=	2.50
T (s)	=	0.246	$R_Y=Ro\phi_a\phi_p\phi_{ry}$	=	2.50
To (s)	=	N.A.	Rc=[(R-1)T/To+1]<R	=	N.A.
ϕ_a	=	1.00	R_{def-Y}	=	2.50
ϕ_p	=	1.00			
ϕ_{ry}	=	1.00			

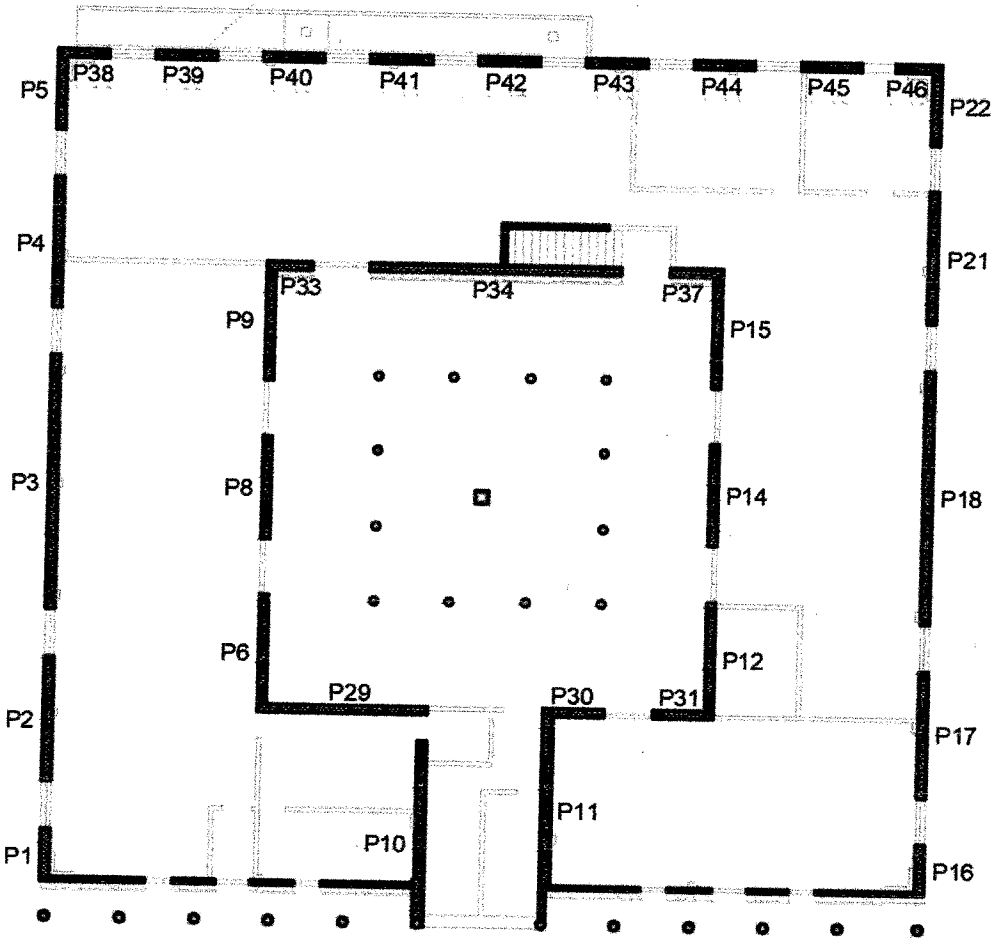
Tabla 7. Cálculo del Factor de Disipación de Energía

10 Diseño del reforzamiento de muros existentes

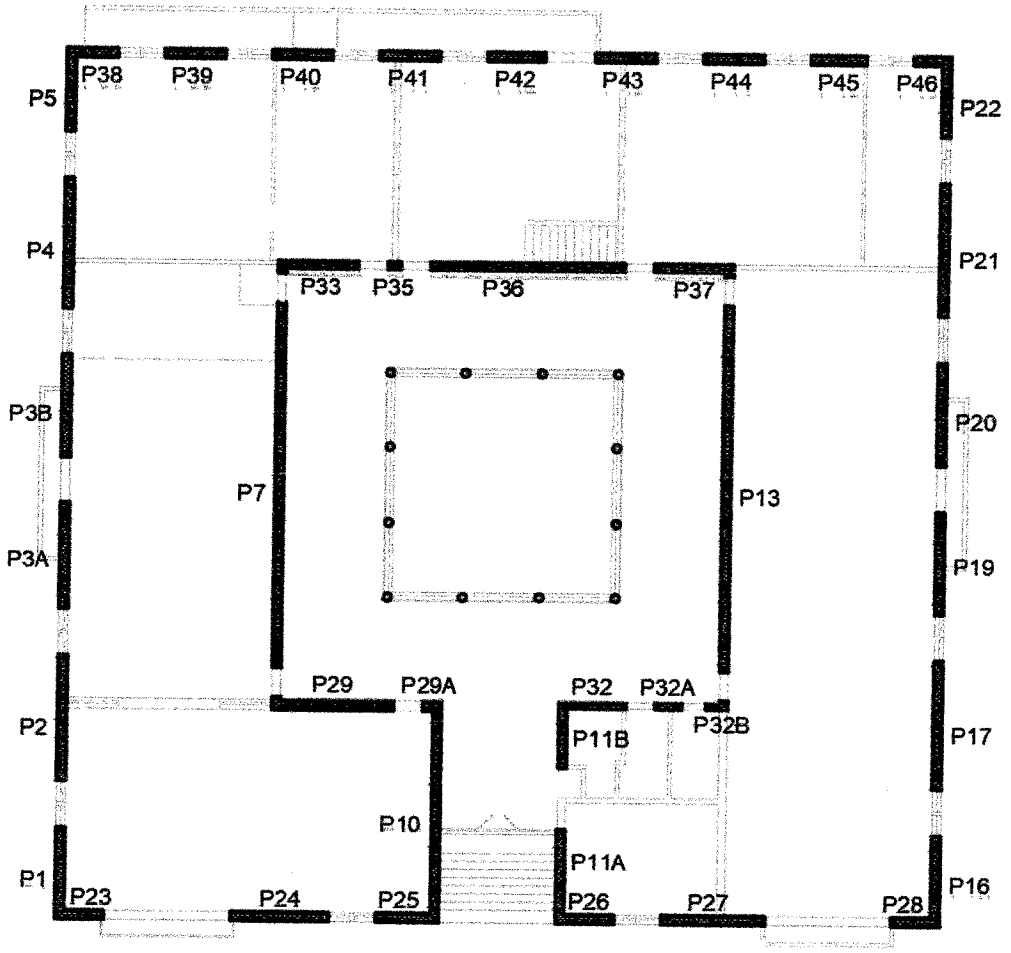
De acuerdo con lo recomendado en el estudio de vulnerabilidad sísmica, se propone como intervención a los muros existentes que requieran reforzamiento de acuerdo con los índices de sobreesfuerzo calculados, la utilización de REFORZAMIENTO INTERNO Y/O EXTERNO con la instalación de platinas de acero como refuerzo principal.

Como se explicó en el informe de vulnerabilidad, la mampostería por sí sola no es capaz de resistir grandes esfuerzos de tracción, por tanto, se proporciona a los muros existentes la resistencia necesaria mediante platinas metálicas en acero A572 Grado 50 (fy= 345 MPa) con una sección transversal mínima de 80 mm de ancho por 6.00 mm de espesor, para que las platinas funcionen correctamente se debe garantizar la continuidad y transferencia de carga en toda la altura del elemento.

En la siguiente figura, se identifican los muros que se pueden considerar estructurales, los cuales son continuos desde cimentación hasta cubierta.


P5
P38
P39
P40
P41
P42
P43
P44
P45
P46
P22
P4
P21
P33
P34
P37
P9
P15
P3
P8
P14
P18
P6
P12
P29
P30
P31
P2
P17
P11
P1
P10
P16

Piso 1



Piso 2

Ilustración 10 Identificación de muros estructurales reforzados y nuevos

Para el diseño del reforzamiento de los muros existentes por flexión paralela al plano del muro combinada con fuerza axial y flexión perpendicular al plano del muro combinada con fuerza axial, se utilizan las consideraciones usando el método de resistencia última.

Del modelo computacional se obtiene la envolvente de solicitaciones últimas para cada caso.

STORY	MURO	LOC.	Load	P (Ton)	T (Ton)	T (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
2 Piso	P1	Bottom	ENVDIS	-16.95	N.A.	-7.66	8.30	2.25	1.03	2.95
2 Piso	P1	Top	ENVDIS	-6.36	N.A.	-2.09	1.71	0.67	0.24	4.65
2 Piso	P2	Bottom	ENVDIS	-19.29	N.A.	-10.74	2.97	5.54	13.01	4.46
2 Piso	P2	Top	ENVDIS	-9.08	N.A.	-3.15	3.81	3.68	3.92	3.56
2 Piso	P3A	Bottom	ENVDIS	-20.77	N.A.	-11.09	2.54	2.09	8.97	3.25
2 Piso	P3A	Top	ENVDIS	-9.24	N.A.	-3.53	2.94	3.43	3.24	10.12
2 Piso	P3B	Bottom	ENVDIS	-19.53	N.A.	-10.74	2.75	2.18	8.97	4.14
2 Piso	P3B	Top	ENVDIS	-9.00	N.A.	-3.43	3.27	3.28	3.37	6.92
2 Piso	P4	Bottom	ENVDIS	-20.70	N.A.	-11.51	2.24	3.82	9.40	4.12
2 Piso	P4	Top	ENVDIS	-10.12	N.A.	-3.82	3.67	3.30	4.15	5.30
2 Piso	P5	Bottom	ENVDIS	-13.63	N.A.	-5.73	4.26	1.12	0.46	1.56
2 Piso	P5	Top	ENVDIS	-4.18	N.A.	-1.42	1.20	0.73	0.11	1.45
2 Piso	P7	Bottom	ENVDIS	-73.91	N.A.	-39.74	25.08	10.04	25.60	50.63
2 Piso	P7	Top	ENVDIS	-36.72	N.A.	-15.11	16.53	8.51	7.14	5.38
2 Piso	P10	Bottom	ENVDIS	-31.58	N.A.	-12.98	9.75	1.34	3.11	22.83
2 Piso	P10	Top	ENVDIS	-8.03	N.A.	-3.56	7.96	3.23	3.60	6.79
2 Piso	P11A	Bottom	ENVDIS	-16.65	N.A.	-7.84	10.22	0.31	1.34	10.50
2 Piso	P11A	Top	ENVDIS	-3.19	N.A.	-1.53	2.62	2.00	1.37	2.20
2 Piso	P11B	Bottom	ENVDIS	-18.72	N.A.	-3.93	6.86	0.48	0.55	5.59
2 Piso	P11B	Top	ENVDIS	-3.43	N.A.	-1.45	2.49	1.78	0.89	2.04
2 Piso	P13	Bottom	ENVDIS	-76.08	N.A.	-41.30	23.64	11.10	28.97	55.58
2 Piso	P13	Top	ENVDIS	-38.62	N.A.	-15.66	17.77	9.52	7.23	6.98
2 Piso	P16	Bottom	ENVDIS	-17.30	N.A.	-7.78	7.13	2.56	1.39	2.27
2 Piso	P16	Top	ENVDIS	-8.38	N.A.	-2.81	2.53	1.51	2.39	7.28
2 Piso	P17	Bottom	ENVDIS	-19.18	N.A.	-11.33	2.61	4.96	12.50	4.05
2 Piso	P17	Top	ENVDIS	-8.53	N.A.	-3.37	3.43	3.05	2.52	2.39
2 Piso	P19	Bottom	ENVDIS	-20.14	N.A.	-10.99	2.28	2.00	10.59	3.46
2 Piso	P19	Top	ENVDIS	-8.65	N.A.	-3.38	2.38	2.64	2.17	5.81
2 Piso	P20	Bottom	ENVDIS	-19.63	N.A.	-10.77	3.24	2.46	10.89	4.17
2 Piso	P20	Top	ENVDIS	-9.08	N.A.	-3.48	3.82	4.11	3.31	9.39
2 Piso	P21	Bottom	ENVDIS	-20.63	N.A.	-11.54	2.62	4.25	10.90	4.65
2 Piso	P21	Top	ENVDIS	-10.02	N.A.	-3.83	3.98	3.70	4.31	4.98
2 Piso	P22	Bottom	ENVDIS	-12.90	N.A.	-5.50	4.25	1.17	0.47	2.14
2 Piso	P22	Top	ENVDIS	-4.71	N.A.	-1.66	1.34	0.65	0.11	2.34
2 Piso	P23	Bottom	ENVDIS	-7.66	N.A.	-2.39	3.26	9.45	7.10	5.44
2 Piso	P23	Top	ENVDIS	-2.73	N.A.	-0.80	0.67	0.75	0.24	0.68
2 Piso	P24	Bottom	ENVDIS	-18.92	N.A.	-8.63	4.24	3.78	9.36	7.99
2 Piso	P24	Top	ENVDIS	-8.87	N.A.	-3.55	0.69	2.00	2.22	2.31
2 Piso	P25	Bottom	ENVDIS	-6.84	N.A.	-0.83	1.90	3.14	2.84	3.43
2 Piso	P25	Top	ENVDIS	-5.78	N.A.	-1.76	4.39	0.77	0.56	4.75
2 Piso	P26	Bottom	ENVDIS	-5.67	0.14	0.14	1.37	4.31	3.66	2.90
2 Piso	P26	Top	ENVDIS	-5.00	N.A.	-1.46	3.52	0.67	0.38	3.27
2 Piso	P27	Bottom	ENVDIS	-19.95	N.A.	-9.06	3.88	4.63	11.48	9.97
2 Piso	P27	Top	ENVDIS	-10.94	N.A.	-4.24	1.02	3.85	4.27	3.93
2 Piso	P28	Bottom	ENVDIS	-7.94	N.A.	-2.61	3.09	9.08	7.02	5.26
2 Piso	P28	Top	ENVDIS	-2.89	N.A.	-0.93	1.06	0.69	0.24	0.81
2 Piso	P29	Bottom	ENVDIS	-37.47	N.A.	-16.64	15.33	4.41	5.44	30.10
2 Piso	P29	Top	ENVDIS	-23.99	N.A.	-8.52	16.08	2.83	1.70	9.82
2 Piso	P29A	Bottom	ENVDIS	-5.43	N.A.	-0.29	1.19	3.75	1.47	1.57
2 Piso	P29A	Top	ENVDIS	-3.77	N.A.	-1.16	2.12	0.78	0.29	2.16
2 Piso	P32	Bottom	ENVDIS	-9.69	N.A.	-1.76	9.11	3.23	1.83	9.83
2 Piso	P32	Top	ENVDIS	-10.57	N.A.	-3.35	3.69	1.37	0.66	2.22
2 Piso	P32A	Bottom	ENVDIS	-11.47	N.A.	-1.68	5.31	1.16	2.37	9.86
2 Piso	P32A	Top	ENVDIS	-2.33	N.A.	-0.32	4.23	0.94	0.94	1.61
2 Piso	P32B	Bottom	ENVDIS	-12.17	N.A.	-4.59	2.11	2.68	1.60	4.42
2 Piso	P32B	Top	ENVDIS	-9.34	N.A.	-3.22	2.53	1.32	0.67	2.06
2 Piso	P33	Bottom	ENVDIS	-23.83	N.A.	-11.25	7.62	4.31	5.71	7.53
2 Piso	P33	Top	ENVDIS	-11.73	N.A.	-3.91	4.33	2.13	1.21	14.37
2 Piso	P35	Bottom	ENVDIS	-4.63	N.A.	-1.32	0.52	0.24	0.51	0.64
2 Piso	P35	Top	ENVDIS	-3.25	N.A.	-1.10	2.91	0.39	0.34	0.56
2 Piso	P36	Bottom	ENVDIS	-42.96	N.A.	-20.82	18.02	2.73	6.15	28.30
2 Piso	P36	Top	ENVDIS	-23.51	N.A.	-8.85	9.07	2.90	3.07	16.43

STORY	MURO	LOC.	Load	P (Ton)	T (Ton)	T (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
2 Piso	P37	Bottom	ENVDIS	-21.37	N.A.	-8.54	7.11	3.65	4.60	5.23
2 Piso	P37	Top	ENVDIS	-10.65	N.A.	-3.92	8.30	1.03	0.72	13.52
2 Piso	P38	Bottom	ENVDIS	-6.20	N.A.	-2.51	1.17	3.17	2.73	1.31
2 Piso	P38	Top	ENVDIS	-1.39	N.A.	-0.35	1.08	1.47	0.21	0.19
2 Piso	P39	Bottom	ENVDIS	-11.78	N.A.	-6.30	2.42	1.36	4.75	0.47
2 Piso	P39	Top	ENVDIS	-3.88	N.A.	-1.53	1.70	2.42	1.50	3.30
2 Piso	P40	Bottom	ENVDIS	-12.45	N.A.	-6.94	2.34	0.21	3.47	0.45
2 Piso	P40	Top	ENVDIS	-6.31	N.A.	-2.38	2.89	1.04	2.20	5.17
2 Piso	P41	Bottom	ENVDIS	-11.77	N.A.	-6.29	2.35	2.12	4.62	1.04
2 Piso	P41	Top	ENVDIS	-8.51	N.A.	-3.26	2.44	2.58	3.07	5.58
2 Piso	P42	Bottom	ENVDIS	-12.01	N.A.	-6.05	1.67	0.64	3.18	0.22
2 Piso	P42	Top	ENVDIS	-7.96	N.A.	-2.87	1.23	2.39	2.50	3.23
2 Piso	P43	Bottom	ENVDIS	-12.06	N.A.	-5.88	1.07	0.95	3.69	0.73
2 Piso	P43	Top	ENVDIS	-8.61	N.A.	-3.32	1.31	2.19	2.66	3.48
2 Piso	P44	Bottom	ENVDIS	-12.78	N.A.	-7.15	1.96	0.31	2.90	0.58
2 Piso	P44	Top	ENVDIS	-9.14	N.A.	-3.69	1.78	2.44	2.95	4.10
2 Piso	P45	Bottom	ENVDIS	-11.36	N.A.	-5.70	1.80	1.70	4.92	1.07
2 Piso	P45	Top	ENVDIS	-7.12	N.A.	-2.53	3.05	0.86	2.62	5.12
2 Piso	P46	Bottom	ENVDIS	-5.02	N.A.	-1.80	0.61	3.16	2.33	1.00
2 Piso	P46	Top	ENVDIS	-1.03	N.A.	-0.16	0.37	1.01	0.06	0.43
1 Piso	P1	Bottom	ENVDIS	-20.82	N.A.	-10.43	1.74	0.24	0.00	2.91
1 Piso	P1	Top	ENVDIS	-14.62	N.A.	-7.20	3.68	0.26	0.13	1.26
1 Piso	P2	Bottom	ENVDIS	-57.96	N.A.	-29.17	8.01	3.81	0.00	12.39
1 Piso	P2	Top	ENVDIS	-51.09	N.A.	-23.41	7.18	5.22	13.24	6.13
1 Piso	P3	Bottom	ENVDIS	-106.63	N.A.	-56.32	17.28	8.48	0.00	28.25
1 Piso	P3	Top	ENVDIS	-88.90	N.A.	-42.66	16.73	6.78	23.82	4.98
1 Piso	P4	Bottom	ENVDIS	-50.64	N.A.	-29.70	9.90	2.91	0.00	15.34
1 Piso	P4	Top	ENVDIS	-42.91	N.A.	-23.85	8.74	3.39	9.42	12.74
1 Piso	P5	Bottom	ENVDIS	-26.36	N.A.	-7.96	6.99	0.17	0.02	8.37
1 Piso	P5	Top	ENVDIS	-16.01	N.A.	-7.21	5.43	0.48	0.17	1.41
1 Piso	P6	Bottom	ENVDIS	-78.58	N.A.	-15.37	12.46	0.37	0.03	22.73
1 Piso	P6	Top	ENVDIS	-69.62	N.A.	-23.68	14.62	17.83	13.74	7.84
1 Piso	P8	Bottom	ENVDIS	-56.31	N.A.	-26.84	8.85	1.56	0.00	5.01
1 Piso	P8	Top	ENVDIS	-68.51	N.A.	-30.17	14.94	2.26	6.68	7.27
1 Piso	P9	Bottom	ENVDIS	-69.48	N.A.	-27.85	12.00	0.51	0.01	19.07
1 Piso	P9	Top	ENVDIS	-67.68	N.A.	-27.42	16.13	14.70	12.10	7.77
1 Piso	P10	Bottom	ENVDIS	-59.37	N.A.	-29.08	17.56	0.89	0.06	50.17
1 Piso	P10	Top	ENVDIS	-46.60	N.A.	-20.45	17.77	1.88	2.48	38.15
1 Piso	P11	Bottom	ENVDIS	-82.47	N.A.	-25.51	22.41	0.90	0.03	57.43
1 Piso	P11	Top	ENVDIS	-54.29	N.A.	-22.73	23.48	3.81	4.43	28.01
1 Piso	P12	Bottom	ENVDIS	-80.17	N.A.	-21.04	13.10	0.57	0.02	20.57
1 Piso	P12	Top	ENVDIS	-83.05	N.A.	-28.33	15.92	21.02	16.48	11.17
1 Piso	P14	Bottom	ENVDIS	-61.81	N.A.	-26.96	8.69	1.98	0.00	4.72
1 Piso	P14	Top	ENVDIS	-76.06	N.A.	-30.36	14.48	2.86	8.45	7.49
1 Piso	P15	Bottom	ENVDIS	-74.47	N.A.	-27.49	11.38	0.72	0.01	17.85
1 Piso	P15	Top	ENVDIS	-74.82	N.A.	-27.99	15.02	15.74	13.87	8.99
1 Piso	P16	Bottom	ENVDIS	-24.41	N.A.	-11.34	2.44	0.24	0.00	4.09
1 Piso	P16	Top	ENVDIS	-16.95	N.A.	-8.05	3.61	0.26	0.09	1.24
1 Piso	P17	Bottom	ENVDIS	-61.24	N.A.	-28.80	7.85	4.10	0.00	12.11
1 Piso	P17	Top	ENVDIS	-53.76	N.A.	-22.79	7.10	5.23	13.67	5.68
1 Piso	P18	Bottom	ENVDIS	-117.11	N.A.	-56.06	17.04	10.45	0.00	25.98
1 Piso	P18	Top	ENVDIS	-99.23	N.A.	-42.51	16.52	8.57	29.74	3.47
1 Piso	P21	Bottom	ENVDIS	-54.35	N.A.	-30.59	10.51	3.44	0.00	16.57
1 Piso	P21	Top	ENVDIS	-46.37	N.A.	-24.63	9.15	3.80	10.90	15.33
1 Piso	P22	Bottom	ENVDIS	-25.18	N.A.	-8.09	7.21	0.20	0.02	8.10
1 Piso	P22	Top	ENVDIS	-15.17	N.A.	-7.24	5.53	0.43	0.16	1.97
1 Piso	P29	Bottom	ENVDIS	-99.04	N.A.	-36.60	46.94	0.24	0.02	102.78
1 Piso	P29	Top	ENVDIS	-88.32	N.A.	-40.60	43.87	14.21	9.36	39.23
1 Piso	P30	Bottom	ENVDIS	-31.76	N.A.	-8.66	14.00	0.23	0.01	8.66
1 Piso	P30	Top	ENVDIS	-34.75	N.A.	-14.18	14.27	4.14	2.60	8.96
1 Piso	P31	Bottom	ENVDIS	-38.28	N.A.	-10.95	14.88	0.70	0.02	8.27
1 Piso	P31	Top	ENVDIS	-39.18	N.A.	-16.04	17.54	15.18	11.10	15.75
1 Piso	P33	Bottom	ENVDIS	-28.60	N.A.	-10.32	6.19	0.54	0.02	3.26
1 Piso	P33	Top	ENVDIS	-37.00	N.A.	-19.58	7.46	10.95	5.87	7.02

STORY	MURO	LOC.	Load	P (Ton)	T (Ton)	T (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
1 Piso	P34	Bottom	ENVDIS	-96.64	N.A.	-46.95	44.29	0.84	0.04	89.89
1 Piso	P34	Top	ENVDIS	-91.09	N.A.	-46.24	48.97	2.12	5.01	45.14
1 Piso	P37	Bottom	ENVDIS	-35.87	N.A.	-13.48	8.42	0.86	0.02	6.79
1 Piso	P37	Top	ENVDIS	-31.12	N.A.	-13.84	7.63	9.26	5.23	10.22
1 Piso	P38	Bottom	ENVDIS	-17.06	N.A.	-5.41	4.96	0.17	0.02	4.91
1 Piso	P38	Top	ENVDIS	-10.42	N.A.	-4.51	1.76	3.02	2.84	1.92
1 Piso	P39	Bottom	ENVDIS	-23.83	N.A.	-14.26	3.91	1.56	0.00	3.63
1 Piso	P39	Top	ENVDIS	-20.80	N.A.	-11.84	2.56	1.63	5.49	1.62
1 Piso	P40	Bottom	ENVDIS	-23.87	N.A.	-14.80	3.19	1.56	0.00	3.34
1 Piso	P40	Top	ENVDIS	-20.22	N.A.	-11.94	2.70	0.31	3.70	1.71
1 Piso	P41	Bottom	ENVDIS	-24.72	N.A.	-15.51	3.50	1.42	0.00	3.31
1 Piso	P41	Top	ENVDIS	-21.80	N.A.	-13.16	3.12	1.92	4.68	2.62
1 Piso	P42	Bottom	ENVDIS	-21.49	N.A.	-12.64	3.23	1.15	0.00	3.22
1 Piso	P42	Top	ENVDIS	-17.78	N.A.	-9.75	2.11	0.51	2.53	1.35
1 Piso	P43	Bottom	ENVDIS	-23.41	N.A.	-13.88	3.08	1.23	0.00	3.25
1 Piso	P43	Top	ENVDIS	-20.51	N.A.	-11.67	1.92	0.84	3.60	0.93
1 Piso	P44	Bottom	ENVDIS	-23.60	N.A.	-14.57	3.28	1.46	0.00	3.36
1 Piso	P44	Top	ENVDIS	-20.04	N.A.	-11.80	2.40	0.11	3.48	1.37
1 Piso	P45	Bottom	ENVDIS	-25.21	N.A.	-13.54	4.54	1.30	0.00	5.69
1 Piso	P45	Top	ENVDIS	-20.31	N.A.	-11.48	2.69	1.81	5.67	2.12
1 Piso	P46	Bottom	ENVDIS	-15.29	N.A.	-4.33	4.60	0.54	0.02	4.92
1 Piso	P46	Top	ENVDIS	-8.45	N.A.	-3.30	1.10	3.05	2.63	1.94

Tabla 8. Envolvente de solicitaciones últimas por muro con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2)

De los parámetros mecánicos de resistencia presentados en el informe de vulnerabilidad, y de acuerdo a lo especificado en D.3.7.5 "VALOR DE f'_m BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES", se tiene:

$$\mathbf{R_m = \left(\frac{2h}{75+3h}\right) f'_{cu} + \left(\frac{50\,k_p}{75+3h}\right) f'_{cp} \leq 0.8\, f'_{cu}}$$

$$\mathbf{f'_m = 0.75 R_m}$$

h = Altura del ladrillo de arcilla = 60 mm

f'_{cu} = Resistencia especificada a la compresión del ladrillo de arcilla, la cual se toma de 20 MPa, sin embargo, teniendo en cuenta que este valor fue estimado de información secundaria, conservadoramente se aplica un factor de 0.80 para tener en cuenta la variabilidad de este parámetro. 0.80 x 20 MPa = 16 MPa

K_p = Factor de corrección por la absorción de la humedad, la cual para ladrillos de arcilla se toma de 0.80

f'_{cp} = Resistencia a la compresión del mortero de pega, el cual de acuerdo con el estudio "REFORZAMIENTO DE MUROS DE LADRILLO EN CONSTRUCCIONES REPUBLICANAS EMPLEANDO

CONFINAMIENTO EXTERNO CON ELEMENTOS METÁLICOS (CELAM)" desarrollado en la Universidad Nacional de Colombia por el ingeniero Jesús José De Pombo Angulo, para edificaciones de tipo republicano se estimó de 4.75 MPa.

R_m = 7.52 MPa + 0.74 MPa = 8.26 MPa

f'_m = 0.75 * 8.26 MPa = 6.20 MPa

E_m = 750 * f'_m = 750 * 6.20 MPa = 4650 MPa

10.1 Resistencia a compresión

La resistencia a compresión de muros sometidos a carga axial sin excentricidad se obtiene por:

$$P_o = 0.80 f'_m \left(A_e - A_{st}\right) + A_{st} f_y \leq f'_m A_e$$

Donde:

$$R_e = 1 - \left[\frac{h'}{42t}\right]^2 \text{ para } h'/t \leq 30$$

$$R_e = \left[\frac{21t}{h'}\right]^2 \text{ para } h'/t > 30$$

La resistencia nominal para carga axial por compresión sería:

$$\phi P_n = \phi 0.80 P_o R_e$$

Donde Φ para compresión axial es 0.60.

10.2 Tensión vertical

La resistencia a tensión de muros sometidos a fuerzas axiales verticales se considera despreciable.

10.3 Cortante en la dirección perpendicular al plano del muro

La resistencia de muros sometidos a fuerza cortante en la dirección perpendicular al plano se obtiene según lo descrito en el apartado D.5.7.4 del Reglamento NSR-10:

$$V_n = \frac{1}{6} A_{mv} \sqrt{f'_m}$$

donde A_{mv}, para el caso, corresponde al área efectiva calculada mediante la suma del área mínima de contacto entre el mortero de pega y la unidad de mampostería y el área inyectada.

10.4 Cortante en la dirección paralela al plano del muro

La resistencia de muros sometidos a fuerza cortante en la dirección paralela al plano se obtiene según lo descrito en el apartado D.5.8.4 del Reglamento NSR-10. El cortante nominal resistido por la mampostería, V_m, se calcula utilizando las expresiones dadas en la tabla D.5.8-2:

$\frac{M_u}{V_u d}$	V_m
$\frac{M_u}{V_u d} \le 0.25$	$V_m = 0.30 A_{mv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$0.25 < \frac{M_u}{V_u d} < 1.00$	$V_m = \left[0.33 - 0.13\left(\frac{M_u}{V_u d}\right)\right] A_{mv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$
$\frac{M_u}{V_u d} \ge 1.00$	$V_m = 0.20 A_{mv} \sqrt{f'_m} + 0.25 P_u$

Tabla 9. Valor del cortante nominal resistido por la mampostería, Vm
(Fuente: Reglamento NSR-10, Capítulo D.5)

Mu es el momento que ocurre simultáneamente con Vu en la sección bajo consideración y d puede tomarse como 0.8lw, siendo lw la longitud horizontal del muro.

La resistencia nominal a cortante no puede exceder los valores dados en la tabla D.5.8-3:

$\frac{M_u}{V_u d}$	máximo valor permitido para V_n
$\frac{M_u}{V_u d} \le 0.25$	$0.50 A_{mv} \sqrt{f'_m}$
$0.25 < \frac{M_u}{V_u d} < 1.00$	$\left[0.56 - 0.23\left(\frac{M_u}{V_u d}\right)\right] A_{mv} \sqrt{f'_m}$
$\frac{M_u}{V_u d} \ge 1.00$	$0.33 A_{mv} \sqrt{f'_m}$

Tabla 10. Valores máximos del cortante nominal, Vn
(Fuente: Reglamento NSR-10, Capítulo D.5)

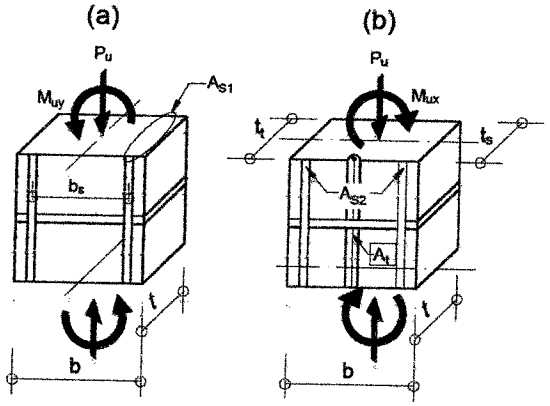
10.5 Flexión combinada con fuerza axial vertical

La resistencia a flexión de muros reforzados con platinas sometidos a flexión en la dirección paralela al plano del muro, combinada con fuerza axial vertical está dada por:

$$M_n = 0.60 A_{s1} f_s b_s$$

La resistencia a flexión de muros reforzados con platinas sometidos a flexión en la dirección perpendicular al plano del muro, combinada con fuerza axial vertical está dada por:

$$M_n = 0.60 A_{s2} f_s t_s$$



Donde Φ = 0.60 en la dirección paralela al plano del muro, y Φ = 0.80 en la dirección perpendicular al plano del muro.

fy es el esfuerzo de fluencia a tracción, que para acero A572 G.50 es de 345 MPa.

El valor de 0.60 se toma considerando la reducción del brazo del momento resistente de la sección reforzada con platinas, por la distancia del centroide del bloque de compresión de la mampostería; de igual manera se considera que en las platinas adosadas externamente al muro, la adherencia no es del 100%, por tanto, se considera una pérdida de resistencia por adherencia.

En la siguiente tabla se presenta la revisión para los muros reforzados a esfuerzos de compresión:

STORY	MURO	LOC.	$L_{Efectiva}$ (m)	$e_{Efectivo}$ (m)	t (mm)	h (mm)	h/t	R_e	ΦPn (ton)	Pu (ton)	Cumple
2 Piso	P1	Bottom	3.00	0.30	300	3050	10.17	0.941	205.69	-16.95	SI
2 Piso	P1	Top	3.00	0.30	300	3050	10.17	0.941	205.69	-6.36	SI
2 Piso	P2	Bottom	4.33	0.30	300	3050	10.17	0.941	296.88	-19.29	SI
2 Piso	P2	Top	4.33	0.30	300	3050	10.17	0.941	296.88	-9.08	SI
2 Piso	P3A	Bottom	3.67	0.30	300	3050	10.17	0.941	251.63	-20.77	SI
2 Piso	P3A	Top	3.67	0.30	300	3050	10.17	0.941	251.63	-9.24	SI
2 Piso	P3B	Bottom	3.56	0.30	300	3050	10.17	0.941	244.09	-19.53	SI
2 Piso	P3B	Top	3.56	0.30	300	3050	10.17	0.941	244.09	-9.00	SI
2 Piso	P4	Bottom	4.48	0.30	300	3050	10.17	0.941	307.17	-20.70	SI
2 Piso	P4	Top	4.48	0.30	300	3050	10.17	0.941	307.17	-10.12	SI
2 Piso	P5	Bottom	2.72	0.30	300	3050	10.17	0.941	186.49	-13.63	SI
2 Piso	P5	Top	2.72	0.30	300	3050	10.17	0.941	186.49	-4.18	SI
2 Piso	P7	Bottom	12.59	0.28	280	3050	10.89	0.933	798.26	-73.91	SI
2 Piso	P7	Top	12.59	0.28	280	3050	10.89	0.933	798.26	-36.72	SI
2 Piso	P10	Bottom	7.30	0.30	300	3050	10.17	0.941	500.52	-31.58	SI
2 Piso	P10	Top	7.30	0.30	300	3050	10.17	0.941	500.52	-8.03	SI
2 Piso	P11A	Bottom	3.08	0.30	300	3050	10.17	0.941	211.18	-16.65	SI
2 Piso	P11A	Top	3.08	0.30	300	3050	10.17	0.941	211.18	-3.19	SI
2 Piso	P11B	Bottom	2.16	0.30	300	3050	10.17	0.941	148.10	-18.72	SI
2 Piso	P11B	Top	2.16	0.30	300	3050	10.17	0.941	148.10	-3.43	SI
2 Piso	P13	Bottom	12.61	0.28	280	3050	10.89	0.933	799.52	-76.08	SI
2 Piso	P13	Top	12.61	0.28	280	3050	10.89	0.933	799.52	-38.62	SI
2 Piso	P16	Bottom	2.97	0.30	300	3050	10.17	0.941	203.64	-17.30	SI
2 Piso	P16	Top	2.97	0.30	300	3050	10.17	0.941	203.64	-8.38	SI
2 Piso	P17	Bottom	4.44	0.30	300	3050	10.17	0.941	304.42	-19.18	SI
2 Piso	P17	Top	4.44	0.30	300	3050	10.17	0.941	304.42	-8.53	SI
2 Piso	P19	Bottom	3.54	0.30	300	3050	10.17	0.941	242.72	-20.14	SI
2 Piso	P19	Top	3.54	0.30	300	3050	10.17	0.941	242.72	-8.65	SI
2 Piso	P20	Bottom	3.56	0.30	300	3050	10.17	0.941	244.09	-19.63	SI
2 Piso	P20	Top	3.56	0.30	300	3050	10.17	0.941	244.09	-9.08	SI
2 Piso	P21	Bottom	4.57	0.30	300	3050	10.17	0.941	313.34	-20.63	SI
2 Piso	P21	Top	4.57	0.30	300	3050	10.17	0.941	313.34	-10.02	SI
2 Piso	P22	Bottom	2.63	0.30	300	3050	10.17	0.941	180.32	-12.90	SI
2 Piso	P22	Top	2.63	0.30	300	3050	10.17	0.941	180.32	-4.71	SI
2 Piso	P23	Bottom	1.48	0.30	300	3050	10.17	0.941	101.47	-7.66	SI
2 Piso	P23	Top	1.48	0.30	300	3050	10.17	0.941	101.47	-2.73	SI
2 Piso	P24	Bottom	3.35	0.30	300	3050	10.17	0.941	229.69	-18.92	SI
2 Piso	P24	Top	3.35	0.30	300	3050	10.17	0.941	229.69	-8.87	SI
2 Piso	P25	Bottom	1.99	0.30	300	3050	10.17	0.941	136.44	-6.84	SI
2 Piso	P25	Top	1.99	0.30	300	3050	10.17	0.941	136.44	-5.78	SI
2 Piso	P26	Bottom	1.83	0.30	300	3050	10.17	0.941	125.47	-5.67	SI
2 Piso	P26	Top	1.83	0.30	300	3050	10.17	0.941	125.47	-5.00	SI
2 Piso	P27	Bottom	3.51	0.30	300	3050	10.17	0.941	240.66	-19.95	SI
2 Piso	P27	Top	3.51	0.30	300	3050	10.17	0.941	240.66	-10.94	SI
2 Piso	P28	Bottom	1.49	0.30	300	3050	10.17	0.941	102.16	-7.94	SI
2 Piso	P28	Top	1.49	0.30	300	3050	10.17	0.941	102.16	-2.89	SI
2 Piso	P29	Bottom	3.99	0.36	360	3050	8.47	0.959	334.53	-37.47	SI
2 Piso	P29	Top	3.99	0.36	360	3050	8.47	0.959	334.53	-23.99	SI
2 Piso	P29A	Bottom	0.64	0.36	360	3050	8.47	0.959	53.66	-5.43	SI
2 Piso	P29A	Top	0.64	0.36	360	3050	8.47	0.959	53.66	-3.77	SI
2 Piso	P32	Bottom	2.14	0.23	230	3050	13.26	0.900	107.58	-9.69	SI
2 Piso	P32	Top	2.14	0.23	230	3050	13.26	0.900	107.58	-10.57	SI
2 Piso	P32A	Bottom	0.91	0.23	230	3050	13.26	0.900	45.75	-11.47	SI
2 Piso	P32A	Top	0.91	0.23	230	3050	13.26	0.900	45.75	-2.33	SI
2 Piso	P32B	Bottom	0.59	0.23	230	3050	13.26	0.900	29.66	-12.17	SI
2 Piso	P32B	Top	0.59	0.23	230	3050	13.26	0.900	29.66	-9.34	SI
2 Piso	P33	Bottom	2.74	0.28	280	3050	10.89	0.933	173.73	-23.83	SI
2 Piso	P33	Top	2.74	0.28	280	3050	10.89	0.933	173.73	-11.73	SI
2 Piso	P35	Bottom	0.44	0.28	280	3050	10.89	0.933	27.90	-4.63	SI
2 Piso	P35	Top	0.44	0.28	280	3050	10.89	0.933	27.90	-3.25	SI
2 Piso	P36	Bottom	6.60	0.28	280	3050	10.89	0.933	418.47	-42.96	SI
2 Piso	P36	Top	6.60	0.28	280	3050	10.89	0.933	418.47	-23.51	SI

STORY	MURO	LOC.	$L_{Efectivo}$ (m)	$e_{Efectivo}$ (m)	t (mm)	h (mm)	h/t	R_w	ΦPn (ton)	Pu (ton)	Cumple
2 Piso	P37	Bottom	2.69	0.28	280	3050	10.89	0.933	170.56	-21.37	SI
2 Piso	P37	Top	2.69	0.28	280	3050	10.89	0.933	170.56	-10.65	SI
2 Piso	P38	Bottom	1.57	0.30	300	3050	10.17	0.941	107.65	-6.20	SI
2 Piso	P38	Top	1.57	0.30	300	3050	10.17	0.941	107.65	-1.39	SI
2 Piso	P39	Bottom	2.04	0.30	300	3050	10.17	0.941	139.87	-11.78	SI
2 Piso	P39	Top	2.04	0.30	300	3050	10.17	0.941	139.87	-3.88	SI
2 Piso	P40	Bottom	2.04	0.30	300	3050	10.17	0.941	139.87	-12.45	SI
2 Piso	P40	Top	2.04	0.30	300	3050	10.17	0.941	139.87	-6.31	SI
2 Piso	P41	Bottom	2.05	0.30	300	3050	10.17	0.941	140.56	-11.77	SI
2 Piso	P41	Top	2.05	0.30	300	3050	10.17	0.941	140.56	-8.51	SI
2 Piso	P42	Bottom	1.93	0.30	300	3050	10.17	0.941	132.33	-12.01	SI
2 Piso	P42	Top	1.93	0.30	300	3050	10.17	0.941	132.33	-7.96	SI
2 Piso	P43	Bottom	2.04	0.30	300	3050	10.17	0.941	139.87	-12.06	SI
2 Piso	P43	Top	2.04	0.30	300	3050	10.17	0.941	139.87	-8.61	SI
2 Piso	P44	Bottom	2.04	0.30	300	3050	10.17	0.941	139.87	-12.78	SI
2 Piso	P44	Top	2.04	0.30	300	3050	10.17	0.941	139.87	-9.14	SI
2 Piso	P45	Bottom	1.87	0.30	300	3050	10.17	0.941	128.22	-11.36	SI
2 Piso	P45	Top	1.87	0.30	300	3050	10.17	0.941	128.22	-7.12	SI
2 Piso	P46	Bottom	1.12	0.30	300	3050	10.17	0.941	76.79	-5.02	SI
2 Piso	P46	Top	1.12	0.30	300	3050	10.17	0.941	76.79	-1.03	SI
1 Piso	P1	Bottom	1.82	0.30	300	2350	7.83	0.965	127.94	-20.82	SI
1 Piso	P1	Top	1.82	0.30	300	2350	7.83	0.965	127.94	-14.62	SI
1 Piso	P2	Bottom	4.30	0.30	300	2350	7.83	0.965	302.28	-57.96	SI
1 Piso	P2	Top	4.30	0.30	300	2350	7.83	0.965	302.28	-51.09	SI
1 Piso	P3	Bottom	8.74	0.30	300	2350	7.83	0.965	614.41	-106.63	SI
1 Piso	P3	Top	8.74	0.30	300	2350	7.83	0.965	614.41	-88.90	SI
1 Piso	P4	Bottom	4.48	0.30	300	2350	7.83	0.965	314.94	-50.64	SI
1 Piso	P4	Top	4.48	0.30	300	2350	7.83	0.965	314.94	-42.91	SI
1 Piso	P5	Bottom	2.62	0.30	300	2350	7.83	0.965	184.18	-26.36	SI
1 Piso	P5	Top	2.62	0.30	300	2350	7.83	0.965	184.18	-16.01	SI
1 Piso	P6	Bottom	3.91	0.28	280	2350	8.39	0.960	255.17	-78.58	SI
1 Piso	P6	Top	3.91	0.28	280	2350	8.39	0.960	255.17	-69.62	SI
1 Piso	P8	Bottom	3.51	0.28	280	2350	8.39	0.960	229.07	-56.31	SI
1 Piso	P8	Top	3.51	0.28	280	2350	8.39	0.960	229.07	-68.51	SI
1 Piso	P9	Bottom	3.91	0.28	280	2350	8.39	0.960	255.17	-69.48	SI
1 Piso	P9	Top	3.91	0.28	280	2350	8.39	0.960	255.17	-67.68	SI
1 Piso	P10	Bottom	5.42	0.30	300	2350	7.83	0.965	381.02	-59.37	SI
1 Piso	P10	Top	5.42	0.30	300	2350	7.83	0.965	381.02	-46.60	SI
1 Piso	P11	Bottom	6.09	0.30	300	2350	7.83	0.965	428.12	-82.47	SI
1 Piso	P11	Top	6.09	0.30	300	2350	7.83	0.965	428.12	-54.29	SI
1 Piso	P12	Bottom	3.88	0.28	280	2350	8.39	0.960	253.22	-80.17	SI
1 Piso	P12	Top	3.88	0.28	280	2350	8.39	0.960	253.22	-83.05	SI
1 Piso	P14	Bottom	3.47	0.28	280	2350	8.39	0.960	226.46	-61.81	SI
1 Piso	P14	Top	3.47	0.28	280	2350	8.39	0.960	226.46	-76.06	SI
1 Piso	P15	Bottom	3.96	0.28	280	2350	8.39	0.960	258.44	-74.47	SI
1 Piso	P15	Top	3.96	0.28	280	2350	8.39	0.960	258.44	-74.82	SI
1 Piso	P16	Bottom	1.75	0.30	300	2350	7.83	0.965	123.02	-24.41	SI
1 Piso	P16	Top	1.75	0.30	300	2350	7.83	0.965	123.02	-16.95	SI
1 Piso	P17	Bottom	4.35	0.30	300	2350	7.83	0.965	305.80	-61.24	SI
1 Piso	P17	Top	4.35	0.30	300	2350	7.83	0.965	305.80	-53.76	SI
1 Piso	P18	Bottom	8.73	0.30	300	2350	7.83	0.965	613.70	-117.11	SI
1 Piso	P18	Top	8.73	0.30	300	2350	7.83	0.965	613.70	-99.23	SI
1 Piso	P21	Bottom	4.55	0.30	300	2350	7.83	0.965	319.86	-54.35	SI
1 Piso	P21	Top	4.55	0.30	300	2350	7.83	0.965	319.86	-46.37	SI
1 Piso	P22	Bottom	2.65	0.30	300	2350	7.83	0.965	186.29	-25.18	SI
1 Piso	P22	Top	2.65	0.30	300	2350	7.83	0.965	186.29	-15.17	SI
1 Piso	P29	Bottom	5.62	0.28	280	2350	8.39	0.960	366.77	-99.04	SI
1 Piso	P29	Top	5.62	0.28	280	2350	8.39	0.960	366.77	-88.32	SI
1 Piso	P30	Bottom	1.89	0.28	280	2350	8.39	0.960	123.34	-31.76	SI
1 Piso	P30	Top	1.89	0.28	280	2350	8.39	0.960	123.34	-34.75	SI
1 Piso	P31	Bottom	1.89	0.28	280	2350	8.39	0.960	123.34	-38.28	SI
1 Piso	P31	Top	1.89	0.28	280	2350	8.39	0.960	123.34	-39.18	SI
1 Piso	P33	Bottom	1.54	0.28	280	2350	8.39	0.960	100.50	-28.60	SI
1 Piso	P33	Top	1.54	0.28	280	2350	8.39	0.960	100.50	-37.00	SI

STORY	MURO	LOC.	$L_{Efectiva}$ (m)	$e_{Efectivo}$ (m)	t (mm)	h (mm)	h/t	R_e	ΦPn (ton)	Pu (ton)	Cumple
1 Piso	P34	Bottom	8.24	0.28	280	2350	8.39	0.960	537.76	-96.64	SI
1 Piso	P34	Top	8.24	0.28	280	2350	8.39	0.960	537.76	-91.09	SI
1 Piso	P37	Bottom	1.64	0.28	280	2350	8.39	0.960	107.03	-35.87	SI
1 Piso	P37	Top	1.64	0.28	280	2350	8.39	0.960	107.03	-31.12	SI
1 Piso	P38	Bottom	1.58	0.30	300	2350	7.83	0.965	111.07	-17.06	SI
1 Piso	P38	Top	1.58	0.30	300	2350	7.83	0.965	111.07	-10.42	SI
1 Piso	P39	Bottom	2.09	0.30	300	2350	7.83	0.965	146.92	-23.83	SI
1 Piso	P39	Top	2.09	0.30	300	2350	7.83	0.965	146.92	-20.80	SI
1 Piso	P40	Bottom	2.07	0.30	300	2350	7.83	0.965	145.52	-23.87	SI
1 Piso	P40	Top	2.07	0.30	300	2350	7.83	0.965	145.52	-20.22	SI
1 Piso	P41	Bottom	2.09	0.30	300	2350	7.83	0.965	146.92	-24.72	SI
1 Piso	P41	Top	2.09	0.30	300	2350	7.83	0.965	146.92	-21.80	SI
1 Piso	P42	Bottom	2.07	0.30	300	2350	7.83	0.965	145.52	-21.49	SI
1 Piso	P42	Top	2.07	0.30	300	2350	7.83	0.965	145.52	-17.78	SI
1 Piso	P43	Bottom	2.07	0.30	300	2350	7.83	0.965	145.52	-23.41	SI
1 Piso	P43	Top	2.07	0.30	300	2350	7.83	0.965	145.52	-20.51	SI
1 Piso	P44	Bottom	2.06	0.30	300	2350	7.83	0.965	144.81	-23.60	SI
1 Piso	P44	Top	2.06	0.30	300	2350	7.83	0.965	144.81	-20.04	SI
1 Piso	P45	Bottom	2.05	0.30	300	2350	7.83	0.965	144.11	-25.21	SI
1 Piso	P45	Top	2.05	0.30	300	2350	7.83	0.965	144.11	-20.31	SI
1 Piso	P46	Bottom	1.41	0.30	300	2350	7.83	0.965	99.12	-15.29	SI
1 Piso	P46	Top	1.41	0.30	300	2350	7.83	0.965	99.12	-8.45	SI

Tabla 11. Revisión a compresión de muros reforzados

En el anexo 2 se presenta la revisión para cortante perpendicular al plano del muro reforzado.

En el anexo 3 se presenta la revisión para cortante paralelo al plano del muro reforzado.

En el anexo 4 se presenta el diseño de reforzamiento para flexión paralela al plano del muro combinada con fuerza axial vertical.

En el anexo 5 se presenta el diseño de reforzamiento para flexión perpendicular al plano del muro combinada con fuerza axial vertical.

11 Diseño de muros estructurales nuevos

Dentro de la propuesta estructural se contempla el reemplazo y construcción de muros estructurales, específicamente en los siguientes sitios:

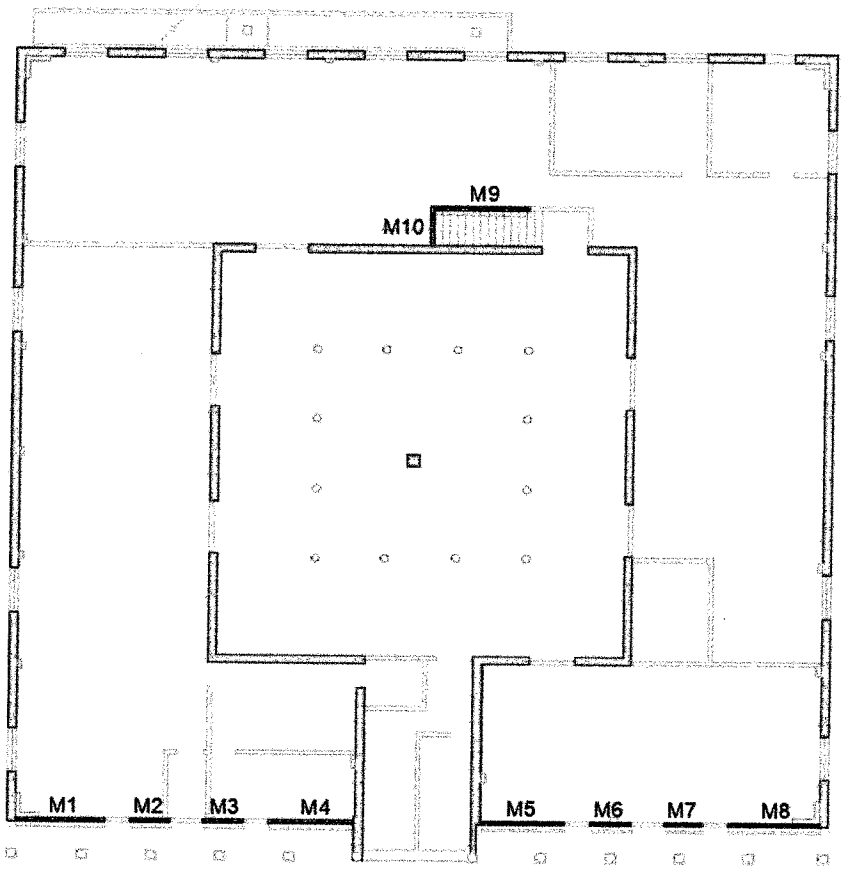
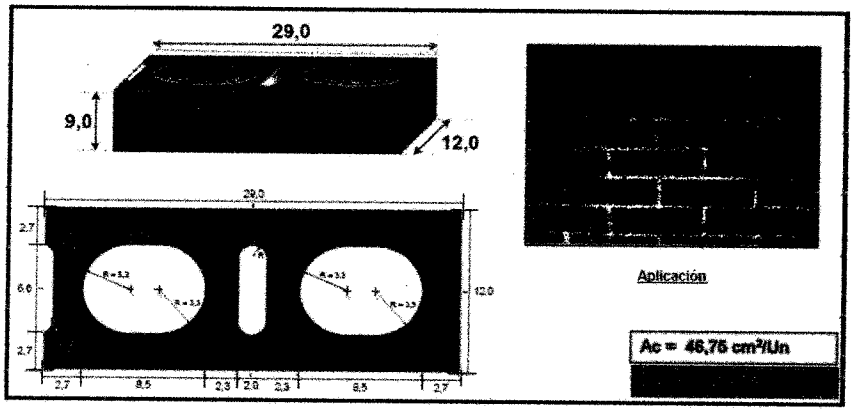


Ilustración 11 Identificación de nuevos muros estructurales

Considerando que la edificación se encuentra en zona de amenaza sísmica intermedia, grupo de uso II, se propone que los nuevos muros sean en mampostería reforzada construidos con unidades de perforación vertical (DMO). Se propone que los muros sean construidos con ladrillo portante presando de 29x12x9 cm.



ESPECIFICACIONES TECNICAS

Dimensiones	Largo	Ancho	Alto
	29 cm	12 cm	9 cm
Tolerancia dimensional	± 4,0 mm	± 2,4 mm	± 1,8 mm
Color		El color varía dentro una gama similar a la que se observa en la foto de aplicación.	
Textura	LISO POR SUS CUATRO (4) CARAS		
Paredes	27 mm		
Tabiques	23 mm		
Area Celdas (c/u)	46,75 cm^2		
Peso / Unidad	4,50 Kg.		
Rendimiento con dilatación de 1cm	33,3 Unidades / m^2		
Peso de un (1) m^2 de muro	149,85 Kg.		
Aplicación	Mampostería Estructural - Muros de carga - Muros divisorios		
Clasificación	Unidad de Mampostería de Perforación Vertical		
Resistencia a la Compresión (promedio 5 Unidades)	300 Kgf/cm^2		
Absorción de Agua	9%		

Ilustración 12 Especificación técnica ladrillos muros nuevos

El mortero de pega y de relleno se proyecta tipo S con f'cp = 12.5 MPa.

De acuerdo a lo especificado en D.3.7.5 "VALOR DE f'm BASADO EN LA CALIDAD DE LOS MATERIALES", se tiene:

$$R_m = \left(\frac{2h}{75+3h}\right) f'_{cu} + \left(\frac{50\,k_p}{75+3h}\right) f'_{cp} \leq 0.8\, f'_{cu}$$

$$f'_m = 0.75 R_m$$

h = 90 mm f'cu = 30 MPa Kp = 0.80

f'cp = 12.5 MPa (Mortero tipo S)

Rm = 15.65 MPa + 1.45 MPa = 17.10 MPa

f'm = 0.75 * 17.10 MPa = 12.82 MPa

Del modelo computacional se obtiene la envolvente de solicitaciones últimas para cada nuevo muro.

NIVEL	MURO	LOC.	Load	Step Type	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)
1 Piso	M1	Top	ENVDIS	Max	-12.18	8.77	-0.43	1.74	9.95
1 Piso	M1	Bottom	ENVDIS	Max	-13.77	7.41	-0.09	-	7.85
1 Piso	M1	Top	ENVDIS	Min	-33.81	-10.27	-1.69	0.49	-0.25
1 Piso	M1	Bottom	ENVDIS	Min	-36.18	-11.98	-0.22	-0.01	-10.46
1 Piso	M2	Top	ENVDIS	Max	-6.88	0.79	-0.01	0.55	1.73
1 Piso	M2	Bottom	ENVDIS	Max	-3.82	2.91	-0.06	-	2.86
1 Piso	M2	Top	ENVDIS	Min	-20.07	-1.85	-0.07	0.16	-1.15
1 Piso	M2	Bottom	ENVDIS	Min	-21.56	-2.41	-0.19	-	-1.41
1 Piso	M3	Top	ENVDIS	Max	-4.73	1.76	0.42	0.11	0.92
1 Piso	M3	Bottom	ENVDIS	Max	-1.96	2.75	-0.02	-	1.54
1 Piso	M3	Top	ENVDIS	Min	-11.65	-0.68	0.11	0.01	-2.33
1 Piso	M3	Bottom	ENVDIS	Min	-16.08	-2.76	-0.08	-	-2.40
1 Piso	M4	Top	ENVDIS	Max	-8.38	11.73	-0.06	0.61	1.09
1 Piso	M4	Bottom	ENVDIS	Max	-10.15	10.49	0.04	0.01	6.24
1 Piso	M4	Top	ENVDIS	Min	-16.57	-8.84	-0.74	0.18	-6.77
1 Piso	M4	Bottom	ENVDIS	Min	-20.07	-8.87	-0.19	-0.02	-5.96
1 Piso	M5	Top	ENVDIS	Max	-13.80	8.91	-0.36	0.97	9.08
1 Piso	M5	Bottom	ENVDIS	Max	-14.44	8.63	0.01	0.01	7.55
1 Piso	M5	Top	ENVDIS	Min	-24.45	-12.28	-1.07	0.47	0.16
1 Piso	M5	Bottom	ENVDIS	Min	-26.49	-11.88	-0.25	-0.03	-6.16
1 Piso	M6	Top	ENVDIS	Max	-8.20	0.81	0.26	0.22	1.79
1 Piso	M6	Bottom	ENVDIS	Max	-5.08	3.12	-0.05	-	2.94
1 Piso	M6	Top	ENVDIS	Min	-15.15	-1.57	0.07	0.10	-1.19
1 Piso	M6	Bottom	ENVDIS	Min	-20.25	-2.45	-0.11	-	-1.37
1 Piso	M7	Top	ENVDIS	Max	-6.97	1.95	0.02	0.56	1.00
1 Piso	M7	Bottom	ENVDIS	Max	-3.61	2.69	-0.06	-	1.58
1 Piso	M7	Top	ENVDIS	Min	-20.46	-0.76	-0.08	0.15	-2.05
1 Piso	M7	Bottom	ENVDIS	Min	-21.90	-2.87	-0.19	-	-2.87
1 Piso	M8	Top	ENVDIS	Max	-11.98	10.81	-0.40	1.57	0.79
1 Piso	M8	Bottom	ENVDIS	Max	-14.30	12.63	-0.09	-	11.52
1 Piso	M8	Top	ENVDIS	Min	-33.27	-8.99	-1.31	0.47	-10.81
1 Piso	M8	Bottom	ENVDIS	Min	-37.05	-7.70	-0.22	-0.01	-7.35
1 Piso	M9	Top	ENVDIS	Max	-12.14	3.56	-1.00	3.52	8.56
1 Piso	M9	Bottom	ENVDIS	Max	-10.46	4.17	-0.12	0.01	12.50
1 Piso	M9	Top	ENVDIS	Min	-26.40	-5.85	-3.45	1.14	5.21
1 Piso	M9	Bottom	ENVDIS	Min	-31.19	-5.26	-0.40	-0.01	-3.97
1 Piso	M10	Top	ENVDIS	Max	-1.63	8.22	0.19	0.35	0.48
1 Piso	M10	Bottom	ENVDIS	Max	-3.40	3.43	0.32	0.04	2.05
1 Piso	M10	Top	ENVDIS	Min	-6.91	-1.86	-1.25	-0.03	-1.36
1 Piso	M10	Bottom	ENVDIS	Min	-11.46	-4.56	-0.23	-0.04	-2.94

Tabla 12. Envolvente de solicitaciones últimas por muro nuevo

El diseño se realiza de acuerdo al capítulo D.7 "Muros de mampostería reforzada construidos con unidades de perforación vertical", para los cuales se debe garantizar una resistencia mínima f'm de 12.82 MPa.

La resistencia nominal para carga axial por compresión sería:

$$\phi P_n = \phi 0.80 P_o R_e$$

Donde Φ para compresión axial es 0.60.

NIVEL	MURO	LOC.	Step Type	Área $_{Efec.}$ (m^2)	e $_{Efectivo}$ (m)	Coef. Muros	t (mm)	h (mm)	h/t	R_o	ΦPn (ton)	Pu (ton)	Cumple
1 Piso	M1	Top	Max	0.30	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	112.64	-12.18	SI
1 Piso	M1	Bottom	Max	0.30	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	112.64	-13.77	SI
1 Piso	M1	Top	Min	0.30	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	112.64	-33.81	SI
1 Piso	M1	Bottom	Min	0.30	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	112.64	-36.18	SI
1 Piso	M2	Top	Max	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-6.88	SI
1 Piso	M2	Bottom	Max	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-3.82	SI
1 Piso	M2	Top	Min	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-20.07	SI
1 Piso	M2	Bottom	Min	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-21.56	SI
1 Piso	M3	Top	Max	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-4.73	SI
1 Piso	M3	Bottom	Max	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-1.96	SI
1 Piso	M3	Top	Min	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-11.65	SI
1 Piso	M3	Bottom	Min	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-16.08	SI
1 Piso	M4	Top	Max	0.29	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	109.25	-8.38	SI
1 Piso	M4	Bottom	Max	0.29	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	109.25	-10.15	SI
1 Piso	M4	Top	Min	0.29	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	109.25	-16.57	SI
1 Piso	M4	Bottom	Min	0.29	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	109.25	-20.07	SI
1 Piso	M5	Top	Max	0.29	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	109.25	-13.80	SI
1 Piso	M5	Bottom	Max	0.29	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	109.25	-14.44	SI
1 Piso	M5	Top	Min	0.29	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	109.25	-24.45	SI
1 Piso	M5	Bottom	Min	0.29	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	109.25	-26.49	SI
1 Piso	M6	Top	Max	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-8.20	SI
1 Piso	M6	Bottom	Max	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-5.08	SI
1 Piso	M6	Top	Min	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-15.15	SI
1 Piso	M6	Bottom	Min	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-20.25	SI
1 Piso	M7	Top	Max	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-6.97	SI
1 Piso	M7	Bottom	Max	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-3.61	SI
1 Piso	M7	Top	Min	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-20.46	SI
1 Piso	M7	Bottom	Min	0.14	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	52.59	-21.90	SI
1 Piso	M8	Top	Max	0.30	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	112.64	-11.98	SI
1 Piso	M8	Bottom	Max	0.30	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	112.64	-14.30	SI
1 Piso	M8	Top	Min	0.30	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	112.64	-33.27	SI
1 Piso	M8	Bottom	Min	0.30	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	112.64	-37.05	SI
1 Piso	M9	Top	Max	0.33	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	123.62	-12.14	SI
1 Piso	M9	Bottom	Max	0.33	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	123.62	-10.46	SI
1 Piso	M9	Top	Min	0.33	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	123.62	-26.40	SI
1 Piso	M9	Bottom	Min	0.33	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	123.62	-31.19	SI
1 Piso	M10	Top	Max	0.13	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	47.43	-1.63	SI
1 Piso	M10	Bottom	Max	0.13	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	47.43	-3.40	SI
1 Piso	M10	Top	Min	0.13	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	47.43	-6.91	SI
1 Piso	M10	Bottom	Min	0.13	0.12	1.00	120	2550	21.25	0.744	47.43	-11.46	SI

Tabla 13. Diseño por compresión muros nuevos

Considerando que los nuevos muros de mampostería estructural no tienen una distancia entre columnetas de borde mayor a 5.00 m, ni del doble de la distancia horizontal entre arriostres y que están soportados tanto en la base como en la parte superior, no es necesario realizar la revisión en la dirección perpendicular a su plano (sentido débil).

En el anexo 6 se presenta el diseño de los muros estructurales nuevos por flexión paralela a su plano (eje fuerte) y a cortante, el cual se realizó con el programa "Módulo Mampostería Estructural V3.01".

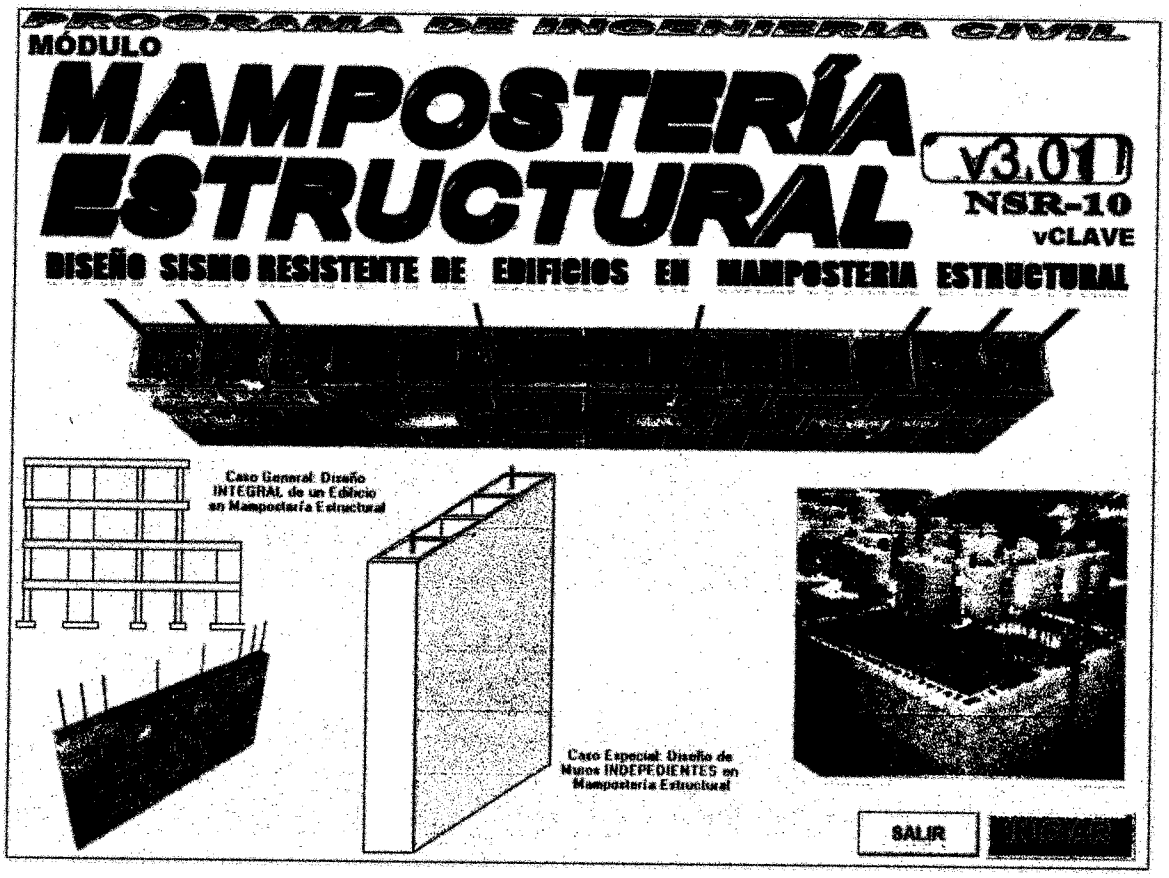


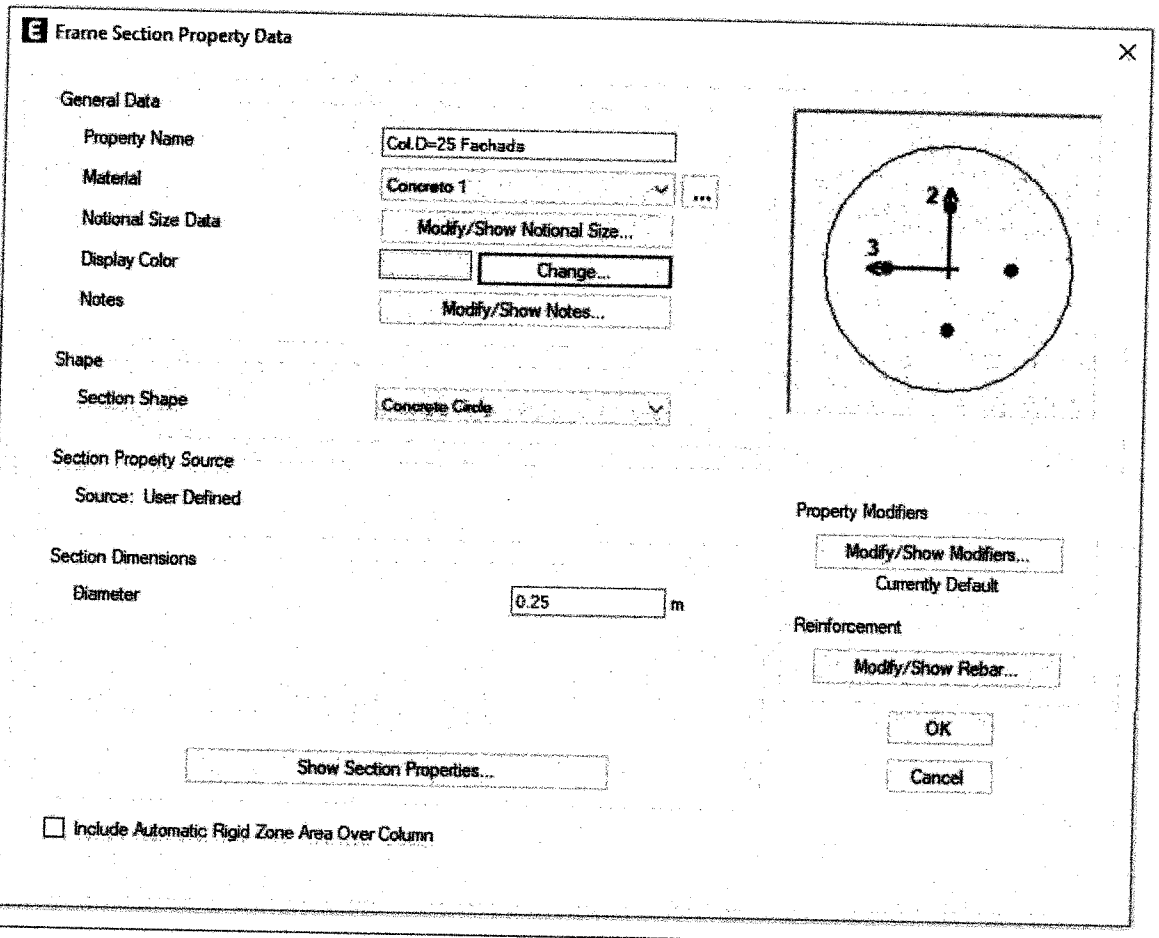
Ilustración 13 Programa "Módulo Mampostería Estructural V3.01"

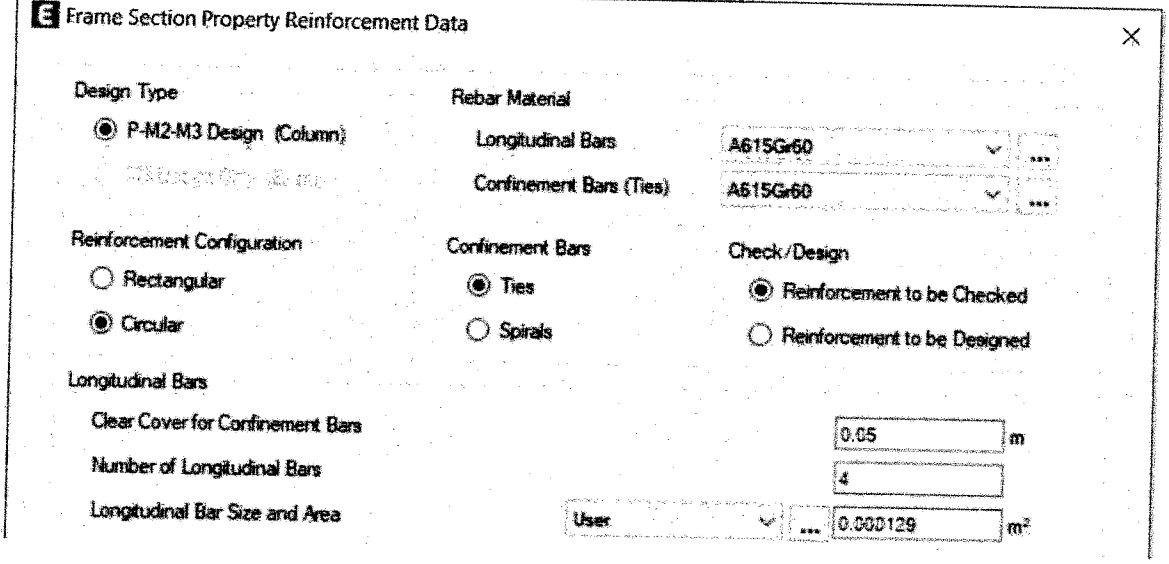
12 Revisión de índices de sobresfuerzo en elementos de concreto para la estructura reforzada

Del modelo de análisis desarrollados para analizar el comportamiento de la estructura reforzada en el programa ETABS se obtienen las solicitaciones últimas en vigas, viguetas y columnas, las cuales corresponden a la demanda requerida por el sistema ante las fuerzas de diseño definidas en el reglamento NSR-10.

12.1 Revisión de columnas de concreto

La revisión de los índices de sobresfuerzo en las columnas circulares de concreto reforzado de 25 cm de diámetro en promedio localizadas sobre la fachada principal y alrededor del perímetro del patio central, se realiza por medio del módulo de concreto del programa ETABS, para lo cual, se definen las secciones y los refuerzos de cada tipo de sección.


Frame Section Property Data
General Data
Property Name
Col.D=25 Fachada
Material
Concreto 1
Notional Size Data
Modify/Show Notional Size...
Display Color
Change...
Notes
Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape
Concrete Circle
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Diameter
0.25
m
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
Reinforcement
Modify/Show Rebar...
OK
Cancel
Show Section Properties...
Include Automatic Rigid Zone Area Over Column
2
3


Frame Section Property Reinforcement Data
Design Type
P-M2-M3 Design (Column)
Rebar Material
Longitudinal Bars
A615Gr60
Confinement Bars (Ties)
A615Gr60
Reinforcement Configuration
Rectangular
Circular
Confinement Bars
Ties
Spirals
Check/Design
Reinforcement to be Checked
Reinforcement to be Designed
Longitudinal Bars
Clear Cover for Confinement Bars
0.05
m
Number of Longitudinal Bars
4
Longitudinal Bar Size and Area
User
0.000129
m²

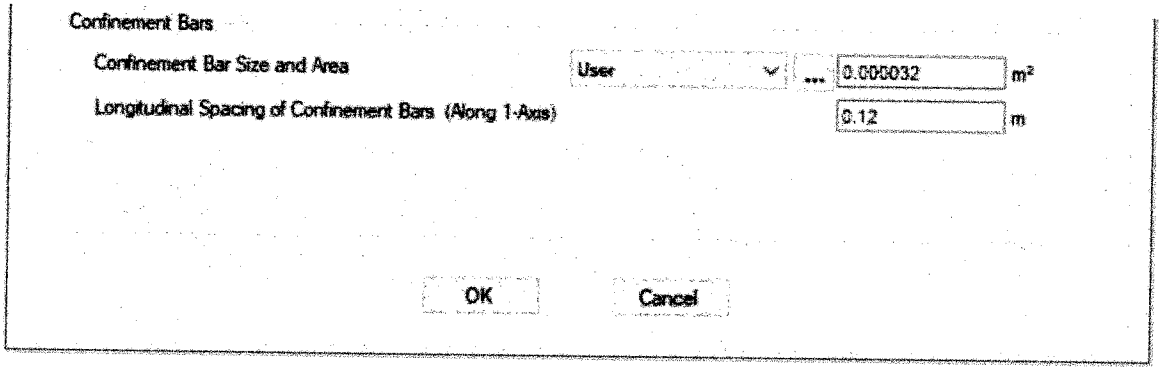
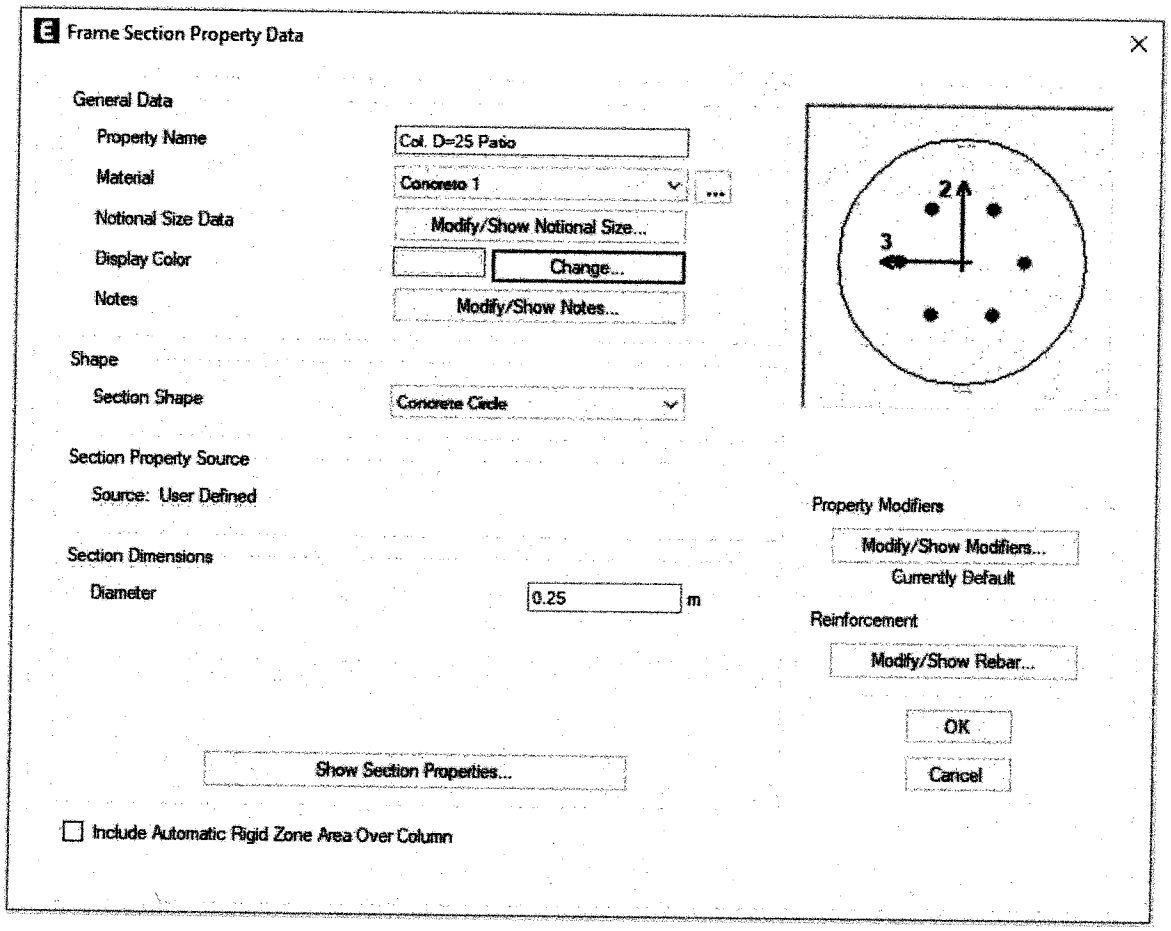


Ilustración 14 Secciones modeladas Columnas sobre fachada principal

De acuerdo con la tabla 11 del informe de patología, las columnas circulares Φ25 cm de diámetro sobre el eje J de la fachada principal, se estima que tiene 4 barras de #4 de refuerzo principal longitudinal y flejes en barra lisa #2 cada 12 cm a lo largo del elemento.



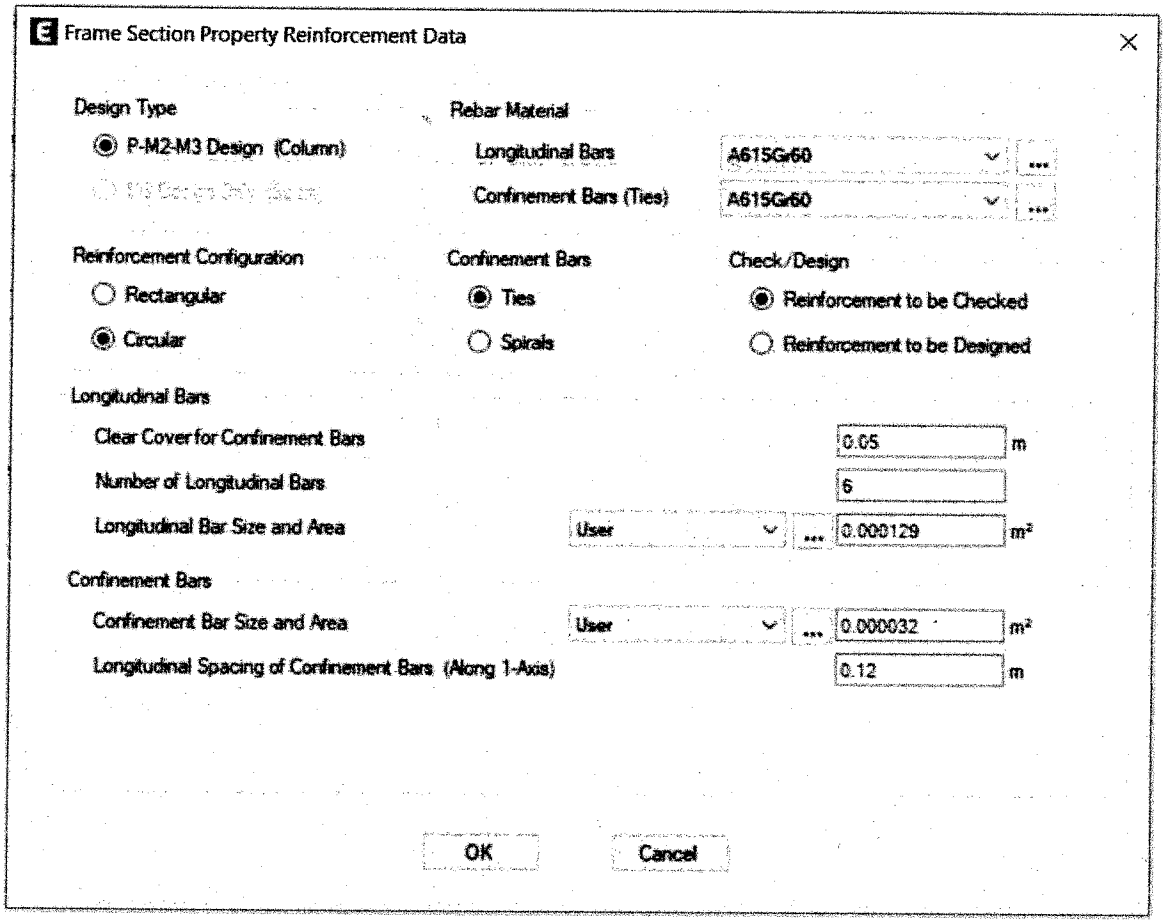


Ilustración 15 Secciones modeladas Columnas sobre patio interno

De acuerdo con la tabla 11 del informe de patología, las columnas circulares Φ25 cm de diámetro sobre la zona interna central del patio, se estima que tiene 6 barras de #4 de refuerzo principal longitudinal y flejes en barra lisa #2 cada 12 cm a lo largo del elemento.

El análisis y revisión de las columnas de concreto existentes se realiza para las condiciones de la estructura reforzada, donde a diferencia del análisis de vulnerabilidad donde se utiliza un R= 1.00, para la estructura reforzada se utiliza un R= 2.50. Otro aspecto importante sobre todo para las columnas de fachada sobre el eje J es el reemplazo del muro no estructural del eje I, por un nuevo muro en mampostería estructural, el cual alivia la carga sobre dichas columnas.

En la siguiente figura se presentan los índices de sobresfuerzo en las columnas de concreto por flexo-compresión obtenidos del programa ETABS para el modelo de la estructura reforzada.

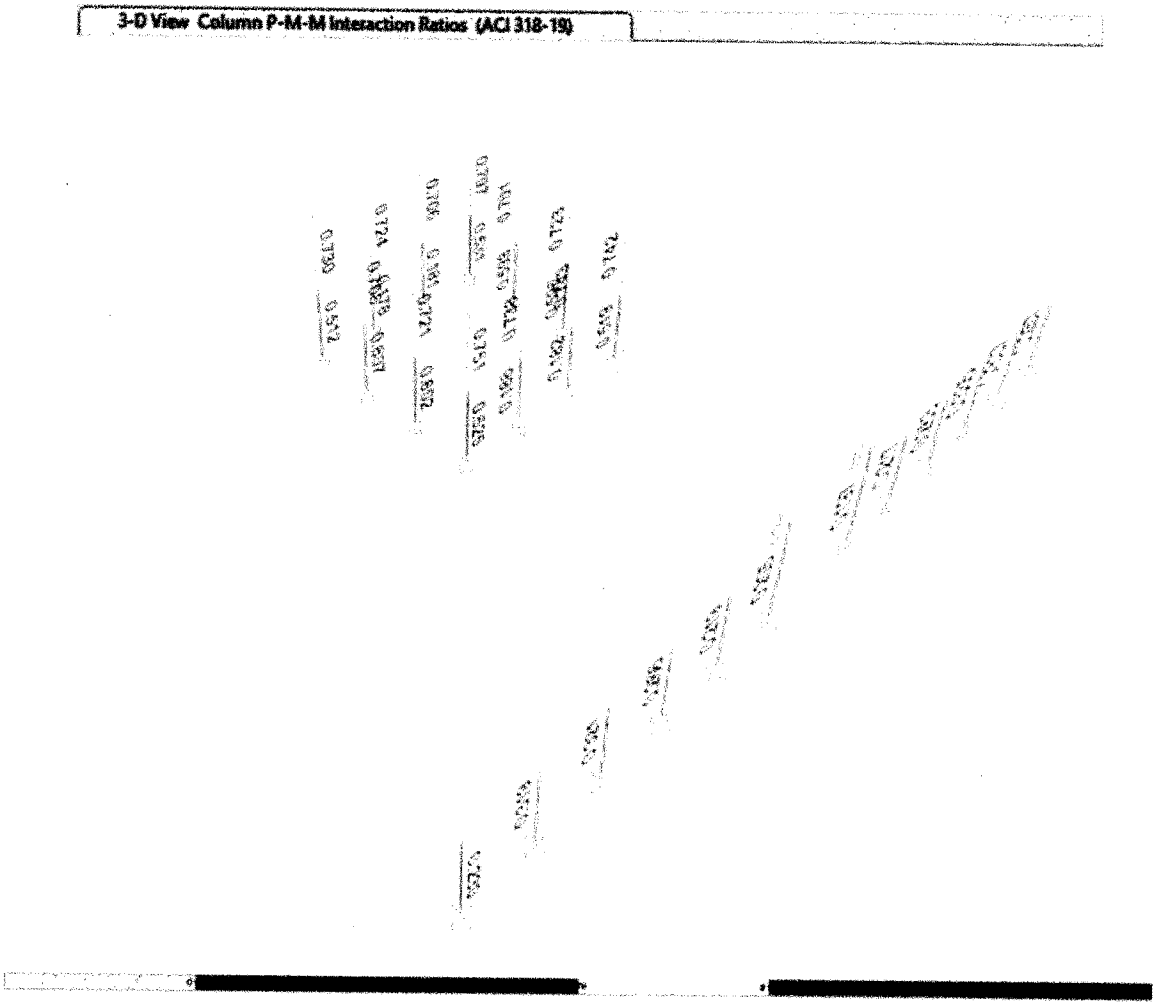


Ilustración 16 Índices de sobresfuerzo en columnas de concreto con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2) – Estructura reforzada

Story	Label	UniqueName	Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Ratio
					tonf	tonf-m	tonf-m	
2 Piso	C9	526	Col. D=25 Patio	Top	4.12	-1.07	-0.10	0.583
2 Piso	C9	526	Col. D=25 Patio	Bottom	4.36	1.33	-0.11	0.724
2 Piso	C10	529	Col. D=25 Patio	Top	4.50	-1.09	0.11	0.591
2 Piso	C10	529	Col. D=25 Patio	Bottom	4.74	1.35	0.12	0.738
2 Piso	C11	530	Col. D=25 Patio	Top	4.30	1.05	-0.10	0.572
2 Piso	C11	530	Col. D=25 Patio	Bottom	4.53	-1.30	-0.11	0.706
2 Piso	C12	534	Col. D=25 Patio	Top	4.44	1.10	0.11	0.6
2 Piso	C12	534	Col. D=25 Patio	Bottom	4.68	-1.36	0.11	0.743
2 Piso	C13	544	Col. D=25 Patio	Top	4.11	-0.74	0.31	0.423
2 Piso	C13	544	Col. D=25 Patio	Bottom	4.34	1.35	-0.74	0.797

Story	Label	UniqueName	Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Ratio
					tonf	tonf-m	tonf-m	
2 Piso	C14	546	Col. D=25 Patio	Top	4.43	0.21	0.75	0.413
2 Piso	C14	546	Col. D=25 Patio	Bottom	4.30	1.28	-0.16	0.701
2 Piso	C15	548	Col. D=25 Patio	Top	3.63	0.21	0.68	0.381
2 Piso	C15	548	Col. D=25 Patio	Bottom	3.97	1.32	-0.26	0.723
2 Piso	C16	550	Col. D=25 Patio	Top	3.46	-0.74	0.08	0.402
2 Piso	C16	550	Col. D=25 Patio	Bottom	4.11	1.36	0.31	0.742
2 Piso	C5	479	Col.D=25 Fachada	Top	3.29	-0.02	0.07	0.063
2 Piso	C5	479	Col.D=25 Fachada	Bottom	3.46	0.03	0.08	0.067
2 Piso	C6	480	Col.D=25 Fachada	Top	3.47	0.08	0.02	0.066
2 Piso	C6	480	Col.D=25 Fachada	Bottom	3.94	-0.09	-0.03	0.077
2 Piso	C109	478	Col. D=25 Patio	Top	3.14	-0.69	0.07	0.376
2 Piso	C109	478	Col. D=25 Patio	Bottom	4.98	-1.31	-0.46	0.73
2 Piso	C111	514	Col. D=25 Patio	Top	4.16	-0.21	0.70	0.387
2 Piso	C111	514	Col. D=25 Patio	Bottom	4.06	-1.30	-0.10	0.708
2 Piso	C113	518	Col. D=25 Patio	Top	3.62	-0.22	0.65	0.365
2 Piso	C113	518	Col. D=25 Patio	Bottom	4.08	-1.32	-0.17	0.721
2 Piso	C115	522	Col. D=25 Patio	Top	3.59	0.73	0.09	0.395
2 Piso	C115	522	Col. D=25 Patio	Bottom	4.30	-1.36	0.43	0.751
2 Piso	D65	481	Col.D=25 Fachada	Top	3.48	-0.01	-0.08	0.066
2 Piso	D65	481	Col.D=25 Fachada	Bottom	3.52	-0.08	-0.02	0.067
2 Piso	D74	482	Col.D=25 Fachada	Top	2.86	-0.07	0.01	0.055
2 Piso	D74	482	Col.D=25 Fachada	Bottom	2.90	0.07	0.02	0.056
1 Piso	C1	3	Col.D=25 Fachada	Top	9.76	0.23	0.25	0.222
1 Piso	C1	3	Col.D=25 Fachada	Bottom	9.96	-0.25	-0.25	0.23
1 Piso	C2	4	Col.D=25 Fachada	Top	7.76	-0.19	0.01	0.152
1 Piso	C2	4	Col.D=25 Fachada	Bottom	8.33	0.21	-0.26	0.205
1 Piso	C3	5	Col.D=25 Fachada	Top	8.95	0.02	0.22	0.177
1 Piso	C3	5	Col.D=25 Fachada	Bottom	8.20	0.20	-0.24	0.197
1 Piso	C4	6	Col.D=25 Fachada	Top	10.76	-0.27	0.28	0.248
1 Piso	C4	6	Col.D=25 Fachada	Bottom	10.96	0.29	-0.28	0.257
1 Piso	C9	11	Col. D=25 Patio	Top	7.79	-0.25	0.18	0.178
1 Piso	C9	11	Col. D=25 Patio	Bottom	8.19	0.20	-0.19	0.169
1 Piso	C10	12	Col. D=25 Patio	Top	8.19	-0.26	-0.19	0.186
1 Piso	C10	12	Col. D=25 Patio	Bottom	8.58	0.21	0.20	0.178
1 Piso	C11	13	Col. D=25 Patio	Top	7.92	0.25	0.18	0.181
1 Piso	C11	13	Col. D=25 Patio	Bottom	8.32	-0.20	-0.19	0.172
1 Piso	C12	14	Col. D=25 Patio	Top	8.03	0.25	-0.18	0.182
1 Piso	C12	14	Col. D=25 Patio	Bottom	8.43	-0.20	0.19	0.174
1 Piso	C13	15	Col. D=25 Patio	Top	26.56	-0.55	0.60	0.531
1 Piso	C13	15	Col. D=25 Patio	Bottom	26.96	0.30	-0.61	0.496

Story	Label	UniqueName	Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Ratio
					tonf	tonf-m	tonf-m	
1 Piso	C14	16	Col. D=25 Patio	Top	20.41	-1.00	-0.46	0.598
1 Piso	C14	16	Col. D=25 Patio	Bottom	20.81	0.54	0.47	0.44
1 Piso	C15	17	Col. D=25 Patio	Top	20.40	-1.00	0.46	0.596
1 Piso	C15	17	Col. D=25 Patio	Bottom	20.79	0.54	-0.47	0.44
1 Piso	C16	18	Col. D=25 Patio	Top	25.71	-0.56	-0.58	0.519
1 Piso	C16	18	Col. D=25 Patio	Bottom	26.11	0.30	0.59	0.482
1 Piso	C17	19	Col.D=25 Fachada	Top	-3.07	-0.19	-0.21	0.319
1 Piso	C17	19	Col.D=25 Fachada	Bottom	-2.87	0.16	0.21	0.295
1 Piso	C18	20	Col.D=25 Fachada	Top	2.46	0.50	-0.20	0.321
1 Piso	C18	20	Col.D=25 Fachada	Bottom	2.66	-0.49	0.19	0.314
1 Piso	C19	21	Col.D=25 Fachada	Top	12.41	-0.33	-0.18	0.262
1 Piso	C19	21	Col.D=25 Fachada	Bottom	12.61	0.33	0.17	0.266
1 Piso	C20	22	Col.D=25 Fachada	Top	7.24	0.30	-0.18	0.206
1 Piso	C20	22	Col.D=25 Fachada	Bottom	5.14	0.36	0.12	0.219
1 Piso	C25	23	Col.D=25 Fachada	Top	-2.79	0.19	-0.21	0.307
1 Piso	C25	23	Col.D=25 Fachada	Bottom	0.13	-0.39	0.20	0.296
1 Piso	C26	24	Col.D=25 Fachada	Top	2.47	-0.52	-0.19	0.335
1 Piso	C26	24	Col.D=25 Fachada	Bottom	2.67	0.52	0.17	0.326
1 Piso	C29	25	Col.D=25 Fachada	Top	12.03	0.31	-0.21	0.261
1 Piso	C29	25	Col.D=25 Fachada	Bottom	12.23	-0.32	0.20	0.263
1 Piso	C30	26	Col.D=25 Fachada	Top	4.56	0.33	-0.12	0.202
1 Piso	C30	26	Col.D=25 Fachada	Bottom	6.11	0.35	0.15	0.217
1 Piso	C109	7	Col. D=25 Patio	Top	25.25	0.56	0.57	0.512
1 Piso	C109	7	Col. D=25 Patio	Bottom	25.65	-0.30	-0.58	0.474
1 Piso	C111	8	Col. D=25 Patio	Top	20.37	1.03	-0.46	0.607
1 Piso	C111	8	Col. D=25 Patio	Bottom	20.77	-0.56	0.47	0.443
1 Piso	C113	9	Col. D=25 Patio	Top	19.92	1.03	0.45	0.602
1 Piso	C113	9	Col. D=25 Patio	Bottom	20.32	-0.55	-0.46	0.435
1 Piso	C115	10	Col. D=25 Patio	Top	26.05	0.56	-0.59	0.525
1 Piso	C115	10	Col. D=25 Patio	Bottom	26.44	-0.30	0.60	0.487

Tabla 14. Índices de sobresfuerzo en columnas de concreto con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2) – Estructura reforzada

Del modelo de análisis computacional se obtiene que la máxima fuerza cortante mayorada y amplificada en las columnas se presenta en los elementos C10 y C12 del 2 nivel.

Story	Column	Output Case	Station	P	V2	V3	M2	M3
			m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
2 Nivel	C10	B245-ExAmp+	0.18	-5.75	2.39	0.07	0.10	2.26
2 Nivel	C10	B245-ExAmp+	1.73	-5.51	2.39	0.07	-0.01	-1.61
2 Nivel	C10	B245-ExAmp+	1.85	-5.49	2.39	0.07	-0.01	-1.91
2 Nivel	C12	B245-ExAmp-	0.18	-4.88	-2.39	-0.05	0.00	-2.24
2 Nivel	C12	B245-ExAmp-	1.73	-4.68	-2.39	-0.05	0.07	1.62
2 Nivel	C12	B245-ExAmp-	1.85	-4.67	-2.39	-0.05	0.08	1.92

Tabla 15. Máximas fuerzas cortantes mayoradas y amplificadas en columnas de concreto con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2) – Estructura reforzada

El cortante resistente de las columnas existentes corresponde a:

Sección Columna ϕ = 0.25

Utilizando estribos cerrados N° 2 **Número de Ramas =** 2

Para una separación entre entribos de: s = 120 mm

CORTANTE RESISTENTE f'_c = 12.8 MPa f_y = 240 MPa

$$\phi v_s = \frac{\phi A_v f_y d}{s} = 19 \text{ kN/m}^2 \qquad \phi v_c = \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{6} = 447 \text{ kN/m}^2 \qquad \phi v_c + \phi v_s = 465.52 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{resistente} = 23 \text{ kN} = 2.33 \text{ Ton}$$

El índice de sobresfuerzo máximo es de 2.39 ton / 2.33 ton = 1.025, muy cercano al límite admisible de 1.00, por tanto, se considera que las columnas Cumplen.

12.2 Revisión vigas de concreto

Las vigas de concreto que se encuentran sobre los muros de carga a nivel de entrepiso y cubierta trabajan como elementos de amarre y confinamiento, por estar apoyados en los muros en prácticamente toda su longitud no están sometidos a esfuerzos considerables, por tanto, cumplen para cualquier condición de carga.

Se realiza la revisión para las vigas de entrepiso sobre los ejes B y H entre ejes 1 – 2, 9 -10, las cuales son vigas aéreas sin muros de carga que las soporten. Estos elementos soportan las viguetas de entrepiso y su carga viva aferente aumentó con respecto a la condición actual por la proyección de estanterías en el 2 nivel.

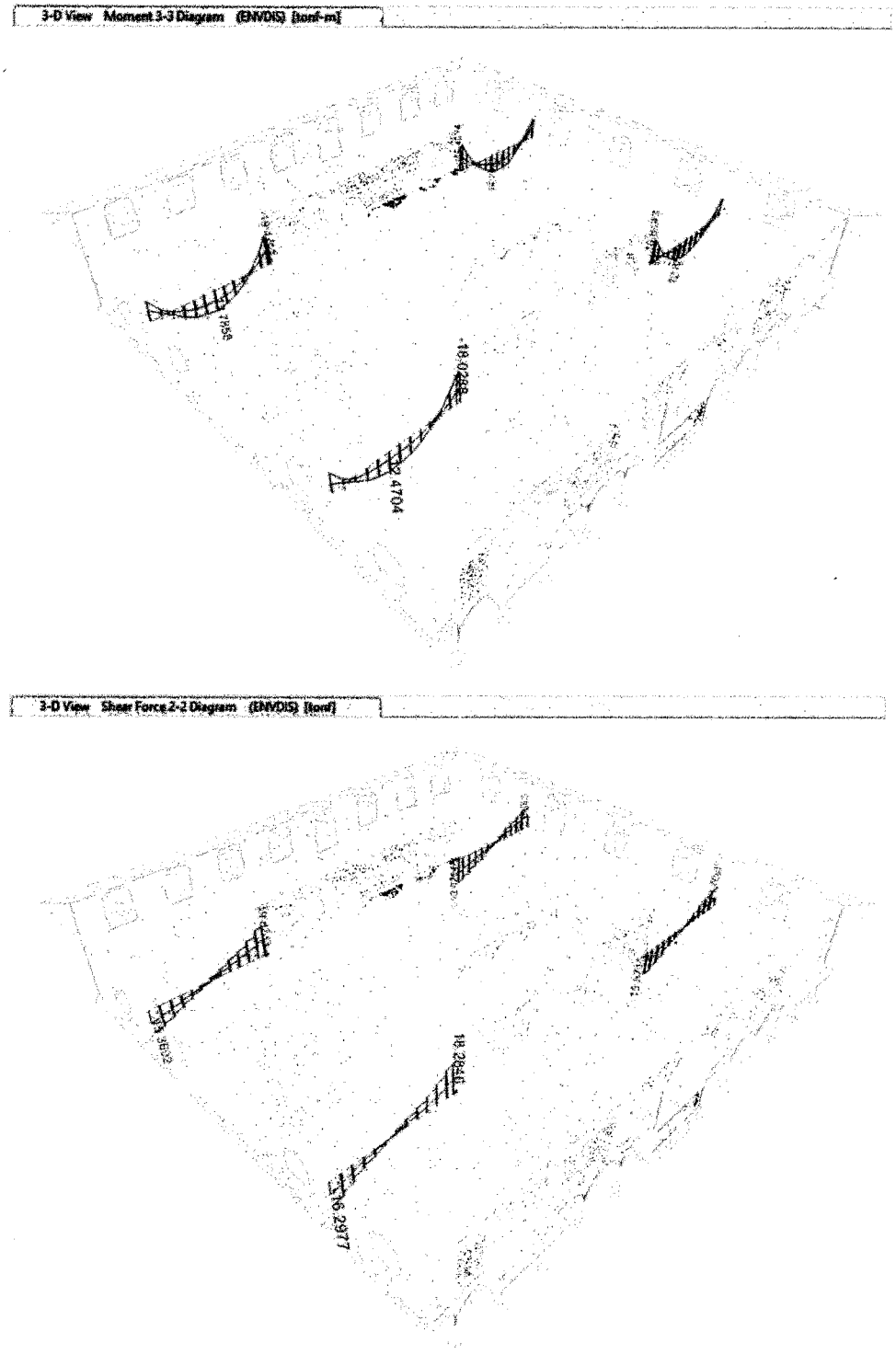


Ilustración 17 Diagramas de momento flector y fuerza cortante en vigas de concreto con movimientos sísmicos para un nivel de seguridad limitada (A.10.4.2.2) – Estructura reforzada (ton-m / ton)

Del análisis realizado se obtiene que los máximos momentos flectores y cortantes últimos en las vigas de entrepiso sobre los ejes B y H entre ejes 1 – 2, 9 -10 corresponden a:

Mu (+) = 14.25 ton-m Mu (-) = 19.47 ton-m Vu = 19.82 ton

De las exploraciones y ensayos con scanner realizados en el estudio de patología, se identificó que las vigas tienen un ancho de 40 cm y altura estimada de 35 cm, con 4 barras de refuerzo longitudinal y estribos separados cada 30 cm a lo largo del elemento, no se logró identificar los diámetros de los refuerzos; por tanto, conservadoramente, se asume refuerzo longitudinal en barras #4 y refuerzo transversal en barras #3. Se propone el reforzamiento de las vigas mediante recalce con aumento de sección y adición de refuerzo para aumentar la capacidad nominal.

Sección reforzada de 50 cm de ancho por 45 cm de altura, adición de 5 barras #6 en la zona superior cerca de los apoyos y en la zona inferior; así como la instalación de estribos adicionales en barra #3 separados cada 10 cm cerca de los apoyos.

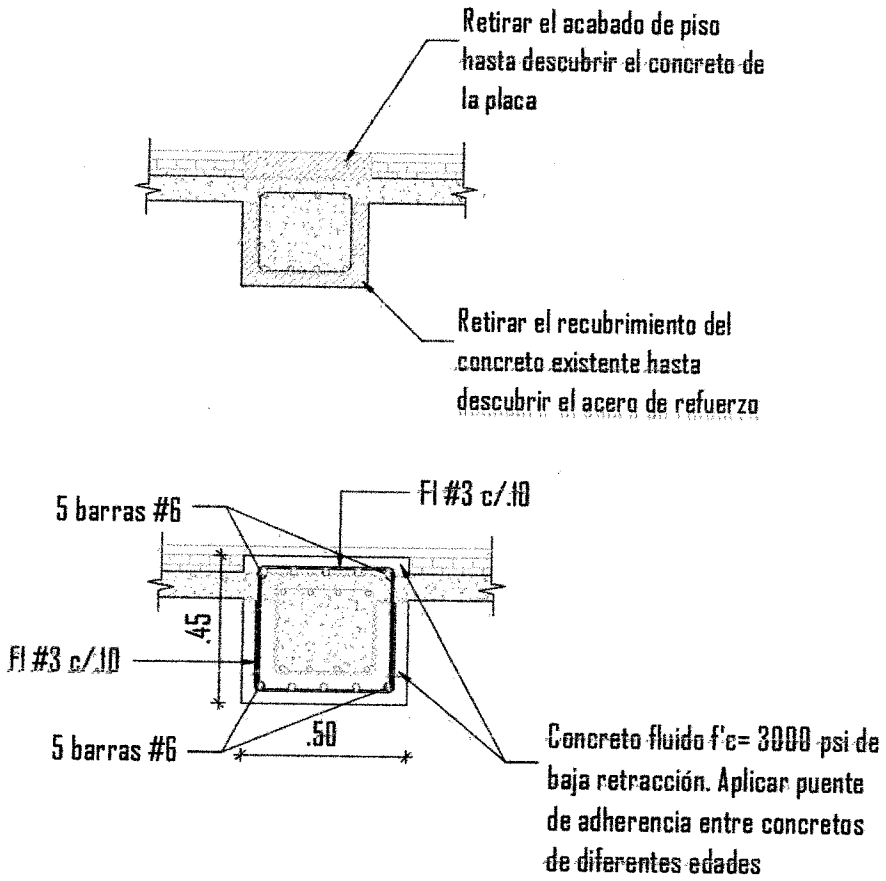


Ilustración 18 Esquemas recalce y adición de refuerzo en vigas de entrepiso sobre los ejes B y H entre ejes 1 2, 9 -10

El momento resistente a flexión de la sección reforzada se calcula por medio del método de resistencia última del concreto reforzado.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - 0{,}59\frac{\rho f_y d}{f'_c}\right) \qquad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$A_s = 4 \text{ x } 129 + 5 \text{ x } 284 = 1936 \text{ mm}^2$

d = 370 mm

$\rho = 1936 \text{ mm}^2 / (500 \text{ mm} * 370 \text{ mm}) = 0.0104$

$$\phi M_{n\,(+)} = 0.90 * 1936mm^2 * 420MPa\left(370mm - 0.59\frac{0.0104 * 420MPa * 370mm}{12.76MPa}\right)$$

$\phi M_{n\,(+)} = 216.08\ kN - m = 22.04$ ton-m

El momento resistente de la nueva sección reforzada es mayor que los momentos últimos obtenidos en las vigas. CUMPLE.

La capacidad a cortante de las vigas reforzadas se obtiene por:

Aporte del concreto:

ØV$_c$ = 0.45 *MPa*

ØV$_c$ = 88.1 *kN*

Aporte del acero de refuerzo:

Área de refuerzo a cortante (Av) = 1.42 *cm^2*

Separación de refuerzo a cortante (s) = 10.00 *cm*

ØV$_s$ = 0.89 *MPa*

ØV$_s$ = 175.5 *kN*

$\phi V_n = 88.10\ kN + 175.50\ kN = 263.60\ kN = 26.88\ ton$

El cortante resistente de la nueva sección reforzada es mayor que los cortantes últimos obtenidos en las vigas. CUMPLE.

12.3 Revisión viguetas de concreto

Para el análisis de las viguetas de la placa de entrepiso en la edificación intervenida, se considera la reducción de carga muerta por peso propio debido al retiro de la loseta inferior y del aligeramiento

en bloquelón de cemento, donde la placa de entrepiso queda con la configuración mostrada en la siguiente figura:

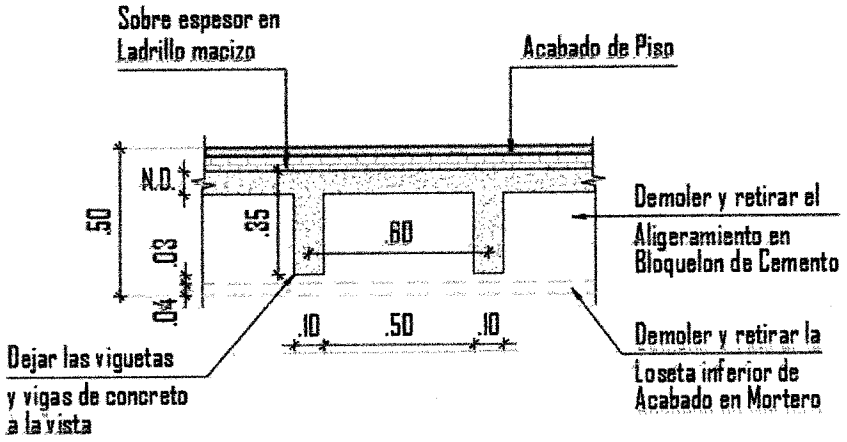


Ilustración 19 Esquema placa de entrepiso intervenida

De acuerdo con la tabla 11 del informe de patología, el refuerzo inferior de las viguetas está compuesto por 1 barra #5 + 1 barra #4, se asume el mismo refuerzo superior y flejes en barra #2 lisa cada 20 cm.

Las viguetas tienen sección de 10 cm de ancho por 35 cm de alto separadas entre ejes aproximadamente 60 cm, en los extremos se encuentran empotradas en las vigas de concreto sobre los muros de carga, por tanto, se consideran para el análisis como elementos empotrados en los extremos sometidos a carga uniformemente distribuida. Del modelo de análisis desarrollado en el programa ETABS para la distribución de carga muerta y carga viva de la propuesta arquitectónica se obtienen los máximos momentos y cortantes de diseño.

Solicitaciones para vigueta con máximo momento negativo:

Mu (-) = 3.70 ton-m Mu (+) = 2.78 ton-m Vu = 3.49 ton

Solicitaciones para vigueta con máximo momento positivo:

Mu (-) = 3.38 ton-m Mu (+) = 3.10 ton-m Vu = 3.50 ton

La capacidad a momentos flectores de las viguetas de entrepiso se calcula considerando la sección de 10 cm x 35 cm, utilizando una resistencia a compresión del concreto f'c= 12.76 MPa, acero de refuerzo según lo indicado anteriormente.

El momento resistente a flexión se calcula por medio del método de resistencia última del concreto reforzado.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - 0{,}59\frac{\rho f_y d}{f'_c}\right) \qquad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$A_s = 328\ mm^2$

Se toma un recubrimiento de 3.00 cm.

d = 320 mm

$\rho = 328\ mm^2 / (100\ mm * 320\ mm) = 0.0102$

$$\phi M_{n\,(+)} = 0.90 * 328mm^2 * 420MPa\left(320mm - 0.59\frac{0.0102 * 420MPa * 320mm}{12.76MPa}\right)$$

$\phi M_{n\,(+)} = 31.81\ kN - m$ = 3.24 ton-m

La capacidad a cortante de las viguetas se obtiene por

Aporte del concreto:

ϕV_c = 0.45 MPa

ϕV_c = 14.1 kN

Aporte del acero de refuerzo:

Área de refuerzo a cortante (Av) = 0.64 cm^2

Separación de refuerzo a cortante (s) = 20.00 cm

ϕV_s = 0.66 MPa

ϕV_s = 20.7 kN

$\phi V_n = 14.10\ kN + 20.70\ kN = 34.80\ kN = 3.55\ ton$

La capacidad existente de las viguetas es mayor a las solicitaciones mayoradas para las solicitaciones de momento positivo y cortante. Mientras que el máximo momento negativo que se presenta en las viguetas supera en un 12.43 % la capacidad del elemento.

Teniendo en cuenta que la deficiencia a momento negativo es del 12.43 % y que en este elemento se tiene una capacidad a momento positivo adicional del 16.54 %, se considera una redistribución de momentos como se especifica en C.8.4 del Reglamento NSR-10 para elementos continuos sometidos a flexión, donde el porcentaje límite especificado es del 20%.

Considerando una redistribución de momentos del 15 % los nuevos momentos corresponderían a:

Solicitaciones para vigueta con máximo momento negativo redistribuido:

Mu (-) = 3.70 ton-m * 0.85 = 3.14 ton-m

Mu (+) = 2.78 ton-m * 1.15 = 3.19 ton

Los momentos redistribuidos son menores a la capacidad nominal de la vigueta de 3.24 ton-m.

Teniendo en cuenta el reemplazo del muro del primer nivel sobre el eje I, el cual actualmente no es estructural, por un muro en mampostería reforzada, se genera un apoyo rígido sobre las viguetas localizadas entre los ejes H y J, presentándose un momento máximo negativo de -4.25 ton-m en dicho apoyo intermedio (eje I). Para garantizar la capacidad de los elementos se propone adicionar dos barras #5 en paquete en la parte superior de cada vigueta, quedando una sección de 10 cm de ancho por 40 cm de altura.

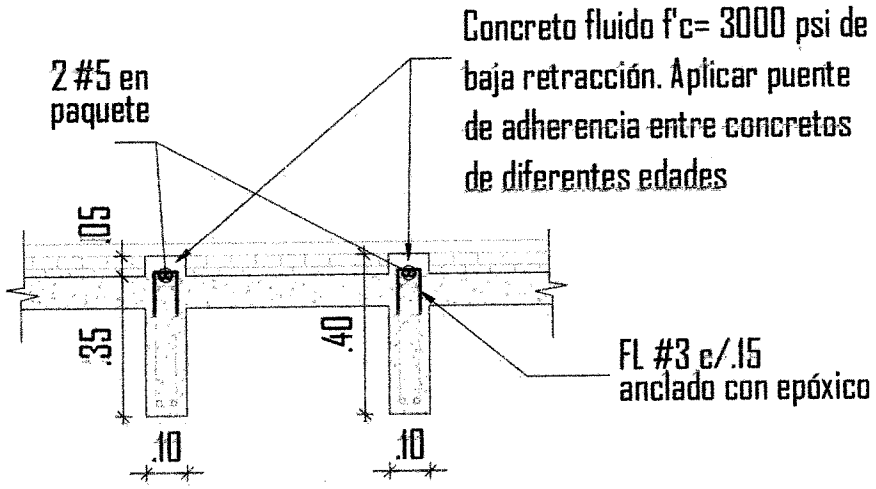


Ilustración 20 Esquema recalce y adición de refuerzo en viguetas de entrepiso sobre el eje I

El momento resistente a flexión de la vigueta recalzada se calcula por medio del método de resistencia última del concreto reforzado.

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - 0{,}59\frac{\rho f_y d}{f'_c}\right) \qquad \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$A_s = 540\ mm^2$ (2 barras #5 nuevas y se asumen que en esa zona la vigueta tiene 2 #3)

d = 340 mm

ρ = 540 mm² / (100 mm * 340 mm) = 0.0158

$$\phi M_{n\,(-)} = 0.90 * 540mm^2 * 420MPa\left(340mm - 0.59\frac{0.0158 * 420MPa * 340mm}{12.76MPa}\right)$$

$\phi M_{n\,(-)} = 48.10\ kN - m$ = 4.90 ton-m > 4.25 ton-m CUMPLE

13 Diseño de nueva cubierta en madera

Como se indicó en las conclusiones del informe de vulnerabilidad sísmica, a nivel de cubierta se proyecta el reemplazo completo de todos los elementos que soportan las tejas de barro, para lo cual, se proponen nuevas cerchas, tensores, pares y correas en madera aserrada tipo SAPAN (Grupo ES2), cuyas propiedades mecánicas son:

Nombre Madera		**SAPAN**	
Grupo Estructural		**ES2**	
Densidad Básica	**DB =**	**800**	**kg/m^3**
Módulo de Elasticidad característico	**E =**	**18000**	**Mpa**
Esfuerzo Admisible a Flexión	**F_b =**	**28.5**	**Mpa**
Esfuerzo Admisible a Tensión	**F_t =**	**20**	**Mpa**
Esfuerzo Admisible a Compresión ll	**F_c =**	**22**	**Mpa**
Esfuerzo Admisible a Compresión ⊥	**F_p =**	**4.3**	**Mpa**
Esfuerzo Admisible a Cortante	**F_v =**	**2.00**	**Mpa**

El análisis de los elementos que conforman la nueva cubierta se realiza de forma independiente.

13.1 Diseño de pares

Los pares se proyectan en sección de 8 cm de ancho x 18 cm de alto, los cuales se apoyan por el costado lateral sobre los tensores, es decir que los pares trabajan como elementos simplemente apoyados entre los tensores, para tener en cuenta esta condición, en el modelo de análisis se liberan a momento los extremos de los elementos entre apoyos.

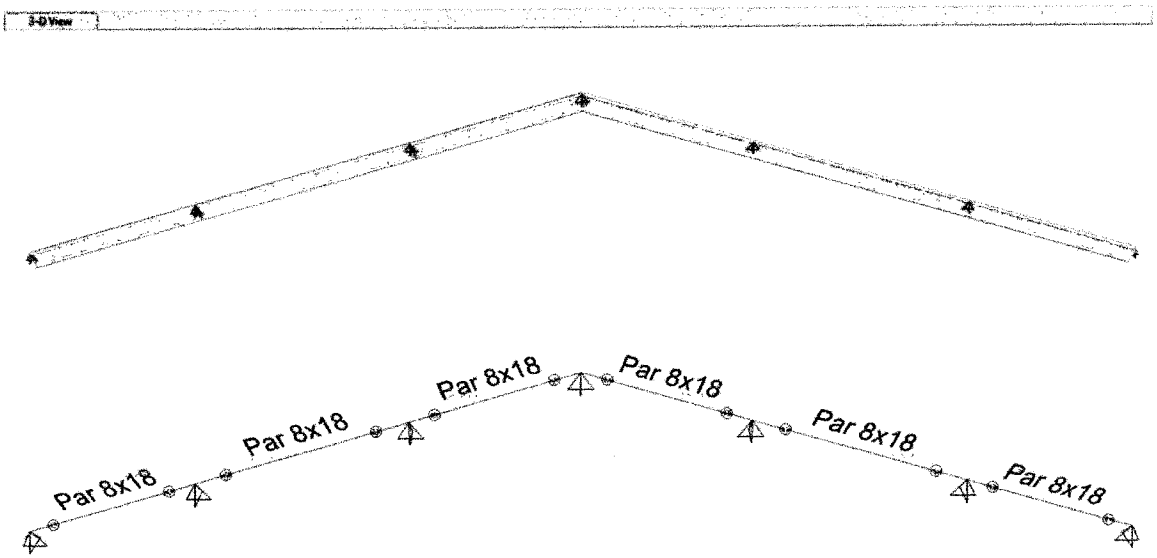


Ilustración 21 Modelo independiente para análisis de pares de cubierta

Del modelo computacional se obtienen las máximas solicitaciones a las que estarán sometidos dichos elementos las cuales se presentan a continuación:

$P_{máx.\ Servicio}$ = 136.07 kg

$T_{máx.\ Servicio}$ = 136.07 kg

$M22_{máx.\ Servicio}$ = 0.00 kg-m

$M33_{máx.\ Servicio}$ = 278.99 kg-m

$V22_{máx.\ Servicio}$ = 408.82 kg

$V33_{máx.\ Servicio}$ = 0.00 kg

Para estas solicitaciones se chequea que los esfuerzos correspondientes no superen los admisibles.

Elemento		b	h	L	Area	Inercia	M Flexión	Tensión	Compresión II	Cortante	$F_{b\text{-Actuante}}$	$F_{t\text{-Actuante}}$	$F_{c\text{-Actuante}}$	$FV_{Actuante}$
Tipo	ID	(mm)	(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm^4)	(kg-m)	(kg)	(kg)	(kg)	(Mpa)	Mpa	Mpa	Mpa
S=8x18	Par	80	180	2720	14400	38880000	278.99	136.07	136.07	408.82	2.81	0.09	0.09	0.37

Revisión Esfuerzo Admisible a Flexión

Elemento		F_b	C_D	C_m	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_{in}	F'_b	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa								Mpa		
S=8x18	Par	28.5	0.9	1	1	1	1	1	0.8	20.52	CUMPLE	0.14

Revisión Esfuerzo Admisible a Tensión

Elemento		F_t	C_D	C_m	C_t	C_F	C_{in}	C_r	F'_t	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa							Mpa		
S=8x18	Par	20	0.9	1	1	1	0.8	1	14.40	CUMPLE	0.01

Revisión Esfuerzo Admisible a Cortante

Elemento		F_v	C_D	C_m	C_t	C_{in}	C_r	F'_v	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa						Mpa		
S=8x18	Par	2	0.9	1	1	0.8	1	1.44	CUMPLE	0.26

Revisión Esfuerzo Admisible a Compresión II

Elemento		F_c	C_D	C_m	C_t	C_F	C_{in}	C_p	F'_c	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa							Mpa		
S=8x18	Par	22	0.9	1	1	1	0.8	1	15.84	CUMPLE	0.01

Tabla 16. Revisión Par S=80x180 mm

13.2 Diseño de tensores

Los tensores se proyectan en sección de 12 cm de ancho x 18 cm de alto, los cuales se apoyan por el costado lateral sobre las cerchas, es decir que los tensores trabajan como elementos simplemente apoyados entre las cerchas, para tener en cuenta esta condición, en el modelo de análisis se liberan a momento los extremos de los elementos entre apoyos.

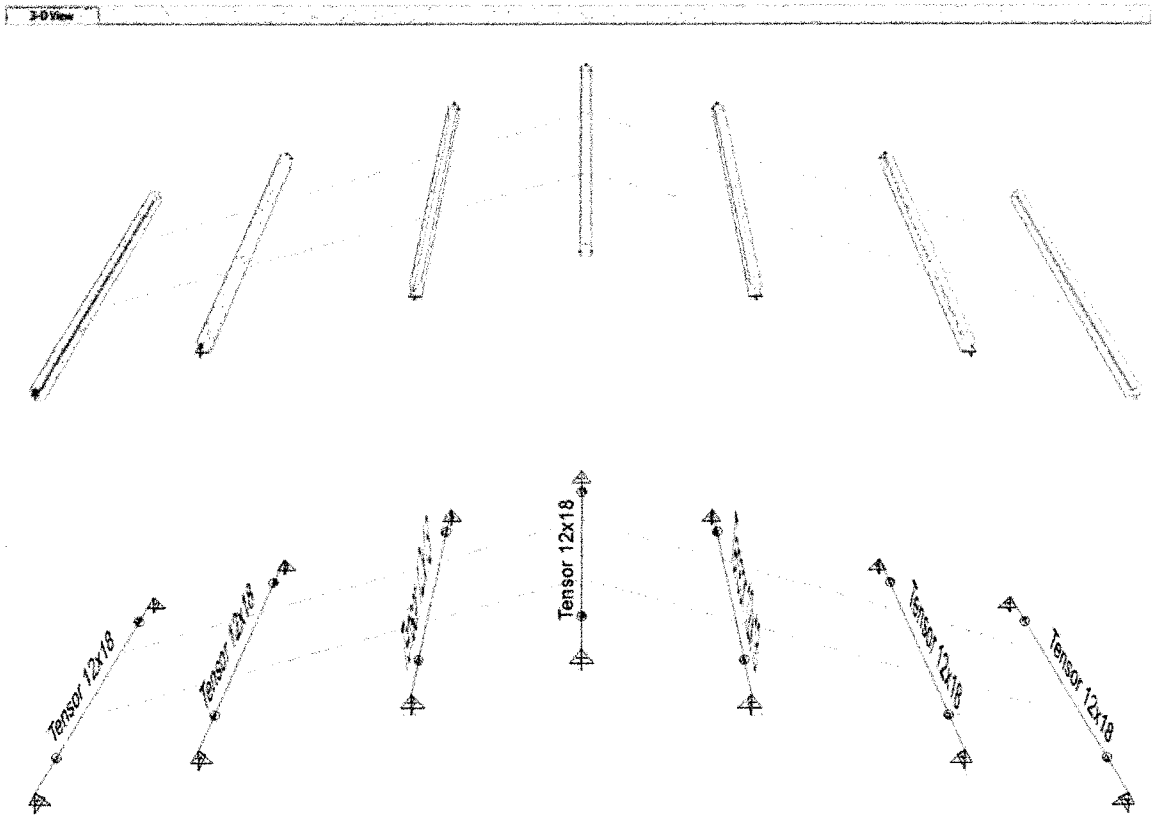


Ilustración 22 Modelo independiente para análisis de tensores de cubierta

Del modelo computacional se obtienen las máximas solicitaciones a las que estarán sometidos dichos elementos las cuales se presentan a continuación:

$P_{máx.\ Servicio}$ = 0.00 kg

$T_{máx.\ Servicio}$ = 0.00 kg

$M22_{máx.\ Servicio}$ = 61.20 kg-m

$M33_{máx.\ Servicio}$ = 1167.63 kg-m

$V22_{máx.\ Servicio}$ = 817.32 kg

$V33_{máx.\ Servicio}$ = 42.21 kg

Para estas solicitaciones se chequea que los esfuerzos correspondientes no superen los admisibles.

Elemento		b	h	L	Area	Inercia	$M_{Flexión}$	Cortante	$F_{b\text{-}Actuante}$	$FV_{Actuante}$
Tipo	ID	(mm)	(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm^4)	(kg-m)	(kg)	(Mpa)	Mpa
S=12x18	**Tensor**	120	180	4350	21600	58320000	1167.63	817.32	11.78	0.49
S=18x12	**Tensor**	180	120	4350	21600	25920000	61.2	42.21	2.08	0.03

Revisión Esfuerzo Admisible a Flexión

Elemento		F_b	C_D	C_m	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_{in}	F'_b	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa								Mpa		
S=12x18	Tensor	28.5	0.9	1	1	1	1	1	0.8	20.52	CUMPLE	0.57
S=18x12	Tensor	28.5	0.9	1	1	1	1	1	0.8	20.52	CUMPLE	0.10

Revisión Esfuerzo Admisible a Cortante

Elemento		F_v	C_D	C_m	C_t	C_{in}	C_r	F'_v	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa						Mpa		
S=12x18	Tensor	2	0.9	1	1	0.8	1	1.44	CUMPLE	0.34

Tabla 17. Revisión Tensor S=120x180 mm

13.3 Diseño de cerchas

Los cordones inferiores, superiores, diagonales y montantes se proyectan en sección de 12 cm de ancho x 18 cm de alto, los montantes cercanos a los apoyos se proyectan en sección de 12 cm de ancho por 12 cm de alto. Las cerchas se apoyan sobre las vigas de concreto mediante platinas y pernos anclados con epóxicos.

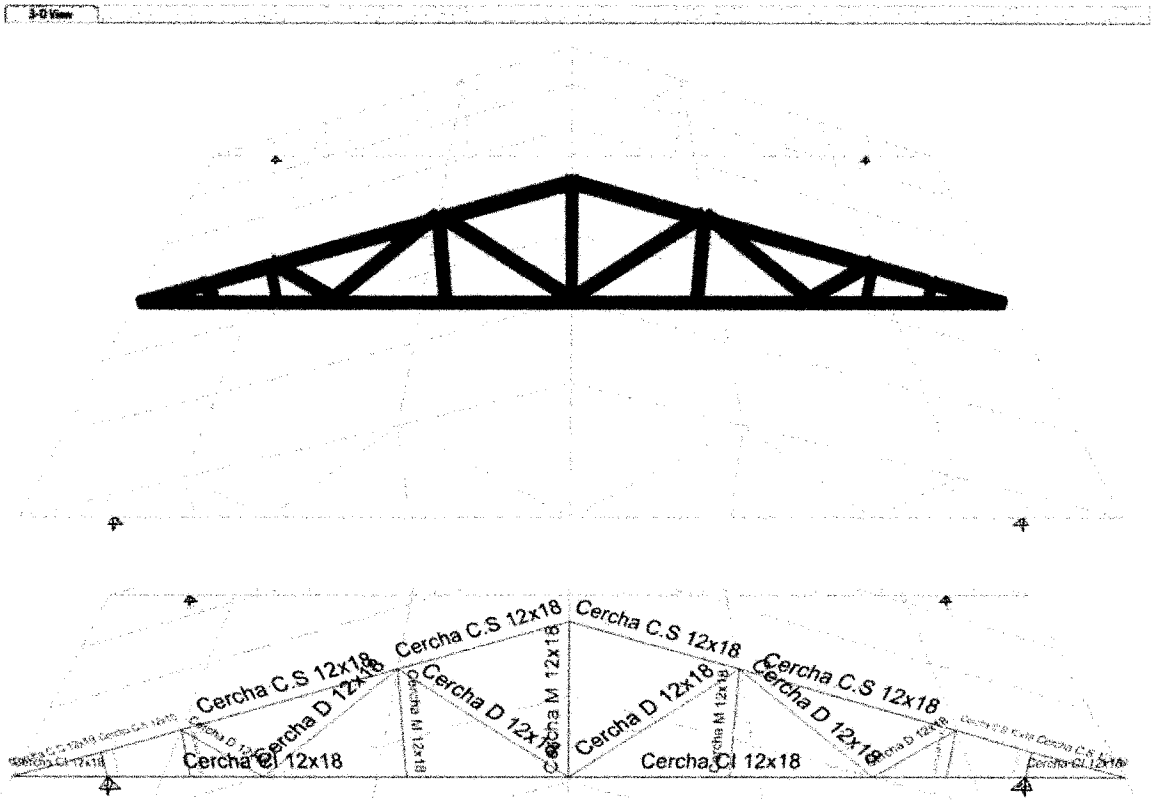


Ilustración 23 Modelo independiente para análisis de cerchas de cubierta

Del modelo computacional se obtienen las máximas solicitaciones a las que estarán sometidos dichos elementos las cuales se presentan a continuación:

$P_{máx.\ Servicio}$ = 9045.59 kg

$T_{máx.\ Servicio}$ = 3853.96 kg

$M22_{máx.\ Servicio}$ = 0.00 kg-m

$M33_{máx.\ Servicio}$ = 1551.27 kg-m

$V22_{máx.\ Servicio}$ = 2352.08 kg

$V33_{máx.\ Servicio}$ = 0.00 kg

Para estas solicitaciones se chequea que los esfuerzos correspondientes no superen los admisibles.

Elemento		b	h	L	Area	Inercia	$M_{Flexión}$	Tensión	Compresión II	Cortante	$F_{b\text{-}Actuante}$	$F_{t\text{-}Actuante}$	$F_{c\text{-}Actuante}$	$F_{V\text{-}Actuante}$
Tipo	ID	(mm)	(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm^4)	(kg-m)	(kg)	(kg)	(kg)	(Mpa)	Mpa	Mpa	Mpa
S=12x18	Cordón	120	180	-	21600	58320000	1551.27	3853.96	9045.59	2352.08	15.65	1.75	4.11	1.42

Revisión Esfuerzo Admisible a Flexión

Elemento		F_b	C_D	C_m	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_{in}	F'_b	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa								Mpa		
S=12x18	Cordón	28.5	0.9	1	1	1	1	1	0.8	**20.52**	**CUMPLE**	**0.76**

Revisión Esfuerzo Admisible a Tensión

Elemento		F_t	C_D	C_m	C_t	C_F	C_{in}	C_r	F'_t	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa							Mpa		
S=12x18	Cordón	20	0.9	1	1	1	0.8	1	**14.40**	**CUMPLE**	**0.12**

Revisión Esfuerzo Admisible a Cortante

Elemento		F_v	C_D	C_m	C_t	C_{in}	C_r	F'_v	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa						Mpa		
S=12x18	Cordón	2	0.9	1	1	0.8	1	**1.44**	**CUMPLE**	**0.99**

Revisión Esfuerzo Admisible a Compresión II

Elemento		F_c	C_D	C_m	C_t	C_F	C_{in}	C_p	F'_c	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa							Mpa		
S=12x18	Cordón	22	0.9	1	1	1	0.8	1	**15.84**	**CUMPLE**	**0.26**

Tabla 18. Revisión Cordón superior, inferior, montantes y diagonales cercha de cubierta S=120x180 mm

13.4 Diseño de correas

Las correas se proyectan en sección de 4 cm de ancho x 10 cm de alto, las cuales se apoyan por el costado lateral sobre los pares, es decir que las correas trabajan como elementos simplemente apoyados entre los pares, sometidos a carga uniformemente distribuida. A continuación, se presenta el análisis de las solicitaciones:

DL = 75.12 kg/m

LL_{CUb} = 26.20 kg/m

G = 75 kg/m

Wu = 1.20 * 75.12 kg/m + 1.60 * 75 kg/m = 210.14 kg/m

Momento en el centro de la luz:

$$M_{U(+)} = \frac{W\,L^2}{8} = \frac{210.14 * 1.45^2}{8} = 55.23\ kg - m$$

Cortante ultimo Vu = 210.14 * 1.45 / 2 = 152.35 kg

Para estas solicitaciones se chequea que los esfuerzos correspondientes no superen los admisibles.

Elemento		b	h	L	Area	Inercia	M Flexión	Cortante	$F_{b\text{-Actuante}}$	Fv_{Actuante}
Tipo	ID	(mm)	(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm^4)	(kg-m)	(kg)	(Mpa)	Mpa
S=4x10	Crr	40	100	1450	4000	3333333.3	55.23	152.35	3.25	0.50

Revisión Esfuerzo Admisible a Flexión

Elemento		F_b	C_D	C_m	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_{in}	F'_b	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa								Mpa		
S=4x10	Crr	28.5	0.9	1	1	1	1	1	0.8	20.52	CUMPLE	0.16

Revisión Esfuerzo Admisible a Cortante

Elemento		F_v	C_D	C_m	C_t	C_{in}	C_r	F'_v	Resultado	Eficiencia
Tipo	ID	Mpa						Mpa		
S=4x10	Crr	2	0.9	1	1	0.8	1	1.44	CUMPLE	0.35

Tabla 19. Revisión correas de cubierta S=40x100 mm

13.5 Análisis de deflexiones

Los límites de deflexión empleados para el análisis se encuentran consignados en la tabla G.3.2-1 de la NSR-10. Para el caso se adopta un tipo de construcción consistente en cubierta inclinada – Otros cielos rasos, cuyos valores admisibles son:

- Carga viva – l/300
- Carga de viento – l/240
- Carga muerta + carga viva – l/240

En donde l es la longitud del elemento en cuestión.

A continuación, se presenta el análisis para las cerchas:

Longitud elemento (cm):	1101

Tipo de carga	Δ Calculada (cm)	Δ Admisible (cm)	Cumple
Viva	0.24	3.67	SI
Viento	0.28	4.59	SI
Total	1.41	4.59	SI

Tabla 20. Análisis de deflexiones en cerchas

13.6 Diseño de uniones para cerchas en madera

El diseño de las uniones se realiza de acuerdo a lo especificado en el capítulo G.6 "UNIONES" del NSR-10.

La unión entre los elementos de las cerchas se proyecta tipo pernada con platinas de acero laterales; del diseño de los elementos de las cerchas se obtienen las cargas de diseño para la conexión analizada, para la cual en la siguiente ilustración se presenta el diagrama de fuerzas axiales, para la cercha tipo que contiene los tipos de conexiones propuestas en las cerchas.

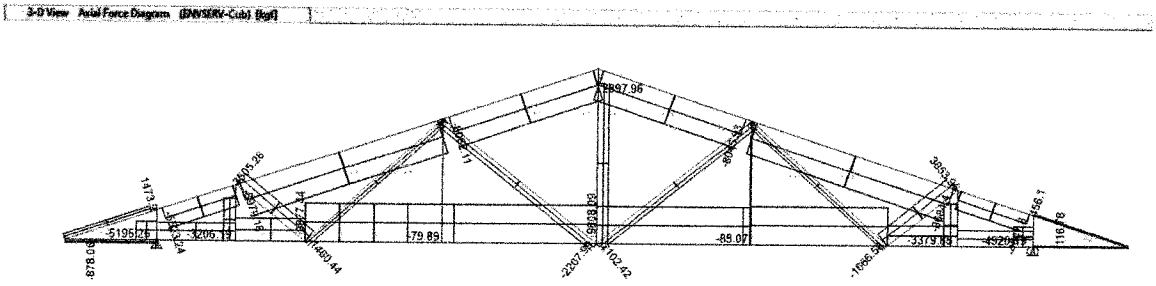
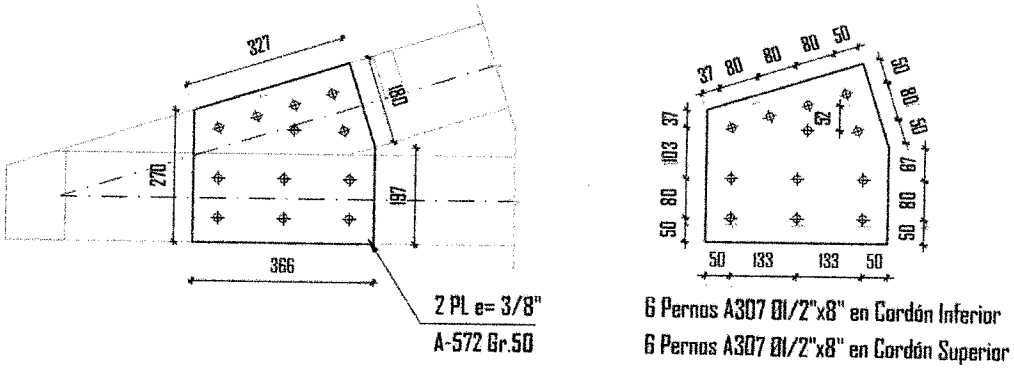


Ilustración 24 Diagrama de fuerzas axiales para la envolvente de servicio en cercha de cubierta

Las conexiones de las cerchas se tipificaron esencialmente por la geometría de las platinas que conectan los elementos,

Diseño de pernos

Las conexiones tipo 1 corresponden a la unión de los cordones superior e inferior de las cerchas.



DETALLE CONEXIÓN T1

Ilustración 25 Esquema conexión tipo 1

La carga critica en esta conexión corresponde a la fuerza axial en el punto de unión de los cordones la cual es de 1475 kg.

De la tabla G.6.13-3 se obtienen las cargas admisibles para uniones empernadas con doble cizallamiento, debido a que la anterior tabla solo posee valores de ancho hasta 10 cm, se realizó una extrapolación lineal para un ancho de 12 cm.

Para un diámetro de pernos de 1/2" (12mm) y para una DB >0.70, el valor de la carga admisible P es de 12100 N = 1233 kg.

Como se tienen hasta cuatro pernos por fila, el coeficiente de reducción por grupo C_g es de 0.87.

El número de pernos requeridos para cada condición de carga es:

La capacidad de la unión pernada corresponde a:

$P' = P\ C_D\ C_m\ C_t\ C_{pL}\ C_g$

C_D = 0.90 (Coeficiente de modificación por duración de la carga)

C_m = 1.00 (Coeficiente de modificación por contenido de humedad)

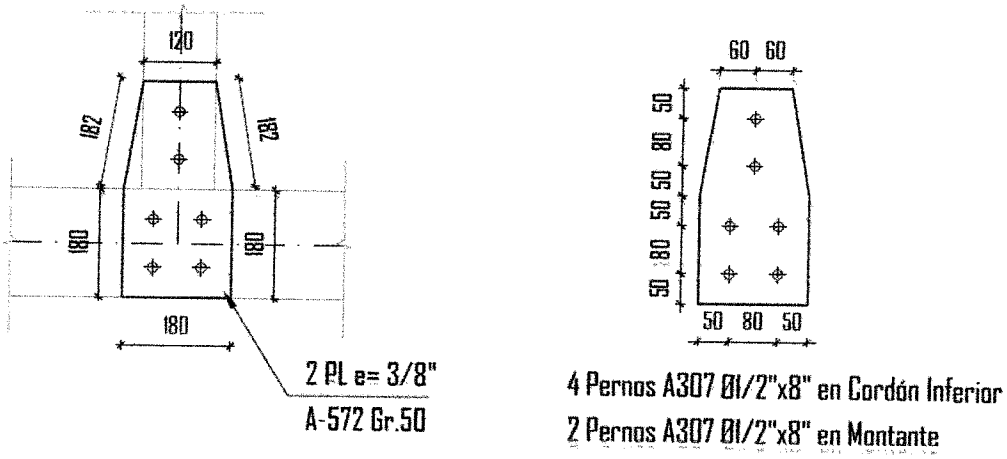
C_t = 1.00 (Coeficiente de modificación por temperatura)

C_{pL} = 1.25 (Coeficiente por utilización de platinas)

P' = 1233 kg *0.90 * 1.00 * 1.00 * 1.25 * 0.87 = 1206.80 kg

La capacidad de la unión por elemento conectado, en el cual para la conexión estudiada se proponen 6 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 6 * 1206.80 kg = 7240.80 kg > 1475 kg, por tanto, cumple.

Las conexiones tipo 3 corresponden a la unión del cordón inferior de 120x180 mm al montante de 120x120 mm de las cerchas.



DETALLE CONEXIÓN T3

Ilustración 26 Esquema conexión tipo 3

La carga critica en esta conexión corresponde al cortante sobre el montante, la cual es de 1021.17 kg.

De la tabla G.6.13-3 se obtienen las cargas admisibles para uniones empernadas con doble cizallamiento, se considera la carga Q, debido a que la anterior tabla solo posee valores de ancho hasta 10 cm, se realizó una extrapolación lineal para un ancho de 12 cm.

Para un diámetro de pernos de 1/2" (12mm) y para una DB >0.70, el valor de la carga admisible Q es de 4810 N = 490.50 kg.

Solo se tienen dos pernos por fila en el montante, el coeficiente de reducción por grupo C_g es de 1.00.

Q' = 490.50 kg *0.90 * 1.00 * 1.00 * 1.25 * 1.00 = 551.81 kg

La capacidad de la unión en el montante conectado, en el cual para la conexión estudiada se proponen 2 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 2 * 551.81 kg = 1103.62 kg > 1021.17 kg, por tanto, cumple.

Las conexiones tipo 4 corresponden a la unión del cordón superior de 120x180 mm, del montante de 120x120 mm y de la diagonal de 120x180 mm de las cerchas.

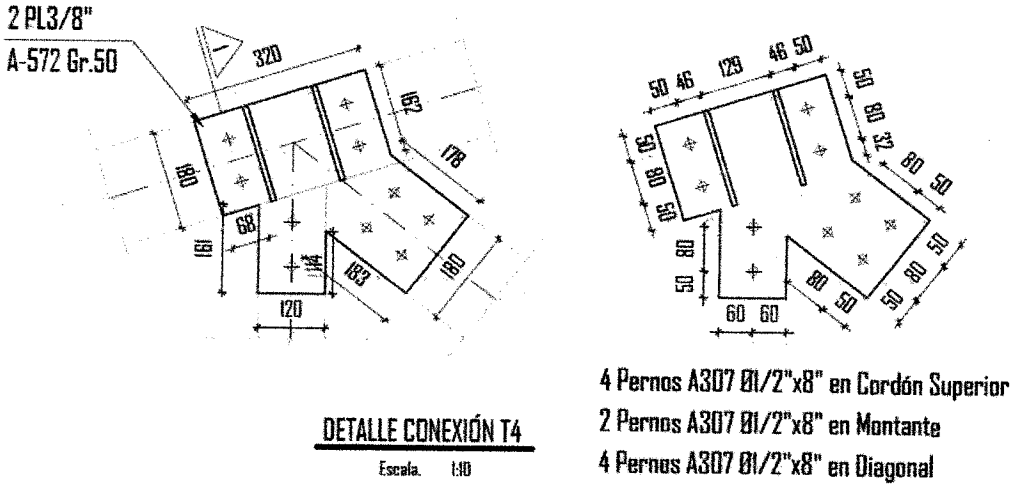


Ilustración 27 Esquema conexión tipo 4

La carga critica en esta conexión corresponde al cortante sobre el montante, la cual es de 1021.17 kg y a la fuerza axial sobre la diagonal, la cual es de 3853.96 kg.

La capacidad de la unión en el montante conectado, en el cual para la conexión estudiada se proponen 2 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 2 * 551.81 kg = 1103.62 kg > 1021.17 kg, por tanto, cumple.

La capacidad de la unión en la diagonal conectada, en el cual para la conexión estudiada se proponen 4 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 4 * 1206.80 kg = 4827.20 kg > 3853.96 kg, por tanto, cumple.

Las conexiones tipo 5 corresponden a la unión del cordón inferior de 120x180 mm y de las diagonales de 120x180 mm de las cerchas.

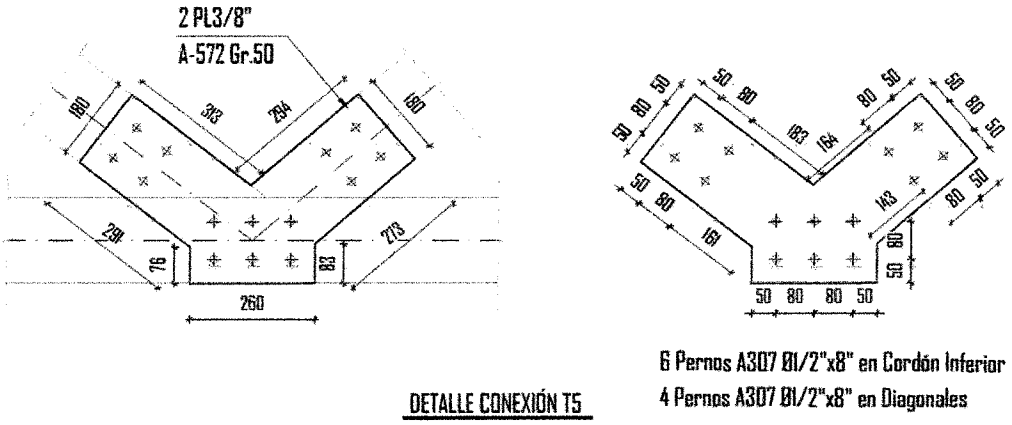


Ilustración 28 Esquema conexión tipo 5

La carga critica en esta conexión corresponde a la fuerza axial sobre las diagonales, la cual es de 3853.96 kg.

La capacidad de la unión en las diagonales conectadas, en el cual para la conexión estudiada se proponen 4 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 4 * 1206.80 kg = 4827.20 kg > 3853.96 kg, por tanto, cumple.

Las conexiones tipo 6 corresponden a la unión del cordón inferior de 120x180 mm y del montante de 120x180 mm de las cerchas.

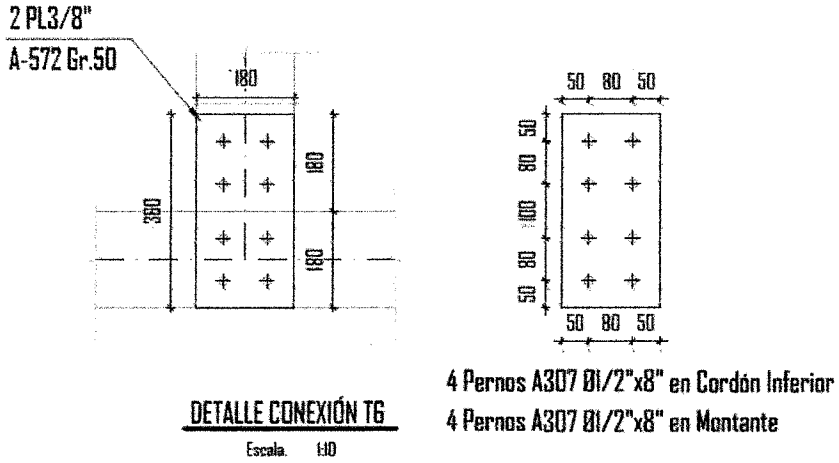


Ilustración 29 Esquema conexión tipo 6

La carga critica en esta conexión corresponde al cortante sobre el montante, la cual es de 100.05 kg.

La capacidad de la unión en el montante conectado, en el cual para la conexión estudiada se proponen 4 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 4 * 551.81 kg = 2207.24 kg > 100.05 kg, por tanto, cumple.

Las conexiones tipo 7 corresponden a la unión del cordón superior de 120x180 mm, del montante de 120x180 mm y de las diagonales de 120x180 mm de las cerchas.

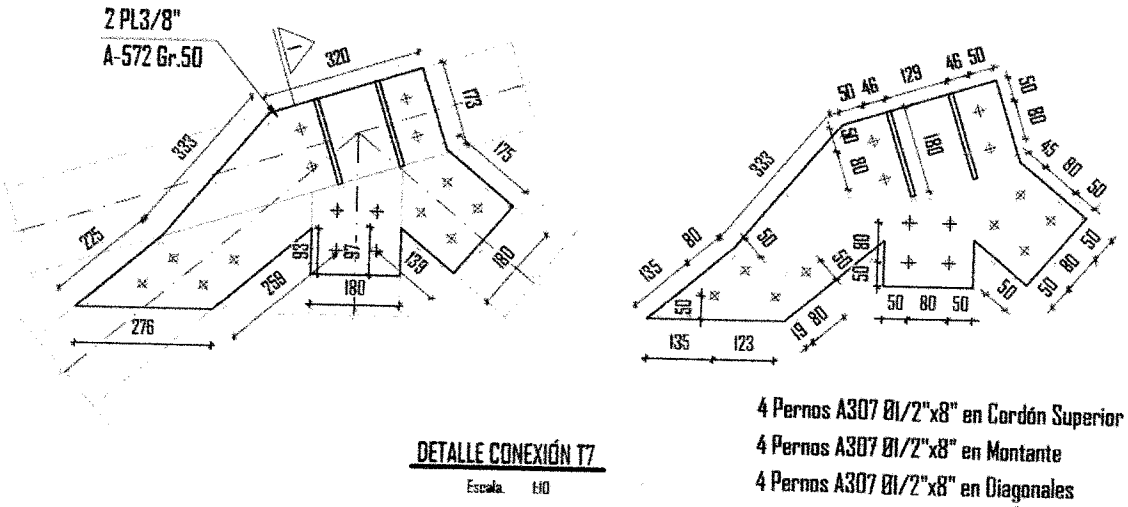


Ilustración 30 Esquema conexión tipo 7

La carga critica en esta conexión corresponde al cortante sobre el montante, la cual es de 100.05 kg y a la fuerza axial sobre la diagonal, la cual es de 2208 kg.

La capacidad de la unión en el montante conectado, en el cual para la conexión estudiada se proponen 4 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 4 * 551.81 kg = 2207.24 kg > 100.05 kg, por tanto, cumple.

La capacidad de la unión en la diagonal conectada, en el cual para la conexión estudiada se proponen 4 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 4 * 1206.80 kg = 4827.20 kg > 2208 kg, por tanto, cumple.

Las conexiones tipo 8 corresponden a la unión del cordón inferior de 120x180 mm, del montante de 120x180 mm y de las diagonales de 120x180 mm de las cerchas.

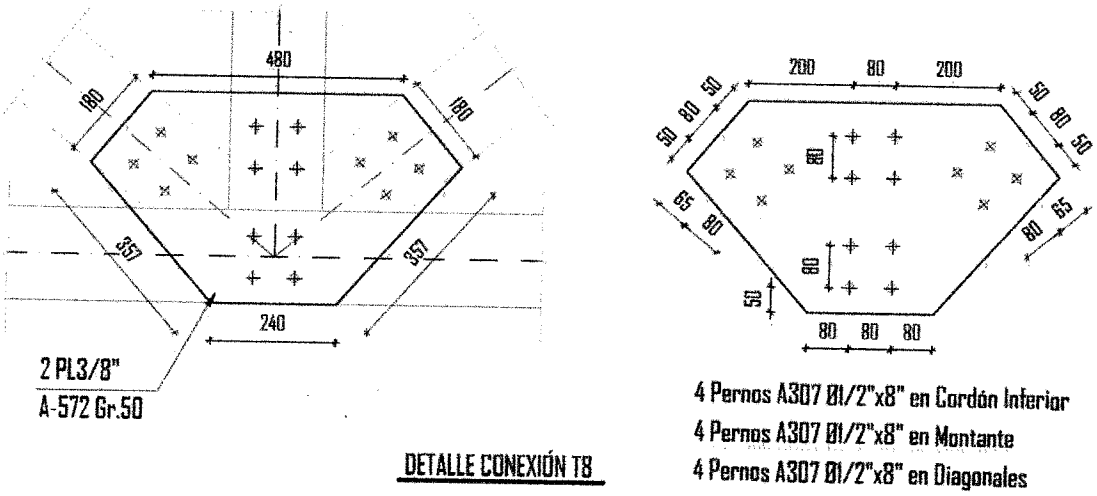


Ilustración 31 Esquema conexión tipo 8

La carga critica en esta conexión corresponde a la carga axial sobre el montante, la cual es de 2898 kg y a la fuerza axial sobre la diagonal, la cual es de 2208 kg.

La capacidad de la unión en el montante y diagonales conectadas, en el cual para la conexión estudiada se proponen 4 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 4 * 1206.80 kg = 4827.20 kg > 2898 kg, por tanto, cumple.

Las conexiones tipo 9 corresponden a la unión del cordón superior de 120x180 mm y del montante de 120x180 mm de las cerchas.

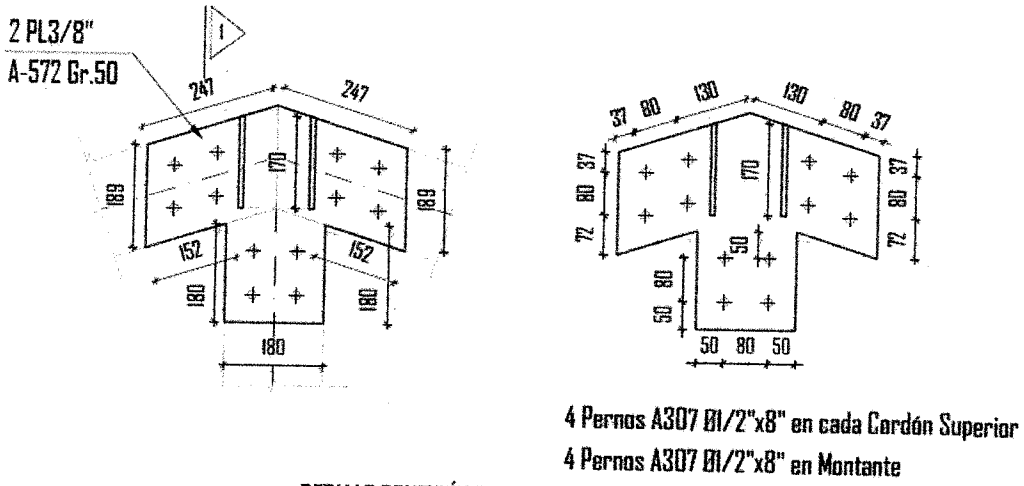


Ilustración 32 Esquema conexión tipo 9

La carga critica en esta conexión corresponde a la carga axial sobre el montante, la cual es de 2898 kg.

La capacidad de la unión en el montante conectado, en el cual para la conexión estudiada se proponen 4 pernos Φ1/2" (12mm) tiene una resistencia de 4 * 1206.80 kg = 4827.20 kg > 2898 kg, por tanto, cumple.

Las conexiones de los tensores de 120x180 mm a las cerchas se analizan a continuación:

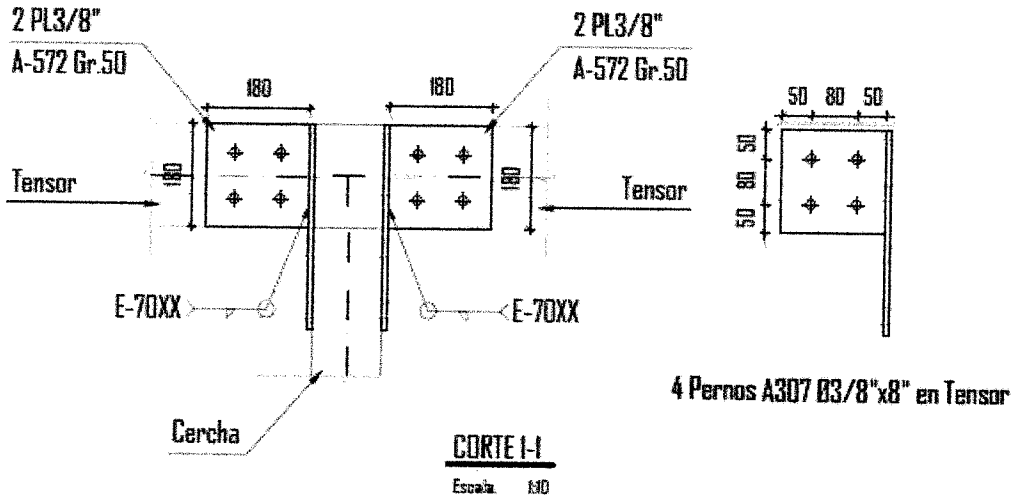


Ilustración 33 Esquema conexión tensores

La carga critica en esta conexión corresponde a la reacción de los tensores sobre las cerchas, la cual es de 817.32 kg.

Para un diámetro de pernos de 3/8" (9.50mm) y para una DB >0.70, el valor de la carga admisible Q es de 3590 N = 366.08 kg.

Solo se tienen dos pernos por fila en el tensor, el coeficiente de reducción por grupo C_g es de 1.00.

Q' = 366.08 kg *0.90 * 1.00 * 1.00 * 1.25 * 1.00 = 411.84 kg

La capacidad de la unión en el tensor conectado, en el cual para la conexión estudiada se proponen 4 pernos Φ3/8" (9.50mm) tiene una resistencia de 4 * 411.84 kg = 1647.36 kg > 817.32 kg, por tanto, cumple.

Diseño de clavos

Las conexiones de los pares de 80x180 mm a los tensores de 120x180 mm se proyectan tipo clavada con clavos lanceros de Ø6mm instalados en diagonal como se especifica en la figura G.6.7-2 del NSR-10.

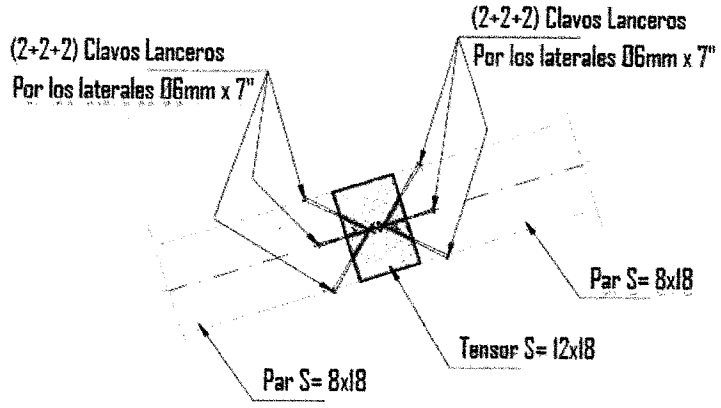


Ilustración 34 Esquema conexión pares a tensores

La carga critica en esta conexión corresponde a la reacción de los pares sobre los tensores, la cual es de 394.26 kg.

De la tabla G.6.9-1 se obtienen las cargas admisibles para uniones clavadas de cortante simple, para un diámetro de clavo de 6 mm, longitud de 6" y para una DB >0.70, el valor de la carga admisible P es de 1365 N = 139.19 kg.

Como se tienen tres clavos por fila, el coeficiente de reducción por grupo C_{ag} es de 0.92.

El número de clavos requeridos para cada condición de carga es:

La capacidad de la unión clavada corresponde a:

$P_{adm} = P_{es}\ C_D\ C_m\ C_t\ C_p\ C_{ag}\ C_f\ C_{pre}\ CpL$

C_D = 0.90 (Coeficiente de modificación por duración de la carga)

C_m = 1.00 (Coeficiente de modificación por contenido de humedad)

C_t = 1.00 (Coeficiente de modificación por temperatura)

C_p = 1.00 (Coeficiente de penetración del clavo)

C_f = 0.83 (Coeficiente por forma de colocación)

C_{pre} = 1.00 (Coeficiente por pretaladrado)

C_{pL} = 1.00 (Coeficiente por utilización de platinas)

P_{adm} = 139.19 kg * *0.90 * 1.00 * 1.00 * 1.00 * 0.92 * 0.83 * 1.00 * 1.00 = 95.65 kg

La capacidad de la unión clavada, donde se proponen 6 clavos Φ6mmx6" se tiene una resistencia de 6 * 95.65 kg = 573.90 kg > 394.26 kg, por tanto, cumple.

Diseño de partes metálicas

De acuerdo a G.6.4 todas las partes metálicas de las uniones se deben diseñar de acuerdo con el Titulo F del NSR-10.

Revisión platina metálica

La carga mayorada de diseño es de 6960 kg que corresponde a la suma de las tensiones máximas en el cordón inferior y en el montante conectados con la platina.

Las platinas se proponen de espesor 3/8" en acero A572 Gr50 con Fy = 345 MPa, son dos platinas una a cada costado.

Fluencia en área total de platinas

$\Phi Pn = \Phi * Fy * Ag = 0.90 * 35.18 kg/mm^2 * 2 * (180mm \times 9.50mm) = 108284 kg$

Fractura en área neta de platinas

$\Phi Pn = \Phi * Fu * An = 0.75 * 45.70 kg/mm^2 * 2 * 1406 mm^2 = 96381.30 kg$

Aplastamiento

Para los huecos más cercanos al borde.

$\Phi Pn = \Phi (1.2 * Fu * Lc * t) = 0.75 * 1.2 * 45.70 kg/mm^2 * 50mm * 9.50mm) = 19536.75 kg$

Son 2 pernos cercanos al borde: 2 * 19536.75 kg = 39073.50 kg

$\Phi Pn = \Phi (2.4 * d * t * Fu) = 0.75 * 2.4 * 12mm * 9.50mm * 45.70 kg/mm^2 = 9377.64 kg$

Son 2 pernos cercanos al borde: 2 * 9377.64 kg = 18755.28 kg

Revisión de los Pernos a Corte

Para pernos de diámetro 1/2" en acero A307 la resistencia es de 1826 kg.

La resistencia del grupo de pernos es de: 4 * 1826 kg = 7304 kg.

14 Diseño del reforzamiento de la cimentación bajo muros

El sistema de refuerzo de cimentación proyectado en los muros existentes consiste en vigas de confinamiento de 20 cm x 60 cm a cada lado de la cimentación de los muros existentes, con el fin de confinar el muro a nivel cimentación. En el numeral 3.1 "Parámetros de diseño" se presenta la capacidad portante obtenida del Estudio de Suelos.

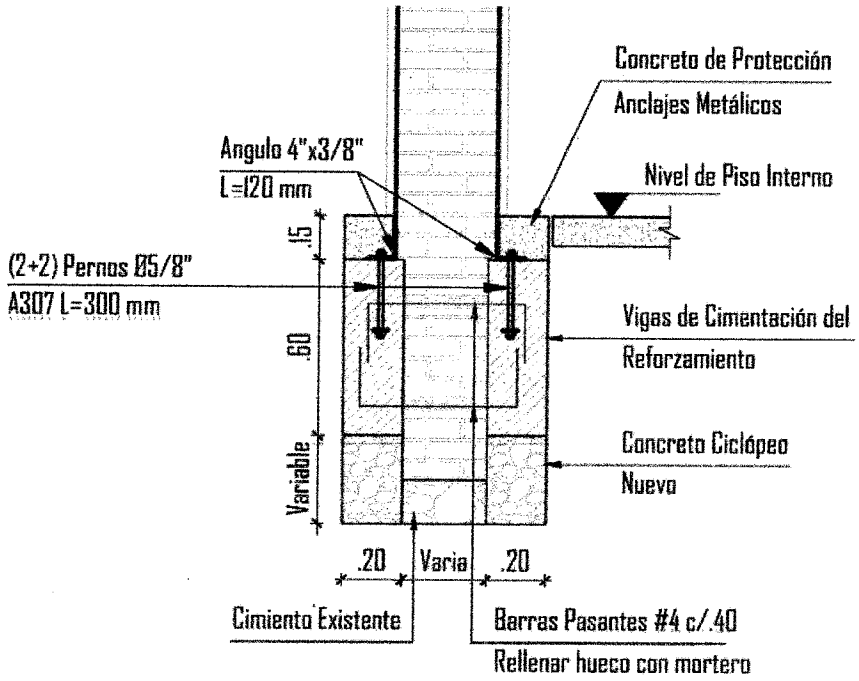


Ilustración 35 Esquema reforzamiento cimentación

En la siguiente ilustración se muestra la localización de muros y columnas para los análisis realizados.

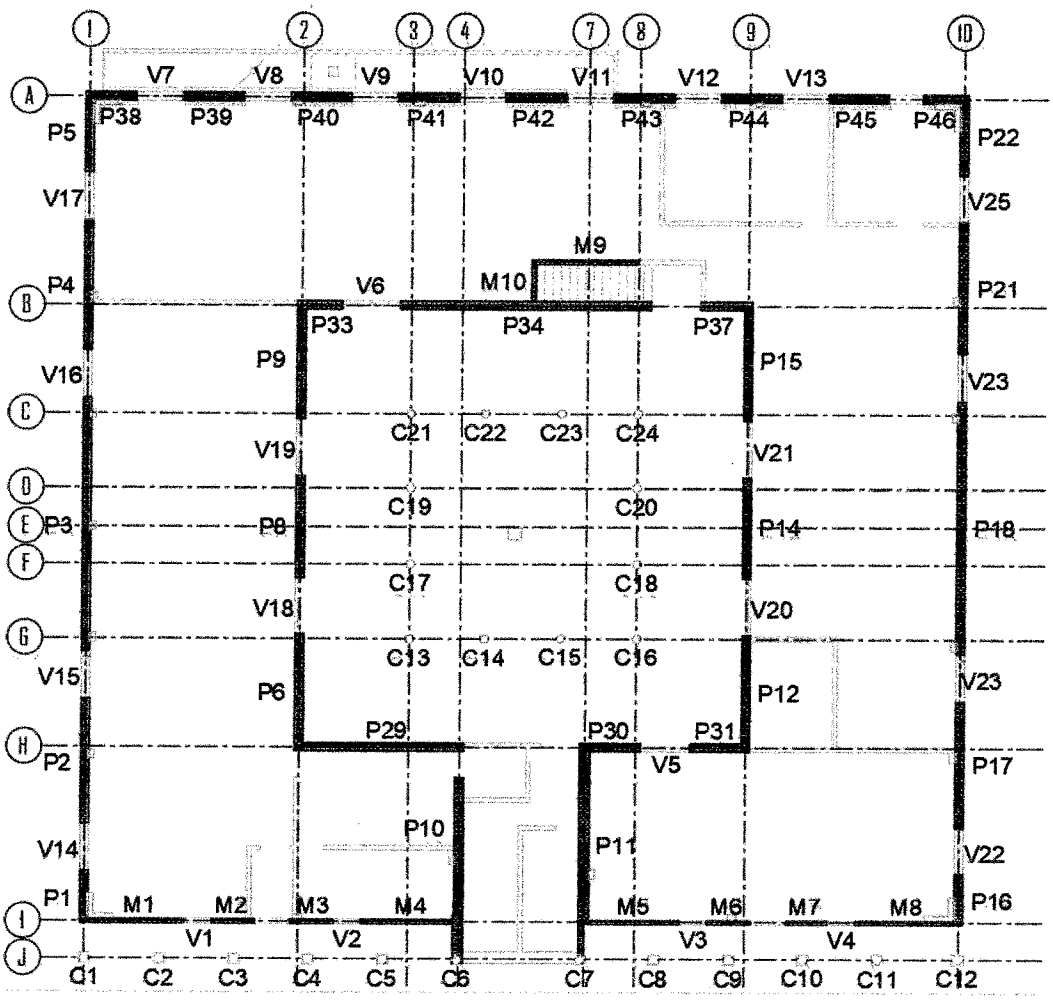


Ilustración 36 Identificación de muros y columnas para revisión de cimentación

En la siguiente tabla se presentan las cargas de servicio a transmitir por cada muro y columna de primer piso obtenidas del modelo computacional, tanto para las combinaciones de cargas gravitacionales como las combinaciones con cargas sísmicas.

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
C1	CASE	Max	BASE	-8.32	0.29	0.12	0.04	0.21	**-8.32**	**0.11**	**0.21**
C1	CASE	Min	BASE	-1.79	-0.04	-0.04	-0.11	-0.05			
C2	CASE	Max	BASE	-2.47	0.16	-0.05	0.19	0.13	**-2.47**	**0.19**	**0.25**
C2	CASE	Min	BASE	1.35	-0.35	-0.26	0.02	-0.25			
C3	CASE	Max	BASE	-4.56	0.48	-0.05	0.18	0.34	**-4.56**	**0.18**	**0.34**
C3	CASE	Min	BASE	-0.08	-0.16	-0.23	0.01	-0.13			
C4	CASE	Max	BASE	-9.72	0.14	-0.05	0.14	0.12	**-9.72**	**0.14**	**0.13**
C4	CASE	Min	BASE	-4.40	-0.16	-0.18	0.01	-0.13			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
C5	CASE	Max	BASE	-6.80	0.28	-0.03	0.12	0.20	-6.80	0.12	0.25
C5	CASE	Min	BASE	-2.45	-0.34	-0.15	0.00	-0.25			
C6	CASE	Max	BASE	-9.25	0.22	1.93	0.12	0.03	-9.25	0.31	0.05
C6	CASE	Min	BASE	1.07	-0.08	-0.54	-0.31	-0.05			
C7	CASE	Max	BASE	-8.51	0.06	1.44	0.09	0.02	-8.51	0.29	0.03
C7	CASE	Min	BASE	0.42	-0.26	-0.31	-0.29	-0.03			
C8	CASE	Max	BASE	-6.21	0.33	-0.04	0.13	0.24	-6.21	0.13	0.24
C8	CASE	Min	BASE	-1.86	-0.30	-0.17	0.01	-0.22			
C9	CASE	Max	BASE	-9.32	0.18	-0.05	0.16	0.14	-9.32	0.16	0.14
C9	CASE	Min	BASE	-4.01	-0.15	-0.21	0.02	-0.12			
C10	CASE	Max	BASE	-4.52	0.17	-0.04	0.18	0.14	-4.52	0.18	0.35
C10	CASE	Min	BASE	-0.06	-0.50	-0.24	0.01	-0.35			
C11	CASE	Max	BASE	-2.80	0.36	-0.05	0.18	0.25	-2.80	0.18	0.25
C11	CASE	Min	BASE	1.09	-0.17	-0.25	0.01	-0.14			
C12	CASE	Max	BASE	-9.03	0.04	0.13	0.03	0.05	-9.03	0.12	0.23
C12	CASE	Min	BASE	-1.96	-0.32	-0.03	-0.12	-0.23			
M1	CASE	Max	BASE	-9.09	5.23	-0.06	0.00	4.85	-27.10	0.01	8.06
M1	CASE	Min	BASE	-27.10	-7.21	-0.16	-0.01	-8.06			
V1	CASE	Max	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00
V1	CASE	Min	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00			
M2	CASE	Max	BASE	-2.41	1.95	-0.04	0.00	1.77	-16.11	0.00	1.77
M2	CASE	Min	BASE	-16.11	-1.69	-0.14	0.00	-1.00			
M3	CASE	Max	BASE	-1.16	1.76	-0.01	0.00	1.09	-11.80	0.00	1.70
M3	CASE	Min	BASE	-11.80	-1.99	-0.06	0.00	-1.70			
V2	CASE	Max	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00
V2	CASE	Min	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00			
M4	CASE	Max	BASE	-6.71	7.05	0.03	0.01	4.51	-16.28	0.02	4.51
M4	CASE	Min	BASE	-16.28	-6.23	-0.13	-0.02	-3.90			
M5	CASE	Max	BASE	-9.57	6.08	0.01	0.01	5.08	-21.59	0.02	5.08
M5	CASE	Min	BASE	-21.59	-8.21	-0.18	-0.02	-4.33			
V3	CASE	Max	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00
V3	CASE	Min	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00			
M6	CASE	Max	BASE	-3.23	2.33	-0.03	0.00	2.12	-15.22	0.00	2.12
M6	CASE	Min	BASE	-15.22	-1.72	-0.08	0.00	-0.98			
M7	CASE	Max	BASE	-2.26	1.88	-0.04	0.00	1.12	-16.31	0.00	1.75
M7	CASE	Min	BASE	-16.31	-1.87	-0.14	0.00	-1.75			
V4	CASE	Max	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00
V4	CASE	Min	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
M8	CASE	Max	BASE	-9.45	7.55	-0.06	0.00	9.09	-27.76	0.01	9.09
M8	CASE	Min	BASE	-27.76	-5.43	-0.16	-0.01	-4.67			
P29	CASE	Max	BASE	-25.10	19.82	-0.04	0.00	43.84	-74.42	0.01	49.75
P29	CASE	Min	BASE	-74.42	-14.95	-0.31	-0.01	-49.75			
P30	CASE	Max	BASE	-5.72	2.85	0.18	0.01	2.74	-23.40	0.01	4.09
P30	CASE	Min	BASE	-23.40	-6.22	0.06	0.00	-4.09			
V5	CASE	Max	BASE	1.95	0.00	0.00	0.00	0.00	1.95	0.00	0.00
V5	CASE	Min	BASE	1.95	0.00	0.00	0.00	0.00			
P31	CASE	Max	BASE	-7.56	3.87	-0.15	0.00	4.19	-27.20	0.01	4.19
P31	CASE	Min	BASE	-27.20	-5.59	-0.40	-0.01	-2.29			
C13	CASE	Max	BASE	-19.45	0.24	-0.03	0.19	0.25	-19.45	0.19	0.25
C13	CASE	Min	BASE	-7.02	0.04	-0.19	0.01	0.01			
C14	CASE	Max	BASE	-7.43	0.01	0.00	0.07	0.04	-7.43	0.07	0.14
C14	CASE	Min	BASE	-3.03	-0.12	-0.05	-0.03	-0.14			
C15	CASE	Max	BASE	-7.26	0.11	0.00	0.07	0.13	-7.26	0.07	0.13
C15	CASE	Min	BASE	-2.98	-0.01	-0.05	-0.03	-0.04			
C16	CASE	Max	BASE	-19.19	-0.04	-0.02	0.18	-0.01	-19.19	0.18	0.26
C16	CASE	Min	BASE	-6.72	-0.24	-0.18	0.00	-0.26			
C17	CASE	Max	BASE	-15.42	0.44	0.05	0.03	0.45	-15.42	0.07	0.45
C17	CASE	Min	BASE	-6.80	0.16	-0.01	-0.07	0.13			
C18	CASE	Max	BASE	-15.72	-0.16	0.05	0.03	-0.13	-15.72	0.07	0.44
C18	CASE	Min	BASE	-6.80	-0.43	-0.01	-0.07	-0.44			
C19	CASE	Max	BASE	-15.73	0.44	0.02	0.06	0.45	-15.73	0.06	0.45
C19	CASE	Min	BASE	-6.76	0.16	-0.05	-0.03	0.13			
C20	CASE	Max	BASE	-15.74	-0.16	0.01	0.07	-0.13	-15.74	0.07	0.44
C20	CASE	Min	BASE	-6.65	-0.43	-0.06	-0.03	-0.44			
C21	CASE	Max	BASE	-18.72	0.24	0.13	0.02	0.25	-18.72	0.13	0.25
C21	CASE	Min	BASE	-6.70	0.04	0.00	-0.13	0.01			
C22	CASE	Max	BASE	-7.02	0.01	0.06	0.02	0.04	-7.02	0.04	0.13
C22	CASE	Min	BASE	-2.89	-0.11	-0.04	-0.04	-0.13			
C23	CASE	Max	BASE	-7.15	0.11	0.07	0.01	0.13	-7.15	0.05	0.13
C23	CASE	Min	BASE	-2.97	-0.01	-0.04	-0.05	-0.04			
C24	CASE	Max	BASE	-19.78	-0.04	0.19	-0.01	-0.01	-19.78	0.19	0.25
C24	CASE	Min	BASE	-7.06	-0.23	0.02	-0.19	-0.25			
P33	CASE	Max	BASE	-6.63	3.47	0.40	0.01	1.23	-23.68	0.01	2.06
P33	CASE	Min	BASE	-23.68	-2.35	0.16	-0.01	-2.06			
V6	CASE	Max	BASE	2.30	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00
V6	CASE	Min	BASE	2.30	0.00	0.00	0.00	0.00			
P34	CASE	Max	BASE	-31.00	26.74	-0.28	0.01	46.99	-78.99	0.03	56.02
P34	CASE	Min	BASE	-78.99	-23.53	-0.68	-0.03	-56.02			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
P37	CASE	Max	BASE	-8.69	1.47	0.58	0.01	3.28	-28.90	0.01	4.00
P37	CASE	Min	BASE	-28.90	-4.63	0.23	0.00	-4.00			
M9	CASE	Max	BASE	-6.81	2.94	-0.08	0.00	8.69	-24.16	0.00	8.69
M9	CASE	Min	BASE	-24.16	-3.74	-0.29	0.00	-2.89			
P38	CASE	Max	BASE	-3.44	0.64	0.14	0.01	1.05	-13.46	0.01	3.24
P38	CASE	Min	BASE	-13.46	-3.32	0.06	0.00	-3.24			
V7	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V7	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P39	CASE	Max	BASE	-9.45	1.71	1.27	0.00	2.05	-19.71	0.00	2.33
P39	CASE	Min	BASE	-19.71	-2.54	0.50	0.00	-2.33			
V8	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V8	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P40	CASE	Max	BASE	-9.83	2.00	1.30	0.00	2.04	-20.39	0.00	2.12
P40	CASE	Min	BASE	-20.39	-2.00	0.53	0.00	-2.12			
V9	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V9	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P41	CASE	Max	BASE	-10.30	2.25	1.14	0.00	2.09	-20.57	0.00	2.10
P41	CASE	Min	BASE	-20.57	-1.85	0.46	0.00	-2.10			
V10	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V10	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P42	CASE	Max	BASE	-8.39	2.04	0.99	0.00	2.03	-18.42	0.00	2.03
P42	CASE	Min	BASE	-18.42	-1.76	0.34	0.00	-1.99			
V11	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V11	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P43	CASE	Max	BASE	-9.22	1.83	1.09	0.00	2.03	-20.31	0.00	2.05
P43	CASE	Min	BASE	-20.31	-1.95	0.39	0.00	-2.05			
V12	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V12	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P44	CASE	Max	BASE	-9.69	2.04	1.30	0.00	2.08	-20.33	0.00	2.08
P44	CASE	Min	BASE	-20.33	-1.93	0.46	0.00	-2.04			
V13	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V13	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P45	CASE	Max	BASE	-9.07	2.98	1.13	0.00	3.74	-22.12	0.00	3.74
P45	CASE	Min	BASE	-22.12	-1.63	0.41	0.00	-2.22			
P46	CASE	Max	BASE	-2.74	3.09	0.48	0.01	3.26	-12.06	0.01	3.26
P46	CASE	Min	BASE	-12.06	-0.81	0.18	0.00	-1.35			
P1	CASE	Max	BASE	-2.92	1.02	0.12	0.01	0.75	-15.18	0.01	2.66
P1	CASE	Min	BASE	-15.18	-2.60	0.03	0.00	-2.66			
V14	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V14	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
P2	CASE	Max	BASE	-18.39	3.58	2.14	0.00	8.22	-39.02	0.00	8.22
P2	CASE	Min	BASE	-39.02	-6.57	0.68	0.00	-5.98			
V15	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V15	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P3	CASE	Max	BASE	-37.65	11.49	5.96	0.00	17.33	-82.09	0.00	20.47
P3	CASE	Min	BASE	-82.09	-12.35	1.47	0.00	-20.47			
V16	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V16	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P4	CASE	Max	BASE	-19.81	6.35	2.17	0.00	5.44	-40.41	0.00	10.09
P4	CASE	Min	BASE	-40.41	-3.91	0.82	0.00	-10.09			
V17	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V17	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P5	CASE	Max	BASE	-5.48	4.85	0.06	0.01	5.91	-20.70	0.01	5.91
P5	CASE	Min	BASE	-20.70	-0.96	-0.10	0.00	-2.08			
P6	CASE	Max	BASE	-12.30	6.70	-0.03	0.02	5.30	-56.19	0.02	12.41
P6	CASE	Min	BASE	-56.19	-7.76	-0.32	-0.01	-12.41			
V18	CASE	Max	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	2.27	0.00	0.00
V18	CASE	Min	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00			
P8	CASE	Max	BASE	-17.72	5.82	-0.29	0.00	3.36	-42.21	0.00	3.39
P8	CASE	Min	BASE	-42.21	-6.09	-1.12	0.00	-3.39			
V19	CASE	Max	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	2.27	0.00	0.00
V19	CASE	Min	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00			
P9	CASE	Max	BASE	-18.78	6.79	0.01	0.01	14.11	-56.36	0.01	14.11
P9	CASE	Min	BASE	-56.36	-9.05	-0.34	0.00	-3.56			
P10	CASE	Max	BASE	-13.06	10.29	-0.02	0.03	33.02	-48.31	0.04	33.02
P10	CASE	Min	BASE	-48.31	-12.76	-0.08	-0.04	-17.04			
M10	CASE	Max	BASE	-2.19	2.41	0.21	0.03	1.45	-9.15	0.03	2.04
M10	CASE	Min	BASE	-9.15	-2.79	-0.16	-0.03	-2.04			
P11	CASE	Max	BASE	-12.32	13.23	0.25	0.04	30.30	-62.98	0.04	30.30
P11	CASE	Min	BASE	-62.98	-16.59	-0.01	-0.02	-16.02			
P12	CASE	Max	BASE	-16.12	6.93	0.24	0.01	3.77	-55.54	0.01	12.18
P12	CASE	Min	BASE	-55.54	-6.92	-0.01	-0.01	-12.18			
V20	CASE	Max	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	2.27	0.00	0.00
V20	CASE	Min	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00			
P14	CASE	Max	BASE	-17.77	5.74	0.97	0.00	3.22	-40.58	0.00	3.43
P14	CASE	Min	BASE	-40.58	-5.87	0.29	0.00	-3.43			
V21	CASE	Max	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	2.27	0.00	0.00
V21	CASE	Min	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00			
P15	CASE	Max	BASE	-18.39	6.89	0.27	0.01	13.64	-54.76	0.01	13.64
P15	CASE	Min	BASE	-54.76	-8.55	-0.07	-0.01	-3.55			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
P16	CASE	Max	BASE	-3.18	0.85	-0.03	0.00	0.57	-15.93	0.01	2.62
P16	CASE	Min	BASE	-15.93	-2.58	-0.12	-0.01	-2.62			
V22	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V22	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P17	CASE	Max	BASE	-18.07	3.68	-0.60	0.00	7.21	-37.58	0.00	7.21
P17	CASE	Min	BASE	-37.58	-6.50	-1.97	0.00	-6.55			
V23	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V23	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P18	CASE	Max	BASE	-37.53	11.00	-1.47	0.00	17.38	-77.61	0.00	18.66
P18	CASE	Min	BASE	-77.61	-12.16	-5.31	0.00	-18.66			
V24	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V24	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P21	CASE	Max	BASE	-20.41	6.64	-0.88	0.00	5.70	-40.48	0.00	10.25
P21	CASE	Min	BASE	-40.48	-3.84	-2.17	0.00	-10.25			
V25	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V25	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P22	CASE	Max	BASE	-5.56	5.07	0.14	0.00	5.81	-19.87	0.01	5.81
P22	CASE	Min	BASE	-19.87	-0.90	-0.06	-0.01	-2.15			

Tabla 21. Cargas de servicio transmitida por elemento para cargas con sismo

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
C1	CASE	Max	BASE	-7.12	0.17	0.07	-0.03	0.11	-7.12	0.05	0.11
C1	CASE	Min	BASE	-4.23	0.08	0.04	-0.05	0.05			
C2	CASE	Max	BASE	-2.03	-0.08	-0.10	0.16	-0.05	-2.03	0.16	0.12
C2	CASE	Min	BASE	1.35	-0.19	-0.23	0.07	-0.12			
C3	CASE	Max	BASE	-3.50	0.27	-0.10	0.14	0.18	-3.50	0.14	0.18
C3	CASE	Min	BASE	-0.12	0.14	-0.20	0.07	0.09			
C4	CASE	Max	BASE	-8.77	0.01	-0.09	0.12	0.00	-8.77	0.12	0.01
C4	CASE	Min	BASE	-5.51	-0.02	-0.17	0.06	-0.01			
C5	CASE	Max	BASE	-6.33	-0.02	-0.07	0.09	-0.01	-6.33	0.09	0.03
C5	CASE	Min	BASE	-3.86	-0.04	-0.13	0.05	-0.03			
C6	CASE	Max	BASE	-5.74	0.09	1.01	-0.08	-0.01	-5.74	0.14	0.01
C6	CASE	Min	BASE	-3.26	0.05	0.55	-0.14	-0.01			
C7	CASE	Max	BASE	-5.69	-0.08	0.84	-0.08	0.00	-5.69	0.15	0.00
C7	CASE	Min	BASE	-3.23	-0.13	0.45	-0.15	0.00			
C8	CASE	Max	BASE	-5.64	0.03	-0.08	0.10	0.02	-5.64	0.10	0.02
C8	CASE	Min	BASE	-3.42	0.00	-0.15	0.06	0.00			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
C9	CASE	Max	BASE	-8.51	0.02	-0.11	0.13	0.01	-8.51	0.13	0.01
C9	CASE	Min	BASE	-5.24	0.01	-0.19	0.07	0.00			
C10	CASE	Max	BASE	-3.47	-0.14	-0.10	0.14	-0.09	-3.47	0.14	0.19
C10	CASE	Min	BASE	-0.11	-0.29	-0.21	0.07	-0.19			
C11	CASE	Max	BASE	-2.35	0.18	-0.10	0.15	0.12	-2.35	0.15	0.12
C11	CASE	Min	BASE	1.09	0.08	-0.22	0.07	0.05			
C12	CASE	Max	BASE	-7.76	-0.11	0.09	-0.04	-0.06	-7.76	0.07	0.11
C12	CASE	Min	BASE	-4.53	-0.18	0.05	-0.07	-0.11			
M1	CASE	Max	BASE	-11.34	-0.65	-0.07	0.00	-0.40	-27.10	0.00	2.27
M1	CASE	Min	BASE	-27.10	-3.21	-0.16	0.00	-2.27			
V1	CASE	Max	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00
V1	CASE	Min	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00			
M2	CASE	Max	BASE	-5.32	0.32	-0.04	0.00	0.93	-15.60	0.00	0.93
M2	CASE	Min	BASE	-15.60	0.09	-0.14	0.00	0.28			
M3	CASE	Max	BASE	-4.26	0.14	-0.02	0.00	-0.23	-10.25	0.00	0.44
M3	CASE	Min	BASE	-10.25	-0.14	-0.06	0.00	-0.44			
V2	CASE	Max	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00
V2	CASE	Min	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00			
M4	CASE	Max	BASE	-8.03	1.05	-0.04	0.00	0.47	-15.78	0.01	0.47
M4	CASE	Min	BASE	-15.78	0.29	-0.09	-0.01	-0.14			
M5	CASE	Max	BASE	-11.05	-0.75	-0.06	0.00	0.87	-21.00	0.01	0.87
M5	CASE	Min	BASE	-21.00	-1.79	-0.13	-0.01	0.17			
V3	CASE	Max	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00
V3	CASE	Min	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00			
M6	CASE	Max	BASE	-6.50	0.38	-0.04	0.00	0.79	-13.41	0.00	0.79
M6	CASE	Min	BASE	-13.41	0.23	-0.08	0.00	0.43			
M7	CASE	Max	BASE	-5.31	0.01	-0.04	0.00	-0.22	-15.73	0.00	0.87
M7	CASE	Min	BASE	-15.73	-0.19	-0.14	0.00	-0.87			
V4	CASE	Max	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.39	0.00	0.00
V4	CASE	Min	BASE	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00			
M8	CASE	Max	BASE	-11.67	3.47	-0.07	0.00	3.05	-27.76	0.00	3.05
M8	CASE	Min	BASE	-27.76	0.70	-0.16	0.00	1.14			
P29	CASE	Max	BASE	-35.00	4.58	-0.07	0.00	-2.63	-71.13	0.01	4.90
P29	CASE	Min	BASE	-71.13	1.93	-0.31	-0.01	-4.90			
P30	CASE	Max	BASE	-10.29	-1.35	0.17	0.00	-0.54	-20.87	0.00	1.05
P30	CASE	Min	BASE	-20.87	-2.83	0.08	0.00	-1.05			
V5	CASE	Max	BASE	1.95	0.00	0.00	0.00	0.00	1.95	0.00	0.00
V5	CASE	Min	BASE	1.95	0.00	0.00	0.00	0.00			
P31	CASE	Max	BASE	-12.56	-0.66	-0.17	0.00	1.59	-24.99	0.01	1.59
P31	CASE	Min	BASE	-24.99	-2.34	-0.40	-0.01	0.81			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
C13	CASE	Max	BASE	-19.45	0.23	-0.05	0.19	0.22	-19.45	0.19	0.22
C13	CASE	Min	BASE	-8.01	0.08	-0.19	0.05	0.08			
C14	CASE	Max	BASE	-7.37	-0.03	-0.01	0.05	-0.03	-7.37	0.05	0.09
C14	CASE	Min	BASE	-3.67	-0.09	-0.05	0.01	-0.09			
C15	CASE	Max	BASE	-7.20	0.09	-0.01	0.05	0.08	-7.20	0.05	0.08
C15	CASE	Min	BASE	-3.59	0.03	-0.05	0.01	0.03			
C16	CASE	Max	BASE	-19.19	-0.09	-0.04	0.17	-0.08	-19.19	0.17	0.23
C16	CASE	Min	BASE	-7.69	-0.23	-0.18	0.04	-0.23			
C17	CASE	Max	BASE	-15.42	0.44	0.04	-0.01	0.43	-15.42	0.04	0.43
C17	CASE	Min	BASE	-7.12	0.19	0.01	-0.04	0.19			
C18	CASE	Max	BASE	-15.72	-0.19	0.04	-0.01	-0.19	-15.72	0.04	0.42
C18	CASE	Min	BASE	-7.22	-0.43	0.01	-0.04	-0.42			
C19	CASE	Max	BASE	-15.73	0.44	-0.01	0.04	0.43	-15.73	0.04	0.43
C19	CASE	Min	BASE	-7.35	0.19	-0.04	0.01	0.19			
C20	CASE	Max	BASE	-15.74	-0.20	-0.01	0.05	-0.19	-15.74	0.05	0.42
C20	CASE	Min	BASE	-7.22	-0.43	-0.05	0.01	-0.42			
C21	CASE	Max	BASE	-18.72	0.23	0.13	-0.02	0.23	-18.72	0.13	0.23
C21	CASE	Min	BASE	-7.77	0.08	0.02	-0.13	0.08			
C22	CASE	Max	BASE	-6.95	-0.03	0.03	0.00	-0.03	-6.95	0.03	0.09
C22	CASE	Min	BASE	-3.45	-0.09	0.00	-0.03	-0.09			
C23	CASE	Max	BASE	-7.10	0.09	0.04	-0.01	0.09	-7.10	0.04	0.09
C23	CASE	Min	BASE	-3.53	0.03	0.01	-0.04	0.03			
C24	CASE	Max	BASE	-19.78	-0.08	0.19	-0.05	-0.08	-19.78	0.19	0.22
C24	CASE	Min	BASE	-8.15	-0.22	0.05	-0.19	-0.22			
P33	CASE	Max	BASE	-10.93	1.41	0.40	0.01	-0.38	-21.74	0.01	0.69
P33	CASE	Min	BASE	-21.74	0.33	0.17	0.00	-0.69			
V6	CASE	Max	BASE	2.30	0.00	0.00	0.00	0.00	2.30	0.00	0.00
V6	CASE	Min	BASE	2.30	0.00	0.00	0.00	0.00			
P34	CASE	Max	BASE	-38.91	2.73	-0.33	0.00	-2.45	-76.97	0.01	8.51
P34	CASE	Min	BASE	-76.97	1.13	-0.66	-0.01	-8.51			
P37	CASE	Max	BASE	-13.62	-1.07	0.58	0.01	-0.22	-26.75	0.01	0.78
P37	CASE	Min	BASE	-26.75	-2.96	0.25	0.00	-0.78			
M9	CASE	Max	BASE	-10.43	-0.27	-0.10	0.00	4.54	-22.71	0.00	4.54
M9	CASE	Min	BASE	-22.71	-0.54	-0.29	0.00	2.09			
P38	CASE	Max	BASE	-6.47	-1.02	0.14	0.01	-0.87	-11.68	0.01	1.65
P38	CASE	Min	BASE	-11.68	-2.10	0.07	0.00	-1.65			
V7	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V7	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
P39	CASE	Max	BASE	-10.32	-0.33	1.27	0.00	-0.11	-19.71	0.00	0.23
P39	CASE	Min	BASE	-19.71	-0.72	0.51	0.00	-0.23			
V8	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V8	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P40	CASE	Max	BASE	-10.55	0.14	1.30	0.00	-0.03	-20.39	0.00	0.06
P40	CASE	Min	BASE	-20.39	0.00	0.53	0.00	-0.06			
V9	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V9	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P41	CASE	Max	BASE	-11.07	0.30	1.14	0.00	0.01	-20.57	0.00	0.01
P41	CASE	Min	BASE	-20.57	0.17	0.49	0.00	0.00			
V10	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V10	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P42	CASE	Max	BASE	-9.57	0.19	0.99	0.00	0.03	-18.42	0.00	0.03
P42	CASE	Min	BASE	-18.42	0.04	0.38	0.00	0.02			
V11	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V11	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P43	CASE	Max	BASE	-10.50	0.02	1.09	0.00	0.00	-20.31	0.00	0.02
P43	CASE	Min	BASE	-20.31	-0.09	0.42	0.00	-0.02			
V12	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V12	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P44	CASE	Max	BASE	-10.42	0.07	1.30	0.00	0.04	-20.33	0.00	0.04
P44	CASE	Min	BASE	-20.33	-0.01	0.50	0.00	0.00			
V13	CASE	Max	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
V13	CASE	Min	BASE	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00			
P45	CASE	Max	BASE	-10.97	1.17	1.13	0.00	1.21	-21.64	0.00	1.21
P45	CASE	Min	BASE	-21.64	0.56	0.44	0.00	0.60			
P46	CASE	Max	BASE	-5.70	1.91	0.48	0.01	1.47	-10.27	0.01	1.47
P46	CASE	Min	BASE	-10.27	0.85	0.20	0.00	0.74			
P1	CASE	Max	BASE	-6.91	-0.64	0.12	0.01	-0.73	-12.92	0.01	1.63
P1	CASE	Min	BASE	-12.92	-1.24	0.04	0.00	-1.63			
V14	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V14	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P2	CASE	Max	BASE	-19.86	-1.20	2.14	0.00	2.70	-39.02	0.00	2.70
P2	CASE	Min	BASE	-39.02	-2.90	0.71	0.00	0.84			
V15	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V15	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P3	CASE	Max	BASE	-40.19	-0.33	5.96	0.00	-1.46	-82.09	0.00	3.05
P3	CASE	Min	BASE	-82.09	-0.68	1.69	0.00	-3.05			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
V16	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V16	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P4	CASE	Max	BASE	-21.12	2.38	2.17	0.00	-1.85	-40.41	0.00	4.76
P4	CASE	Min	BASE	-40.41	1.00	0.82	0.00	-4.76			
V17	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V17	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P5	CASE	Max	BASE	-10.12	3.05	-0.01	0.01	2.85	-18.12	0.01	2.85
P5	CASE	Min	BASE	-18.12	1.56	-0.06	0.00	1.53			
P6	CASE	Max	BASE	-23.72	-0.44	-0.03	0.01	-2.97	-50.00	0.01	5.46
P6	CASE	Min	BASE	-50.00	-1.06	-0.32	0.00	-5.46			
V18	CASE	Max	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	2.27	0.00	0.00
V18	CASE	Min	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00			
P8	CASE	Max	BASE	-19.45	-0.10	-0.35	0.00	-0.01	-42.21	0.00	0.04
P8	CASE	Min	BASE	-42.21	-0.21	-1.12	0.00	-0.04			
V19	CASE	Max	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	2.27	0.00	0.00
V19	CASE	Min	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00			
P9	CASE	Max	BASE	-25.83	-0.82	-0.04	0.00	7.94	-53.62	0.00	7.94
P9	CASE	Min	BASE	-53.62	-1.41	-0.34	0.00	4.41			
P10	CASE	Max	BASE	-22.71	-0.97	-0.04	-0.01	14.14	-42.72	0.01	14.14
P10	CASE	Min	BASE	-42.72	-2.17	-0.07	-0.01	6.31			
M10	CASE	Max	BASE	-4.06	-0.01	0.05	0.00	-0.22	-8.10	0.00	0.48
M10	CASE	Min	BASE	-8.10	-0.88	0.02	0.00	-0.48			
P11	CASE	Max	BASE	-27.96	-1.41	0.18	0.02	14.62	-53.39	0.02	14.62
P11	CASE	Min	BASE	-53.39	-3.24	0.10	0.01	5.91			
P12	CASE	Max	BASE	-25.03	0.12	0.24	0.00	-3.56	-51.65	0.00	6.97
P12	CASE	Min	BASE	-51.65	-0.05	0.02	0.00	-6.97			
V20	CASE	Max	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	2.27	0.00	0.00
V20	CASE	Min	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00			
P14	CASE	Max	BASE	-19.51	-0.03	0.97	0.00	-0.10	-40.58	0.00	0.24
P14	CASE	Min	BASE	-40.58	-0.11	0.35	0.00	-0.24			
V21	CASE	Max	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00	2.27	0.00	0.00
V21	CASE	Min	BASE	2.27	0.00	0.00	0.00	0.00			
P15	CASE	Max	BASE	-25.68	-0.58	0.24	0.00	7.61	-51.77	0.00	7.61
P15	CASE	Min	BASE	-51.77	-1.09	0.02	0.00	4.19			
P16	CASE	Max	BASE	-7.30	-0.70	-0.04	0.00	-0.77	-13.60	0.01	1.69
P16	CASE	Min	BASE	-13.60	-1.37	-0.12	-0.01	-1.69			
V22	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V22	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			

BASE @COL	OUTP ID	UT	OUTPUT POINT	Axial FORCE	V Prin. FORCE	V Sec. FORCE	M 22 MOMENT	M 33 MOMENT	CARGA (Ton)	MOMENTO 22 (Ton-m)	MOMENTO 33 (Ton-m)
P17	CASE	Max	BASE	-19.31	-1.15	-0.64	0.00	1.19	-37.58	0.00	1.19
P17	CASE	Min	BASE	-37.58	-2.65	-1.97	0.00	0.23			
V23	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V23	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P18	CASE	Max	BASE	-39.85	-0.49	-1.71	0.00	-0.54	-77.61	0.00	1.36
P18	CASE	Min	BASE	-77.61	-1.01	-5.31	0.00	-1.36			
V24	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V24	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P21	CASE	Max	BASE	-21.65	2.45	-0.88	0.00	-1.78	-40.48	0.00	4.15
P21	CASE	Min	BASE	-40.48	1.16	-2.17	0.00	-4.15			
V25	CASE	Max	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	0.00
V25	CASE	Min	BASE	0.96	0.00	0.00	0.00	0.00			
P22	CASE	Max	BASE	-9.79	3.29	0.09	0.00	2.75	-17.49	0.01	2.75
P22	CASE	Min	BASE	-17.49	1.69	0.02	-0.01	1.46			

Tabla 22. Cargas de servicio transmitida por elemento para cargas gravitacionales

El análisis y diseño de las vigas de cimentación que soportan dos o más muros es complejo debido a como se contempla el conjunto cimiento terreno, actualmente existen tres niveles de precisión en el cálculo general de este tipo de cimentaciones:

a) El primero supone el cimiento rígido y por tanto indeformable, de manera que bajo la acción de las cargas desciende el terreno sin flectar. El terreno no directamente situado bajo el cimiento se supone que no experimenta deformaciones.

b) Un segundo nivel de precisión supone que la deformación, común al cimiento y al terreno, es proporcional a la presión producida. También acepta que el terreno no situado bajo el cimiento no se deforma.

c) El tercer nivel plantea el problema en forma general, en función de las características tensión-deformación del terreno, de la deformabilidad del cimiento y de la deformabilidad del edificio que apoya en el cimiento (y no solo de la estructura). El terreno que rodea el cimiento experimenta, como realmente ocurre, deformaciones bajo la acción de este.

Los anteriores niveles de precisión se traducen en los siguientes casos:

a) Cimiento muy rígido y una estructura muy flexible, la distribución de presiones varía realmente según el tipo de suelo, pero con razonable aproximación puede considerarse un reparto de acuerdo con el módulo de balasto.

b) Tanto el cimiento como la estructura son rígidos y la distribución de presiones puede suponerse linealmente variable.

c) Estructura flexible y cimiento flexible.

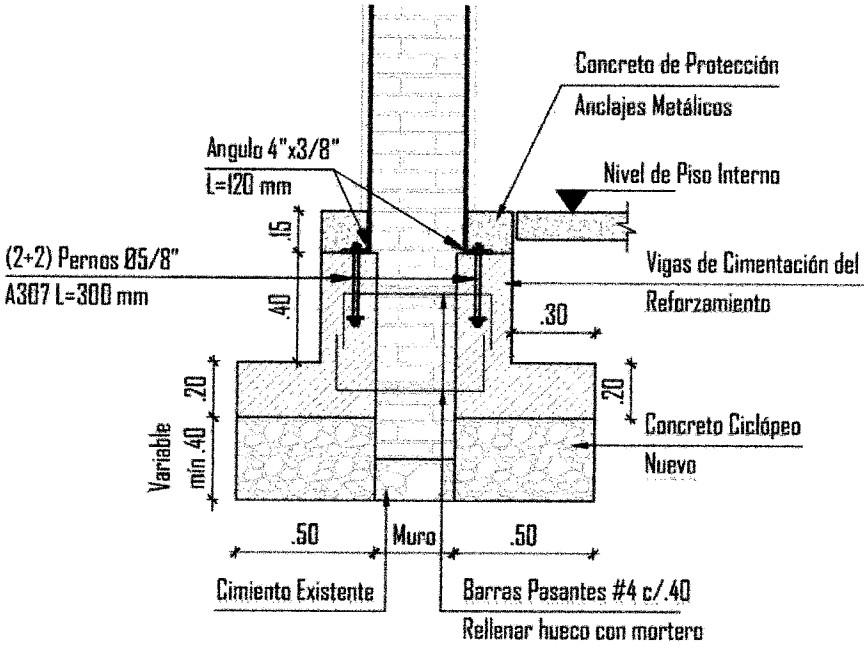
d) Cimiento flexible y la estructura rígida.

La condición normal en este tipo de estructuras y cimientos de gran altura, es que tanto la estructura como el cimiento son rígidos, y la distribución de presiones en el suelo se supone linealmente variable.

En el anexo 7 se presenta la revisión de esfuerzos a transmitir por las vigas de cimentación corridas al suelo de fundación para la envolvente de combinaciones de servicio con cargas de sismo.

En el anexo 8 se presenta la revisión de esfuerzos a transmitir por las vigas de cimentación corridas al suelo de fundación para la envolvente de combinaciones de servicio con cargas gravitacionales.

De la revisión de esfuerzos admisibles presentada en los anexos 7 y 8, se determina que el ancho mínimo requerido en la cimentación de los muros existentes reforzados es de 1.30 m, mientras que el ancho mínimo requerido para la cimentación de los nuevos muros estructurales a construir es de 1.00 m, por tanto, el detalle típico de cimentación presentado en la ilustración 35 queda de la siguiente manera.



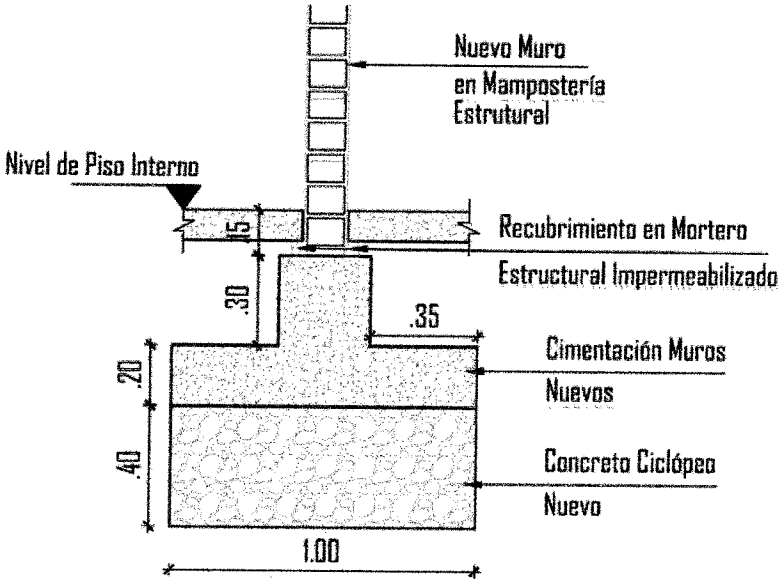


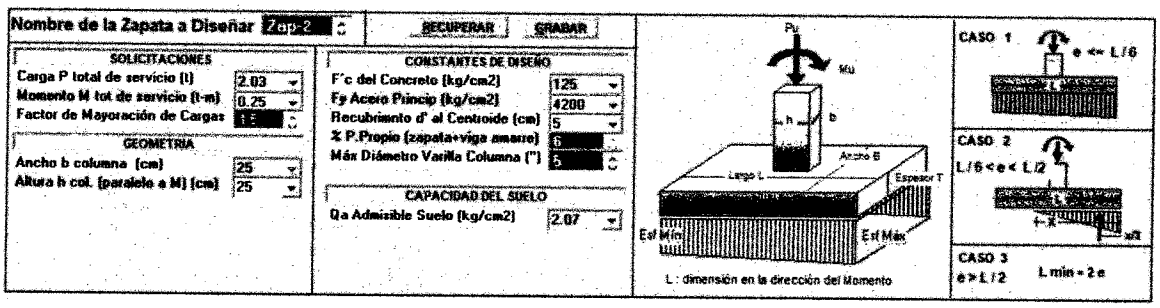
Ilustración 37 Esquema de cimentación ajustados

15 Revisión de zapatas de cimentación bajo columnas

Considerando las cargas de servicio que transmiten las columnas localizadas sobre la fachada principal del eje J y las columnas del patio central, las cuales se presentan en las tablas 21 y 22, a continuación, se realiza la revisión de las zapatas existentes. Las zapatas de las columnas localizadas sobre la fachada principal (eje J) tienen una dimensión estimada de 0.65 m x 0.80 m x 0.40 m de espesor. Las zapatas de las columnas localizadas alrededor del patio central tienen una dimensión estimada de 0.60 m x 0.60 m x 0.40 m de espesor.

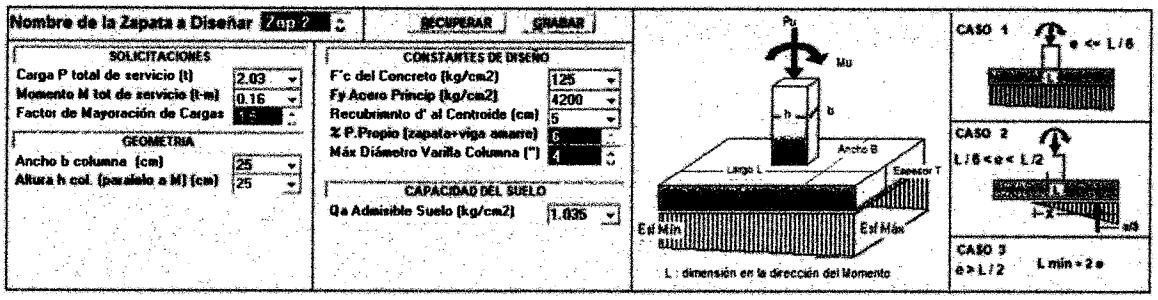
Las zapatas de las columnas C1, C6, C7 y C12 localizadas en los ejes J-1, J-4, J-7 y J-10 no se incluyen en este análisis, por cuanto ellas se integran a las vigas de cimentación corridas sobre los ejes 1, 4, 7 y 10.

- Columna C2



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.51	0.2	0.03	0.2	0.25	2.04	1 # 4 a 25	2.04
0.55	0.48	0.2	0.03	0.2	0.25	1.94	1 # 4 a 25	1.94
0.6	0.46	0.2	0.03	0.2	0.25	1.85	1 # 4 a 25	1.85
0.65	0.45	0.2	0.03	0.2	0.25	1.78	1 # 4 a 25	1.78

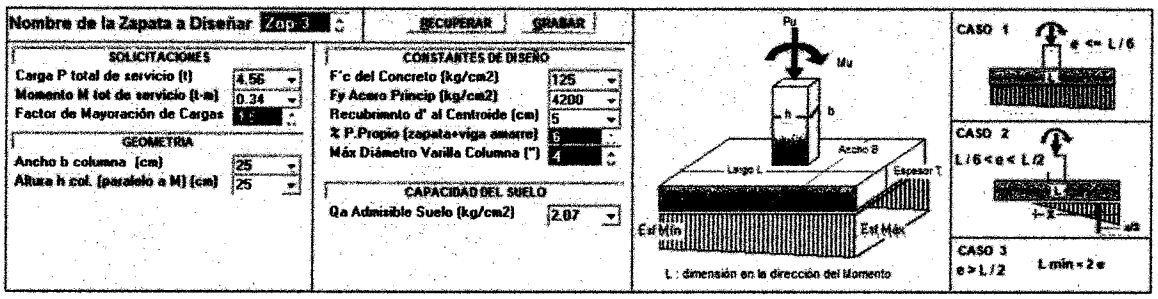


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.7	0.2	0.04	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	2.78
0.55	0.65	0.2	0.04	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	2.58
0.6	0.61	0.2	0.04	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.42
0.65	0.58	0.2	0.04	0.2	0.25	2.3	1 # 4 a 25	2.6

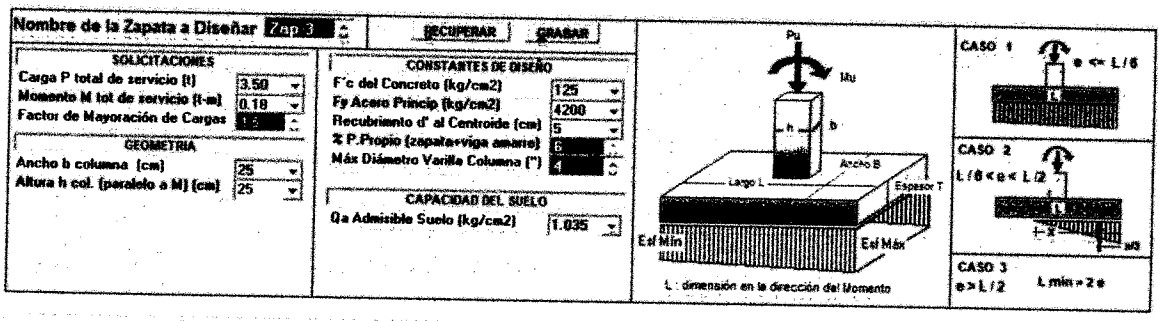
La sección existente **CUMPLE** los requerimientos de diseño.

- Columna C3



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.74	0.2	0.07	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	2.97
0.55	0.69	0.2	0.07	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	2.77
0.6	0.65	0.2	0.07	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.61
0.65	0.61	0.2	0.07	0.2	0.25	2.45	1 # 4 a 25	2.6

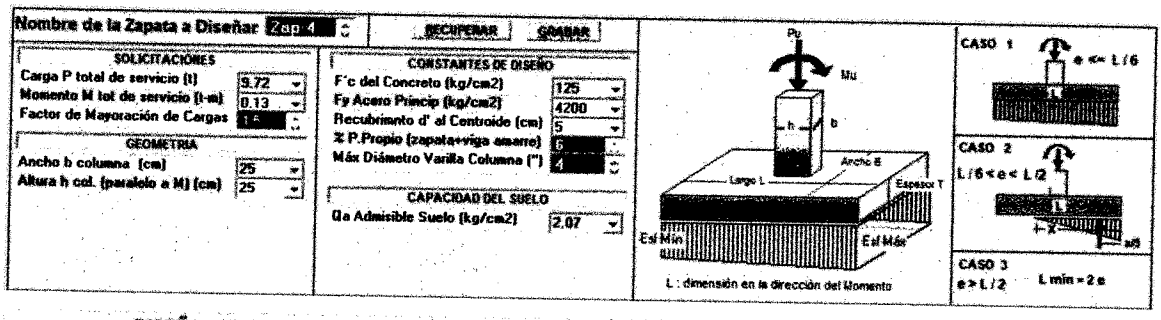


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.95	0.2	0.06	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	3.79
0.55	0.88	0.2	0.06	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3.51
0.6	0.82	0.2	0.06	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	3.27
0.65	0.77	0.2	0.06	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	3.07

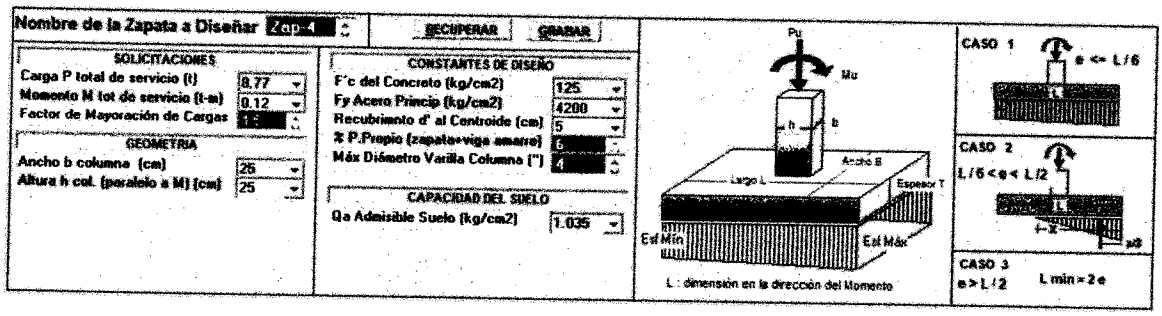
La sección existente **CUMPLE** los requerimientos de diseño.

- Columna C4



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.08	0.2	0.12	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	4.3
0.55	0.98	0.2	0.12	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3.9
0.6	0.91	0.2	0.12	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	3.62
0.65	0.84	0.2	0.12	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	3.34

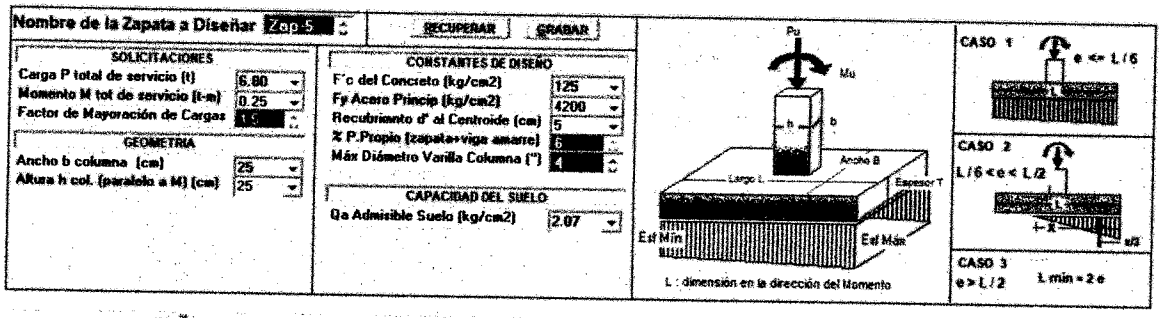


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.88	0.2	0.12	0.2	0.25	3.61	1 # 4 a 17	7.51
0.55	1.71	0.2	0.12	0.2	0.25	3.14	1 # 4 a 20	6.83
0.6	1.58	0.2	0.12	0.2	0.25	2.8	1 # 4 a 25	6.31
0.65	1.46	0.2	0.12	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	5.83

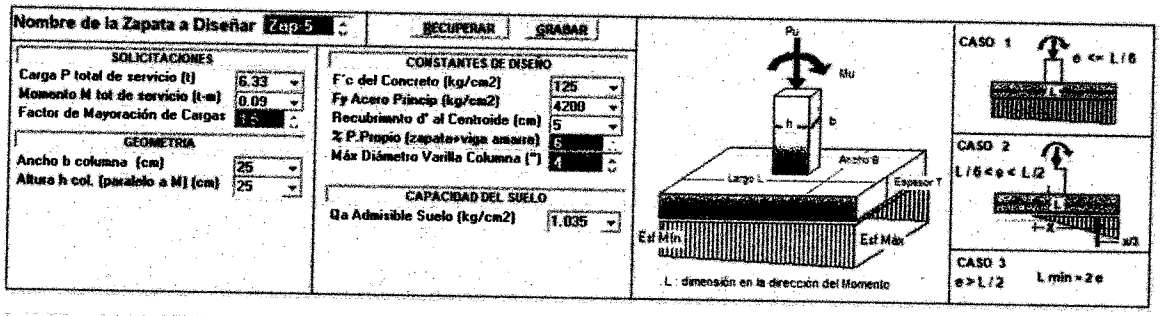
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C5



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.87	0.2	0.09	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	3.48
0.55	0.8	0.2	0.09	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3.2
0.6	0.75	0.2	0.09	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	3
0.65	0.7	0.2	0.09	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	2.8

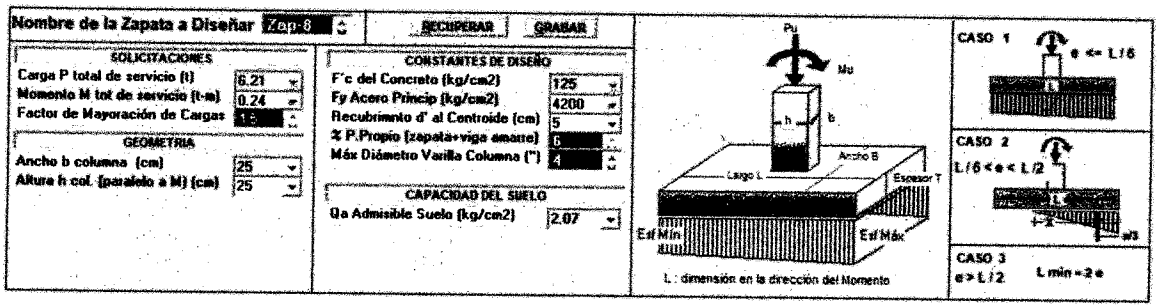


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.38	0.2	0.09	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	5.5
0.55	1.26	0.2	0.09	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	5.02
0.6	1.17	0.2	0.09	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	4.66
0.65	1.08	0.2	0.09	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	4.3

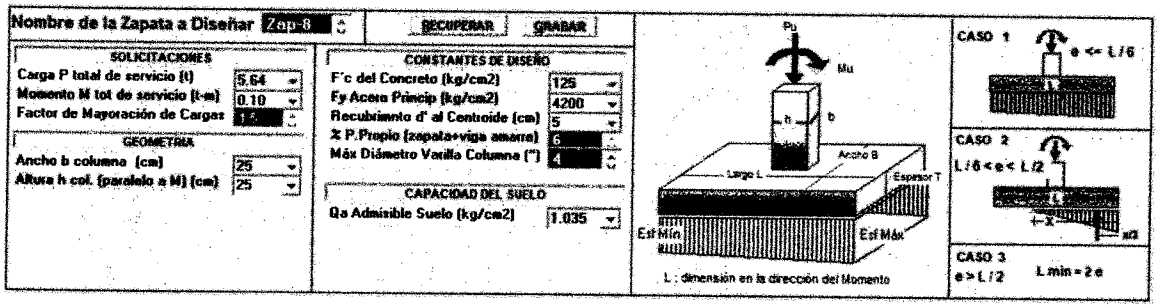
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C8



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.81	0.2	0.08	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	3.26
0.55	0.75	0.2	0.08	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3.02
0.6	0.7	0.2	0.08	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.82
0.65	0.65	0.2	0.08	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	2.62

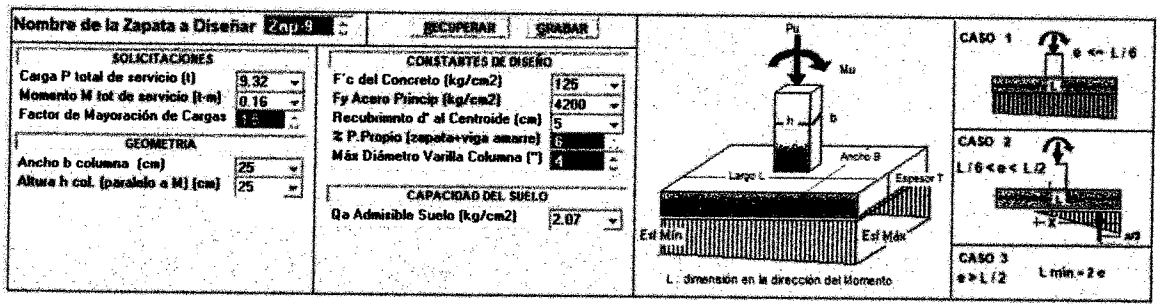


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.25	0.2	0.08	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	5
0.55	1.15	0.2	0.08	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	4.6
0.6	1.06	0.2	0.08	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	4.24
0.65	0.98	0.2	0.08	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	3.92

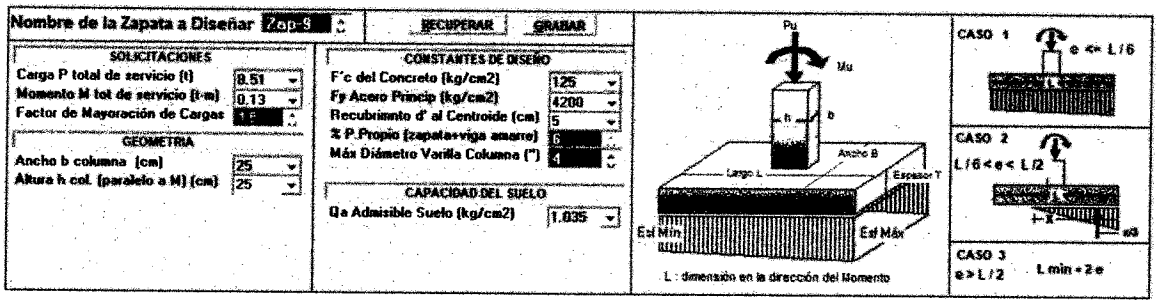
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C9



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.05	0.2	0.11	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	4.2
0.55	0.96	0.2	0.11	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3.84
0.6	0.89	0.2	0.11	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	3.56
0.65	0.83	0.2	0.11	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	3.32

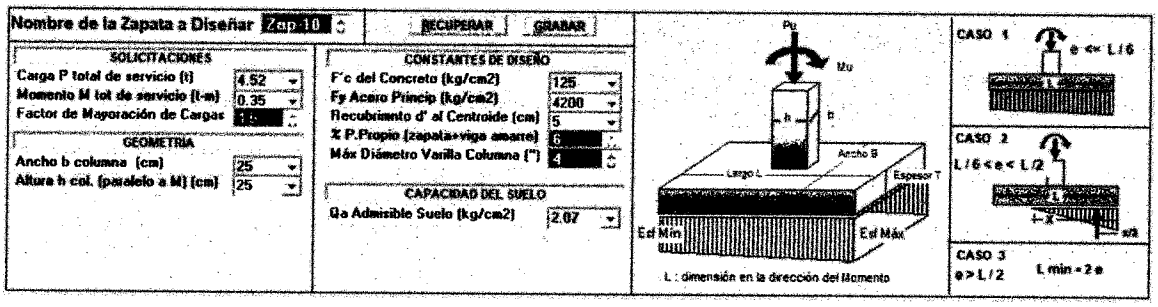


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.83	0.2	0.12	0.2	0.25	3.39	1 # 4 a 17	7.33
0.55	1.67	0.2	0.12	0.2	0.25	2.97	1 # 4 a 20	6.69
0.6	1.54	0.2	0.12	0.2	0.25	2.64	1 # 4 a 25	6.17
0.65	1.42	0.2	0.12	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	5.69

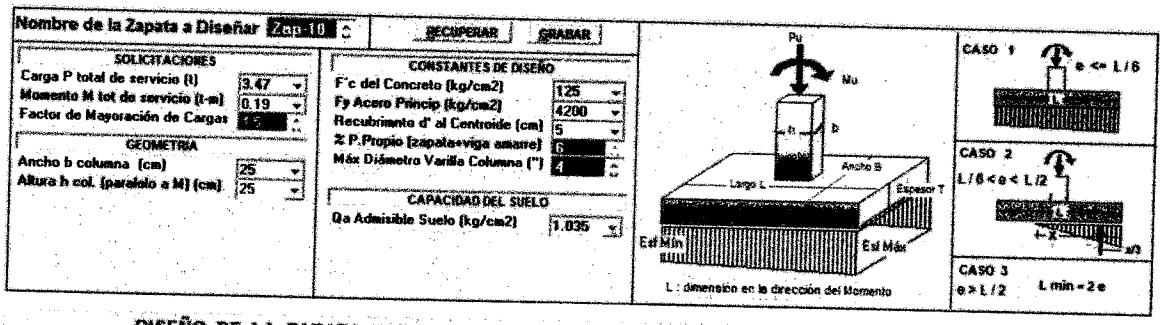
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C10



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.74	0.2	0.07	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	2.96
0.55	0.69	0.2	0.07	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	2.76
0.6	0.65	0.2	0.07	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.6
0.65	0.62	0.2	0.07	0.2	0.25	2.48	1 # 4 a 25	2.6

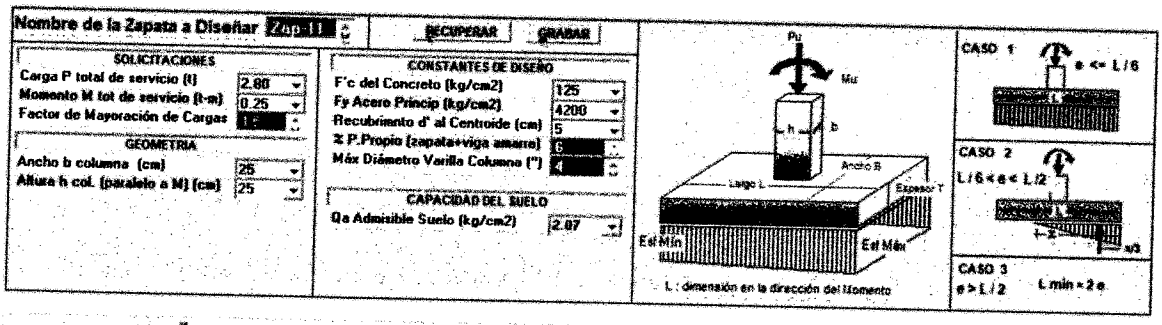


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.95	0.2	0.06	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	3.78
0.55	0.88	0.2	0.06	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3.5
0.6	0.83	0.2	0.06	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	3.3
0.65	0.78	0.2	0.06	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	3.1

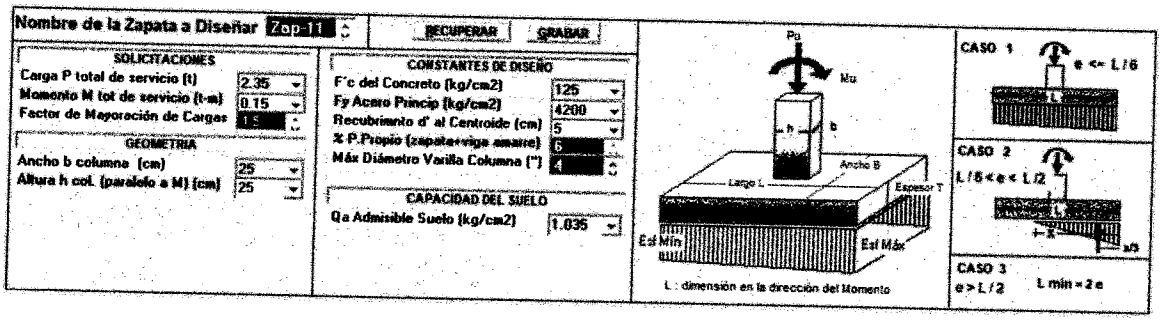
La sección existente **CUMPLE** los requerimientos de diseño.

- Columna C11



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.56	0.2	0.03	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	2.2
0.55	0.52	0.2	0.03	0.2	0.25	2.06	1 # 4 a 25	2.06
0.6	0.49	0.2	0.03	0.2	0.25	1.95	1 # 4 a 25	1.95
0.65	0.46	0.2	0.03	0.2	0.25	1.85	1 # 4 a 25	1.85

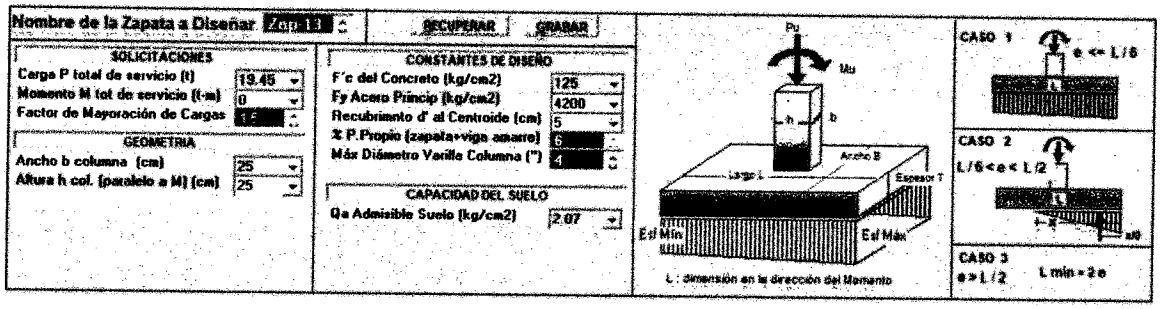


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m): 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.73	0.2	0.04	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	2.92
0.55	0.68	0.2	0.04	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	2.72
0.6	0.64	0.2	0.04	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.56
0.65	0.6	0.2	0.04	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.6

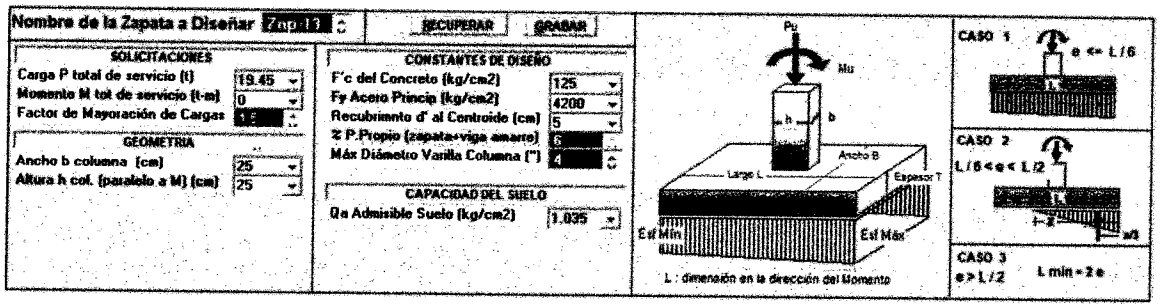
La sección existente **CUMPLE** los requerimientos de diseño.

- Columna C13



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m): 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	2	0.34	0.19	0.34	0.39	4.88	1 # 4 a 12	13.59
0.55	1.82	0.3	0.19	0.3	0.35	4.9	1 # 4 a 12	10.91
0.6	1.67	0.27	0.19	0.27	0.32	4.86	1 # 4 a 14	9.01
0.65	1.54	0.25	0.19	0.25	0.3	4.68	1 # 4 a 17	7.69

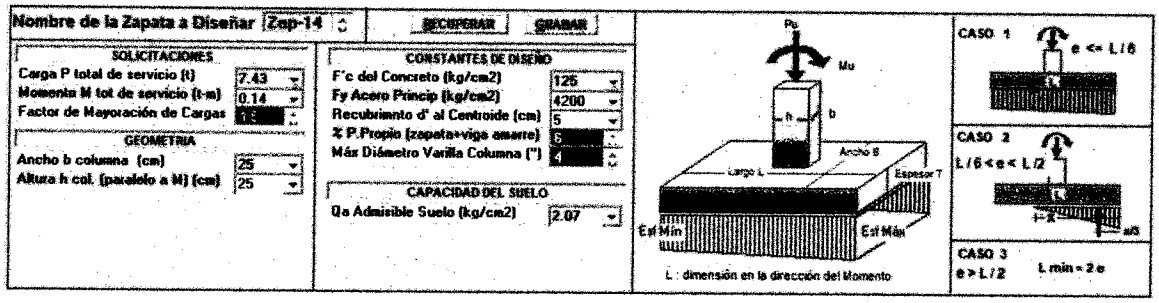


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m): 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.7	2.85	0.31	0.2	0.31	0.36	8.49	1 # 4 a 10	17.68
0.76	2.62	0.28	0.2	0.28	0.33	8.51	1 # 4 a 11	14.68
0.8	2.49	0.27	0.2	0.27	0.32	8.27	1 # 4 a 11	13.45
0.86	2.32	0.25	0.2	0.25	0.3	8.18	1 # 4 a 12	11.61

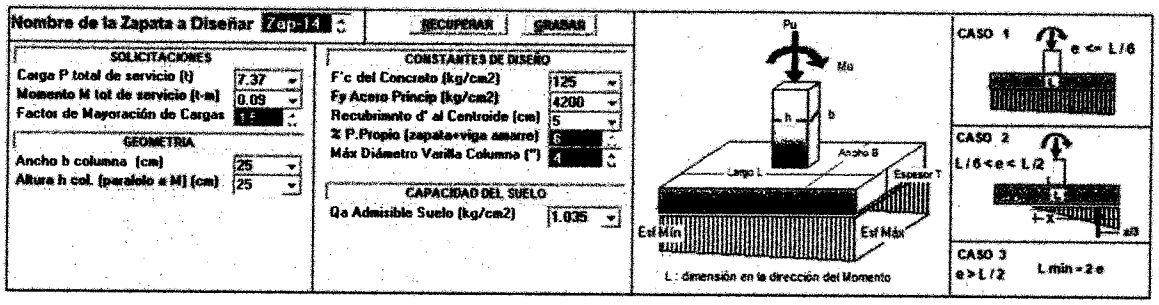
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C14



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.86	0.2	0.09	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	3.43
0.55	0.79	0.2	0.09	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3.15
0.6	0.74	0.2	0.09	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.95
0.65	0.69	0.2	0.09	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	2.75

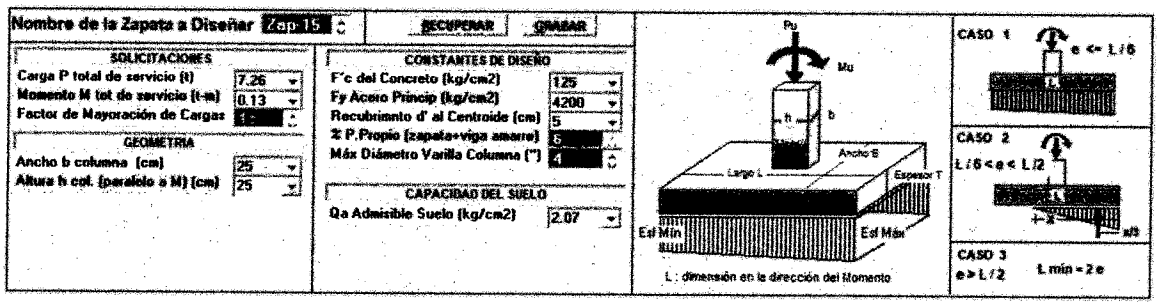


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.58	0.2	0.1	0.2	0.25	2.34	1 # 4 a 25	6.32
0.55	1.44	0.2	0.1	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	5.76
0.6	1.33	0.2	0.1	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	5.32
0.65	1.23	0.2	0.1	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	4.92

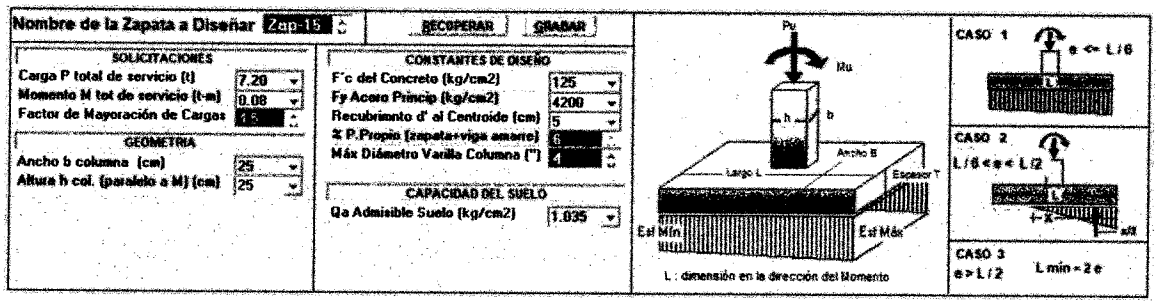
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C15



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.84	0.2	0.09	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	3.36
0.55	0.77	0.2	0.09	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3.08
0.6	0.71	0.2	0.09	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.84
0.65	0.67	0.2	0.09	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	2.68

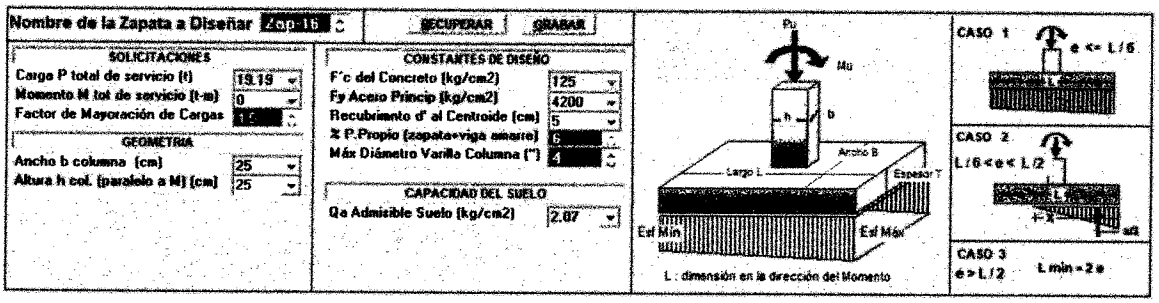


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.54	0.2	0.1	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	6.15
0.55	1.41	0.2	0.1	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	5.63
0.6	1.3	0.2	0.1	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	5.19
0.65	1.2	0.2	0.1	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	4.79

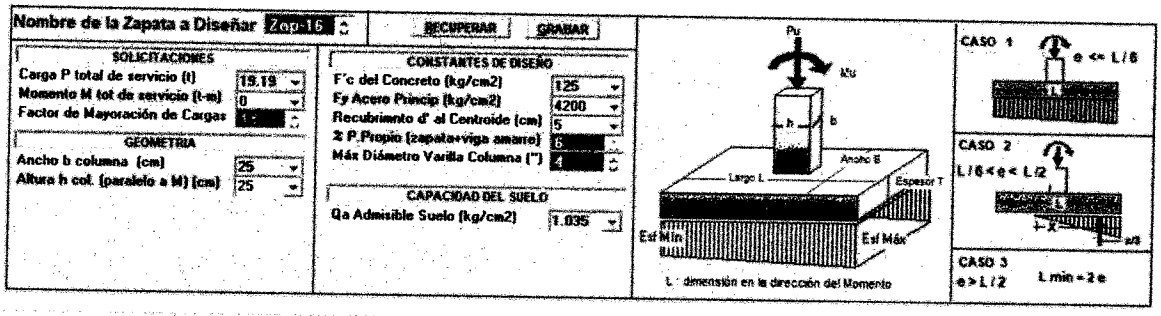
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C16



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.97	0.33	0.19	0.33	0.38	4.88	1 # 4 a 12	13.01
0.55	1.79	0.3	0.19	0.3	0.35	4.73	1 # 4 a 14	10.75
0.6	1.64	0.27	0.19	0.27	0.32	4.68	1 # 4 a 14	8.86
0.65	1.52	0.25	0.19	0.25	0.3	4.54	1 # 4 a 17	7.61

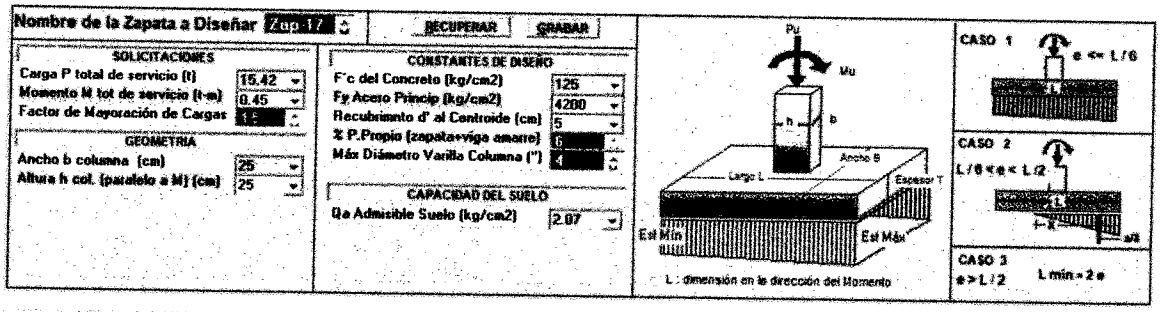


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.7	2.81	0.31	0.2	0.31	0.36	8.22	1 # 4 a 10	17.43
0.75	2.62	0.28	0.2	0.28	0.33	8.4	1 # 4 a 11	14.68
0.8	2.46	0.27	0.2	0.27	0.32	8.02	1 # 4 a 12	13.29
0.85	2.32	0.25	0.2	0.25	0.3	8.07	1 # 4 a 12	11.61

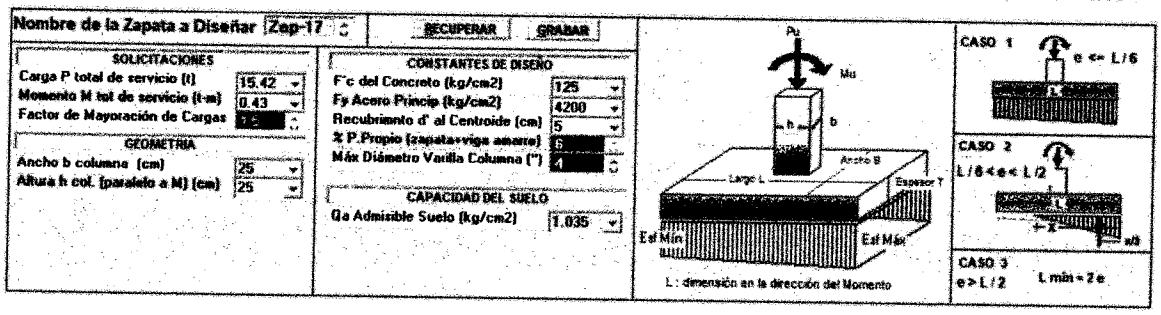
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C17



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.74	0.27	0.16	0.27	0.32	4.37	1 # 4 a 14	9.39
0.55	1.59	0.24	0.16	0.24	0.29	4.38	1 # 4 a 14	7.63
0.6	1.47	0.22	0.16	0.22	0.27	4.31	1 # 4 a 17	6.46
0.65	1.37	0.2	0.16	0.2	0.25	4.31	1 # 4 a 17	5.47

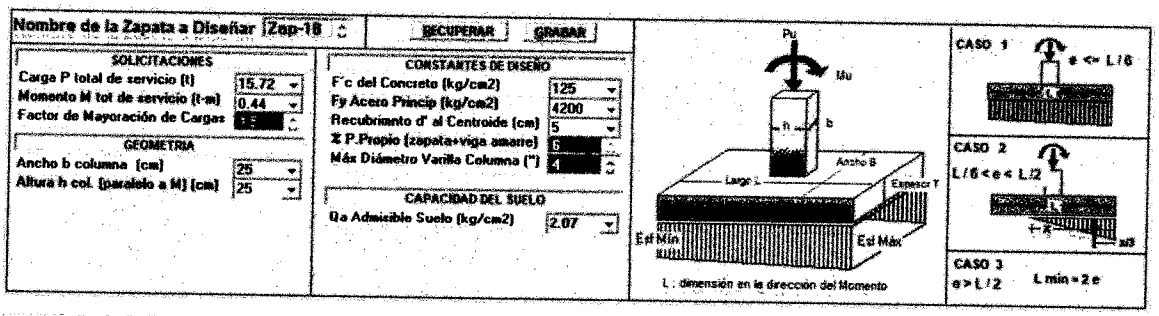


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.63	2.66	0.28	0.17	0.28	0.33	7.15	1 # 4 a 11	14.88
0.68	2.48	0.25	0.17	0.25	0.3	7.42	1 # 4 a 11	12.38
0.73	2.32	0.24	0.17	0.24	0.29	7.09	1 # 4 a 12	11.12
0.78	2.18	0.22	0.17	0.22	0.27	7.2	1 # 4 a 12	9.58

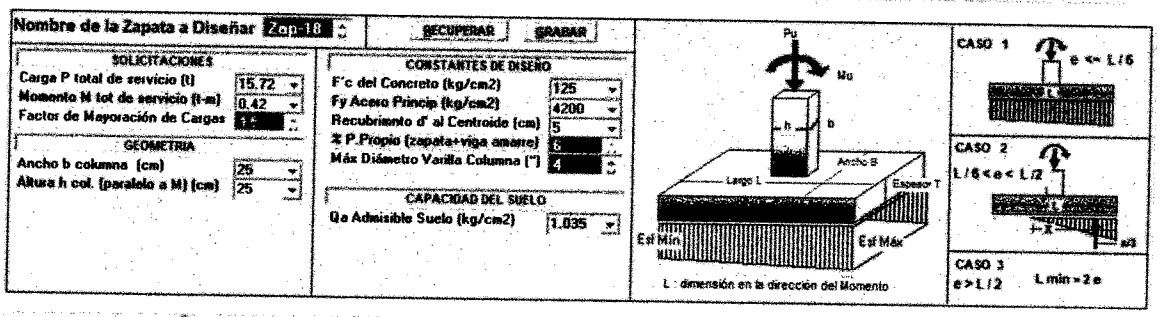
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C18



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.76	0.28	0.17	0.28	0.33	4.33	1 # 4 a 14	9.84
0.55	1.62	0.25	0.17	0.25	0.3	4.36	1 # 4 a 14	8.09
0.6	1.49	0.23	0.17	0.23	0.28	4.24	1 # 4 a 17	6.84
0.65	1.39	0.21	0.17	0.21	0.26	4.23	1 # 4 a 17	5.83

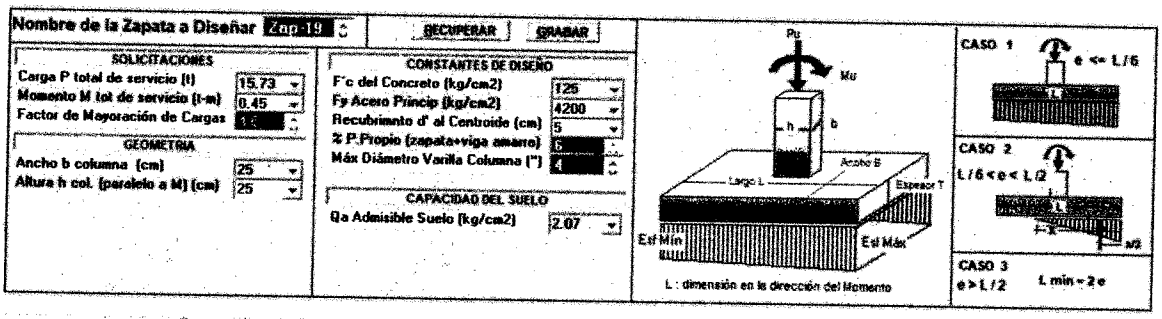


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.64	2.66	0.28	0.18	0.28	0.33	7.28	1 # 4 a 11	14.89
0.68	2.52	0.26	0.18	0.26	0.31	7.38	1 # 4 a 11	13.1
0.74	2.32	0.24	0.18	0.24	0.29	7.23	1 # 4 a 12	11.13
0.79	2.19	0.22	0.18	0.22	0.27	7.39	1 # 4 a 12	9.63

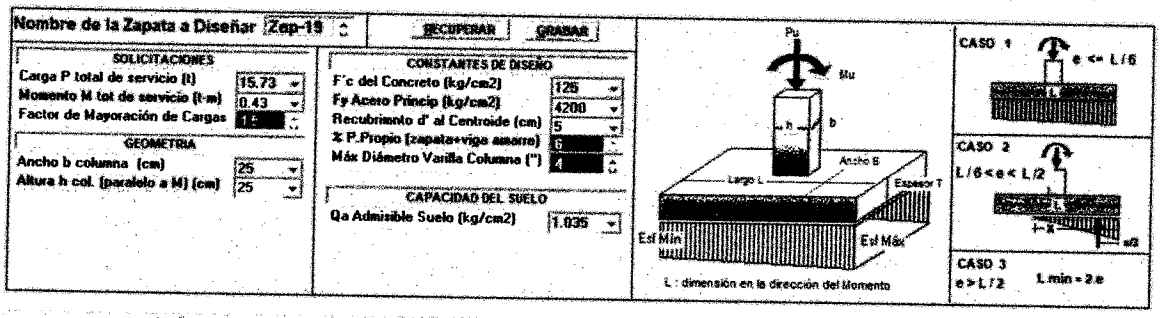
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C19



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.77	0.28	0.17	0.28	0.33	4.37	1 # 4 a 14	9.9
0.55	1.62	0.25	0.17	0.25	0.3	4.38	1 # 4 a 14	8.09
0.6	1.5	0.23	0.17	0.23	0.28	4.29	1 # 4 a 17	6.89
0.65	1.39	0.21	0.17	0.21	0.26	4.25	1 # 4 a 17	5.83

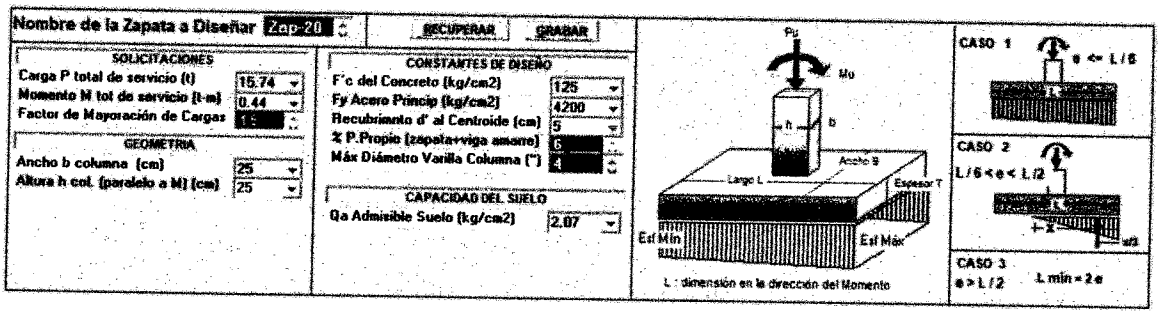


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.64	2.67	0.28	0.18	0.28	0.33	7.33	1 # 4 a 10	14.95
0.68	2.52	0.26	0.18	0.26	0.31	7.39	1 # 4 a 11	13.1
0.74	2.33	0.24	0.18	0.24	0.29	7.29	1 # 4 a 12	11.18
0.79	2.19	0.22	0.18	0.22	0.27	7.4	1 # 4 a 12	9.63

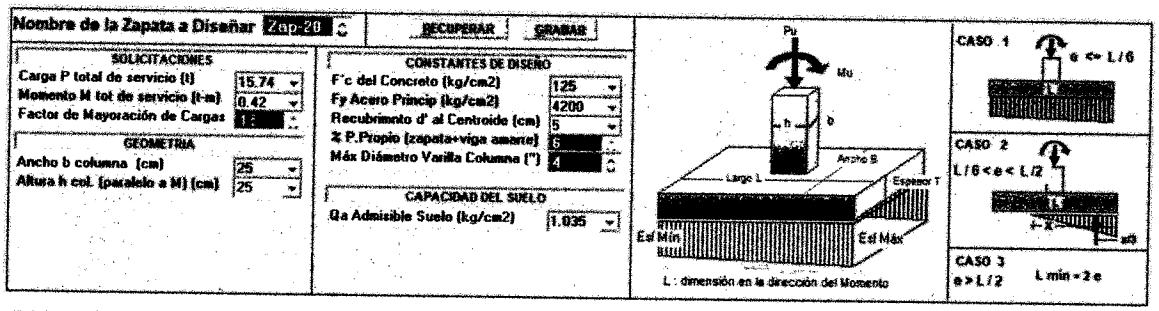
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C20



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m): 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.76	0.28	0.17	0.28	0.33	4.33	1 # 4 a 14	9.84
0.55	1.62	0.25	0.17	0.25	0.3	4.37	1 # 4 a 14	8.09
0.6	1.49	0.23	0.17	0.23	0.28	4.25	1 # 4 a 17	6.84
0.65	1.39	0.21	0.17	0.21	0.26	4.24	1 # 4 a 17	5.83

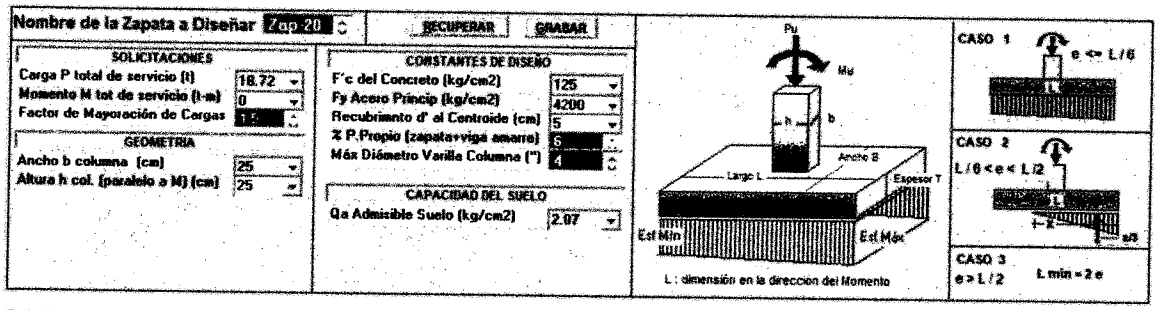


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m): 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.64	2.67	0.28	0.18	0.28	0.33	7.33	1 # 4 a 10	14.95
0.68	2.52	0.26	0.18	0.26	0.31	7.39	1 # 4 a 11	13.1
0.74	2.33	0.24	0.18	0.24	0.29	7.28	1 # 4 a 12	11.18
0.79	2.19	0.22	0.18	0.22	0.27	7.4	1 # 4 a 12	9.63
0.84	2.07	0.21	0.18	0.21	0.26	7.21	1 # 4 a 14	8.69

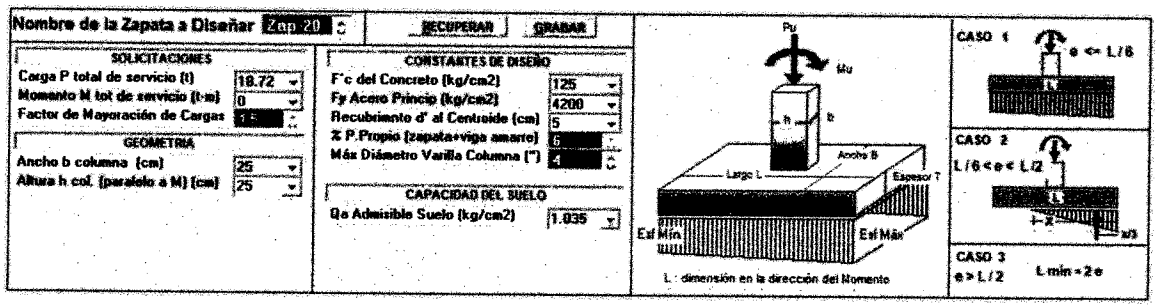
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C21



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m): 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.92	0.32	0.18	0.32	0.37	4.75	1 # 4 a 12	12.28
0.55	1.75	0.29	0.18	0.29	0.34	4.63	1 # 4 a 14	10.14
0.6	1.6	0.26	0.18	0.26	0.31	4.58	1 # 4 a 14	8.32
0.65	1.48	0.24	0.18	0.24	0.29	4.44	1 # 4 a 17	7.1

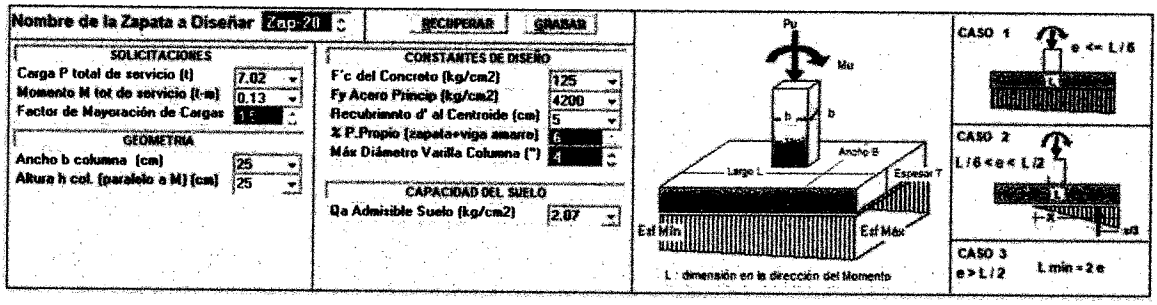


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.69	2.78	0.3	0.2	0.3	0.35	8.22	1 # 4 a 10	16.71
0.74	2.59	0.28	0.2	0.28	0.33	8.07	1 # 4 a 11	14.53
0.79	2.43	0.26	0.2	0.26	0.31	8.05	1 # 4 a 11	12.66
0.84	2.28	0.24	0.2	0.24	0.29	8.08	1 # 4 a 12	10.97

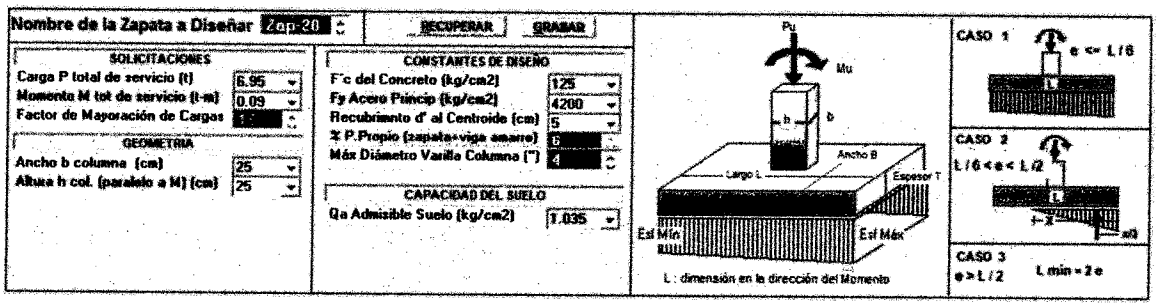
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C22



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.82	0.2	0.09	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	3.28
0.55	0.75	0.2	0.09	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3
0.6	0.7	0.2	0.09	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.8
0.65	0.65	0.2	0.09	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	2.6

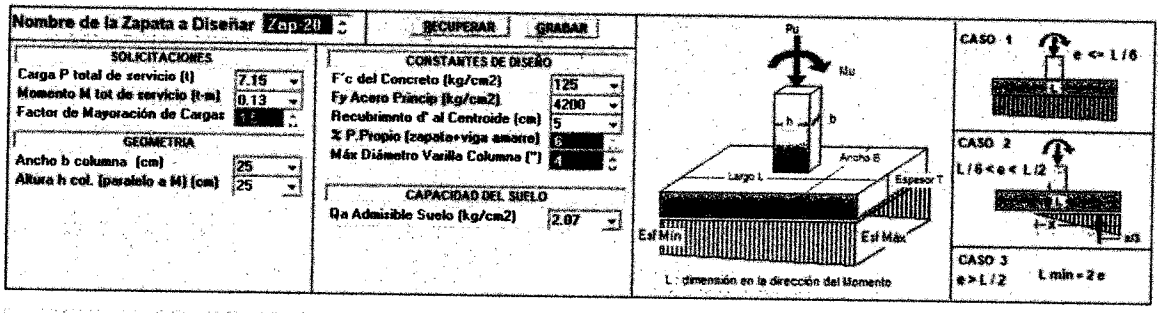


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.49	0.2	0.1	0.2	0.25	2.04	1 # 4 a 25	5.97
0.55	1.37	0.2	0.1	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	5.49
0.6	1.26	0.2	0.1	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	5.05
0.65	1.17	0.2	0.1	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	4.69

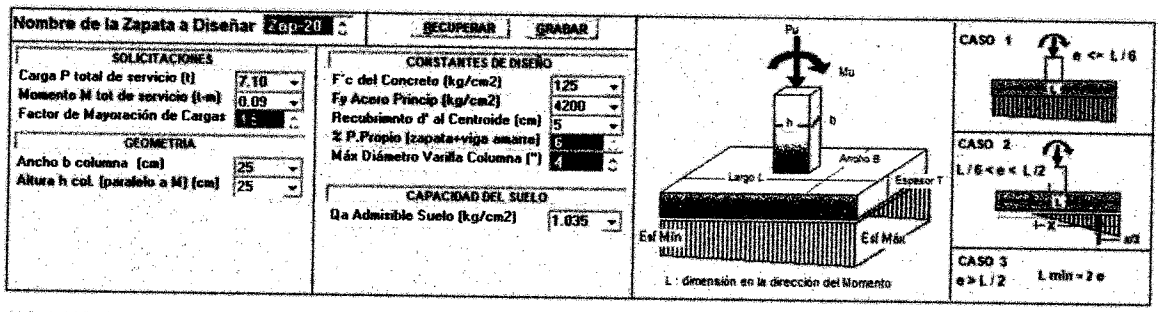
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C23



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	0.83	0.2	0.09	0.2	0.25	2	1 # 4 a 25	3.3
0.55	0.77	0.2	0.09	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	3.06
0.6	0.71	0.2	0.09	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	2.82
0.65	0.66	0.2	0.09	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	2.62

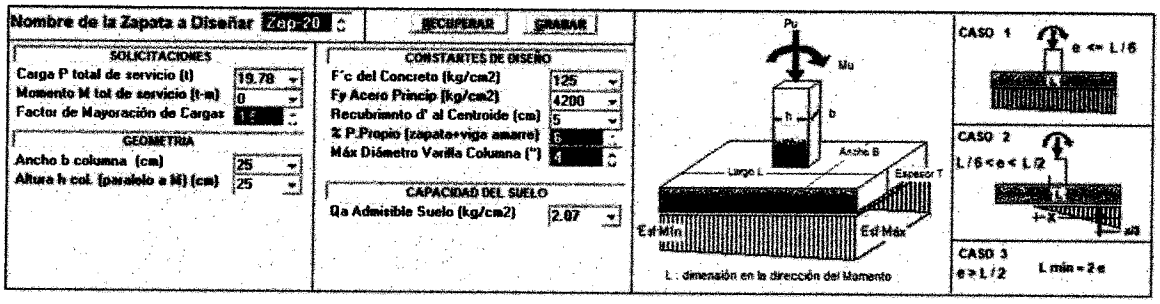


DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	1.53	0.2	0.1	0.2	0.25	2.16	1 # 4 a 25	6.13
0.55	1.39	0.2	0.1	0.2	0.25	2.2	1 # 4 a 25	5.57
0.6	1.28	0.2	0.1	0.2	0.25	2.4	1 # 4 a 25	5.13
0.65	1.19	0.2	0.1	0.2	0.25	2.6	1 # 4 a 25	4.77

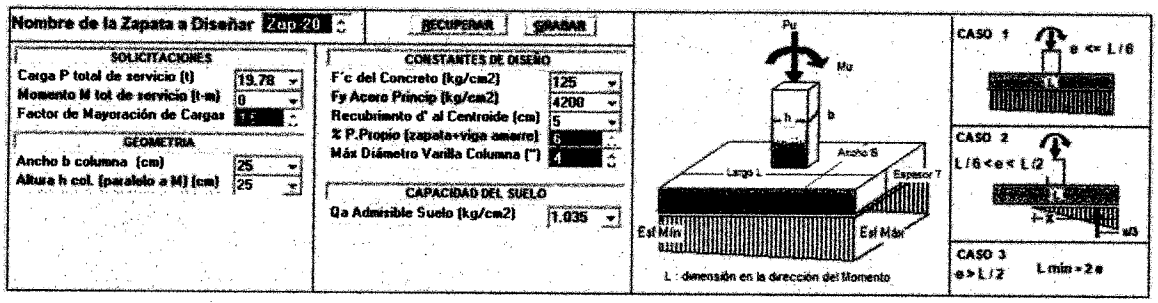
La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

- Columna C24



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.5	2.03	0.34	0.19	0.34	0.39	5.07	1 # 4 a 12	13.78
0.56	1.82	0.3	0.19	0.3	0.35	4.98	1 # 4 a 12	10.9
0.61	1.67	0.27	0.19	0.27	0.32	4.93	1 # 4 a 14	9
0.66	1.54	0.25	0.19	0.25	0.3	4.76	1 # 4 a 17	7.68



DISEÑO DE LA ZAPATA PARA VARIAS COMBINACIONES DE DIMENSIONES — INTERVALO (m) 0.05

Ancho B(m)	Largo L(m)	dvg anch(m)	dpunz(m)	dmin(m)	Hzap(m)	As Lmayor(cm2)	Arm LmayorSUG	Ast Lmenor
0.71	2.85	0.31	0.2	0.31	0.36	8.64	1 # 4 a 10	17.69
0.76	2.67	0.29	0.2	0.29	0.34	8.54	1 # 4 a 11	15.51
0.81	2.5	0.27	0.2	0.27	0.32	8.46	1 # 4 a 11	13.52
0.86	2.36	0.25	0.2	0.25	0.3	8.54	1 # 4 a 12	11.82

La sección existente **NO CUMPLE** los requerimientos de diseño, por tanto, se requiere ampliar las dimensiones de la zapata.

15.1 Diseño reforzamiento zapatas

De acuerdo con el análisis presentado anteriormente, a continuación se presenta el diseño del reforzamiento de las zapatas que requieren intervención.

- Zapata columnas C4, C5, C8, C9, C14, C15, C22 y C23

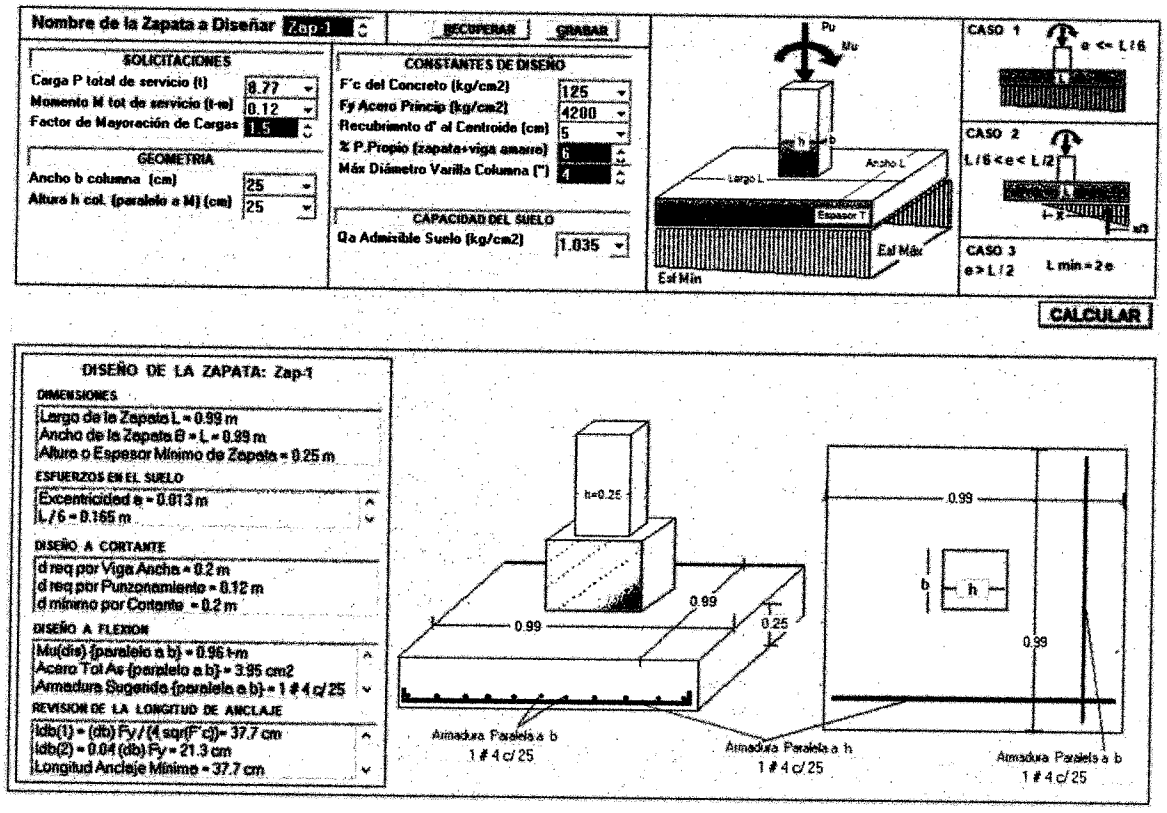
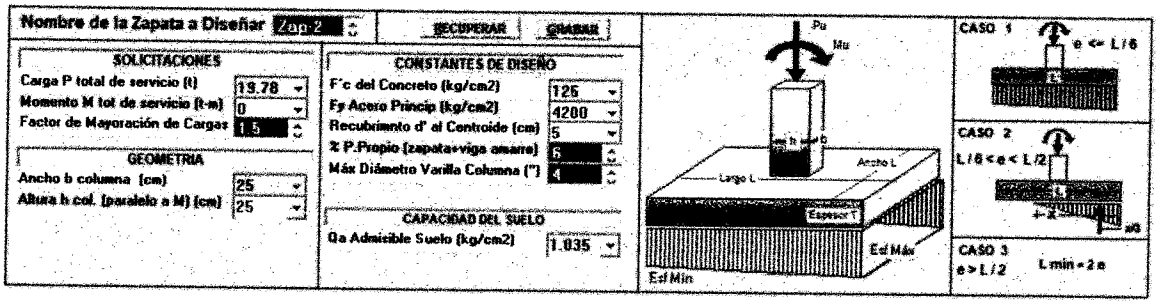


Ilustración 38 Reforzamiento zapatas columnas C4, C5, C8, C9, C14, C15, C22 y C23

El reforzamiento propuesto considera la ampliación del área de la zapata a 1.00 x 1.00 m, refuerzo inferior en barras #4 c/.20 ancladas con epóxico a las caras laterales de la zapata existente.

- Zapata columnas C13, C16, C17, C18, C19, C20, C21 y C24



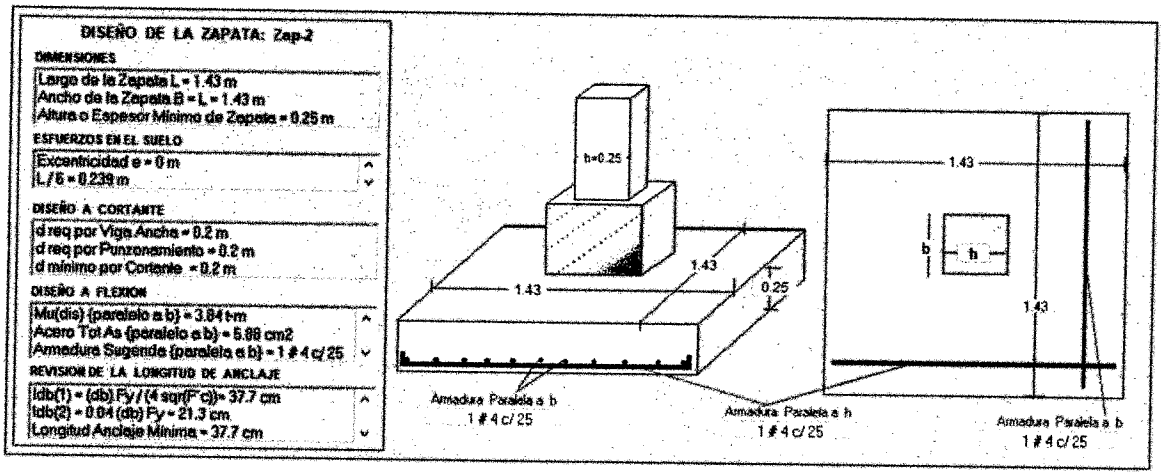


Ilustración 39 Reforzamiento zapatas columnas C13, C16, C17, C18, C19, C20, C21 y C24

El reforzamiento propuesto considera la ampliación del área de la zapata a 1.50 x 1.50 m, refuerzo inferior en barras #4 c/.20 ancladas con epóxico a las caras laterales de la zapata existente.

16 Anexos

16.1 Anexo 1. Análisis de cargas de viento

16.2 Anexo 2. Revisión para cortante perpendicular al plano del muro reforzado

16.3 Anexo 3. Revisión para cortante paralelo al plano del muro reforzado

16.4 Anexo 4. Diseño de reforzamiento para flexión paralela al plano del muro reforzado combinada con fuerza axial vertical

16.5 Anexo 5. Diseño de reforzamiento para flexión perpendicular al plano del muro reforzado combinada con fuerza axial vertical

16.6 Anexo 6. Diseño de muros estructurales nuevos

16.7 Anexo 7. Revisión de esfuerzos transmitidos al suelo de fundación para cargas gravitacionales más sismo

16.8 Anexo 8. Revisión de esfuerzos transmitidos al suelo de fundación para cargas gravitacionales

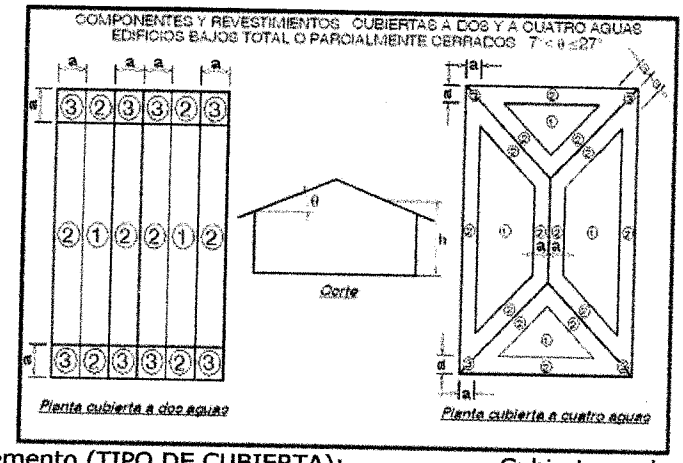
Fuerzas de Viento NSR-10

Análisis para Etapa:	Funcionamiento
Tipo Edificación:	Componentes y Revestimientos
Sistema Estructural:	Clasificación de la Estructura:
Altura media de Cubierta (m):	Cerrado
Tipo de Elemento de Revestimiento:	7.35
Tipo de Cubierta del Elemento:	Cubiertas
Longitud del Elemento (m):	Cubiertas a dos aguas una sola luz
Ancho Aferente del Elemento (m):	7
	0ZZ80
Dimensión Horizontal de la Estructura (Paralela al Viento) (L) (m):	Dimensión Horizontal de la Estructura (Normal al Viento
Ángulo de la Cubierta (°)	32.05
Velocidad de Viento Básica (Km/h) (Ver Mapa):	17.62
Grupo de Uso de la Estructura:	100
Región de la Estructura (m):	II
Rugosidad del Terreno:	Región sin huracanes
Categoria de Exposición:	Rugosidad C
La Estructura cumple TODOS los Efectos Topográficos (Ver Ayuda):	C
	No

NOTA: Estas memorias de cálculo deben ser revisadas y aprobadas por un Ingeniero Calculista.

TIPO DE ESTRUCTURA:

Componentes y Revestimientos



Tipo de Cubierta a la que pertenece el Elemento (TIPO DE CUBIERTA):	Cubiertas a dos aguas una sola luz
Longitud del Elemento (m):	7
Aferencia del Elemento (Separación entre Correas) (m):	0.70
Área Efectiva contra Viento (m²):	4.9
Altura Media de la Estructura (h) (m):	7.35
Dimensión Horizontal de la Estructura (Paralela al Viento) (L) (m):	12.5
Dimensión Horizontal de la Estructura (Normal al Viento) (B) (m):	32.05
Ángulo de Inclinación de la Cubierta (Barlovento) :	17.6
Ángulo de Inclinación de la Cubierta (Sotavento) :	0
Periódo del Edificio (T) (seg):	0
Clasificación de la Estructura:	
ESTRUCTURA:	RIGIDA
EDIFICIO:	Cerrado
EDIFICIO:	Bajo
FLUJO DE VIENTO:	
TIPO DE CUBIERTA:	Una Pendiente
Velocidad de Viento Básica (Según Mapa) (V) (m/s):	28
Factor de Dirección de Viento (Kd):	0.85
Uso de la Estructura (grupo):	II
Tipo de Región de la Estructura (Clase):	Región sin huracanes
Factor de Importancia (I):	1

NOTA: Estas memorias de cálculo deben ser revisadas y aprobadas por un Ingeniero Calculista.

Rugosidad de Terreno :	Rugosidad C
Altura de la Estructura por encima del Terreno (Z) (m):	7.35
Exponente para la ley potencial de la velocidad de ráfaga de 3 seg. (α) (-):	9.5
Altura nominal de la Capa Atmosférica Limite (Zg) (m):	274.3
Categoría de Exposición :	C
Coeficiente de Exposición de Presión por Velocidad (Kh):	0.94
Su Estructura cumple TODOS los Efectos Topográficos:	No
actor Topográfico (Kzt):	1
Altura Equivalente de la Estructura (Zb) (m):	4.5
Factor de Escala de Longitud Integral (l) (m):	152.4
Exponente para la Ley Potencial (εb) (-):	1/5
Longitud Integral a Escala de la Turbulencia (Lzb) (m):	129.91
Factor de Respuesta del Entorno (Q) (-):	0.88
Intensidad de Turbulencia a la Altura zb (Izb) (-):	0.228
Factor Pico para Respuesta del Entorno y Viento respectivamente (gQ = gv) (-):	3.4
Velocidad de Viento Promedia por una hora a una altura z (Vbzb) (m/s):	16.096
Coeficiente de Amortiguamiento Critico (β) (-):	0
Frecuencia Natural del Edificio (η1) (Hz):	0
Frecuencia para RL (ηRL) (Hz):	0
rrecuencia para RB (ηRB) (Hz):	0
Frecuencia para Rh (ηRh) (Hz):	0
Factor de Respuesta para L (RL) (-):	1
Factor de Respuesta para B (RB) (-):	1
Factor de Respuesta para h (Rh) (-):	1
Frecuencia Reducida (N1) (-):	0
Valor (Rn) (-):	0
Factor de Respuesta de Resonancia (R) (-):	0
Factor Pico para Respuesta de Resonancia (gR) (-):	0
Presión de Velocidad (qh) (Kg/m²):	38.323
Factor de Efecto Ráfaga (G) (-):	0.862

NOTA: Estas memorias de cálculo deben ser revisadas y aprobadas por un Ingeniero Calculista.

Coeficiente de Presión Interna (GCpi+) (-):	0.18
Coeficiente de Presión Interna (GCpi-) (-):	-0.18
a (m):	1.25

Coeficientes de Presión Externa CUBIERTA Edificios Bajos (C & R):

Zona 1	GCp+ (-)	0.382
	GCp- (-)	-0.849
Zona 2	GCp+ (-)	0.382
	GCp- (-)	-1.386
Zona 2'	GCp+ (-)	0.00
	GCp- (-)	0.00
Zona 3	GCp+ (-)	0.382
	GCp- (-)	-2.207
Zona 3'	GCp+ (-)	0.00
	GCp- (-)	0.00

Coeficientes de Presión Externa ALEROS Edificios Bajos (C & R):

Zona 1	GCp- (-)	0.00
Zona 2	GCp- (-)	-2.2
Zona 3	GCp- (-)	-2.935

Presiones de Diseño CUBIERTA (Cubiertas a dos y a cuatro aguas 7° < θ ≤ 27°) Edificios Bajos (C & R):

Zona 1	P. Dis. con GCp+ y con GCpi+ (kg/m²)	7.741
	P. Dis. con GCp+ y con GCpi- (kg/m²)	21.537
	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-39.434
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-25.638
Zona 2	P. Dis. con GCp+ y con GCpi+ (kg/m²)	7.741
	P. Dis. con GCp+ y con GCpi- (kg/m²)	21.537
	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-60.013
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-46.217
Zona 3	P. Dis. con GCp+ y con GCpi+ (kg/m²)	7.741
	P. Dis. con GCp+ y con GCpi- (kg/m²)	21.537
	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-91.476
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-77.68

*El NSR-10 (B.6.1.3) estipula que la presión de diseño no será menor de 0.40kN/m² (40 kg/m²)

NOTA: Estas memorias de cálculo deben ser revisadas y aprobadas por un Ingeniero Calculista.

Presiones de Diseño ALEROS (Cubiertas a dos y a cuatro aguas 7° < θ ≤ 27°) Edificios Bajos (C & R):

Zona 2	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-91.208
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-77.412
Zona 3	P. Dis. con GCp- y con GCpi+ (kg/m²)	-119.375
	P. Dis. con GCp- y con GCpi- (kg/m²)	-105.579

*El NSR-10 (B.6.1.3) estipula que la presión de diseño no será menor de 0.40kN/m² (40 kg/m²)

Referenc. Muro Estructural Nuevo M7

Reporte: **Datos del Muro: Geometría, Cargas y Materiales**

Fecha: 22/10/2025

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, L (m)	1.41
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO	
Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	8.9
Carga Axial Viva , PL (t)	6.84
Carga Axial por Sismo, PE (t)	4.39
Carga Axial por Viento, PW (t)	0
Momento por Sismo, ME (t-m)	1.93
Momento por Viento, MW (t-m)	0
Cortante por Sismo, VE (t)	2.68
Cortante por Viento, VW (t)	0

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO	
Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

Reporte: **Diseño a Flexo Compresión . Chequeo Esfuerzos Combinados**

ACERO VERTICAL DEL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-146.75	460919.39	-48.92	0	1.48
D + L	-260.07	1447657.79	-86.69	0	1.48
D + 0.75L	-231.74	1149435.93	-77.25	0	1.48
D + W	-146.75	460919.39	-48.92	0	1.48
D + 0.7E	-0.76	1684.61	-0.25	0	1.48
D + 0.75W + 0.75L	-231.74	1149435.93	-77.25	0	1.48
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-1.97	8381.4	-0.66	0	1.48
0.6D + W	-87.77	164869.79	-29.26	0	1.48
0.6D + 0.7E	-0.33	308.63	-0.11	0	1.48

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb .
D	7.89	12.91	0.04	43.14	0.61
D + L	13.95	12.91	0.04	43.14	1.08
D + 0.75L	12.44	12.91	0.04	43.14	0.96
D + W	7.89	12.91	0.04	43.14	0.61
D + 0.7E	10.61	12.91	5.1	43.14	0.94
D + 0.75W + 0.75L	12.44	12.91	0.04	43.14	0.96
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	14.48	12.91	3.82	43.14	1.21
0.6D + W	4.73	12.91	0.04	43.14	0.37
0.6D + 0.7E	7.46	12.91	5.1	43.14	0.7

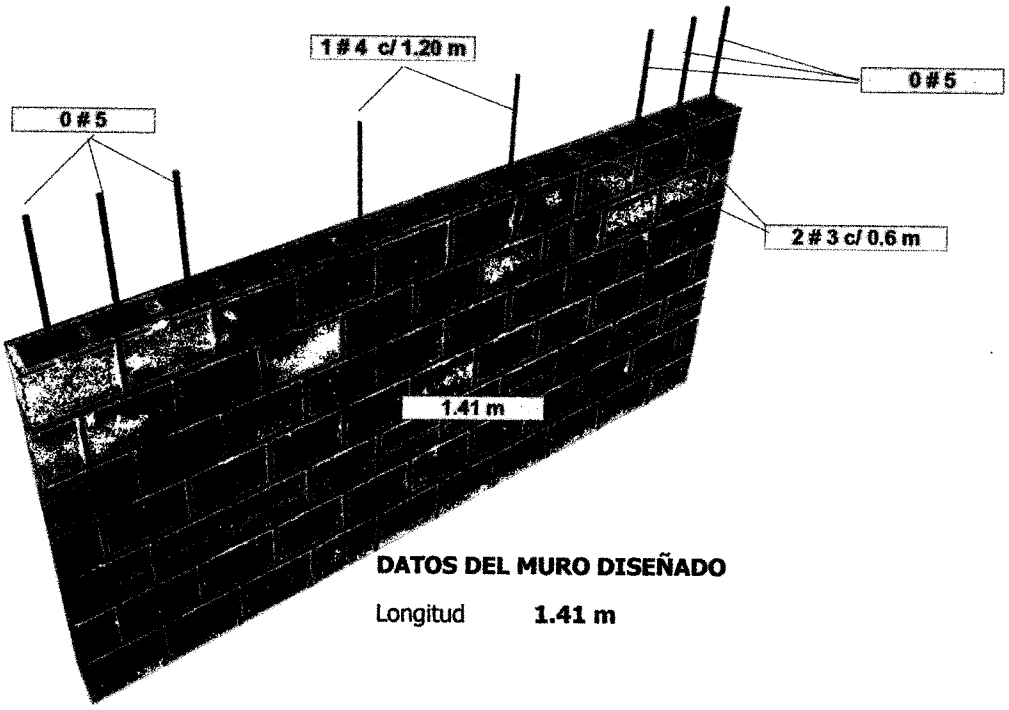
m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	**Long Efectiva d (m)**	**Esfzo Cort Fv (kg/cm2)**	**Esfzo Adm fv (kg/cm2)**	**Area Acero Corte (cm2)**	**Separación Máxima (m)**
D	1.11	0	4.57	0	0.6
D + L	1.11	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	1.11	0	4.57	0	0.6
D + W	1.11	0	4.57	0	0.6
D + 0.7E	1.11	1.41	4.57	1.06	0.6
D + 0.75W + 0.75L	1.11	0	4.57	0	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	1.11	1.06	4.57	0.79	0.6
0.6D + W	1.11	0	4.57	0	0.6
0.6D + 0.7E	1.11	0	4.57	0	0.6

Proyecto:

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **1.41 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	1.48 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	1.41 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	1.06 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 3 corridos cada 0.6 m**

m: metros cm2: centímetros

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, L (m)	3.37
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO	
Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	18.83
Carga Axial Viva , PL (t)	10.3
Carga Axial por Sismo, PE (t)	2.65
Carga Axial por Viento, PW (t)	0.37
Momento por Sismo, ME (t-m)	9.03
Momento por Viento, MW (t-m)	0.3
Cortante por Sismo, VE (t)	9.14
Cortante por Viento, VW (t)	0.1

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO	
Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

Referenc. Muro Estructural Nuevo M8

Reporte: **Diseño a Flexo Compresión . Chequeo Esfuerzos Combinados**

Fecha: 22/10/2025

ACERO VERTICAL DEL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-1780.4	4969327.76	-593.47	0	3.54
D + L	-2755.2	11900592.59	-918.4	0	3.54
D + 0.75L	-2511.5	9888461.3	-837.17	0	3.54
D + W	-58.89	163077.53	-19.63	0	3.54
D + 0.7E	-1.41	1975.82	-0.47	0	3.54
D + 0.75W + 0.75L	-111.18	436006.66	-37.06	0	3.54
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-3.89	11269.24	-1.3	0	3.54
0.6D + W	-35.12	58021.66	-11.71	0	3.54
0.6D + 0.7E	-0.28	80.11	-0.09	0	3.54

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb
D	6.98	12.91	0.01	43.14	0.54
D + L	10.8	12.91	0.01	43.14	0.84
D + 0.75L	9.85	12.91	0.01	43.14	0.76
D + W	7.12	12.91	0.2	43.14	0.56
D + 0.7E	7.67	12.91	4.17	43.14	0.69
D + 0.75W + 0.75L	9.95	12.91	0.15	43.14	0.77
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	10.37	12.91	3.13	43.14	0.88
0.6D + W	4.33	12.91	0.2	43.14	0.34
0.6D + 0.7E	4.88	12.91	4.17	43.14	0.47

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados

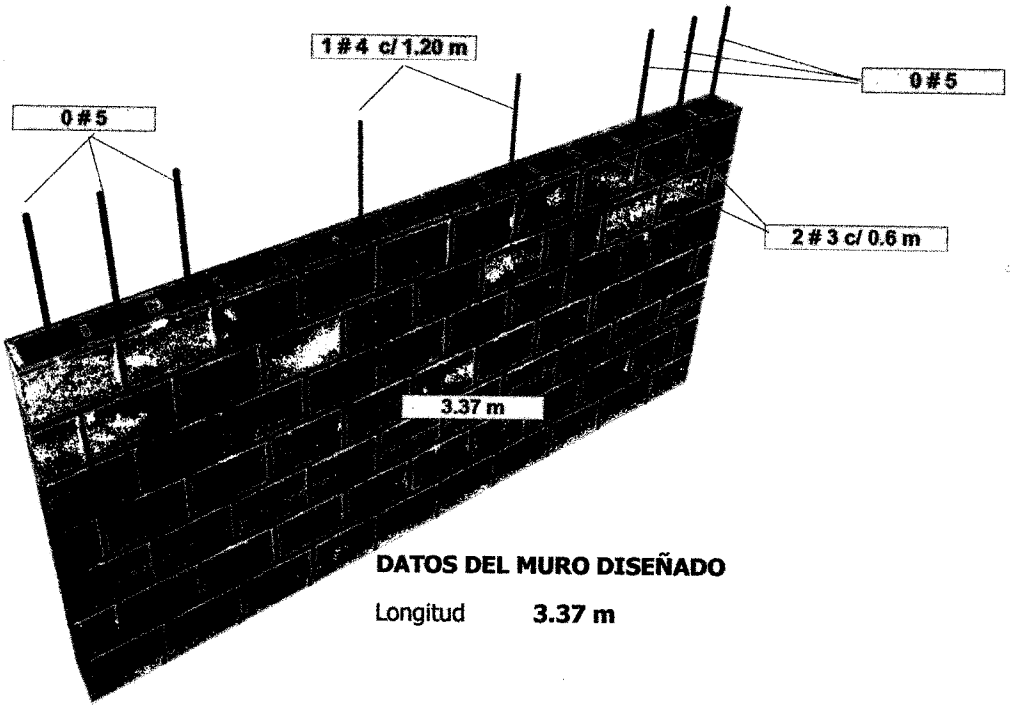
kg: Kilogramos

DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	**Long Efectiva d (m)**	**Esfzo Cort Fv (kg/cm2)**	**Esfzo Adm fv (kg/cm2)**	**Area Acero Corte (cm2)**	**Separación Máxima (m)**
D	3.07	0	4.57	0	0.6
D + L	3.07	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	3.07	0	4.57	0	0.6
D + W	3.07	0.03	4.57	0.02	0.6
D + 0.7E	3.07	1.74	4.57	1.3	0.6
D + 0.75W + 0.75L	3.07	0.02	4.57	0.02	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	3.07	1.3	4.57	0.98	0.6
0.6D + W	3.07	0.03	4.57	0.02	0.6
0.6D + 0.7E	3.07	0	4.57	0	0.6

Proyecto:

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **3.37 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	3.54 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	3.37 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	1.3 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 3 corridos cada 0.6 m**

m: metros cm2: centímetros

Referenc. Muro Estructural Nuevo M9

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **Datos del Muro: Geometría, Cargas y Materiales**

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, L (m)	3.59
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO	
Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	17.22
Carga Axial Viva , PL (t)	6.1
Carga Axial por Sismo, PE (t)	5.03
Carga Axial por Viento, PW (t)	0
Momento por Sismo, ME (t-m)	7.24
Momento por Viento, MW (t-m)	0
Cortante por Sismo, VE (t)	4.62
Cortante por Viento, VW (t)	0

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO	
Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados

kg: Kilogramos

Reporte: **Diseño a Flexo Compresión . Chequeo Esfuerzos Combinados**

ACERO VERTICAL DEL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-1847.65	4426964.83	-615.88	0	3.77
D + L	-2502.79	8123020.91	-834.26	0	3.77
D + 0.75L	-2339.01	7094644.47	-779.67	0	3.77
D + W	-1847.65	4426964.83	-615.88	0	3.77
D + 0.7E	-2.6	4444.19	-0.87	0	3.77
D + 0.75W + 0.75L	-2339.01	7094644.47	-779.67	0	3.77
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-5.11	12868.53	-1.7	0	3.77
0.6D + W	-1107.87	1591643.61	-369.29	0	3.77
0.6D + 0.7E	-1.14	855.19	-0.38	0	3.77

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb .
D	6	12.91	0.01	43.14	0.46
D + L	8.12	12.91	0.01	43.14	0.63
D + 0.75L	7.59	12.91	0.01	43.14	0.59
D + W	6	12.91	0.01	43.14	0.46
D + 0.7E	7.22	12.91	2.95	43.14	0.63
D + 0.75W + 0.75L	7.59	12.91	0.01	43.14	0.59
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	8.51	12.91	2.21	43.14	0.71
0.6D + W	3.6	12.91	0.01	43.14	0.28
0.6D + 0.7E	4.82	12.91	2.95	43.14	0.44

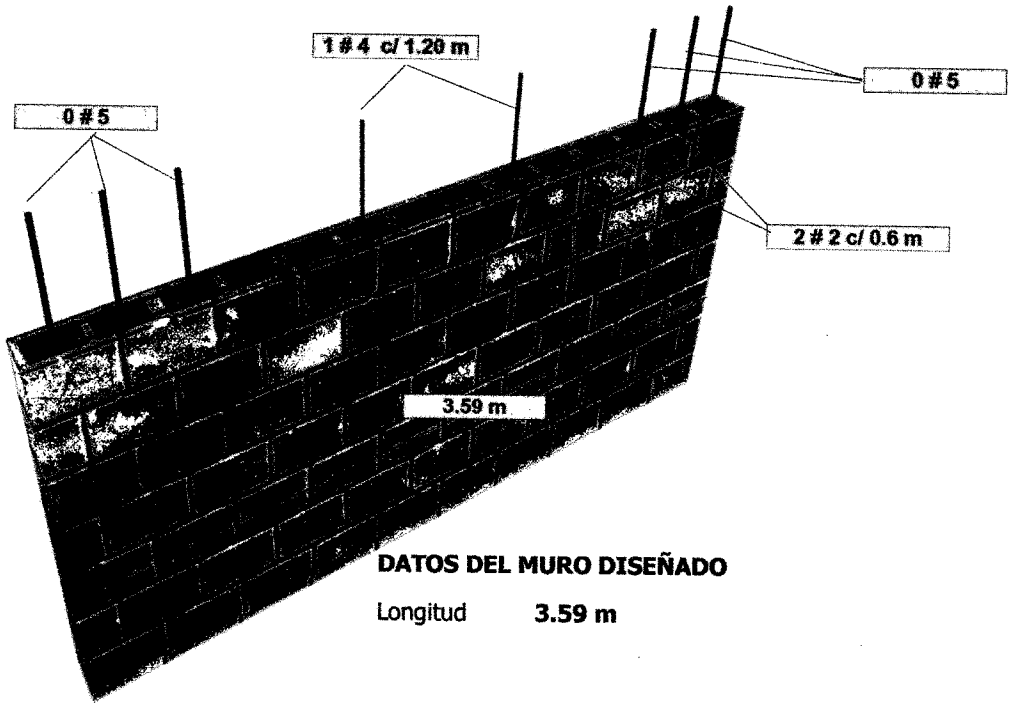
DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	**Long Efectiva d (m)**	**Esfzo Cort Fv (kg/cm2)**	**Esfzo Adm fv (kg/cm2)**	**Area Acero Corte (cm2)**	**Separación Máxima (m)**
D	3.29	0	4.57	0	0.6
D + L	3.29	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	3.29	0	4.57	0	0.6
D + W	3.29	0	4.57	0	0.6
D + 0.7E	3.29	0.82	4.57	0.61	0.6
D + 0.75W + 0.75L	3.29	0	4.57	0	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	3.29	0.61	4.57	0.46	0.6
0.6D + W	3.29	0	4.57	0	0.6
0.6D + 0.7E	3.29	0	4.57	0	0.6

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

Proyecto:

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **3.59 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	3.77 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	3.59 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	0.61 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 2 corridos cada 0.6 m**

m: metros cm2: centimetros

Referenc. Muro Estructural Nuevo M10

Reporte: **Datos del Muro: Geometría, Cargas y Materiales**

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, L (m)	1.33
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO	
Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	6.37
Carga Axial Viva , PL (t)	1.7
Carga Axial por Sismo, PE (t)	2.33
Carga Axial por Viento, PW (t)	0
Momento por Sismo, ME (t-m)	2.39
Momento por Viento, MW (t-m)	0
Cortante por Sismo, VE (t)	4.28
Cortante por Viento, VW (t)	0

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO	
Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

Referenc. Muro Estructural Nuevo M10

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **Diseño a Flexo Compresión . Chequeo Esfuerzos Combinados**

ACERO VERTICAL DEL MURO					
Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-93.23	221689.93	-31.08	0	1.4
D + L	-118.29	356876.77	-39.43	0	1.4
D + 0.75L	-112.03	320077.17	-37.34	0	1.4
D + W	-93.23	221689.93	-31.08	0	1.4
D + 0.7E	-0.04	6.82	-0.01	0	1.4
D + 0.75W + 0.75L	-112.03	320077.17	-37.34	0	1.4
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-0.38	454.43	-0.13	0	1.4
0.6D + W	-55.67	79051.19	-18.56	0	1.4
0.6D + 0.7E	0.18	145.29	0.06	0	1.4

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO					
Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb .
D	5.99	12.91	0.04	43.14	0.46
D + L	7.58	12.91	0.04	43.14	0.59
D + 0.75L	7.19	12.91	0.04	43.14	0.56
D + W	5.99	12.91	0.04	43.14	0.46
D + 0.7E	7.52	12.91	7.09	43.14	0.75
D + 0.75W + 0.75L	7.19	12.91	0.04	43.14	0.56
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	8.33	12.91	5.32	43.14	0.77
0.6D + W	3.59	12.91	0.04	43.14	0.28
0.6D + 0.7E	5.12	12.91	7.09	43.14	0.56

m: Metros cm2: Centimetros cuadrados

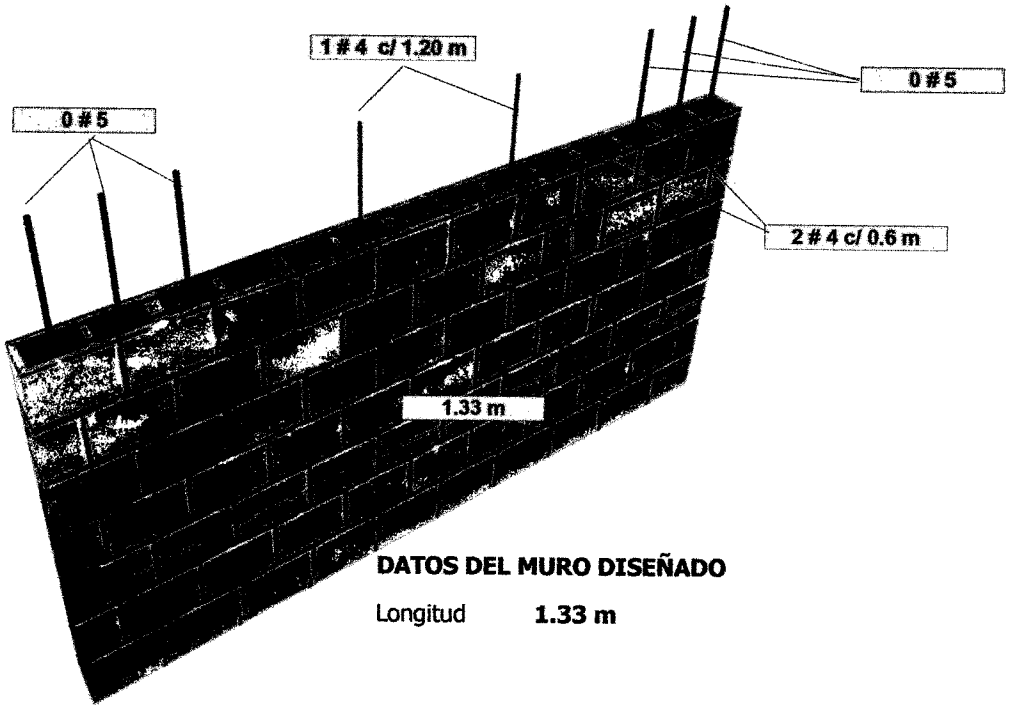
kg: Kilogramos

DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	**Long Efectiva d (m)**	**Esfzo Cort Fv (kg/cm2)**	**Esfzo Adm fv (kg/cm2)**	**Area Acero Corte (cm2)**	**Separación Máxima (m)**
D	1.03	0	4.57	0	0.6
D + L	1.03	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	1.03	0	4.57	0	0.6
D + W	1.03	0	4.57	0	0.6
D + 0.7E	1.03	2.42	4.57	1.82	0.6
D + 0.75W + 0.75L	1.03	0	4.57	0	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	1.03	1.82	4.57	1.36	0.6
0.6D + W	1.03	0	4.57	0	0.6
0.6D + 0.7E	1.03	0	4.57	0	0.6

Proyecto:

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **1.33 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	1.4 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	1.33 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	1.82 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 4 corridos cada 0.6 m**

m: metros cm2: centímetros

Referenc. Muro Estructural Nuevo M1

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **Datos del Muro: Geometría, Cargas y Materiales**

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, L (m)	3.25
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO	
Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	18.32
Carga Axial Viva , PL (t)	10.57
Carga Axial por Sismo, PE (t)	2.72
Carga Axial por Viento, PW (t)	0.35
Momento por Sismo, ME (t-m)	8.65
Momento por Viento, MW (t-m)	0.27
Cortante por Sismo, VE (t)	8.89
Cortante por Viento, VW (t)	0.1

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO	
Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

Reporte: **Diseño a Flexo Compresión . Chequeo Esfuerzos Combinados**

ACERO VERTICAL DEL MURO					
Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-1610.92	4535731.28	-536.97	0	3.41
D + L	-2541.3	11287869.3	-847.1	0	3.41
D + 0.75L	-2308.7	9316158.29	-769.57	0	3.41
D + W	-59.24	165611.98	-19.75	0	3.41
D + 0.7E	-1.31	1829.9	-0.44	0	3.41
D + 0.75W + 0.75L	-113.61	456804.58	-37.87	0	3.41
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-3.74	11097.77	-1.25	0	3.41
0.6D + W	-35.35	58972.62	-11.78	0	3.41
0.6D + 0.7E	-0.25	65.97	-0.08	0	3.41

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO					
Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb .
D	7.05	12.91	0.01	43.14	0.55
D + L	11.11	12.91	0.01	43.14	0.86
D + 0.75L	10.1	12.91	0.01	43.14	0.78
D + W	7.18	12.91	0.19	43.14	0.56
D + 0.7E	7.78	12.91	4.3	43.14	0.7
D + 0.75W + 0.75L	10.2	12.91	0.14	43.14	0.79
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	10.64	12.91	3.22	43.14	0.9
0.6D + W	4.36	12.91	0.19	43.14	0.34
0.6D + 0.7E	4.96	12.91	4.3	43.14	0.48

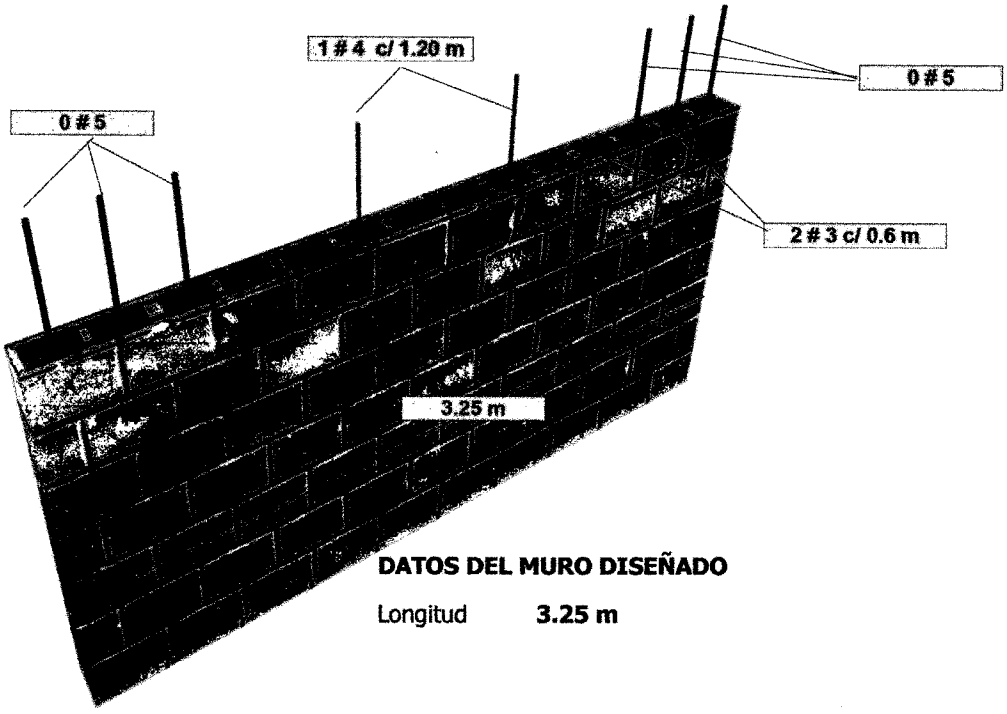
m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	**Long Efectiva d (m)**	**Esfzo Cort Fv (kg/cm2)**	**Esfzo Adm fv (kg/cm2)**	**Area Acero Corte (cm2)**	**Separación Máxima (m)**
D	2.95	0	4.57	0	0.6
D + L	2.95	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	2.95	0	4.57	0	0.6
D + W	2.95	0.03	4.57	0.02	0.6
D + 0.7E	2.95	1.76	4.57	1.32	0.6
D + 0.75W + 0.75L	2.95	0.02	4.57	0.02	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	2.95	1.32	4.57	0.99	0.6
0.6D + W	2.95	0.03	4.57	0.02	0.6
0.6D + 0.7E	2.95	0	4.57	0	0.6

Proyecto:

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **3.25 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	3.41 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	3.25 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	1.32 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 3 corridos cada 0.6 m**

m: metros cm2: centímetros

Referenc. Muro Estructural Nuevo M2

Reporte: **Datos del Muro: Geometría, Cargas y Materiales**

Fecha: 22/10/2025

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, L (m)	1.46
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO	
Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	8.9
Carga Axial Viva , PL (t)	6.65
Carga Axial por Sismo, PE (t)	4.18
Carga Axial por Viento, PW (t)	0
Momento por Sismo, ME (t-m)	1.38
Momento por Viento, MW (t-m)	0
Cortante por Sismo, VE (t)	2.56
Cortante por Viento, VW (t)	0

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO	
Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

ACERO VERTICAL DEL MURO					
Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-157.36	477421.11	-52.45	0	1.53
D + L	-275.49	1463200.48	-91.83	0	1.53
D + 0.75L	-245.96	1166314.35	-81.99	0	1.53
D + W	-157.36	477421.11	-52.45	0	1.53
D + 0.7E	-1.44	3886.71	-0.48	0	1.53
D + 0.75W + 0.75L	-245.96	1166314.35	-81.99	0	1.53
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-3.21	14419.52	-1.07	0	1.53
0.6D + W	-94.13	170810.17	-31.38	0	1.53
0.6D + 0.7E	-0.79	1162.31	-0.26	0	1.53

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO					
Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb .
D	7.62	12.91	0.04	43.14	0.59
D + L	13.31	12.91	0.04	43.14	1.03
D + 0.75L	11.89	12.91	0.04	43.14	0.92
D + W	7.62	12.91	0.04	43.14	0.59
D + 0.7E	10.12	12.91	3.4	43.14	0.86
D + 0.75W + 0.75L	11.89	12.91	0.04	43.14	0.92
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	13.77	12.91	2.55	43.14	1.13
0.6D + W	4.57	12.91	0.04	43.14	0.35
0.6D + 0.7E	7.08	12.91	3.4	43.14	0.63

m: Metros cm2: Centimetros cuadrados
kg: Kilogramos

Reporte: **Diseño a Cortante . Diseño Complementario**

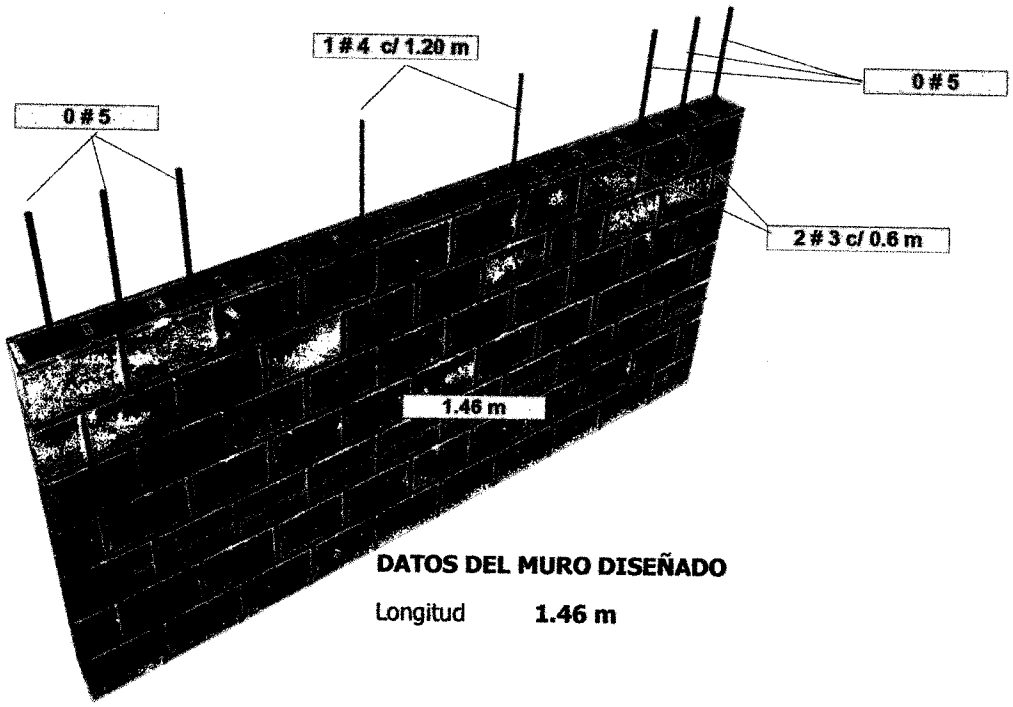
DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	Long Efectiva d (m)	Esfzo Cort Fv (kg/cm2)	Esfzo Adm fv (kg/cm2)	Area Acero Corte (cm2)	Separación Máxima (m)
D	1.16	0	4.57	0	0.6
D + L	1.16	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	1.16	0	4.57	0	0.6
D + W	1.16	0	4.57	0	0.6
D + 0.7E	1.16	1.29	4.57	0.97	0.6
D + 0.75W + 0.75L	1.16	0	4.57	0	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	1.16	0.97	4.57	0.72	0.6
0.6D + W	1.16	0	4.57	0	0.6
0.6D + 0.7E	1.16	0	4.57	0	0.6

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

Proyecto:

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **1.46 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	1.53 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	1.46 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	0.97 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 3 corridos cada 0.6 m**

m: metros cm2: centimetros

Referenc. Muro Estructural Nuevo M3

Reporte: **Datos del Muro: Geometría, Cargas y Materiales**

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, L (m)	1.48
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO	
Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	7.08
Carga Axial Viva , PL (t)	3.19
Carga Axial por Sismo, PE (t)	4.41
Carga Axial por Viento, PW (t)	0
Momento por Sismo, ME (t-m)	1.88
Momento por Viento, MW (t-m)	0
Cortante por Sismo, VE (t)	2.63
Cortante por Viento, VW (t)	0

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO	
Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

Referenc. Muro Estructural Nuevo M3

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **Diseño a Flexo Compresión . Chequeo Esfuerzos Combinados**

ACERO VERTICAL DEL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-128.49	305582.94	-42.83	0	1.55
D + L	-186.72	645291.35	-62.24	0	1.55
D + 0.75L	-172.16	548598.13	-57.39	0	1.55
D + W	-128.49	305582.94	-42.83	0	1.55
D + 0.7E	-0.67	1094.02	-0.22	0	1.55
D + 0.75W + 0.75L	-172.16	548598.13	-57.39	0	1.55
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-1.44	3787.92	-0.48	0	1.55
0.6D + W	-76.8	109166.74	-25.6	0	1.55
0.6D + 0.7E	-0.28	187.41	-0.09	0	1.55

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb .
D	5.98	12.91	0.03	43.14	0.46
D + L	8.67	12.91	0.03	43.14	0.67
D + 0.75L	8	12.91	0.03	43.14	0.62
D + W	5.98	12.91	0.03	43.14	0.46
D + 0.7E	8.59	12.91	4.51	43.14	0.77
D + 0.75W + 0.75L	8	12.91	0.03	43.14	0.62
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	9.96	12.91	3.38	43.14	0.85
0.6D + W	3.59	12.91	0.03	43.14	0.28
0.6D + 0.7E	6.2	12.91	4.51	43.14	0.58

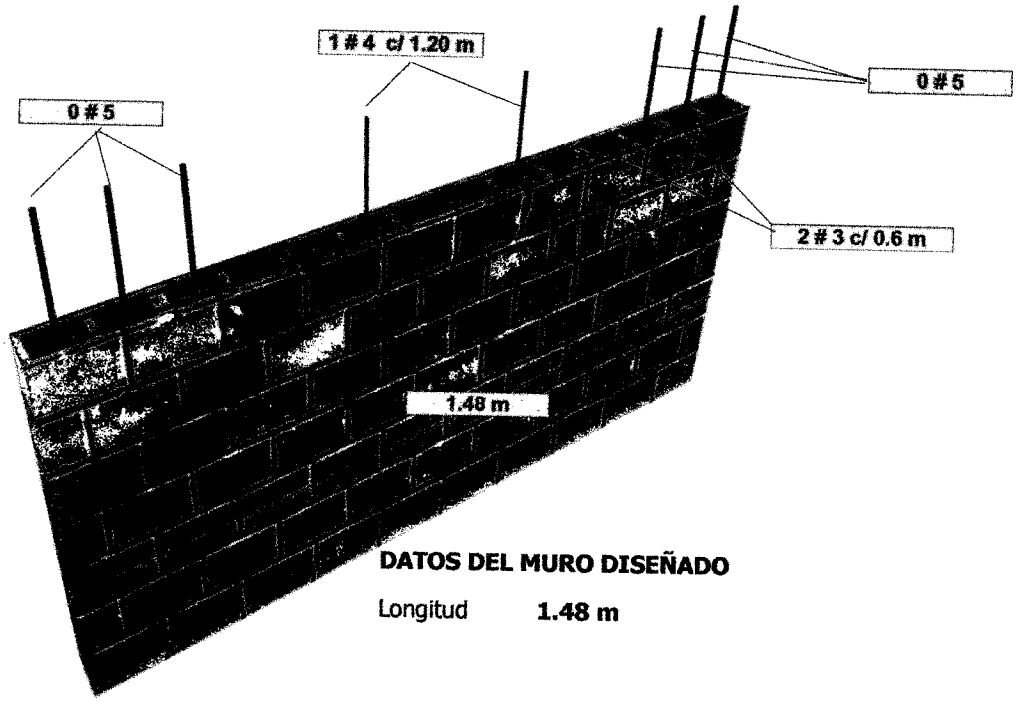
m: Metros cm2: Centímetros cuadrados

kg: Kilogramos

DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	**Long Efectiva d (m)**	**Esfzo Cort Fv (kg/cm2)**	**Esfzo Adm fv (kg/cm2)**	**Area Acero Corte (cm2)**	**Separación Máxima (m)**
D	1.18	0	4.57	0	0.6
D + L	1.18	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	1.18	0	4.57	0	0.6
D + W	1.18	0	4.57	0	0.6
D + 0.7E	1.18	1.3	4.57	0.98	0.6
D + 0.75W + 0.75L	1.18	0	4.57	0	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	1.18	0.98	4.57	0.73	0.6
0.6D + W	1.18	0	4.57	0	0.6
0.6D + 0.7E	1.18	0	4.57	0	0.6

Proyecto:

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **1.48 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	1.55 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	1.48 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	0.98 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 3 corridos cada 0.6 m**

m: metros cm2: centímetros

Referenc. Muro Estructural Nuevo M4

Reporte: **Datos del Muro: Geometría, Cargas y Materiales**

Fecha: 22/10/2025

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, L (m)	3.13
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO	
Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	13.11
Carga Axial Viva , PL (t)	2.8
Carga Axial por Sismo, PE (t)	1.65
Carga Axial por Viento, PW (t)	0
Momento por Sismo, ME (t-m)	5.9
Momento por Viento, MW (t-m)	0
Cortante por Sismo, VE (t)	9.64
Cortante por Viento, VW (t)	0

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO	
Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

Referenc. Muro Estructural Nuevo M4

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **Diseño a Flexo Compresión . Chequeo Esfuerzos Combinados**

ACERO VERTICAL DEL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-1068.75	2234948.43	-356.25	0	3.29
D + L	-1297.34	3293262.1	-432.45	0	3.29
D + 0.75L	-1240.19	3009512.43	-413.4	0	3.29
D + W	-1068.75	2234948.43	-356.25	0	3.29
D + 0.7E	-1.25	1272.52	-0.42	0	3.29
D + 0.75W + 0.75L	-1240.19	3009512.43	-413.4	0	3.29
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-2.67	4327.82	-0.89	0	3.29
0.6D + W	-640.62	803011.3	-213.54	0	3.29
0.6D + 0.7E	-0.22	38.49	-0.07	0	3.29

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb .
D	5.24	12.91	0.01	43.14	0.41
D + L	6.35	12.91	0.01	43.14	0.49
D + 0.75L	6.07	12.91	0.01	43.14	0.47
D + W	5.24	12.91	0.01	43.14	0.41
D + 0.7E	5.7	12.91	3.16	43.14	0.51
D + 0.75W + 0.75L	6.07	12.91	0.01	43.14	0.47
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	6.42	12.91	2.37	43.14	0.55
0.6D + W	3.14	12.91	0.01	43.14	0.24
0.6D + 0.7E	3.6	12.91	3.16	43.14	0.35

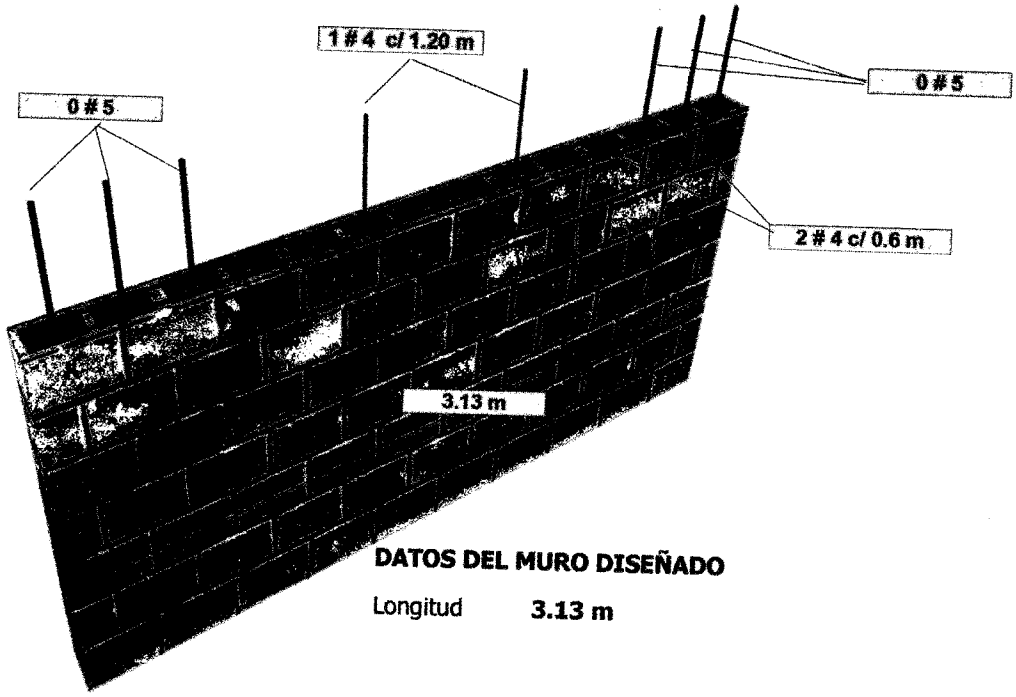
m: Metros cm2: Centímetros cuadrados

kg: Kilogramos

DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	**Long Efectiva d (m)**	**Esfzo Cort Fv (kg/cm2)**	**Esfzo Adm fv (kg/cm2)**	**Area Acero Corte (cm2)**	**Separación Máxima (m)**
D	2.83	0	4.57	0	0.6
D + L	2.83	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	2.83	0	4.57	0	0.6
D + W	2.83	0	4.57	0	0.6
D + 0.7E	2.83	1.99	4.57	1.49	0.6
D + 0.75W + 0.75L	2.83	0	4.57	0	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	2.83	1.49	4.57	1.12	0.6
0.6D + W	2.83	0	4.57	0	0.6
0.6D + 0.7E	2.83	0	4.57	0	0.6

Proyecto:

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **3.13 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	3.29 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	3.13 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	1.49 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 4 corridos cada 0.6 m**

m: metros cm2: centímetros

Referenc. Muro Estructural Nuevo M5

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **Datos del Muro: Geometría, Cargas y Materiales**

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO

Longitud Total del Muro, L (m)	3.05
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO

Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	18.11
Carga Axial Viva , PL (t)	3.1
Carga Axial por Sismo, PE (t)	1.86
Carga Axial por Viento, PW (t)	0
Momento por Sismo, ME (t-m)	6.58
Momento por Viento, MW (t-m)	0
Cortante por Sismo, VE (t)	10
Cortante por Viento, VW (t)	0

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO

Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

Referenc. Muro Estructural Nuevo M5

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **Diseño a Flexo Compresión . Chequeo Esfuerzos Combinados**

ACERO VERTICAL DEL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-1402.38	4158928.69	-467.46	0	3.2
D + L	-1642.69	5706422.86	-547.56	0	3.2
D + 0.75L	-1582.61	5296650.49	-527.54	0	3.2
D + W	-1402.38	4158928.69	-467.46	0	3.2
D + 0.7E	-1.74	2956.18	-0.58	0	3.2
D + 0.75W + 0.75L	-1582.61	5296650.49	-527.54	0	3.2
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-3.28	7858.62	-1.09	0	3.2
0.6D + W	-840.82	1495044.28	-280.27	0	3.2
0.6D + 0.7E	-0.52	266.35	-0.17	0	3.2

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb .
D	7.42	12.91	0.01	43.14	0.57
D + L	8.69	12.91	0.01	43.14	0.67
D + 0.75L	8.38	12.91	0.01	43.14	0.65
D + W	7.42	12.91	0.01	43.14	0.57
D + 0.7E	7.96	12.91	3.71	43.14	0.7
D + 0.75W + 0.75L	8.38	12.91	0.01	43.14	0.65
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	8.78	12.91	2.79	43.14	0.74
0.6D + W	4.45	12.91	0.01	43.14	0.35
0.6D + 0.7E	4.99	12.91	3.71	43.14	0.47

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

Referenc. Muro Estructural Nuevo M5

Reporte: **Diseño a Cortante . Diseño Complementario**

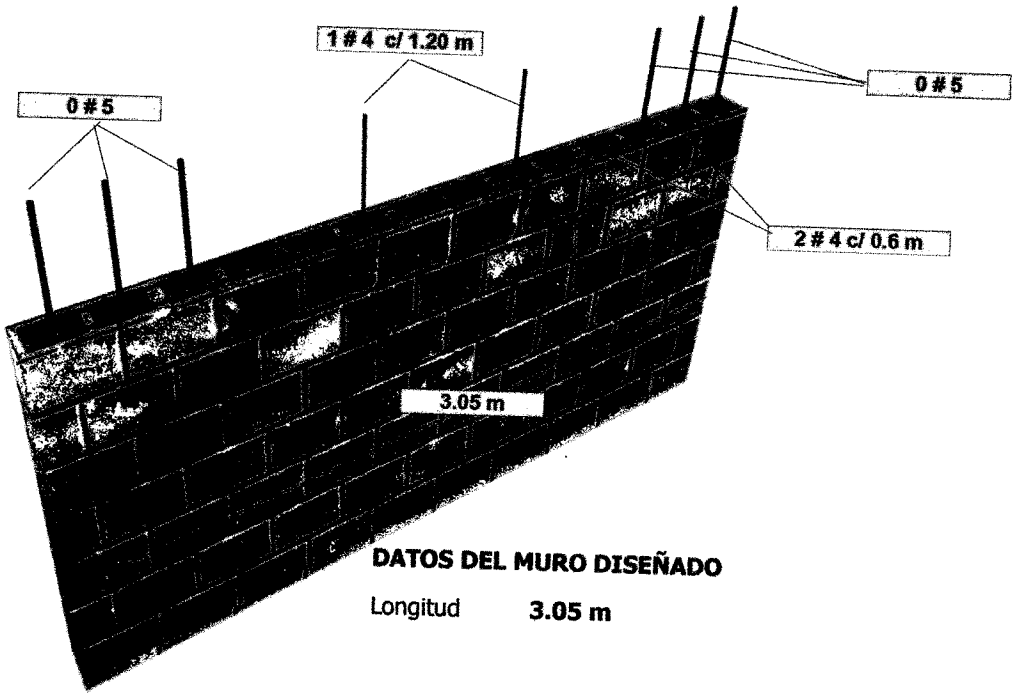
Fecha: 22/10/2025

DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	Long Efectiva d (m)	Esfzo Cort Fv (kg/cm2)	Esfzo Adm fv (kg/cm2)	Area Acero Corte (cm2)	Separación Máxima (m)
D	2.75	0	4.57	0	0.6
D + L	2.75	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	2.75	0	4.57	0	0.6
D + W	2.75	0	4.57	0	0.6
D + 0.7E	2.75	2.12	4.57	1.59	0.6
D + 0.75W + 0.75L	2.75	0	4.57	0	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	2.75	1.59	4.57	1.19	0.6
0.6D + W	2.75	0	4.57	0	0.6
0.6D + 0.7E	2.75	0	4.57	0	0.6

m: Metros cm2: Centimetros cuadrados
kg: Kilogramos

Proyecto:

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **3.05 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	3.2 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	3.05 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	1.59 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 4 corridos cada 0.6 m**

m: metros cm2: centímetros

Referenc. Muro Estructural Nuevo M6

Reporte: **Datos del Muro: Geometría, Cargas y Materiales**

Fecha: 22/10/2025

DATOS DE ENTRADA DEL MURO

INFORMACIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MURO	
Longitud Total del Muro, L (m)	1.48
Espesor Total del Muro, Esp (m)	0.15
Altura Local del Muro HL (m)	2.55

SOLICITACIONES DEL MURO . CARGAS DE SERVICIO	
Carga Axial Muerta (incluy P.P.), PD (t)	10.83
Carga Axial Viva , PL (t)	2.57
Carga Axial por Sismo, PE (t)	4.67
Carga Axial por Viento, PW (t)	0
Momento por Sismo, ME (t-m)	2
Momento por Viento, MW (t-m)	0
Cortante por Sismo, VE (t)	2.78
Cortante por Viento, VW (t)	0

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES Y DEL SUELO	
Tipo de Material del Ladrillo de Mamp.	2
Resist Comprs Mampost F'm (kg/cm2)	130.72
Límite Fluencia Acero Ppal Fy (kg/cm2)	4200
Lím Fluen Acero Cortante Fy (kg/cm2)	2400
Resistencia del Concreto f'c (kg/cm2)	210
Recubrim al Centr del Refuerzo (cm)	6
Capacidad Admisible Suelo Qa (kg/cm2)	0.85

m: Metros cm2: Centimetros cuadrados
kg: Kilogramos

Referenc. Muro Estructural Nuevo M6

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **Diseño a Flexo Compresión . Chequeo Esfuerzos Combinados**

ACERO VERTICAL DEL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Longitud de Tensión (m)	Carga de Tensión (kg)	Posición Teór. Acero (m)	Acero Calculado (cm2)	Acero Mínimo (cm2)
D	-196.94	717876.69	-65.65	0	1.55
D + L	-243.85	1100596.8	-81.28	0	1.55
D + 0.75L	-232.13	997279.86	-77.38	0	1.55
D + W	-196.94	717876.69	-65.65	0	1.55
D + 0.7E	-1.1	3125.28	-0.37	0	1.55
D + 0.75W + 0.75L	-232.13	997279.86	-77.38	0	1.55
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	-1.9	7045.04	-0.63	0	1.55
0.6D + W	-117.87	257142.49	-39.29	0	1.55
0.6D + 0.7E	-0.53	737.31	-0.18	0	1.55

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL MURO

Combinación B.2.3.1 NSR10	Esfuerzo fa (kg/cm2)	Esfuerzo Admis Fa (kg/cm2)	Esfuerzo fb (kg/cm2)	Esfzo Adms Fb (kg/cm2)	fa / Fa + fb / Fb
D	9.15	12.91	0.03	43.14	0.71
D + L	11.32	12.91	0.03	43.14	0.88
D + 0.75L	10.77	12.91	0.03	43.14	0.84
D + W	9.15	12.91	0.03	43.14	0.71
D + 0.7E	11.91	12.91	4.79	43.14	1.03
D + 0.75W + 0.75L	10.77	12.91	0.03	43.14	0.84
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	12.85	12.91	3.6	43.14	1.08
0.6D + W	5.49	12.91	0.03	43.14	0.43
0.6D + 0.7E	8.25	12.91	4.79	43.14	0.75

Referenc. Muro Estructural Nuevo M6

Fecha: 22/10/2025

Reporte: **Diseño a Cortante . Diseño Complementario**

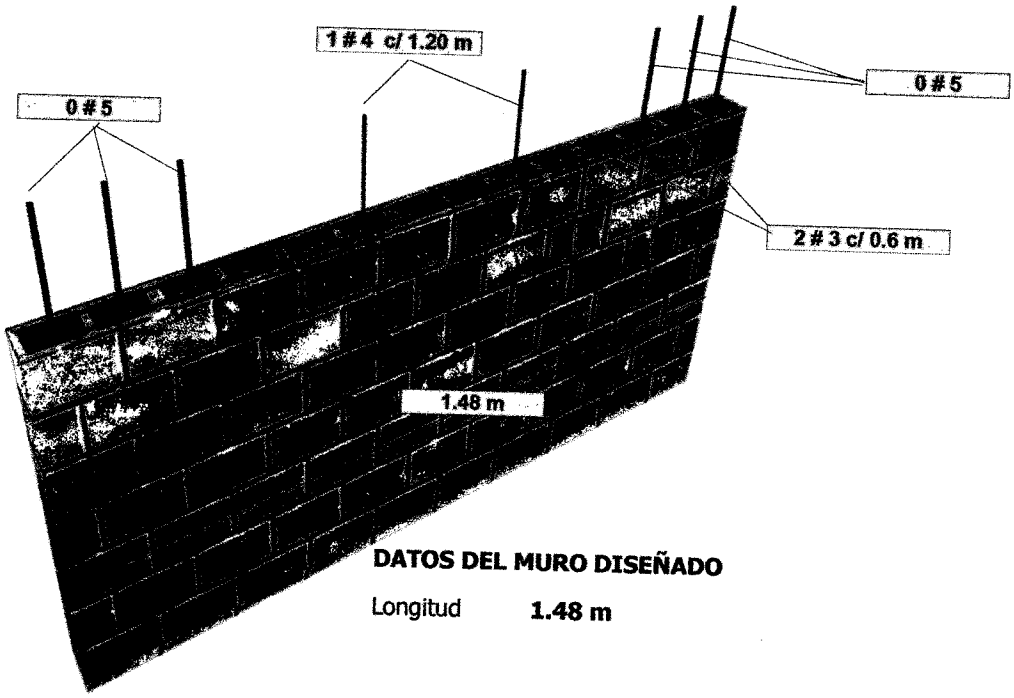
DISEÑO A CORTANTE					
Combinación B.2.3.1 NSR10	Long Efectiva d (m)	Esfzo Cort Fv (kg/cm2)	Esfzo Adm fv (kg/cm2)	Area Acero Corte (cm2)	Separación Máxima (m)
D	1.18	0	4.57	0	0.6
D + L	1.18	0	4.57	0	0.6
D + 0.75L	1.18	0	4.57	0	0.6
D + W	1.18	0	4.57	0	0.6
D + 0.7E	1.18	1.37	4.57	1.03	0.6
D + 0.75W + 0.75L	1.18	0	4.57	0	0.6
D + 0.75(0.7E) + 0.75L	1.18	1.03	4.57	0.77	0.6
0.6D + W	1.18	0	4.57	0	0.6
0.6D + 0.7E	1.18	0	4.57	0	0.6

m: Metros cm2: Centímetros cuadrados
kg: Kilogramos

Proyecto:

Reporte: **DISEÑO DE LOS MUROS . ARMADURA VERTICAL Y HORIZONTAL**

Fecha: 22/10/2025



DATOS DEL MURO DISEÑADO

Longitud **1.48 m**

RESULTADOS DE DISEÑO

Área de Acero de Cálculo =	0cm2 en c/extremo
Long Teórica de Zona de Armadura de Cálculo =	0 m
Acero Mínimo de Código =	1.55 cm2 total en el muro
Armadura Vertical: Use en cada Extremo del Muro =	**0 # 5 (Una Var/Celda)**
Longitud Teórica de la Zona Central =	1.48 m
Armad Vertical . Varillas Interiores: Use	1 # 4 c/ 1.20 m
Área de Acero Horizontal =	1.03 cm2 c/0.6 m
Arm Horizontal : Use a lo largo de la altura del Muro :	**2 # 3 corridos cada 0.6 m**

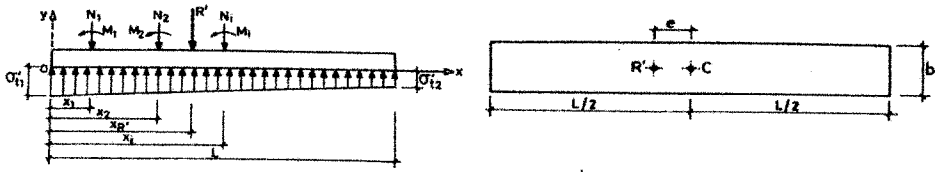
m: metros cm2: centimetros

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE A

N_{P38} =	13.46 Ton	M_{P38} =	3.24 Ton-m	X_{P38} =	0.87 m
N_{V7} =	0.93 Ton	M_{V7} =	0.00 Ton-m	X_{V7} =	2.52 m
N_{P39} =	19.71 Ton	M_{P39} =	2.33 Ton-m	X_{P39} =	4.36 m
N_{V8} =	0.93 Ton	M_{V8} =	0.00 Ton-m	X_{V8} =	6.19 m
N_{P40} =	20.39 Ton	M_{P40} =	2.12 Ton-m	X_{P40} =	8.02 m
N_{V9} =	0.93 Ton	M_{V9} =	0.00 Ton-m	X_{V9} =	9.84 m
N_{P41} =	20.57 Ton	M_{P41} =	2.10 Ton-m	X_{P41} =	11.68 m
N_{V10} =	0.93 Ton	M_{V10} =	0.00 Ton-m	X_{V10} =	13.51 m
N_{P42} =	18.42 Ton	M_{P42} =	2.03 Ton-m	X_{P42} =	15.33 m
N_{V11} =	0.93 Ton	M_{V11} =	0.00 Ton-m	X_{V11} =	17.16 m
N_{P43} =	20.31 Ton	M_{P43} =	2.05 Ton-m	X_{P43} =	18.99 m
N_{V12} =	0.93 Ton	M_{V12} =	0.00 Ton-m	X_{V12} =	20.82 m
N_{P44} =	20.33 Ton	M_{P44} =	2.08 Ton-m	X_{P44} =	22.64 m
N_{V13} =	0.93 Ton	M_{V13} =	0.00 Ton-m	X_{V13} =	24.47 m
N_{P45} =	22.12 Ton	M_{P45} =	3.74 Ton-m	X_{P45} =	26.29 m
N_{P46} =	12.06 Ton	M_{P46} =	3.26 Ton-m	X_{P46} =	29.24 m

Longitud Viga = 30.02 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

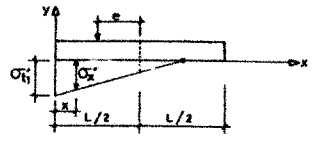
R' = **209.30** Ton $X_{R'}$ = **15.32** m e = **-0.31** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left[3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right]}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **9.34** Ton/m² σ_{t2} = **10.58** Ton/m²

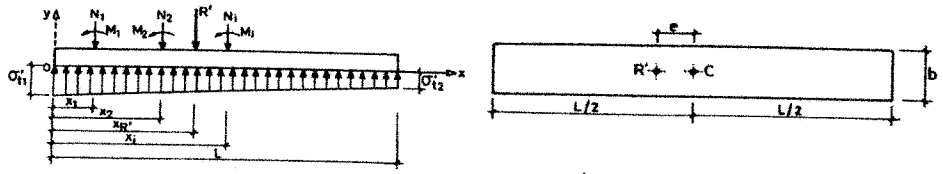
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE B

N_{P33} =	23.68 Ton	M_{P33} =	2.06 Ton-m	X_{P33} =	0.97 m
N_{V6} =	2.3 Ton	M_{V6} =	0.00 Ton-m	X_{V6} =	2.72 m
N_{P34} =	78.99 Ton	M_{P34} =	56.02 Ton-m	X_{P34} =	7.83 m
N_{P37} =	28.9 Ton	M_{P37} =	4.00 Ton-m	X_{P37} =	14.78 m

Longitud Viga = 15.87 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

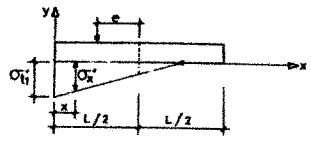
R' = **152.60** Ton $X_{R'}$ = **8.42** m e = **-0.49** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_t = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **11.19** Ton/m² σ_{t2} = **16.28** Ton/m²

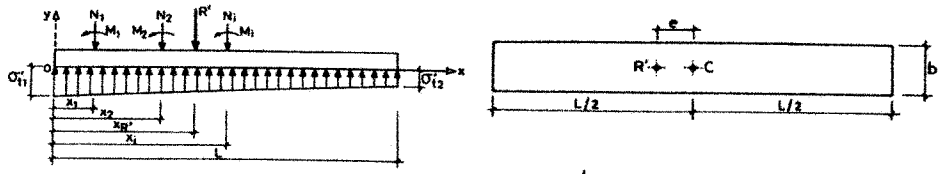
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE H

N_{P29} =	74.42 Ton	M_{P29} =	49.75 Ton-m	X_{P29} =	3.09 m
N_{P30} =	23.4 Ton	M_{P30} =	4.09 Ton-m	X_{P30} =	10.94 m
N_{V5} =	1.95 Ton	M_{V5} =	0.00 Ton-m	X_{V5} =	12.81 m
N_{P31} =	27.2 Ton	M_{P31} =	4.19 Ton-m	X_{P31} =	14.66 m

Longitud Viga = 15.87 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

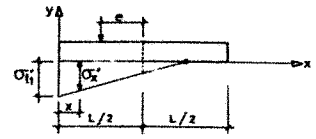
R' = **145.70** Ton $X_{R'}$ = **7.66** m e = **0.27** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_i = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **14.47** Ton/m² σ_{t2} = **11.76** Ton/m²

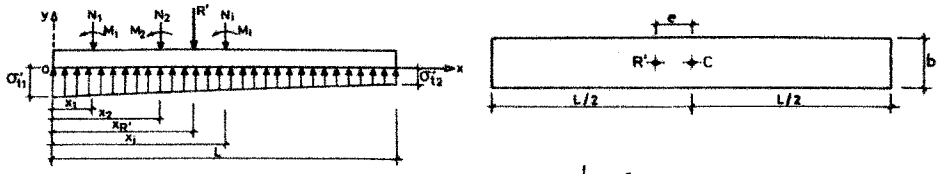
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE I ENTRE EJES 1 A 4

N_{M1} =	27.1	Ton	M_{M1} =	8.06	Ton-m	X_{M1} =	1.62	m
N_{V1} =	0.39	Ton	M_{V1} =	0.00	Ton-m	X_{V1} =	3.72	m
N_{M2} =	16.11	Ton	M_{M2} =	1.77	Ton-m	X_{M2} =	4.92	m
N_{M3} =	11.8	Ton	M_{M3} =	1.70	Ton-m	X_{M3} =	7.59	m
N_{V2} =	0.39	Ton	M_{V2} =	0.00	Ton-m	X_{V2} =	8.79	m
N_{M4} =	16.28	Ton	M_{M4} =	4.51	Ton-m	X_{M4} =	10.82	m

Longitud Viga = 12.38 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

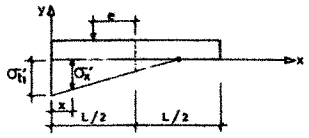
R' = **84.10** Ton $X_{R'}$ = **5.76** m e = **0.43** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **11.74** Ton/m² σ_{t2} = **7.67** Ton/m²

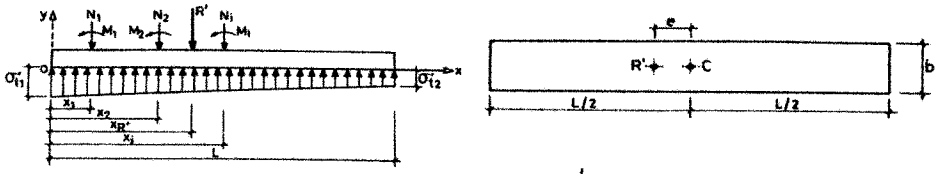
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE I ENTRE EJES 7 A 10

N_{M5} =	21.59 Ton	M_{M5} =	5.08 Ton-m	X_{M5} =	1.53 m
N_{V3} =	0.39 Ton	M_{V3} =	0.00 Ton-m	X_{V3} =	3.52 m
N_{M6} =	15.22 Ton	M_{M6} =	2.12 Ton-m	X_{M6} =	4.74 m
N_{M7} =	16.31 Ton	M_{M7} =	1.75 Ton-m	X_{M7} =	7.39 m
N_{V4} =	0.39 Ton	M_{V4} =	0.00 Ton-m	X_{V4} =	8.56 m
N_{M8} =	27.76 Ton	M_{M8} =	9.09 Ton-m	X_{M8} =	10.71 m

Longitud Viga = 12.38 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

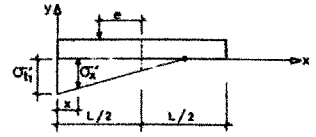
R' = **93.69** Ton $X_{R'}$ = **6.62** m e = **-0.43** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **8.56** Ton/m² σ_{t2} = **13.06** Ton/m²

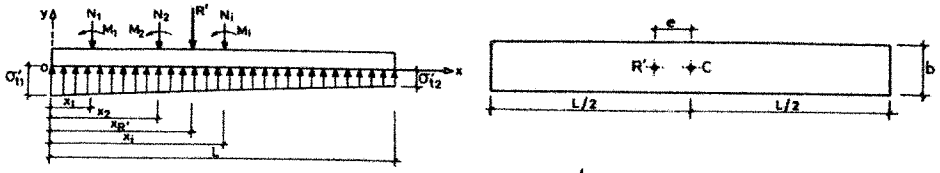
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 1

N_{C1} =	8.32	Ton	M_{C1} =	0.21	Ton-m	X_{C1} =	0.15	m
N_{P1} =	15.18	Ton	M_{P1} =	2.66	Ton-m	X_{P1} =	2.26	m
N_{V14} =	0.96	Ton	M_{V14} =	0.00	Ton-m	X_{V14} =	3.98	m
N_{P2} =	39.02	Ton	M_{P2} =	8.22	Ton-m	X_{P2} =	6.95	m
N_{V15} =	0.96	Ton	M_{V15} =	0.00	Ton-m	X_{V15} =	9.92	m
N_{P3} =	82.09	Ton	M_{P3} =	20.47	Ton-m	X_{P3} =	15.1	m
N_{V16} =	0.96	Ton	M_{V16} =	0.00	Ton-m	X_{V16} =	20.29	m
N_{P4} =	40.41	Ton	M_{P4} =	10.09	Ton-m	X_{P4} =	23.35	m
N_{V17} =	0.96	Ton	M_{V17} =	0.00	Ton-m	X_{V17} =	26.41	m
N_{P5} =	20.7	Ton	M_{P5} =	5.91	Ton-m	X_{P5} =	28.61	m

Longitud Viga = 30 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

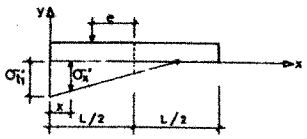
R' = **244.96** Ton $X_{R'}$ = **15.18** m e = **-0.18** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left[3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right]}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **11.24** Ton/m² σ_{t2} = **12.09** Ton/m²

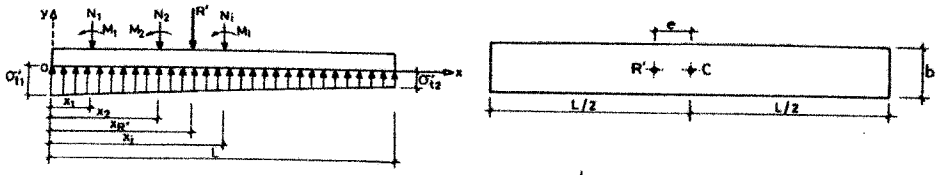
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 2

N_{P6} =	56.19 Ton	M_{P6} =	12.41 Ton-m	X_{P6} =	2.22 m
N_{V18} =	2.27 Ton	M_{V18} =	0.00 Ton-m	X_{V18} =	5.21 m
N_{P8} =	42.21 Ton	M_{P8} =	3.39 Ton-m	X_{P8} =	7.93 m
N_{V19} =	2.27 Ton	M_{V19} =	0.00 Ton-m	X_{V19} =	10.67 m
N_{P9} =	56.36 Ton	M_{P9} =	14.11 Ton-m	X_{P9} =	13.68 m

Longitud Viga = 15.91 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

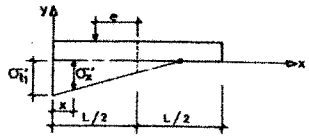
R' = **178.07** Ton $X_{R'}$ = **8.12** m e = **-0.16** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **15.00** Ton/m² σ_{t2} = **16.98** Ton/m²

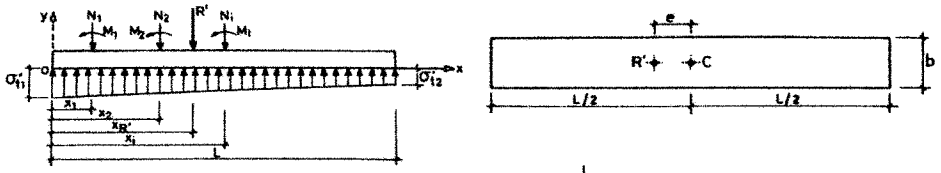
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 4

N_{C6} =	9.25	Ton	M_{C6} =	0.31	Ton-m	X_{C6} =	0.15	m
N_{P10} =	48.31	Ton	M_{P10} =	33.02	Ton-m	X_{P10} =	3.37	m

Longitud Viga = 7.3 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

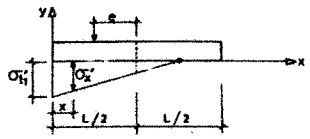
R' = **66.17** Ton $X_{R'}$ = **3.46** m e = **0.19** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left[3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right]}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo $\qquad \sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

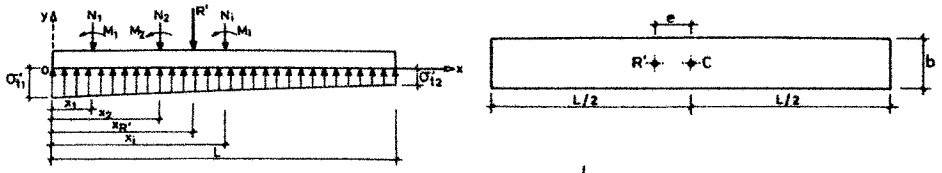
σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **14.97** Ton/m² σ_{t2} = **10.93** Ton/m²

CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 7

N_{C7} =	8.51 Ton	M_{C7} =	0.29 Ton-m	X_{C7} =	0.15 m
N_{P11} =	62.98 Ton	M_{P11} =	30.30 Ton-m	X_{P11} =	3.81 m
Longitud Viga =	7.3 m	b_{viga} =	0.76 m	h_{viga} =	0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

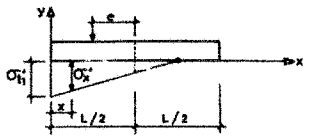
R' = **80.49** Ton $X_{R'}$ = **3.79** m e = **-0.14** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo $\qquad \sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **12.90** Ton/m² σ_{t2} = **16.12** Ton/m²

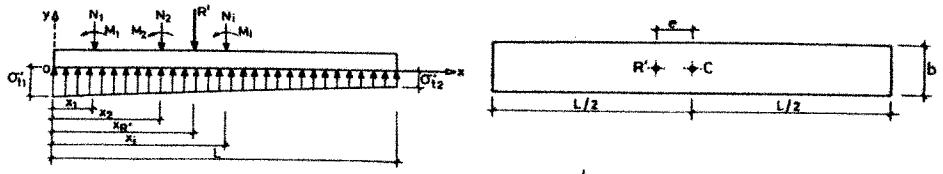
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 9

N_{P12} =	55.54 Ton	M_{P12} =	12.18 Ton-m	X_{P12} =	2.17 m
N_{V20} =	2.27 Ton	M_{V20} =	0.00 Ton-m	X_{V20} =	5.2 m
N_{P14} =	40.58 Ton	M_{P14} =	3.43 Ton-m	X_{P14} =	7.92 m
N_{V21} =	2.27 Ton	M_{V21} =	0.00 Ton-m	X_{V21} =	10.63 m
N_{P15} =	54.76 Ton	M_{P15} =	13.64 Ton-m	X_{P15} =	13.66 m

Longitud Viga = 15.91 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

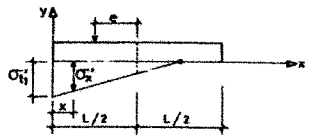
R' = **174.19** Ton $X_{R'}$ = **8.06** m e = **-0.11** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{b\,L}\left(1 \pm \frac{12\,e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{b\,L}\left[1 + \frac{6\,e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{b\,L}\left(1 - \frac{b\,e}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2\,R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9\,b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2\,R'}{3\,b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **15.01** Ton/m² σ_{t2} = **16.28** Ton/m²

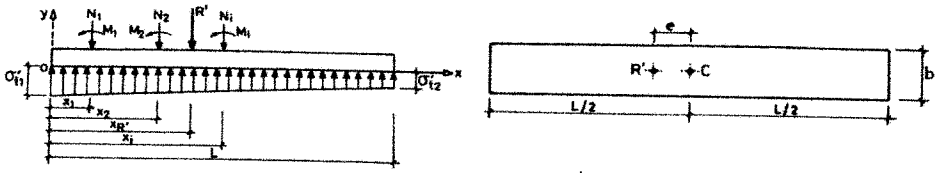
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 10

N_{C12} =	9.03 Ton	M_{C12} =	0.23 Ton-m	X_{C12} =	0.15 m
N_{P16} =	15.93 Ton	M_{P16} =	2.62 Ton-m	X_{P16} =	2.26 m
N_{V22} =	0.96 Ton	M_{V22} =	0.00 Ton-m	X_{V22} =	3.98 m
N_{P17} =	37.58 Ton	M_{P17} =	7.21 Ton-m	X_{P17} =	6.95 m
N_{V23} =	0.96 Ton	M_{V23} =	0.00 Ton-m	X_{V23} =	9.92 m
N_{P18} =	77.61 Ton	M_{P18} =	18.66 Ton-m	X_{P18} =	15.1 m
N_{V24} =	0.96 Ton	M_{V24} =	0.00 Ton-m	X_{V24} =	20.29 m
N_{P21} =	40.48 Ton	M_{P21} =	10.25 Ton-m	X_{P21} =	23.35 m
N_{V25} =	0.96 Ton	M_{V25} =	0.00 Ton-m	X_{V25} =	26.41 m
N_{P22} =	19.87 Ton	M_{P22} =	5.81 Ton-m	X_{P22} =	28.61 m

Longitud Viga = 30 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

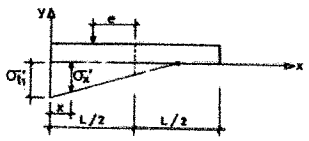
R' = **239.74** Ton $X_{R'}$ = **15.09** m e = **-0.09** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12\,e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **11.21** Ton/m² σ_{t2} = **11.63** Ton/m²

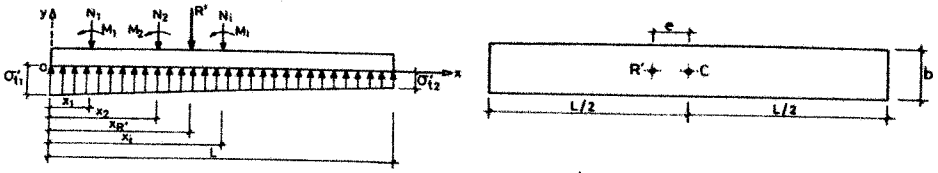
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE MURO M9

N_{M9} = 24.16 Ton M_{M9} = 8.69 Ton-m X_{M9} = 1.87 m

Longitud Viga = 6.04 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

R' = **31.29** Ton $X_{R'}$ = **2.41** m e = **0.61** m

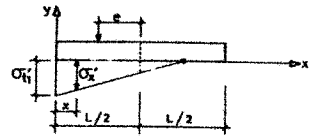
Si $e \le \frac{L}{6}$

$$\sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **11.89** Ton/m² σ_{t2} = **2.91** Ton/m²

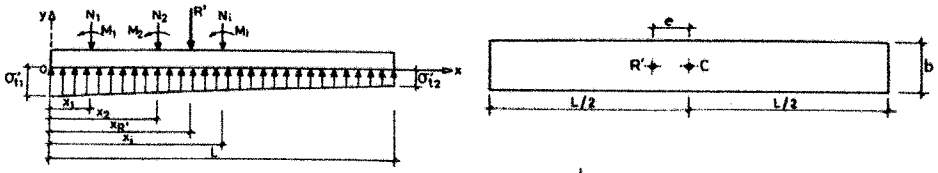
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SISMO. CIMIENTO CONTINUO SOBRE MURO M10

N_{M10} = 9.15 Ton M_{M10} = 2.04 Ton-m X_{M10} = 0.8 m

Longitud Viga = 1.8 m b_{viga} = 0.7 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

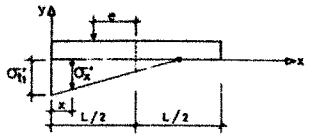
R' = **11.27** Ton $X_{R'}$ = **1.00** m e = **-0.10** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left[3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right]}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **17.40** Ton/m² σ_{t1} = **5.97** Ton/m² σ_{t2} = **11.92** Ton/m²

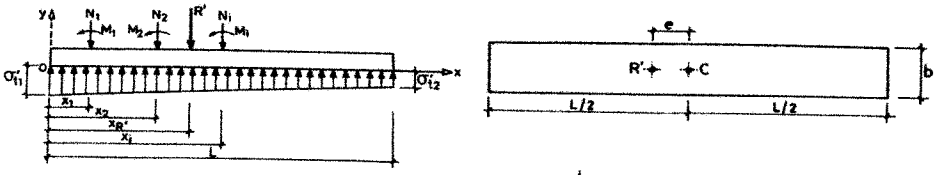
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE A

N_{P38} =	11.68	Ton	M_{P38} =	1.65	Ton-m	X_{P38} =	0.87	m
N_{V7} =	0.93	Ton	M_{V7} =	0.00	Ton-m	X_{V7} =	2.52	m
N_{P39} =	19.71	Ton	M_{P39} =	0.23	Ton-m	X_{P39} =	4.36	m
N_{V8} =	0.93	Ton	M_{V8} =	0.00	Ton-m	X_{V8} =	6.19	m
N_{P40} =	20.39	Ton	M_{P40} =	0.06	Ton-m	X_{P40} =	8.02	m
N_{V9} =	0.93	Ton	M_{V9} =	0.00	Ton-m	X_{V9} =	9.84	m
N_{P41} =	20.57	Ton	M_{P41} =	0.01	Ton-m	X_{P41} =	11.68	m
N_{V10} =	0.93	Ton	M_{V10} =	0.00	Ton-m	X_{V10} =	13.51	m
N_{P42} =	18.42	Ton	M_{P42} =	0.03	Ton-m	X_{P42} =	15.33	m
N_{V11} =	0.93	Ton	M_{V11} =	0.00	Ton-m	X_{V11} =	17.16	m
N_{P43} =	20.31	Ton	M_{P43} =	0.02	Ton-m	X_{P43} =	18.99	m
N_{V12} =	0.93	Ton	M_{V12} =	0.00	Ton-m	X_{V12} =	20.82	m
N_{P44} =	20.33	Ton	M_{P44} =	0.04	Ton-m	X_{P44} =	22.64	m
N_{V13} =	0.93	Ton	M_{V13} =	0.00	Ton-m	X_{V13} =	24.47	m
N_{P45} =	21.64	Ton	M_{P45} =	1.21	Ton-m	X_{P45} =	26.29	m
N_{P46} =	10.27	Ton	M_{P46} =	1.47	Ton-m	X_{P46} =	29.24	m

Longitud Viga = 30.02 m b_{viga} = 1.3 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

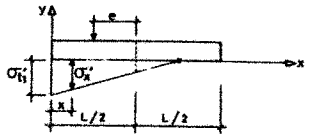
R' = **221.10** Ton $X_{R'}$ = **15.19** m e = **-0.18** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left[3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right]}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **9.18** Ton/m² σ_{t1} = **5.46** Ton/m² σ_{t2} = **5.88** Ton/m²

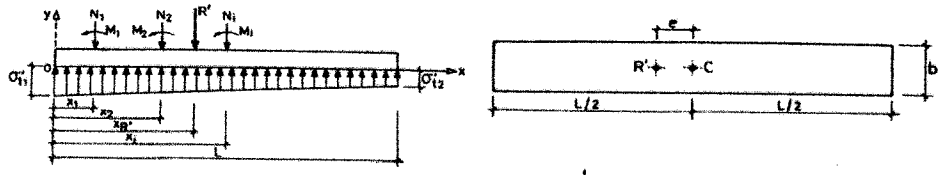
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE B

N_{P33} =	21.74	Ton	M_{P33} =	0.69	Ton-m	X_{P33} =	0.97	m
N_{V6} =	2.3	Ton	M_{V6} =	0.00	Ton-m	X_{V6} =	2.72	m
N_{P34} =	76.97	Ton	M_{P34} =	8.51	Ton-m	X_{P34} =	7.83	m
N_{P37} =	26.75	Ton	M_{P37} =	0.78	Ton-m	X_{P37} =	14.78	m

Longitud Viga = 15.87 m b_{viga} = 1.3 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

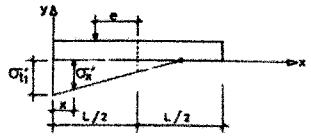
R' = **154.87** Ton $X_{R'}$ = **8.07** m e = **-0.14** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **9.18** Ton/m² σ_{t1} = **7.11** Ton/m² σ_{t2} = **7.90** Ton/m²

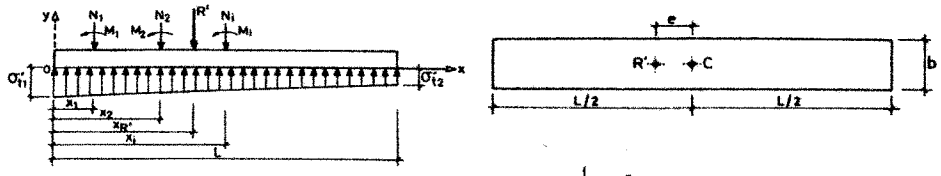
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE H

N_{P29} =	71.13 Ton	M_{P29} =	4.90 Ton-m	X_{P29} =	3.09 m
N_{P30} =	20.87 Ton	M_{P30} =	1.05 Ton-m	X_{P30} =	10.94 m
N_{V5} =	1.95 Ton	M_{V5} =	0.00 Ton-m	X_{V5} =	12.81 m
N_{P31} =	24.99 Ton	M_{P31} =	1.59 Ton-m	X_{P31} =	14.66 m

Longitud Viga = 15.87 m b_{viga} = 1.3 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

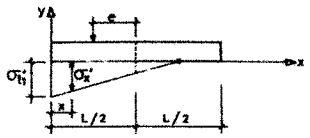
R' = **146.05** Ton $X_{R'}$ = **7.27** m e = **0.66** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **9.18** Ton/m² σ_{t1} = **8.85** Ton/m² σ_{t2} = **5.30** Ton/m²

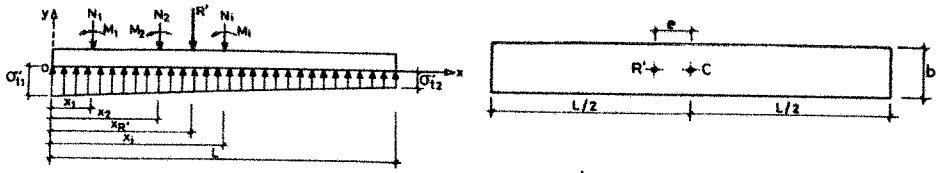
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE I ENTRE EJES 1 Y 4

N_{M1} =	27.1	Ton	M_{M1} =	2.27	Ton-m	X_{M1} =	1.62	m
N_{V1} =	0.39	Ton	M_{V1} =	0.00	Ton-m	X_{V1} =	3.72	m
N_{M2} =	15.6	Ton	M_{M2} =	0.93	Ton-m	X_{M2} =	4.92	m
N_{M3} =	10.25	Ton	M_{M3} =	0.44	Ton-m	X_{M3} =	7.59	m
N_{V2} =	0.39	Ton	M_{V2} =	0.00	Ton-m	X_{V2} =	8.79	m
N_{M4} =	15.78	Ton	M_{M4} =	0.47	Ton-m	X_{M4} =	10.82	m

Longitud Viga = 12.38 m b_{viga} = 1 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

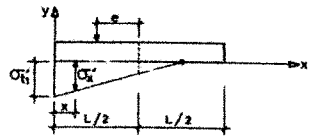
R' = **85.55** Ton $X_{R'}$ = **5.58** m e = **0.61** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **8.96** Ton/m² σ_{t1} = **8.95** Ton/m² σ_{t2} = **4.87** Ton/m²

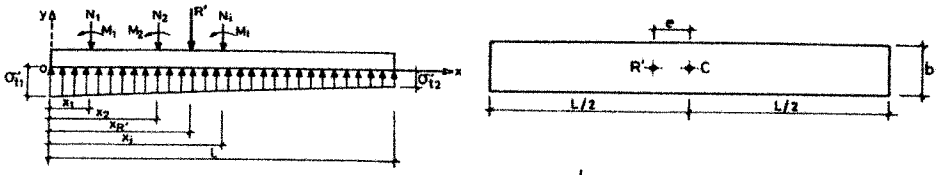
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE I ENTRE 7 Y 10

N_{M5} =	21	Ton	M_{M5} =	0.87	Ton-m	X_{M5} =	1.53	m
N_{V3} =	0.39	Ton	M_{V3} =	0.00	Ton-m	X_{V3} =	3.52	m
N_{M6} =	13.41	Ton	M_{M6} =	0.79	Ton-m	X_{M6} =	4.74	m
N_{M7} =	15.73	Ton	M_{M7} =	0.87	Ton-m	X_{M7} =	7.39	m
N_{V4} =	0.39	Ton	M_{V4} =	0.00	Ton-m	X_{V4} =	8.56	m
N_{M8} =	27.76	Ton	M_{M8} =	3.05	Ton-m	X_{M8} =	10.71	m

Longitud Viga = 12.38 m b_{viga} = 1 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

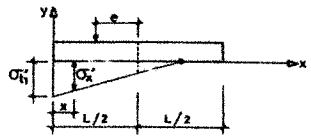
R' = **94.72** Ton $X_{R'}$ = **6.53** m e = **-0.34** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **8.96** Ton/m² σ_{t1} = **6.38** Ton/m² σ_{t2} = **8.92** Ton/m²

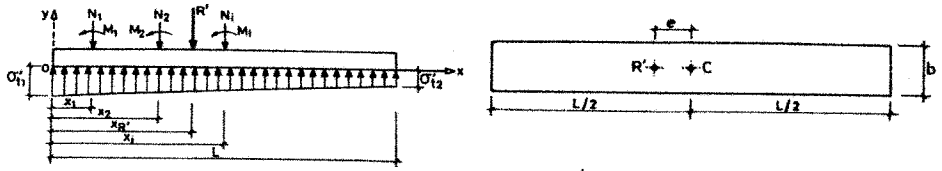
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 1

N_{C1} =	7.12	Ton	M_{C1} =	0.11	Ton-m	X_{C1} =	0.15	m
N_{P1} =	12.92	Ton	M_{P1} =	1.63	Ton-m	X_{P1} =	2.26	m
N_{V14} =	0.96	Ton	M_{V14} =	0.00	Ton-m	X_{V14} =	3.98	m
N_{P2} =	39.02	Ton	M_{P2} =	2.70	Ton-m	X_{P2} =	6.95	m
N_{V15} =	0.96	Ton	M_{V15} =	0.00	Ton-m	X_{V15} =	9.92	m
N_{P3} =	82.09	Ton	M_{P3} =	3.05	Ton-m	X_{P3} =	15.1	m
N_{V16} =	0.96	Ton	M_{V16} =	0.00	Ton-m	X_{V16} =	20.29	m
N_{P4} =	40.41	Ton	M_{P4} =	4.76	Ton-m	X_{P4} =	23.35	m
N_{V17} =	0.96	Ton	M_{V17} =	0.00	Ton-m	X_{V17} =	26.41	m
N_{P5} =	18.12	Ton	M_{P5} =	2.85	Ton-m	X_{P5} =	28.61	m

Longitud Viga = 30 m b_{viga} = 1.3 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

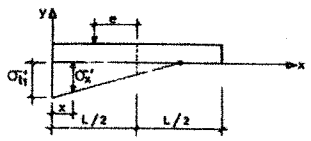
R' = **254.76** Ton $X_{R'}$ = **15.09** m e = **-0.09** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **9.18** Ton/m² σ_{t1} = **6.41** Ton/m² σ_{t2} = **6.65** Ton/m²

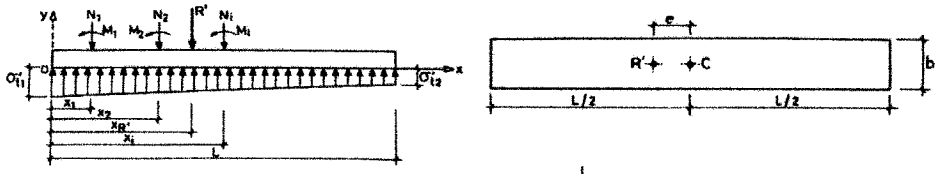
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 2

N_{P6} =	50	Ton	M_{P6} =	5.46	Ton-m	X_{P6} =	2.22	m
N_{V18} =	2.27	Ton	M_{V18} =	0.00	Ton-m	X_{V18} =	5.21	m
N_{P8} =	42.21	Ton	M_{P8} =	0.04	Ton-m	X_{P8} =	7.93	m
N_{V19} =	2.27	Ton	M_{V19} =	0.00	Ton-m	X_{V19} =	10.67	m
N_{P9} =	53.62	Ton	M_{P9} =	7.94	Ton-m	X_{P9} =	13.68	m

Longitud Viga = 15.91 m b_{viga} = 1.3 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

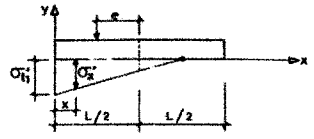
R' = **177.54** Ton $X_{R'}$ = **8.14** m e = **-0.18** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\quad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **9.18** Ton/m² σ_{t1} = **7.99** Ton/m² σ_{t2} = **9.18** Ton/m²

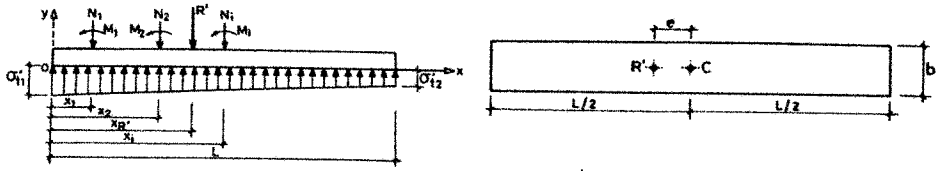
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 4

N_{C6} =	5.74 Ton	M_{C6} =	0.14 Ton-m	X_{C6} =	0.15 m
N_{P10} =	42.72 Ton	M_{P10} =	14.14 Ton-m	X_{P10} =	3.37 m

Longitud Viga = 7.3 m b_{viga} = 1.3 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

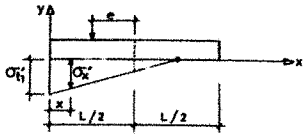
R' = **60.93** Ton $X_{R'}$ = **3.36** m e = **0.29** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo $\sigma'_{t1} = \dfrac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

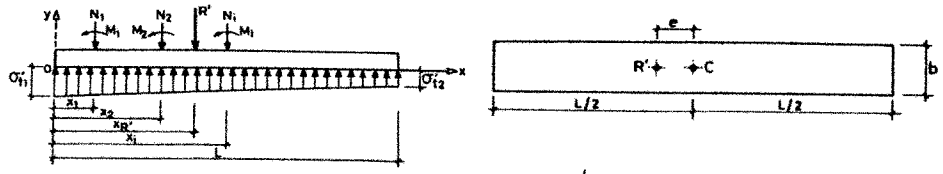
σ_{Adm} = **9.18** Ton/m² σ_{t1} = **7.96** Ton/m² σ_{t2} = **4.88** Ton/m²

CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 7

N_{C7} =	5.69 Ton	M_{C7} =	0.15 Ton-m	X_{C7} =	0.15 m
N_{P11} =	53.39 Ton	M_{P11} =	14.62 Ton-m	X_{P11} =	3.81 m
Longitud Viga =	7.3 m	b_{viga} =	1.3 m	h_{viga} =	0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

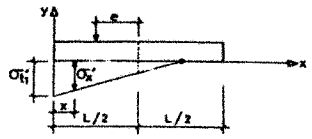
R' = **71.55** Ton $X_{R'}$ = **3.70** m e = **-0.05** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **9.18** Ton/m² σ_{t1} = **7.25** Ton/m² σ_{t2} = **7.83** Ton/m²

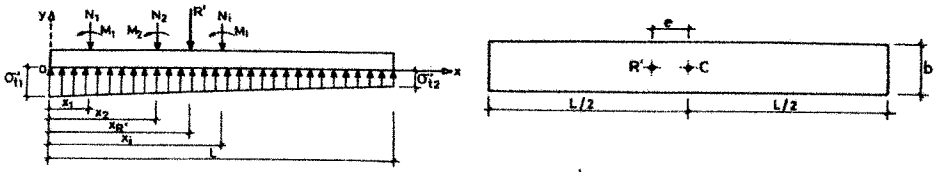
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 9

N_{P12} =	51.65	Ton	M_{P12} =	6.97	Ton-m	X_{P12} =	2.17	m
N_{V20} =	2.27	Ton	M_{V20} =	0.00	Ton-m	X_{V20} =	5.2	m
N_{P14} =	40.58	Ton	M_{P14} =	0.24	Ton-m	X_{P14} =	7.92	m
N_{V21} =	2.27	Ton	M_{V21} =	0.00	Ton-m	X_{V21} =	10.63	m
N_{P15} =	51.77	Ton	M_{P15} =	7.61	Ton-m	X_{P15} =	13.66	m

Longitud Viga = 15.91 m b_{viga} = 1.3 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

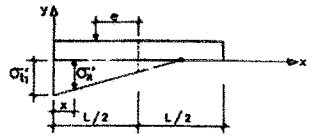
R' = **175.71** Ton $X_{R'}$ = **8.01** m e = **-0.06** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_t = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **9.18** Ton/m² σ_{t1} = **8.32** Ton/m² σ_{t2} = **8.67** Ton/m²

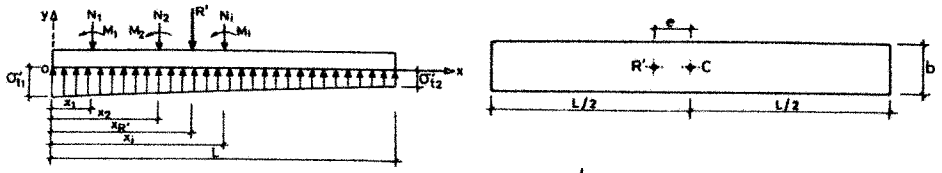
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL EJE 10

N_{C12} =	7.76	Ton	M_{C12} =	0.11	Ton-m	X_{C12} =	0.15	m
N_{P16} =	13.6	Ton	M_{P16} =	1.69	Ton-m	X_{P16} =	2.26	m
N_{V22} =	0.96	Ton	M_{V22} =	0.00	Ton-m	X_{V22} =	3.98	m
N_{P17} =	37.58	Ton	M_{P17} =	1.19	Ton-m	X_{P17} =	6.95	m
N_{V23} =	0.96	Ton	M_{V23} =	0.00	Ton-m	X_{V23} =	9.92	m
N_{P18} =	77.61	Ton	M_{P18} =	1.36	Ton-m	X_{P18} =	15.1	m
N_{V24} =	0.96	Ton	M_{V24} =	0.00	Ton-m	X_{V24} =	20.29	m
N_{P21} =	40.48	Ton	M_{P21} =	4.15	Ton-m	X_{P21} =	23.35	m
N_{V25} =	0.96	Ton	M_{V25} =	0.00	Ton-m	X_{V25} =	26.41	m
N_{P22} =	17.49	Ton	M_{P22} =	2.75	Ton-m	X_{P22} =	28.61	m

Longitud Viga = 30 m b_{viga} = 1.3 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

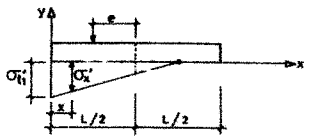
R' = **249.60** Ton $X_{R'}$ = **15.02** m e = **-0.02** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{be}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo $\qquad \sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **9.18** Ton/m² σ_{t1} = **6.38** Ton/m² σ_{t2} = **6.42** Ton/m²

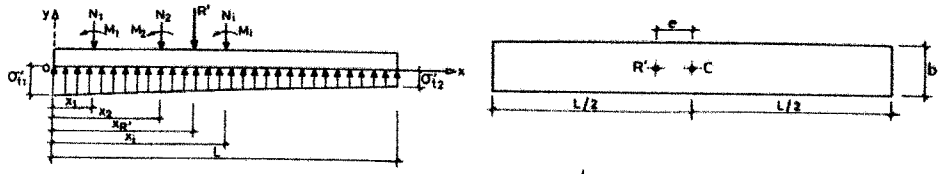
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL MURO M9

N_{M9} = 22.71 Ton M_{M9} = 4.54 Ton-m X_{M9} = 1.87 m

Longitud Viga = 6.04 m b_{viga} = 1 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

R' = **31.43** Ton $X_{R'}$ = **2.33** m e = **0.69** m

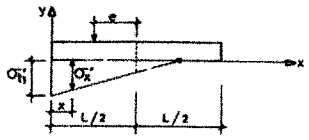
Si $e \le \frac{L}{6}$

$$\sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **8.96** Ton/m² σ_{t1} = **8.75** Ton/m² σ_{t2} = **1.66** Ton/m²

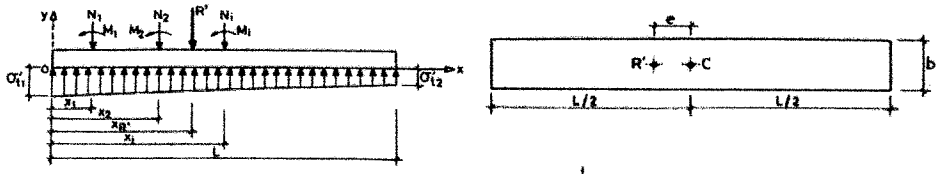
CUMPLE

REVISION ESFUERZOS ACTUANTES PARA ENVOLVENTE DE COMBINACIONES CON CARGAS GRAVITACIONALES. CIMIENTO CONTINUO SOBRE EL MURO M10

N_{M10} = 8.1 Ton M_{M10} = 0.48 Ton-m X_{M10} = 0.8 m

Longitud Viga = 1.8 m b_{viga} = 1 m h_{viga} = 0.80 m

Planteando las ecuaciones de equilibrio respecto al eje principal y llamando q al peso por metro lineal de la viga tenemos:



$$\sum N_i + q \cdot L + R' = 0 \qquad \sum M_i + \sum N_i \cdot x_i + \frac{1}{2} q \cdot L^2 + R' \cdot x_{R'} = 0$$

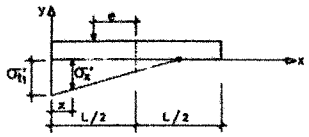
R' = **10.70** Ton $X_{R'}$ = **0.87** m e = **0.03** m

Si $e \le \frac{L}{6}$ $\qquad \sigma'_t = \frac{R'}{bL}\left(1 \pm \frac{12e\left(x - \frac{L}{2}\right)}{L^2}\right)$

con valore extremos

$$\sigma'_{t1} = \frac{R'}{bL}\left[1 + \frac{6e}{L}\right] \qquad \sigma'_{t2} = \frac{R'}{bL}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Si $e > \frac{L}{6}$



$$\sigma'_x = \frac{2R'\left|3\left(\frac{L}{2} - e\right) - x\right|}{9b\left(\frac{L}{2} - e\right)^2}$$

con valor máximo

$$\sigma'_{t1} = \frac{2R'}{3b\left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

ESFUERZOS TRASMITIDOS AL SUELO DE SOPORTE

σ_{Adm} = **8.96** Ton/m² σ_{t1} = **6.56** Ton/m² σ_{t2} = **5.33** Ton/m²

CUMPLE