

**UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**DEPARTAMENTO INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL**

*Alexander Opazo Vega, Profesor Guía*



**“DESARROLLO DE ESTRATEGIAS DE DISEÑO  
ESTRUCTURAL PARA VIVIENDAS SOCIALES  
INNOVATIVAS DE MADERA”**

**Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el  
Título de Ingeniero Civil**

**VICTOR ANTONIO GALLEGOS CASTRO**

**Concepción, Abril del 2014**

*A mis padres, María Virginia y Víctor Manuel, que con su ejemplo de trabajo y esfuerzo me han enseñado el valor del sacrificio, a entregar todo por las personas que uno ama, a no bajar los brazos. Además de ser una constante fuente de orgullo y motivación. Los Amo!*

*Víctor Antonio*

## AGRADECIMIENTOS

*Al llegar al final de este camino, particularmente difícil en su ocaso, no quedan sino palabras de agradecimiento a todas aquellas personas que fueron parte fundamental de este proceso de crecimiento y desarrollo personal.*

*En primer lugar quiero agradecer a mi familia, Padres y Hermanos, por su confianza, paciencia, amor y apoyo incondicional, el esfuerzo y ejemplo de vida que representan.*

*A mi profesor guía, Alexander Opazo, y profesores de la comisión, Ángela Salinas y Cristian Belmar, por su tiempo, dedicación y comprensión. Además, al resto del cuerpo docente del departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, por los conocimientos brindados.*

*También a los profesionales que participaron en este proyecto Innova de la Universidad, en especial a los señores Ricardo Hempel y Gerardo Saelzer, Denisse Schmidt, Cecilia Pavéz y Tobías Hatt.*

*Y por supuesto, la compañía de las amistades, de la vida y la Universidad, que hicieron mucho más amena esta complicada travesía. Sobre todo a una persona muy especial, Macarena Eugenia Jiménez Fernández, que me ha acompañado incondicionalmente en la etapa más complicada; el fin de un ciclo, a cerrar el círculo...quiero que sigamos creciendo juntos, quemando etapas, aprendiendo de nuestros errores y por cierto, si el tiempo y la vida nos permiten, estar juntos por siempre. Te Amo.*

## NOMENCLATURA

$f_f$  ; Tensión de trabajo en flexión en la fibra extrema, en Mpa.

$f_{cz}$  ; Tensión de trabajo de cizalle longitudinal, en Mpa.

$f_{cp}$  ; Tensión de trabajo por compresión paralela, en Mpa.

$$\left(\frac{f_c}{F_{c\lambda,dis}}\right)^2 + \frac{f_{fx}}{\left(1-\frac{f_c}{F_{cEx}}\right) \cdot F_{fx,dis}} + \frac{f_{fy}}{\left[1-\frac{f_c}{F_{cEy}}-\left(\frac{f_{fx}}{F_{fE}}\right)^2\right] \cdot F_{fy,dis}} \leq 1 ; \text{Relación para flexocompresión.}$$

$M_{max}$ : Momento máximo de flexión, en N\*mm.

$W_n$ : Módulo resistente de la sección transversal neta, determinado con respecto a un eje normal al plano de flexión (eje neutro), en mm<sup>3</sup>.

$Q$ : Esfuerzo de corte máximo, en N.

$b$ : Dimensión nominal de la sección transversal, normal a la dirección de la carga aplicada, en mm.

$h$ : Dimensión nominal de la sección transversal, normal a la dirección de la carga aplicada, en mm.

$N$ : Carga axial aplicada, en N.

$A$ : Área de la sección transversal, en mm<sup>2</sup>.

Además,

$$f_c < F_{cEx} = \frac{3.6 \cdot E_{x,dis}}{\lambda_x^2} : \text{Para flexión simple y desviada.}$$

$$f_c < F_{cEy} = \frac{3.6 \cdot E_{y,dis}}{\lambda_y^2} : \text{Para flexión desviada.}$$

$$f_{fx} < F_{fE} = \frac{0.44 \cdot E_{y,dis}}{\lambda_v^2} : \text{Para flexión desviada.}$$

$f_c$ : Tensión efectiva de compresión paralela a la fibra.

$f_{fx}$ : Tensión efectiva de flexión de canto (carga de flexión aplicada sobre el canto de la pieza).

$f_{fy}$ : Tensión efectiva de flexión de cara (carga de flexión aplicada sobre la cara de la pieza).

$F_{c\lambda,dis}$ : Tensión de diseño admisible en compresión paralela modificada por la esbeltez mayor.

$F_{fx,dis}$ : Tensión de diseño admisible en flexión para cargas aplicadas sobre el canto.

$F_{fy,dis}$ : Tensión de diseño admisible en flexión para cargas aplicadas sobre la cara.

$E_{x,dis}$ : Módulo de elasticidad de diseño para flexión con respecto al eje x-x.

$E_{y,dis}$ : Módulo de elasticidad de diseño para flexión con respecto al eje y-y.

$\lambda_x = L_{px}/i_x$ : Esbeltez condicionada por los puntos de apoyo que restringen el pandeo en el plano de flexión inducida por cargas actuantes sobre el canto.

$\lambda_y = L_{py}/i_y$ : Esbeltez condicionada por los puntos de apoyo que restringen el pandeo en el plano de flexión inducida por cargas actuantes sobre la cara.

$\lambda_v = \sqrt{L_v \cdot h/b^2}$ : Esbeltez de volcamiento.

$F_{fE}$ : Tensión de diseño de volcamiento elástico en vigas.

## INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1. Objetivos.....	4
1.1.1. <i>Objetivo General</i> .....	4
1.1.2. <i>Objetivos Específicos</i> .....	4
1.2. Metodología.....	5
2. MARCO TEORICO.....	6
2.1. Ensayos Mecánicos.....	6
2.2. Diseño Estructural.....	6
2.2.1. <i>Cargas y Combinaciones</i> .....	7
2.2.2. <i>Diseño de Elementos</i> .....	8
2.2.3. <i>Diseño de Uniones</i> .....	11
2.2.4. <i>Diseño de Fundaciones</i> .....	12
3. MATERIALES Y METODOS.....	15
3.1. Arquitectura de las Viviendas.....	15
3.2. Sistema Constructivo.....	15
3.3. Estructuración de la Vivienda.....	16
3.3.1. <i>Descripción del Sistema Estructural</i> .....	16
3.3.2. <i>Modelo 3D</i> .....	18
3.4. Características de los Ensayos.....	18
3.4.1. <i>Descripción Paneles</i> .....	18
3.4.2. <i>Descripción Ensayos</i> .....	21
4. RESULTADOS.....	22
4.1. Ensayos Mecánicos.....	22
4.2. Elementos Estructurales.....	23

4.2.1. Pie derecho Muro Estructural. ....	23
4.2.2. Vigas. ....	24
4.2.3. Uniones. ....	27
4.3. Fundaciones. ....	29
4.3.1. Distribución de presiones sobre el terreno. ....	29
4.3.2. Vigas de sobrecimiento. ....	30
5. DISCUSIÓN. ....	31
5.1. Pie Derecho Muro Estructural. ....	31
5.1.1. Compresión. ....	31
5.1.2. Flexo-compresión. ....	32
5.2. Vigas de Piso. ....	34
5.3. Vigas de Techo. ....	36
5.4. Uniones. ....	37
6. CONCLUSIONES. ....	39
7. BIBLIOGRAFÍA. ....	41

## **DESARROLLO DE ESTRATEGIAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA VIVIENDAS SOCIALES INNOVATIVAS DE MADERA**

Víctor Gallegos Castro

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bio

vigalleg@alumnos.ubiobio.cl

Alexander Opazo Vega

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bio

aopazove@ubiobio.cl

Resumen: En el marco del desarrollo del Proyecto Innova (*Innovaciones en la vivienda social en madera con atributos bioenergéticos certificados para la Región del Bío-Bio*) adjudicado por la UBB, se realizó el diseño y verificación estructural de las viviendas básicas propuestas (de 1 y 2 pisos), estructuradas en base a paneles ventilados de madera. Para esto, se utilizó, en gran parte, la normativa Chilena vigente de cálculo estructural en madera (NCh1198Of.2006) y se contrastó con resultados experimentales de resistencia, obtenidos de ensayos mecánicos efectuados a paneles construidos a escala real en el Centro de Alta Tecnología en Madera (CATEM) de la Universidad del Bío-Bio. Se utiliza como herramienta de apoyo al cálculo estructural el software ETABS, el cual permite analizar las viviendas de manera tridimensional, aplicando todos los estados de carga y combinaciones de estos. Como resultado del diseño normativo se tiene que, en casos aislados, no se cumple con los criterios admisibles. En tales casos particulares, se utiliza el valor experimental de resistencia determinado para cada elemento componente, pies derechos y vigas. Obteniendo con esto valores satisfactorios de razón entre tensiones de trabajo y tensiones admisibles. La situación más desfavorable, flexión entrepiso vivienda de 2 pisos, al no cumplir el diseño normativo, ni alcanzar niveles de resistencia admisible experimental, tuvo que ser reestructurado respecto de la propuesta inicial. En planos de estructura, anexos, se observa el diseño definitivo de las viviendas estudiadas.

Palabras clave: Diseño estructural, Panel ventilado madera, Normativa vigente, Ensayos mecánicos.

6755 palabras texto + 23 figuras/tablas \*250 + 0 figuras/tablas \*300 = 12505 palabras totales.



## **DEVELOPMENT OF STRUCTURAL DESIGN STRATEGIES FOR INNOVATIVE WOODEN SOCIAL HOUSING**

Víctor Gallegos Castro

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bio

vigalleg@alumnos.ubiobio.cl

Alexander Opazo Vega

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío Bio

aopazove@ubiobio.cl

**Abstract:** within the framework of the development of the Innova Project (Innovations in wooden social housing with certified bioenergetic attributes for the Bío-bio region) awarded to the Universidad del Bío-bio, the structural design and verification of the proposed basic (1 and 2 stories) housing was carried out according to wooden ventilated panels. In order to do this, the current Chilean regulations for structural calculation in wood (NCh1198Of.2006) was used and compared to experimental resistance results obtained from mechanical trials carried out to full size specimens at the High technology center for Wood (CATEM) of the Universidad del Bío-bio. ETABS software was used as a structural supporting tool, which allows to analyze the housings tridimensionally, applying all the load cases and combinations. As a result of the normative design, the conclusion is that, in isolated cases, the eligible criteria are not achieved. In such cases, the experimental resistance value determined for each component element, uprights and beams, is used in order to achieve satisfactory values for working stress to acceptable stress. Since the worst situation, the 2 story housing mezzanine deflection, did not meet the normative design and did not achieve the eligible experimental resistance levels, had to be restructured from the initial proposal. In attached structure plans, the final design of the studied housings is observed.

**Keywords:** Structural design, wooden ventilated panel, current regulations, mechanical trials.

## 1. INTRODUCCIÓN.

Con el paso del tiempo el desarrollo de las viviendas sociales, en términos de calidad del diseño, construcción y materialidad, ha ido en aumento. En este contexto el Comité Fondo de Innovación Tecnológica de la Región del Bío-Bío y la Universidad del Bío-Bío pactaron la ejecución del Proyecto INNOVA 08-PC S1-429: *Innovaciones en la vivienda social en madera con atributos bioenergéticos certificados para la región del Bío- Bío.*

Actualmente la innovación en viviendas sociales de madera está orientada a la reinención de características arquitectónicas, las cuales no necesariamente verifican respecto de los parámetros ingenieriles. En este sentido, la principal reglamentación vigente, la Ordenanza General de Urbanismo y construcción (OGUC), a su vez permite, dada ciertas restricciones, evitar el cálculo estructural de algunos elementos resistentes de las viviendas.

Por otro lado, investigaciones a fines con la innovación de viviendas sociales, en términos de la verificación estructural, se basan sólo en la teoría de cálculo vigente expuesta en NCh 1198 Of.2006 y en la aplicación de softwares de diseño.

Es por esto que en el desarrollo del proyecto mencionado, se incluye una etapa de evaluación estructural, de las propuestas arquitectónicas y constructivas, consistente en modelación tridimensional a través de software ETABS y realización de ensayos mecánicos a paneles prefabricados de madera.

Por lo tanto, la presente investigación muestra la verificación teórica relativa al cálculo estructural, de las diferentes tipologías de vivienda que nacen del proyecto Innova, en respuesta al déficit de estudios duros y exigencias normativas en soluciones de carácter social. Estableciendo una guía de diseño para viviendas de madera que se puedan certificar en términos bioclimáticos, aplicando la normativa Chilena de cálculo, las recomendaciones de la OGUC, modelación 3D y resultados de resistencia mecánica experimentales.

## **1.1. Objetivos.**

### *1.1.1. Objetivo General.*

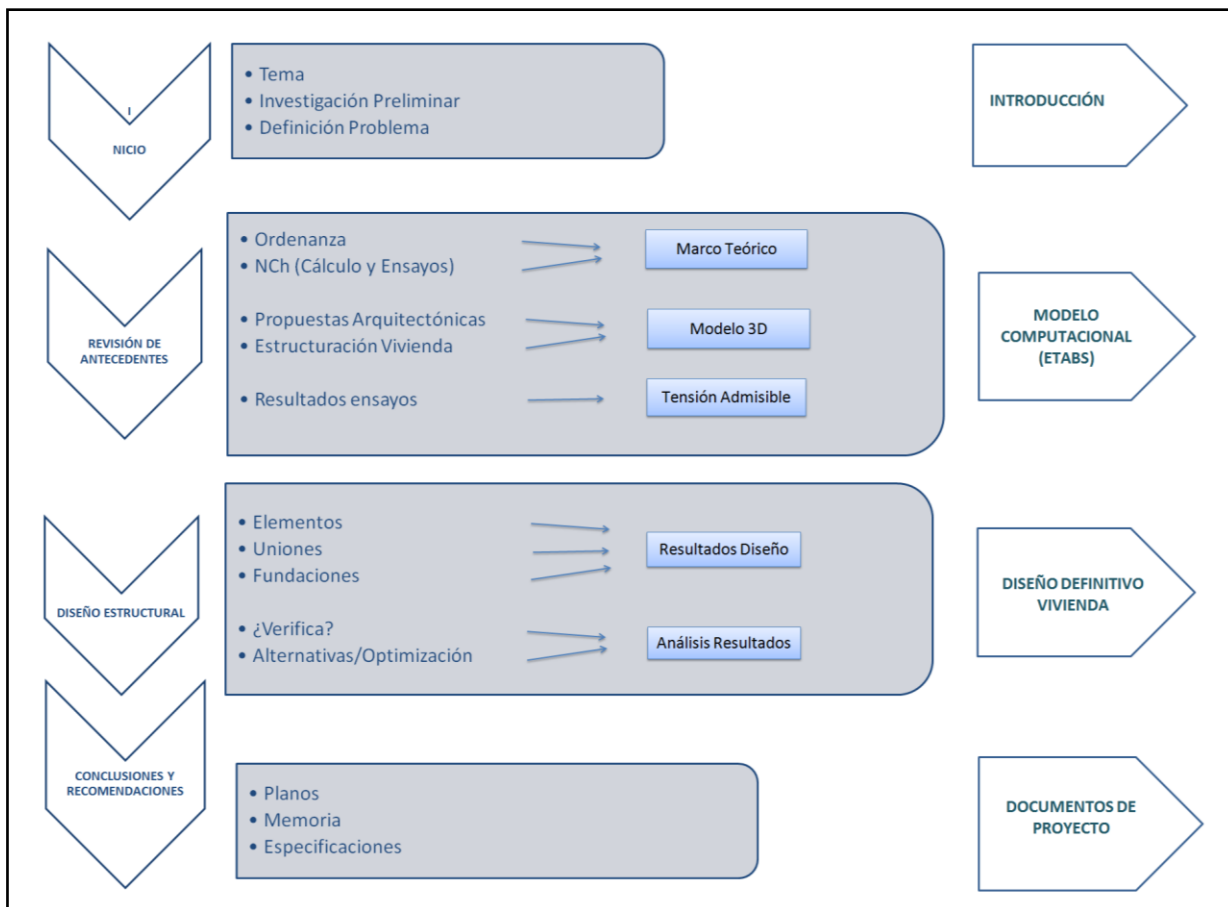
Desarrollar estrategias de diseño estructural de viviendas sociales de madera que sean compatibles con la certificación de atributos bioclimáticos.

### *1.1.2. Objetivos Específicos.*

- i. Analizar resultados de ensayos mecánicos efectuados a paneles ventilados de madera.
- ii. Modelar en software las estructuras de madera planteadas en las distintas propuestas arquitectónicas.
- iii. Diseñar y verificar los elementos estructurales de las viviendas, considerando normativas vigentes y resultados de ensayos.
- iv. Elaborar documentos de proyecto estructural como planos de detalle y EETT para las propuestas arquitectónicas.

## 1.2. Metodología.

Se observa en figura 1, un esquema general de los pasos a seguir para el cumplimiento de los objetivos planteados.



**Figura 1. Metodología general.**

Se divide el trabajo en 4 etapas (izquierda), a las cuales se asocia un hito de término (derecha). En la parte central se señalan las actividades que se llevan a cabo durante el desarrollo de estas, que a su vez van definiendo sub-hitos (cuadros celestes), en orden cronológico.

## **2. MARCO TEORICO.**

En el siguiente capítulo se presentan las bases teóricas que se aplican en la realización del presente proyecto de título, en lo referido a las siguientes etapas; Ensayos Mecánicos y Diseño Estructural en Madera.

### **2.1. Ensayos Mecánicos.**

El principal objetivo en la realización de los ensayos, es observar el comportamiento estructural de los paneles prototipo ante cargas características para la vivienda, tales como: cargas verticales provenientes de techumbre, cielos o entrepisos y empujes horizontales (viento, sismo, etc.).

En segundo lugar, la estandarización y clasificación de los paneles, se realiza según la Norma Chilena NCh 806 Of. 1971 (Arquitectura y construcción – Paneles prefabricados – Clasificación y requisitos). Previo a esto, se aplican los ensayos de:

- Compresión Vertical, según NCh 801 Of. 2003.
- Carga Horizontal, según NCh 802 Of. 1971.
- Flexión, según NCh 803 Of. 2003.
- Impacto, según NCh 804 Of. 2003.

### **2.2. Diseño Estructural.**

Se describe los pasos y metodología utilizada para el diseño estructural de las viviendas, basado en la Norma Chilena NCh 1198 Of.2006 (Madera – Construcciones en madera – Cálculo). Se establece la utilización de esta norma, para determinar los parámetros mínimos de elementos y uniones en las construcciones de madera aserrada, elaborada, laminada-encolada y postes de madera.

Las viviendas a diseñar corresponden a estructuras de madera aserrada con una configuración típica de paneles livianos de madera, arriostrados con placas estructurales OSB en muros y placas de terciado estructural en envigado de piso. Este esqueleto resistente está conectado por una serie de clavos helicoidales, pernos y tornillos autoperforantes, los cuales hacen trabajar al sistema estructural de manera solidaria frente a cargas verticales (provenientes de techumbre y sobrecargas de diseño), cargas de viento y sollicitaciones sísmicas. En Anexo A se observan características generales de las viviendas.

### *2.2.1. Cargas y Combinaciones.*

Se mencionan los estados de carga y combinaciones de diseño aplicadas al modelo, señaladas según las siguientes normativas:

- NCH1198.Of2006 : Madera- Construcciones en madera- Cálculo
- ACI318-08 : Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural
- NCH430.Of2008 : Hormigón Armado-Requisitos de Diseño y Calculo
- Mod. NCH 430 : Decreto Supremo N° 60 (Diciembre 2011)
- NCH432.Of1971 : Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones
- NCH433.Of1996(Mod2009) : Diseño Sísmico de Edificios
- Mod. NCH 433 : Decreto Supremo N° 61 (Diciembre 2011)
- NCH1537.Of2009 : Diseño estructural de edificios-Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- NCH 3171 Of2010 : Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas
- OGUC : Ordenanza general de urbanismo y construcciones

Se observa en Anexo B los valores utilizados en los diferentes estados de carga aplicados en el diseño de las viviendas y las combinaciones de carga utilizadas para el control de deformaciones, verificación de elementos estructurales y verificación de tensiones admisibles en el suelo. Estas últimas son abreviadas de acuerdo a la siguiente nomenclatura:

- PP: Peso propio de los materiales. Cargas permanentes.
- SC: Sobrecargas de uso en techos y pisos.
- VX: Cargas de viento en la dirección longitudinal X.
- VY: Cargas de viento en la dirección longitudinal Y.
- SX: Cargas sísmicas en la dirección longitudinal X.
- SY: Cargas sísmicas en la dirección longitudinal Y.

### 2.2.2. *Diseño de Elementos.*

Se establece que las tensiones admisibles de los elementos de madera y las cargas admisibles son aplicables a condiciones específicas, es por esto que cuando las condiciones efectivas de carga y servicio resultan diferentes deben ser multiplicadas por factores de modificación.

#### a) Tensiones Admisibles y Propiedades Mecánicas.

Estos valores de resistencia se obtienen de las especificaciones técnicas de fabricantes y proveedores. Cuando lo anterior no es posible, se utiliza valores de las normativas correspondientes. Ver Anexo B.

#### b) Tensiones y Módulos de Diseño de Elementos Estructurales.

Las tensiones de diseño se determinan como el producto de las tensiones admisibles por los factores de modificación que resulten pertinentes y que se definen en capítulo 6 de NCh 1198 Of.2006 (aplicación general) y otras cláusulas correspondientes a solicitaciones particulares. De igual modo, el módulo de elasticidad de diseño ( $E_{fdis}$ ) se determina como el producto del módulo de elasticidad en flexión ( $E_f$ ) por los factores pertinentes según la solicitación que se esté evaluando. Ver fórmulas para obtención de factores y expresiones para tensiones admisibles en Anexo B.

### Factores de modificación de aplicación general y particular.

- $K_H$  (Aplicación general) : Modificación por contenido de humedad. <sup>I</sup>
- $K_D$  (Aplicación general) : Modificación por duración de carga. <sup>II</sup>
- $K_C$  (Aplicación general) : Modificación por trabajo conjunto. <sup>III</sup>
- $K_{hf}$  (Aplicación particular) : Modificación por altura. <sup>IV</sup>
- $K_{\lambda v}$  (Aplicación particular) : Modificación por volcamiento. <sup>IV</sup>
- $K_r$  (Aplicación particular) : Modificación por rebaje. <sup>IV</sup>
- $K_{cn}$  (Aplicación particular) : Modificación por aplastamiento. <sup>IV</sup>
- $K_\lambda$  (Aplicación particular) : Modificación por esbeltez. <sup>IV</sup>
- $K_{ct}$  (Aplicación particular) : Modificación por concentración de tensiones. <sup>IV</sup>

<sup>(I)</sup> Estos factores se determinan para una humedad en servicio de 19% (humedad equilibrio Concepción, Anexo D, NCh1198) y resultan diferentes para cada tensión admisible a la que se aplican (ver Anexo B). <sup>(II)</sup> Se ha considerado una duración de 10 años, tomando así un valor igual a la unidad. <sup>(III)</sup> Aplicado para elementos en flexión que comparten carga con tres o más elementos espaciados a no más de 610mm (Entrepiso). <sup>(IV)</sup> De aplicación particular, y calculados en función de características como las dimensiones de la sección transversal, longitud y tipo de apoyos, esbeltez, etc.

#### c) Tensiones de trabajo

En este caso son importantes las propiedades geométricas de las piezas de madera en función del contenido de humedad que estas tengan en el momento de la construcción y puesta en servicio. Las tensiones a evaluar en el diseño de los elementos resistentes de las viviendas corresponden a flexión, cizalle, compresión paralela y la interacción de flexocompresión (ecuaciones 2 a 5, respectivamente).

En definitiva, el elemento a diseñar se comportará adecuadamente cuando la razón entre las tensiones de trabajo y la tensión admisible sea menor a la unidad (ecuación 1):

$$\frac{f_{(trabajo)}}{F_{(diseño)}} \leq 1 \quad \text{Ec. (1)}$$

$$f_f = \frac{M_{max}}{W_n} \quad \text{Ec. (2)}$$



$$f_{cz} = \frac{1.5 \cdot Q}{b \cdot h} \quad \text{Ec. (3)}$$

$$f_{cp} = \frac{N}{A} \quad \text{Ec. (4)}$$

$$\left( \frac{f_c}{F_{c\lambda,dis}} \right)^2 + \frac{f_{fx}}{\left( 1 - \frac{f_c}{F_{cEx}} \right) \cdot F_{fx,dis}} + \frac{f_{fy}}{\left[ 1 - \frac{f_c}{F_{cEy}} - \left( \frac{f_{fx}}{F_{fE}} \right)^2 \right] \cdot F_{fy,dis}} \leq 1 \quad \text{Ec. (5)}$$

d) Deformaciones

Se evalúa la deformación teórica y la deformación extraída de software, versus la deformación admisible observada en tabla 13 de NCh 1198 Of.2006.

La deformación teórica se determina a través de la siguiente expresión (ecuación 6), la cual corresponde a la flecha máxima para vigas simplemente apoyadas, cargadas de manera uniformemente distribuida.

$$\Delta_{max} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad [mm] \quad \text{Ec. (6)}$$

Donde,

q: Carga uniformemente distribuida, asociada a la máxima sollicitación de flexión, en N/mm

L: Largo de la viga, en mm.

E: Módulo de elasticidad, modificado según NCh1198 Of.06, en N/mm<sup>2</sup>.

I: Inercia de la viga, en mm<sup>4</sup>.

### 2.2.3. *Diseño de Uniones.*

Las uniones que se estudian en el desarrollo de este proyecto corresponden sólo a las principales. Es decir: La capacidad de unión entre la placa arriostrante (OSB) y el marco de madera aserrada; y la solera inferior con la viga de sobrecimiento.

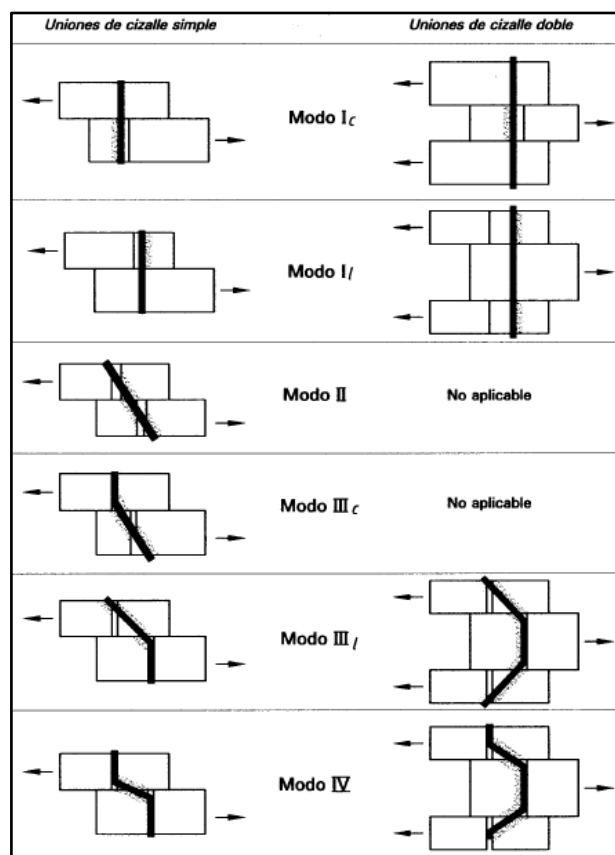
#### a) Criterios de diseño.

Se aplican los criterios señalados en capítulo 9 de NCh 1198 Of. 2006, acápite 9.6.1.6, para el caso de las uniones clavadas y recomendaciones de la versión antigua de esta norma (Of. 2004), más consideraciones de la National Design Specification for Wood Constructions (NDS, 2001) para los pernos de anclaje.

#### b) Expresiones de diseño.

Las cargas admisibles que se evalúan corresponden a extracción lateral y extracción directa. Se siguen los criterios señalados en acápites 9.6.2 y 9.6.3 de NCh 1198, respectivamente.

Para extracción lateral se utiliza el método de los modos de fluencia (ver figura 2) y sus ecuaciones se observan en Anexo B.



**Figura 2. Modos de fluencia, Figura 37 NCh 1198.**

#### 2.2.4. Diseño de Fundaciones.

Se propone verificar fundaciones del tipo aisladas, amarradas con viga de sobrecimiento, como alternativa económica, considerando diseño de viviendas sociales. Se busca evaluar la capacidad portante del terreno ( $q_{adm}$ ), supuesta en  $1 \text{ kg/cm}^2$  para condiciones de carga estática (sujeta a evaluación en terreno), y la verificación de la armadura propuesta para la viga de sobrecimiento, además de cumplir con lo señalado en título 5, capítulo 7 de la OGUC (2010).

a) Criterios básicos de diseño.

- Viga de amarre:

La armadura se diseña como una viga simplemente apoyada, con el fin de no considerar el aporte del terreno como factor de resistencia antes los esfuerzos de corte y flexión.

- Zapata Aislada:

En este caso es necesario conocer a priori la distribución de presiones que ejerce el terreno bajo los cimientos. Básicamente, se debe evaluar si la distribución de presiones es del tipo triangular o trapezoidal, siendo lo ideal que no se hagan presente esfuerzos de tracción sobre los cimientos. Ver figura 3.

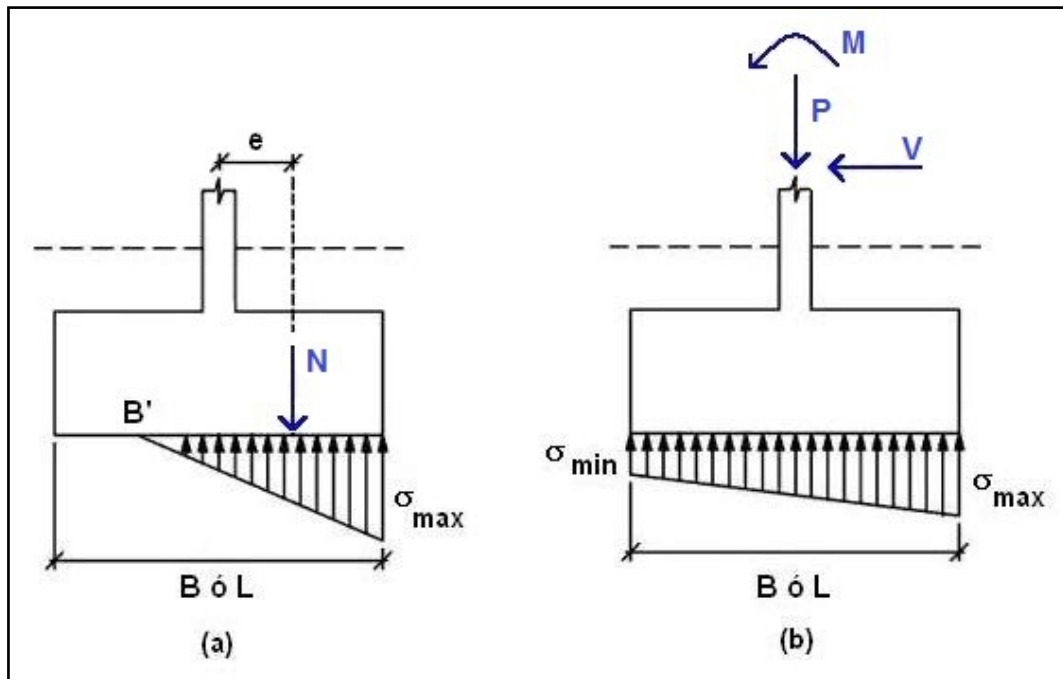


Figura 3. Distribución de presiones bajo zapata aislada.

Para determinar el valor de las presiones del terreno sobre la zapata se utilizan las siguientes expresiones (ecuaciones 7 y 8), las cuales están escritas por largo unitario, pudiendo también expresarse por ancho unitario:

- Caso (a):  $e > \frac{(B \text{ ó } L)}{6}$ , distribución de presiones triangular.

$$q_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right) \cdot 1} \quad \text{Ec. (7)}$$

- Caso (b):  $e < \frac{(B \text{ ó } L)}{6}$ , distribución de presiones trapezoidal.

$$q_{max,min} = \frac{N}{B \cdot 1} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) \quad \text{Ec. (8)}$$

Donde,

$q_{max}$ : presión máxima del terreno en Ton/m<sup>2</sup>.

$q_{min}$ : presión mínima del terreno en Ton/mm<sup>2</sup>.

e: excentricidad, razón entre solicitaciones de flexión y axial, en m.

N: resultante de cargas verticales, en Ton.

B: ancho de la zapata, en m.

L: largo de la zapata, en m.

Con el uso de las expresiones anteriores y aplicando las cargas no mayoradas, se define la superficie de la zapata iterando hasta que  $q_{max} \leq q_{adm}$  y, en caso de distribución triangular, el lado de la zapata a evaluar, B o L, se encuentre comprimido en al menos un 80% (NCh 433). Las expresiones de diseño para el cálculo del refuerzo se observan en Anexo B.

### 3. MATERIALES Y METODOS.

En el siguiente capítulo se presentan las características arquitectónicas y constructivas de las viviendas en estudio, además de los implementos y actividades necesarios en la etapa experimental (ensayos mecánicos).

#### 3.1. Arquitectura de las Viviendas.

Las viviendas seleccionadas para el desarrollo del proyecto estructural corresponden a 2 alternativas dentro de un total de 5 propuestas definitivas, de acuerdo a exigencias Serviu. Las mencionadas opciones de vivienda fueron sometidas a estudios de simulación térmica, consiguiendo con esto la certificación teórica de atributos bioclimáticos tanto para la materialidad escogida, el diseño arquitectónico y las zonas climáticas previstas (Zona Costera, Zona Valle Central y Zona Pre-cordillera). Ver figura 4.



**Figura 4. Arquitectura seleccionada; (a) Vivienda V3 y (b) Vivienda V5.**

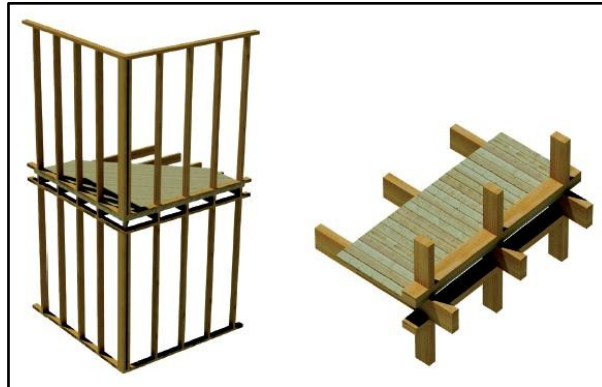
#### 3.2. Sistema Constructivo.

El sistema constructivo dominante es de entramados verticales, es decir, muros estructurales de madera, que se distinguen de la tabiquería ordinaria, en que los pie derechos se arriostran con placas OSB, dejando de lado los elementos horizontales (cadenetas) y diagonales.

La idea que persigue el proyecto Innova, además de la certificación bioclimática, es conseguir cierto nivel de industrialización en la construcción de viviendas sociales. Por lo tanto, se define

elaborar paneles de madera para conformar la estructura soportante de la vivienda. Paneles que definen la solución estructural de muros (Perimetrales), entrepiso (vivienda V3) y techumbre (vivienda V5).

En términos técnicos, el sistema que se pretende implementar es el denominado *Plataforma*. En donde se ejecutan los envigados horizontales con el pavimento o base de éste y sobre él se ubican los tabiques (en este caso, paneles). En figura 5 se observa el sistema descrito.



**Figura 5. Sistema plataforma, caso vivienda 2 pisos.**

### **3.3. Estructuración de la Vivienda.**

La estructuración de las viviendas está sujeta al diseño arquitectónico. Este, se basa en la modulación de los espacios conforme a la geometría de los paneles de madera proyectados.

#### *3.3.1. Descripción del Sistema Estructural.*

##### - Muros soportantes:

Todos los muros perimetrales están conformados por pie derechos de pino radiata de escuadría 41x65 mm (2x3", aserrada) espaciados a 600 mm como máximo entre sus ejes. En su cara interior poseen una placa estructural tipo OSB de 11.1 mm de espesor, conectada por medio de clavos helicoidales (2.5x60 mm) espaciados a 100 mm en el perímetro y 200 mm en el interior. Además, todas las uniones entre soleras y pie derechos están ejecutadas con clavos helicoidales de 3x80 mm.

- Sistema de piso:

Consiste en vigas de pino radiata de escuadría 41x138 mm (2x6", aserrada) espaciados cada 400 mm como máximo entre sus ejes. En su borde superior poseen una placa tipo terciado estructural de 12 mm de espesor, conectada por medio de clavos helicoidales (2.5x60 mm) separados cada 15 cm en todo el perímetro y a 30 cm en el interior. Para ayudar a bloquear el pandeo lateral torsional a las vigas de piso se dispuso de piezas centrales, cadenetas, espaciadas cada 1200 mm como máximo.

- Sistema de techo:

Para la vivienda de dos pisos; consiste en vigas (tipo tijerales) y cerchas de pino radiata de escuadría 41x90mm espaciados cada 905mm como máximo entre sus ejes. En su borde superior poseen costaneras de escuadría 41x41mm espaciadas a 500mm como máximo entre sus ejes.

Para la vivienda de un piso; Consiste en paneles de madera con una configuración similar a paneles de entrepiso.

- Sistema de fundaciones:

Consiste en un conjunto de zapatas aisladas con cimientos de 800 mm de ancho y 350 mm de altura, para ambas viviendas, ubicados en puntos estratégicos. Adicionalmente se dispone sobre estas un sobrecimiento de 150 mm de ancho y 300 mm de altura, armado con 4 fierros en sentido longitudinal de 10 mm de diámetro, mas 2 fierros de 8mm, y estribos de 8 mm de diámetro espaciados cada 150 mm, con el fin de controlar los eventuales asentamientos diferenciales y hacer trabajar en forma solidaria al sistema.



### 3.3.2. Modelo 3D.

El modelo matemático que representa la estructura se realiza a través de la herramienta de análisis estructural ETABS, que permite la implementación tridimensional de los elementos componentes de obras civiles en general.

Permite modelar el comportamiento de las viviendas bajo la acción de las diferentes cargas y combinaciones de estas y evaluar las propiedades dinámicas de la estructura.

En anexo E se observan imágenes extraídas de los modelos implementados en software Etabs, como isométricos, plantas y elevaciones.

## 3.4. Características de los Ensayos.

### 3.4.1. Descripción Paneles.

Se realizaron ensayos para 3 tipologías de paneles estructurales:

- Solución #4 para paneles perimetrales de la vivienda: Se le realizaron ensayos de carga horizontal, flexión en 2 caras, impacto en 2 caras y compresión.
- Solución #8 para paneles perimetrales de la vivienda: Se le realizaron ensayos de carga horizontal, flexión en 2 caras, impacto en 2 caras y compresión.
- Solución para losas (envigados de piso) de la vivienda: Se le realizaron ensayos de flexión e impacto.

Los paneles de interés son el de solución losas y para el caso de muros, el panel solución #4, pues estos son los seleccionados para la modulación de la vivienda en cuanto a diseño. De igual modo, los ensayos más relevantes asociados al proyecto estructural corresponden a Flexión, Compresión y Carga Horizontal.

a) Solución Muro (#4).

- Generalidades.

Panel de geometría rectangular (1220x2440 mm), con pie derechos y soleras de pino radiata, revestimiento interior de volcanita y revestimiento exterior de OSB más fibrocemento ventilado, formando un espesor estructural de 111 mm. Según NCh 806 corresponde a un panel de tipo I clase C.

- Materiales y características constructivas.

Constructivamente es fabricado en base a un marco de madera cepillada de pino radiata de sección 41 x 65 mm (2x3”), con 1 pie derecho separado a 60 cm desde el borde al eje de éste, revestido por la cara interior con tablero de yeso cartón de 10 mm y por la cara exterior con un tablero de OSB de 11.1 mm. Sobre el tablero OSB se colocan 3 piezas de madera de pino cepillado de sección 19 x 41 mm (1x2”), para posteriormente fijar un tablero de fibrocemento de 6mm a las piezas señaladas.

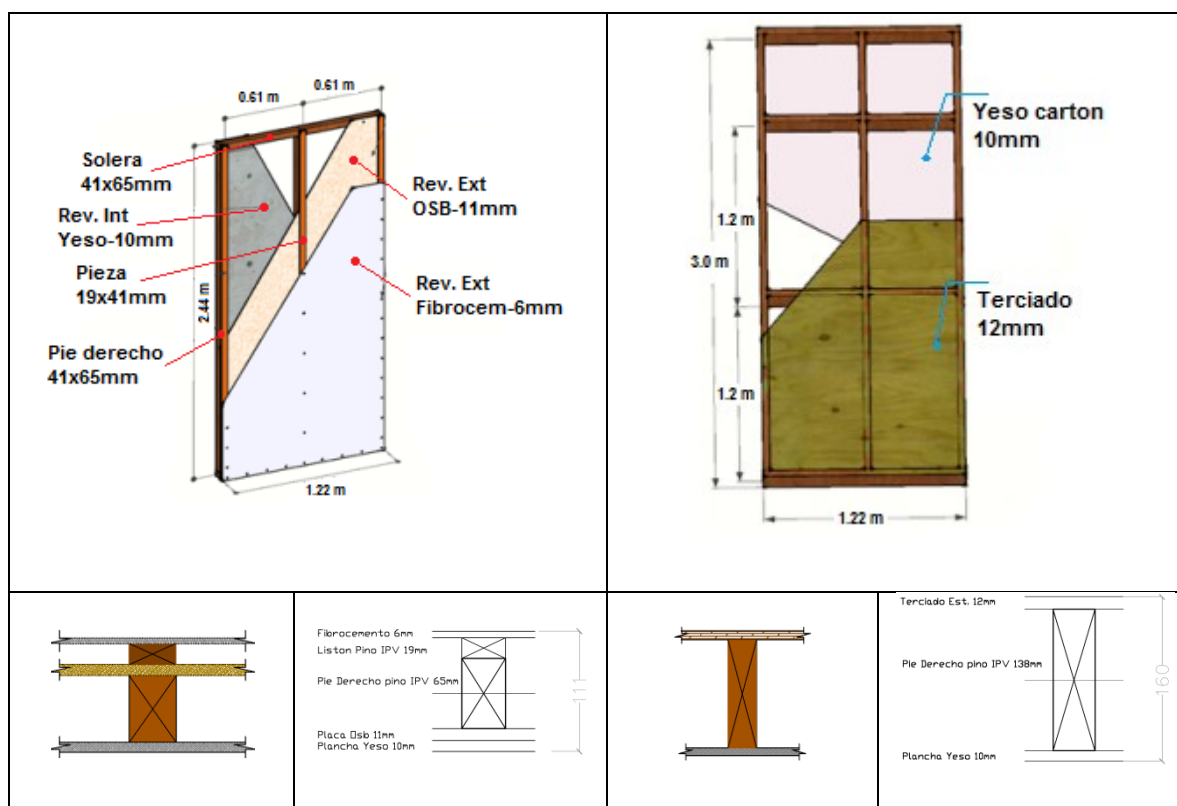
El marco de madera se fabrica en base a uniones clavadas con 2 clavos helicoidales (3 x 80 mm) por cada unión.

El tablero de yeso cartón es fijado a la madera cada 30 cm. por todo el perímetro, como a su vez en el pie derecho central; la fijación se realiza por medio de tornillo para madera (#6 x 1 ¼”).

El tablero OSB es fijado cada 15 cm por todo el perímetro, como a su vez el pie derecho central se fija cada 30 cm; la fijación se realiza por medio de clavos helicoidales (2.5 x 60 mm). Las piezas de madera son fijadas con 4 clavos helicoidales (2.5 x 60 mm) al tablero OSB y estructura de madera, de manera equidistante.

Finalmente el tablero de fibrocemento de 6 mm se fija a las piezas anteriores por medio de clavos Terrano clavados cada 15 cm.

En figura 6 se observa un esquema de la solución descrita (izquierda). Sin embargo, la solución definitiva, presenta como revestimiento interior al panel OSB, que es como, por facilidad constructiva, se fabricarán los paneles para la construcción de las viviendas.



**Figura 6. Configuración panel muro (solución #4) y panel losa.**

b) Solución Losa.

- Generalidades.

Panel de geometría rectangular (1220x3000mm), con pie derechos y soleras de pino radiata, revestimiento interior de volcanita y revestimientos exteriores de tablero contrachapado, formando una configuración de 160(mm) de espesor. Según NCh 806 corresponde a un panel de tipo I clase C.

- Materiales y características constructivas.

Fabricado en base a un marco de madera cepillada de pino radiata de sección 41 x 138 mm, con 1 división central a 60 cm desde el borde al centro de la pieza, y 2 pares de cadenas de la misma sección localizadas a 120 cm desde el borde al centro de la pieza, luego 120 cm de centro a centro. La losa fue revestida por una cara con tablero yeso cartón de 10 mm fijado con tornillo para madera (#6 x 1 ¼") cada 30 cm. Por la otra cara se reviste con tablero contrachapado de pino de 12 mm fijado por medio de clavos helicoidales (2.5 x 60 mm) separados cada 15 cm en todo el perímetro y a 30 cm en las piezas centrales. Ver en figura 6 (derecha).

### 3.4.2. Descripción Ensayos.

A continuación, como se menciona anteriormente, sólo se describen los ensayos de flexión, compresión y carga horizontal, para las soluciones utilizadas en el diseño de las viviendas.

#### a) Ensayo de Flexión.

- Aplicado a panel solución #4, #8 y losas, en posición horizontal.
- Se ensayaron un total de 12 probetas en caso de muros, 6 por cada solución (3 por cada cara; panel asimétrico respecto de sus revestimientos) y 3 probetas más para la solución losa.
- La luz de ensayo se toma como la distancia entre apoyos e igual a 2.2 m y 2.8 m para muros y losa, respectivamente.

#### b) Ensayo de Compresión.

- Aplicado a panel solución #4 y #8, en posición vertical.
- Se ensayaron un total de 6 probetas, 3 por cada solución.
- Se considera como luz de ensayo el ancho del panel; 1.22 m.
- Para medir las deflexiones verticales se utilizó una longitud de referencia en los transductores de desplazamiento de 2.2 m.

#### c) Ensayo de Carga Horizontal.

- Aplicado a panel solución #4 y #8, en posición vertical.
- Se ensayaron un total de 6 probetas, 3 por cada solución.
- Se considera como luz de ensayo el ancho del panel; 1.22 m.

En todos los casos se aplicaron incrementos de cargas iguales, con una tolerancia de 10% de la carga. Siempre el número de incrementos de carga fue superior a 5 y después de la aplicación de cada incremento de carga, se mantuvo el nivel de carga lo más constante posible por un periodo adecuado.

#### 4. RESULTADOS.

En el siguiente capítulo se resumen los resultados de los ensayos mecánicos y de los cálculos asociados a los elementos que componen la estructura de las viviendas.

##### 4.1. Ensayos Mecánicos.

En tabla 1 se muestra el resumen de los resultados experimentales para solicitaciones de compresión, carga horizontal (en el plano del panel) y flexión (fuera del plano del panel).

**Tabla 1. Resultados Ensayos Experimentales.**

Ensayo	Resistencia Máxima a Compresión (T)	Resistencia Máxima a Carga Horizontal (T)	Resistencia Máxima a Flexión (T)		
			sol#4c1	sol#4c2	Losa
Probeta N°	sol#4	sol#4	sol#4c1	sol#4c2	Losa
1	10.19	1.61	1.62	1.60	3.05
2	8.93	2.93	1.44	1.22	3.04
3	9.07	2.98	1.41	1.42	3.10
Promedio	9.40	2.51	1.49	1.41	3.06

En anexo C, se presentan los resultados de los ensayos según formato descrito en las Normas Chilenas correspondientes, mencionadas en acápite 2.1, y el procedimiento que permite determinar la resistencia admisible característica de los paneles. Esta última, se resumen en tabla 2.

**Tabla 2. Resistencias Admisibles Panel.**

Ítem	Compresión	Carga horizontal	Flexión fuera del plano Muro	Flexión fuera del plano Losa
Dimensión a dividir (m)	1.22	1.22	2.2	2.8
Resistencia admisible panel (Ton)	2.50	0.45	0.34	0.85
Resistencia admisible panel (kg/m)	2045.20	368.73	154.95	303.36

## 4.2. Elementos Estructurales.

Se presentan los resultados de los elementos pie derecho, vigas de piso, vigas maestras, vigas de techo, uniones y fundaciones.

En anexo D se observan consideraciones y parámetros de diseño en cada caso evaluado.

### 4.2.1. Pie derecho Muro Estructural.

Se muestra en figura 8 un resumen de los resultados del elemento resistente pie derecho en ambas viviendas.

Se evalúa la resistencia a compresión y flexo-compresión, mostrando el valor de la interacción o razón entre las cargas solicitantes y cargas de diseño (resistencia), ecuación 1. Las cargas solicitantes se calculan a partir de ecuaciones 4 y 5.

Las distintas tipologías de pie derechos a evaluar se observan en figura 7.

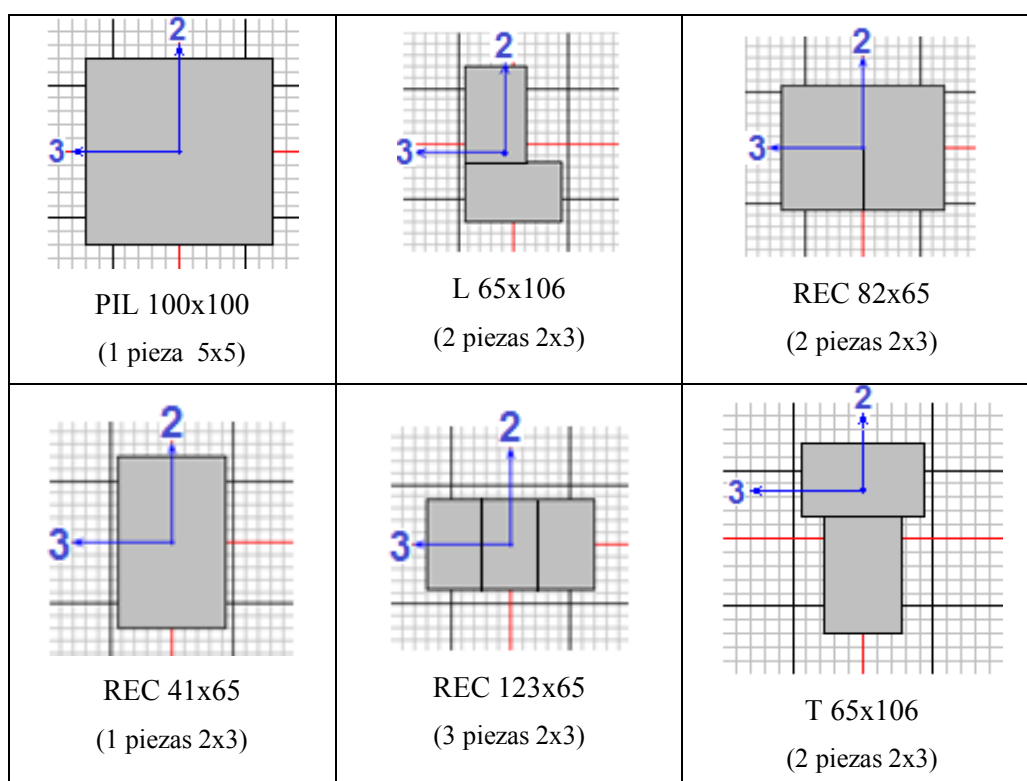
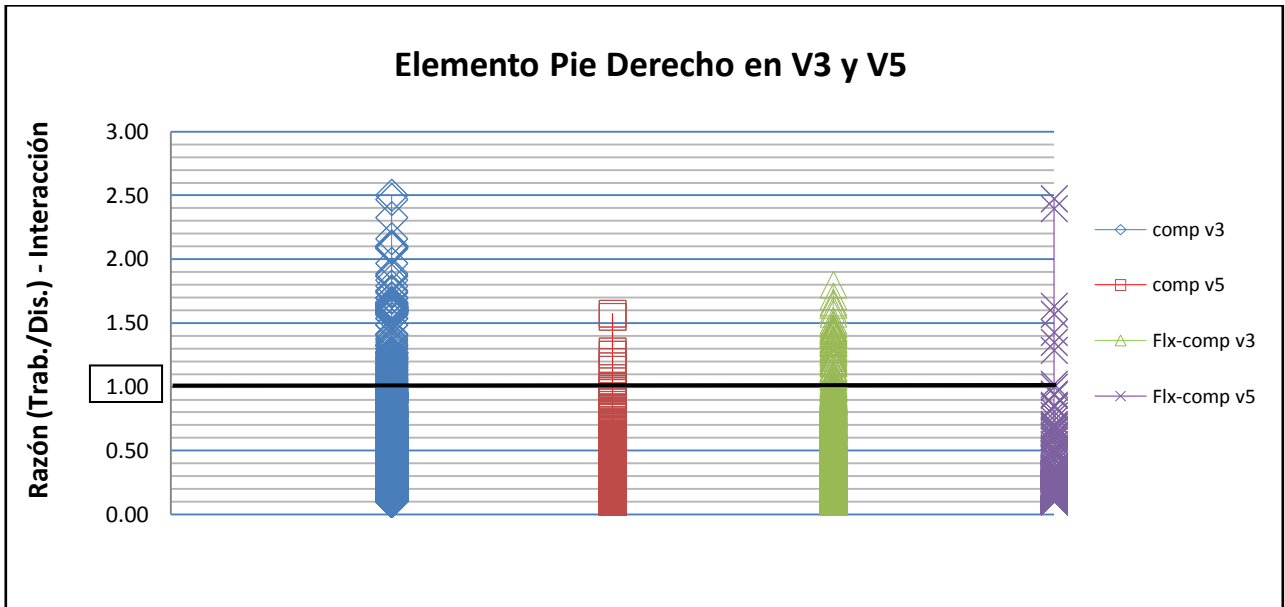


Figura 7. Tipos de pie derechos en V3 y V5.



**Figura 8. Resumen resultados pie derechos.**

Las primeras 2 columnas del gráfico anterior, para V3 y V5 respectivamente, muestran que la razón de compresión oscila en un rango amplio de valores, siendo estos superiores al admisible ( $f_{cp}/F_{cp} \leq 1$ ), alcanzando extremos de 2.50 y 1.57. Lo mismo ocurre con el valor de interacción de flexocompresión (columnas de la derecha), alcanzando extremos de 1.8 y 2.48 para V3 y V5 respectivamente.

#### 4.2.2. Vigas.

Se muestra en figura 11 un resumen de los resultados de elementos resistentes tipo viga en ambas viviendas (piso, maestra y techo).

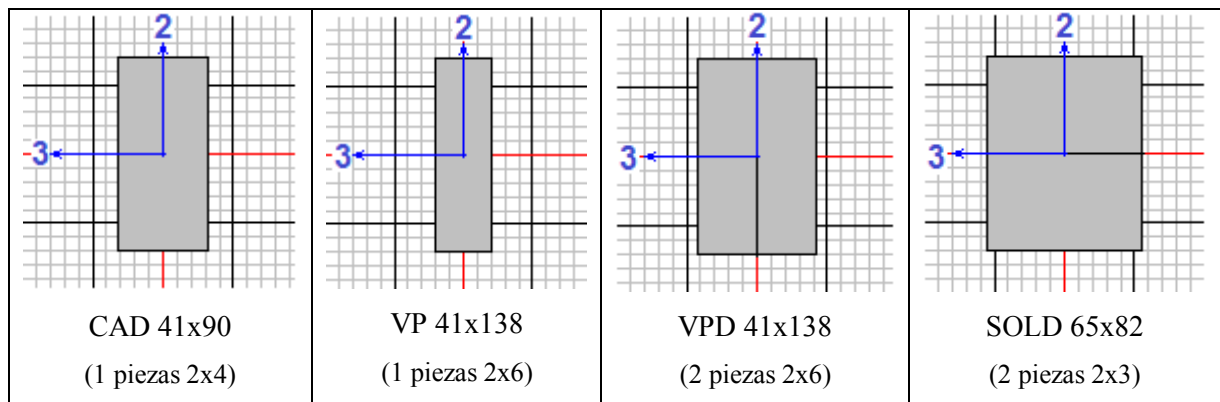
Se evalúa la resistencia a flexión, cizalle y deformada mostrando el valor de la razón entre las cargas solicitantes y cargas de diseño (resistencia). Las cargas solicitantes se calculan a partir de ecuaciones 2 y 3. En el caso de la deformada, se evalúa la razón entre el valor teórico (ecuación 6) y el valor extraído de software Etabs con el admisible de NCh1198.

Las vigas de piso más solicitadas, de escuadría 2x6" (41x138 mm), están ubicadas en cuadrantes II y IV, de largos 2681 mm y 2909 mm, separadas a 400 mm y 300 mm, respectivamente (figura 10).

Las vigas de piso maestras, de la vivienda V3 (escuadría 2x6" doble), B413 y B245, se disponen de manera estratégica para soportar el envigado de piso de los cuadrantes III, IV y V, de largos 2987 mm y 3963 mm, respectivamente.

Las vigas de techumbre corresponden a cerchas de escuadría 2x4" (41x90 mm), en cordones superior e inferior, para V3, y a vigas de 2x6" (41x138 mm), similar a paneles losa, para V5.

Las distintas tipologías de vigas a evaluar se observan en figura 9.



**Figura 9. Tipos de vigas en V3 y V5.**



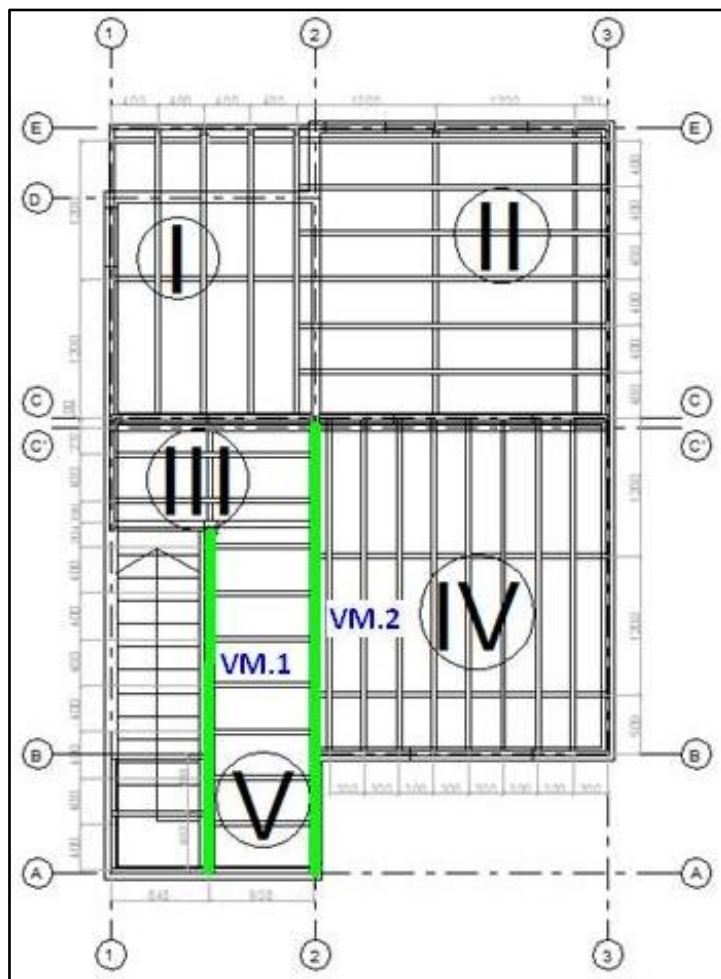
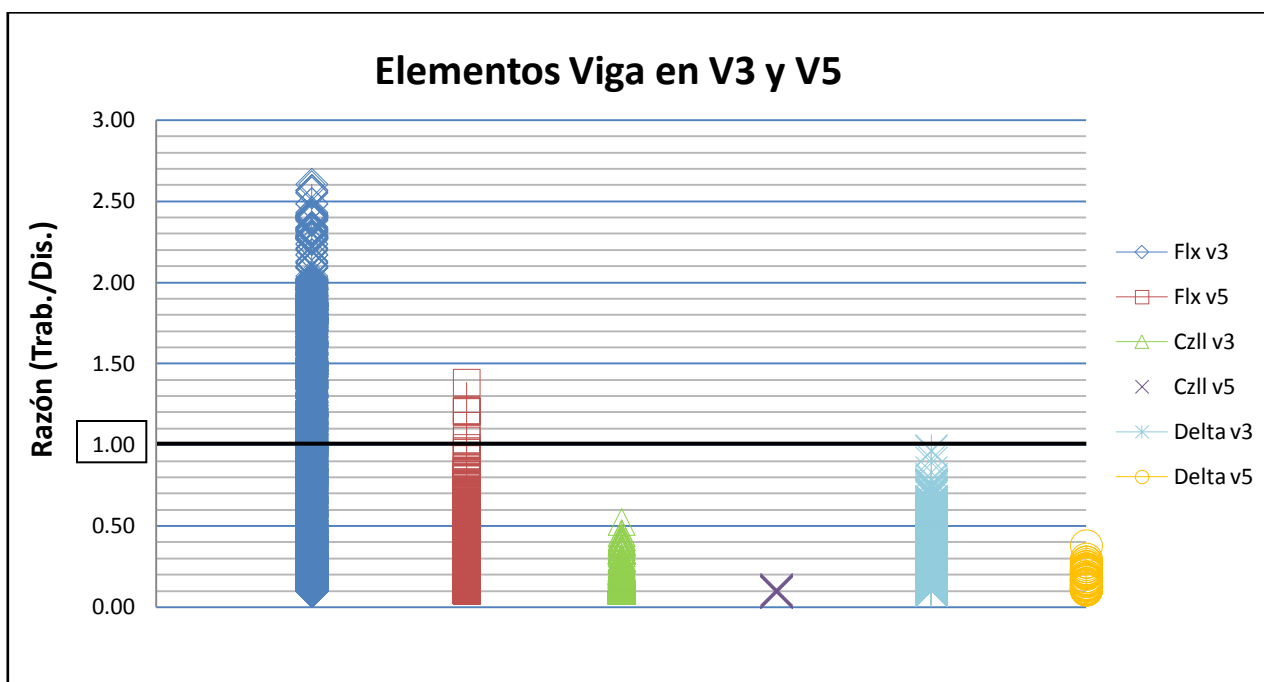


Figura 10. Distribución vigas de piso V3.



**Figura 11. Resumen resultados vigas.**

Se observa en gráfico anterior que la razón de flexión, primeras 2 columnas, en V3 y V5 respectivamente, es la más desfavorable en el análisis de los elementos viga. Llegando a valores extremos de 2.6 y 1.38. En el caso de razón de cizalle (columnas centrales) y deformación (columnas derecha), la relación demanda/capacidad cumple el valor admisible ( $f_{trabajo}/F_{diseño} \leq 1$ ).

#### 4.2.3. Uniones.

En figura 12 se presentan los resultados de las uniones principales de ambas viviendas. Estas corresponden a la unión de la placa arriostrante (OSB) con el marco de madera y a la unión entre la solera inferior del marco (de cada panel) con la viga de sobrecimiento.

- a) Unión de placa OSB al marco del panel estructural; soleras y pie derechos.

La unión se ejecuta con clavos helicoidales de 3.1x65 mm. El OSB es fijado en todo el perímetro cada 100 mm y el pie derecho central cada 200 mm.

La carga admisible de extracción lateral para la unión entre el marco de madera y la placa OSB es de 27.6 kg (modo III<sub>1</sub>, cizalle simple).

b) Unión del panel con solera inferior a viga de sobrecimiento.

Se evalúa la instalación de pernos de anclaje tipo J, de diámetro 12 mm, espaciados a 1 m y con una penetración mínima en el sobrecimiento de 150 mm.

La carga admisible de extracción lateral para la unión entre el marco de madera (solera inferior) con la solera de amarre y el sobrecimiento es de 382.3 kg (modo IV, cizalle doble).

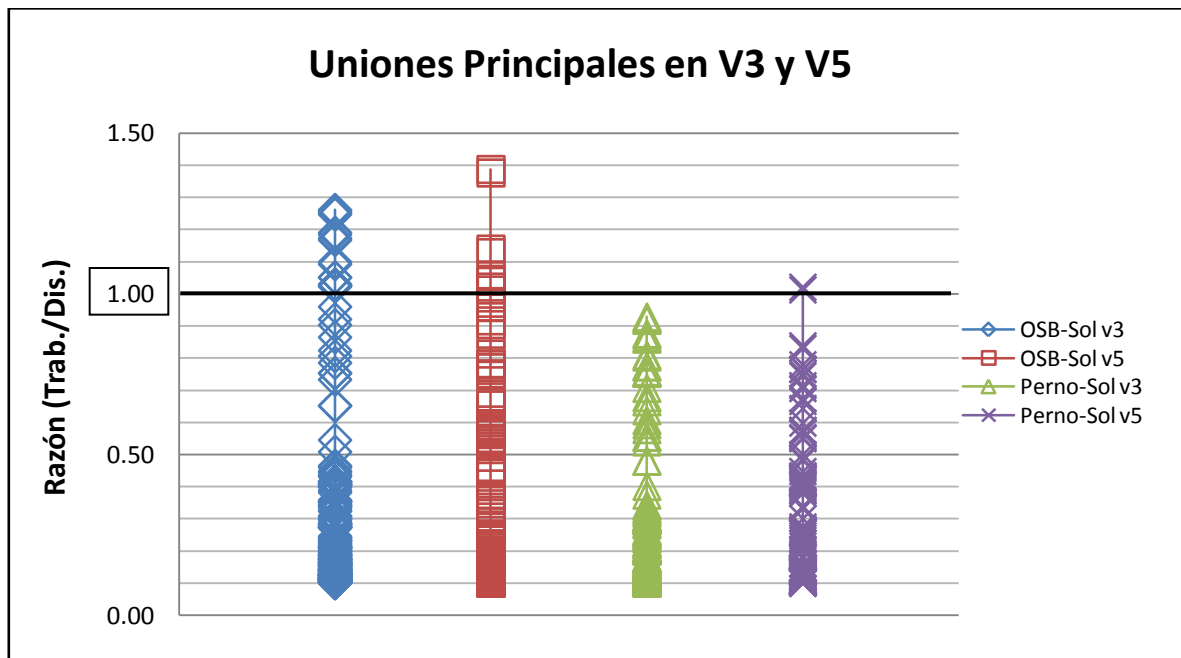


Figura 12. Resumen resultados uniones.

En gráfico anterior (columnas de la izquierda) se observa que la razón demanda/capacidad para uniones clavadas supera el valor admisible, alcanzando valores extremos de 1.26 y 1.39 para V3 y V5 respectivamente. En columnas de la derecha se aprecia que la unión del panel al sobrecimiento cumple las restricciones normativas.

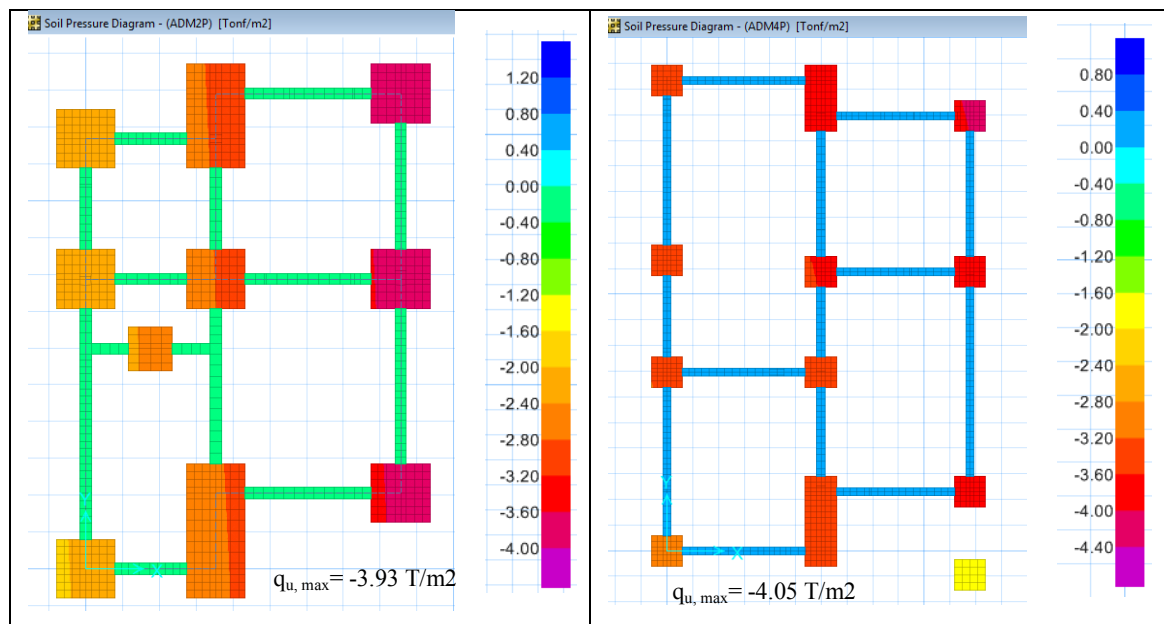
### 4.3. Fundaciones.

Se presentan los resultados del diseño de las fundaciones de las viviendas. La propuesta consiste en cimientos aislados de altura 35 cm y sección mínima de 80x80, en V3 y V5, amarradas por una viga de sobrecimiento de sección 15x30 cm.

#### 4.3.1. Distribución de presiones sobre el terreno.

Se evalúa que las presiones ejercidas sobre el terreno no superen la capacidad admisible de este, asumiendo como valor límite  $10 \text{ T/m}^2$ , el más desfavorable, correspondiente a un suelo arenoso de grano fino (5.7.1, OGUC 2010).

El análisis se realiza con el software SAFE v12, y para este caso, se aplican las combinaciones de carga que se muestran en acápite 2.2.1 (verificación por método de tensiones admisibles). En figura 13 se observa la distribución de presiones más desfavorable en cada vivienda.



**Figura 13. Distribución de presiones en el terreno, V3 (ADM2P) y V5 (ADM4P).**

En anexo D se observa un ejemplo de diseño de zapata aislada.

#### 4.3.2. Vigas de sobrecimiento.

Se determina si la enfierradura propuesta para las vigas de amarre, de sección 15x30, resiste adecuadamente los esfuerzos generados por las distintas combinaciones de carga impuestas al modelo de las viviendas (resistencia última). La armadura longitudinal corresponde a una sección de  $4.15 \text{ cm}^2$  ( $4\Phi 10 + 2\Phi 8$ ) y estribos  $\Phi 8@15 \text{ cm}$ , para V3 y V5.

La viga de sobrecimiento se modela como una viga simplemente apoyada, y se diseña en ambos casos, la que presenta mayores esfuerzos de flexión y corte. A continuación, se observan los esfuerzos más desfavorables.

- a) Vivienda V3.
  - ubicación: Eje 1.
  - combinación: DIS1.
  - largo: 3936 mm.
  - corte último ( $V_u$ ): 0.99 Ton.
  - momento último ( $M_u$ ): 1.52 Ton-m.
  
- b) Vivienda V5.
  - ubicación: Eje 43
  - combinación: DIS2N.
  - largo: 4280 mm.
  - corte último ( $V_u$ ): 1.03 Ton.
  - momento último ( $M_u$ ): 1.57 Ton-m.

El diseño de la enfierradura para la viga más solicitada (en V5), considerando un hormigón H-25, acero A63-42H y  $d=25 \text{ cm}$ , es satisfactorio (Anexo D).

## 5. DISCUSIÓN.

En el siguiente capítulo se analizan los resultados del diseño estructural de los elementos que componen la estructura de ambas viviendas. Se compara lo obtenido a través de lo dispuesto en la norma de cálculo, NCh 1198, con los resultados de resistencia determinados experimentalmente, sólo en los casos en que el diseño por norma no fue satisfactorio.

### 5.1. Pie Derecho Muro Estructural.

Se observa en acápite 4.2.1 que los pies derechos no cumplen con el diseño a compresión ni flexocompresión señalado en NCh 1198.

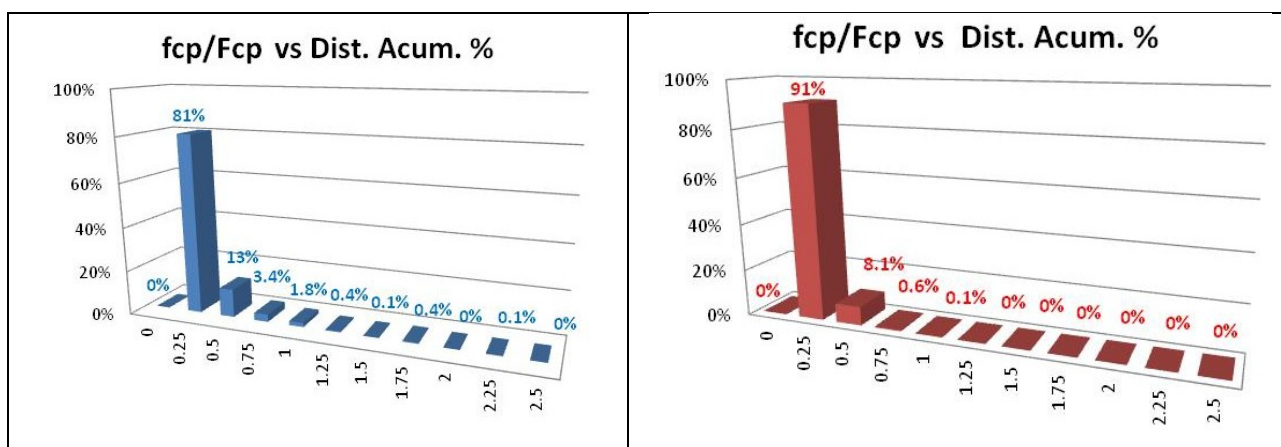
#### 5.1.1. *Compresión.*

Las combinaciones de carga más desfavorables corresponden a  $ADM2N= PP+0.75SC-0.75VX$  para V3 y a  $ADM6N=PP-VX$  para V5, observándose valores de 2.50 y 1.57, respectivamente (casos más extremos, pie derecho individual de 41x65mm).

En V3, el pie derecho se ubica en el eje C, y corresponde a un extremo de abertura para puerta. Por lo tanto, en la práctica, este elemento será reforzado con algún listón u otro similar, incluso con un pie derecho de igual escuadría (lo recomendado), aumentando sus propiedades resistentes frente a esfuerzos de compresión.

En V5, el pie derecho se ubica en el eje C, y al igual que en V3, se encuentra en el extremo de una abertura. Además, corresponde a un eje que sólo presenta características de estructural (arriostrado con placa OSB) en una extensión muy corta. (Anexo D).

En figura 14, se observan histogramas que muestran, en términos porcentuales, la cantidad de elementos que sobrepasan el valor admisible.



**Figura 14. Histograma de compresión en V3 y V5.**

En V3, para una muestra de 37625 resultados, incluyendo todos los tipos de pies derechos y todas las combinaciones de carga, se tiene que un 1.095% supera la unidad. Los elementos que fallan son: C10, C109, C11, C12, C13, C14, C15, C17, C18, C21, C22, C47 y C9 (41x65mm), básicamente para casi todas las combinaciones.

En V5, la muestra asciende a 33050 valores y sólo el 0.048% supero el valor admisible. Los elementos que fallan son C49 y C53 (41x65mm), para las combinaciones que incluyen la carga eventual de viento.

Por otro lado, de acuerdo a resultados expuestos en tabla 2, la tensión admisible experimental (o de diseño,  $F_{cp,Exp}$ ) de un pie derecho individual, corresponde a 3.06 Mpa, siendo así los nuevos valores de interacción 0.4 y 0.25 para viviendas V3 y V5, respectivamente.

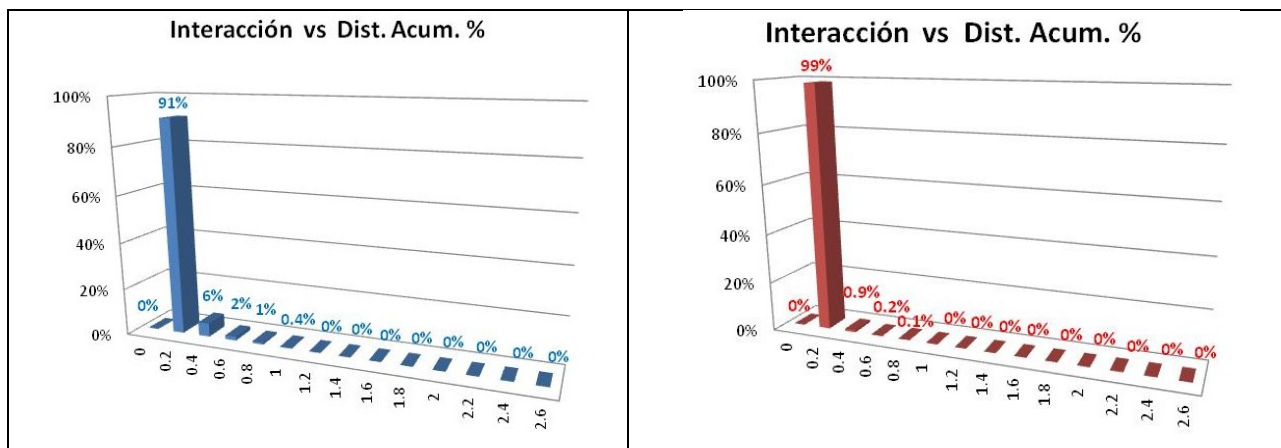
### 5.1.2. Flexo-compresión.

Las combinaciones de carga más desfavorables corresponden a ADM7P= PP+VY para V3 y a ADM6N=PP-VX para V5, observándose, en los casos más extremos, valores de interacción de 1.8 y 2.48.

En V3, el pie derecho se ubica en el eje A, y corresponde al elemento central del panel estructural, con continuidad de este en el segundo nivel.

En V5, se repite el pie derecho más desfavorable, a pesar de presentar una sollicitación baja a flexión. Esto se debe a que la tensión de diseño a compresión es muy baja, por lo tanto el peso del primer término de la ecuación de interacción (Ecc. 5) es alto. (Anexo D).

En figura 15, se observan histogramas que muestran, en términos porcentuales, la cantidad de elementos que presentan un valor de interacción superior a la unidad.



**Figura 15. Histograma de flexocompresión en V3 y V5.**

En V3, para una muestra de 39671 resultados, incluyendo todos los tipos de pies derechos y todas las combinaciones de carga, se tiene que un 0.161% supera la unidad. Los elementos que fallan son: C16, C20, C22, C24, C25, C26, C28, C29, C8, C82, C87, C89 y C9 (41x65mm), para combinación ADM1 y el resto de las combinaciones que incluyen la carga de viento.

En V5, la tendencia es idéntica a lo ocurrido con la resistencia a compresión; mismos elementos, misma cantidad y en las mismas condiciones.

Acudiendo nuevamente a los resultados experimentales, se tiene que los valores de flexocompresión son 0.5 y 0.27 para V3 y V5 respectivamente. Lo anterior, en caso de sumar las razones P/Padm y M/Madm. Por otro lado, usando los valores admisibles de resistencia (experimental) en compresión (3.06 Mpa) y flexión (10.62 Mpa) en la ecuación 5, se tiene que los valores de interacción son 0.85 y 0.061 para V3 y V5 respectivamente.



## 5.2. Vigas de Piso.

Las vigas de piso de la vivienda V3 más desfavorables, B305 y B283, no cumplen los requisitos de flexión impuestos en NCh 1198, con valores de razón entre las tensiones de trabajo y tensiones de diseño muy superiores a la unidad (casos más extremos); 2.57 y 2.60, respectivamente, siendo la combinación ADM1= PP+SC la más desfavorable. Sin embargo, a cizalle y deformada, tanto estas como las demás vigas (piso y techo) cumplen diseño normativo.

En figuras 16, 17 y 18 se muestran los histogramas de flexión, cizalle y deformada para viviendas V3 y V5.

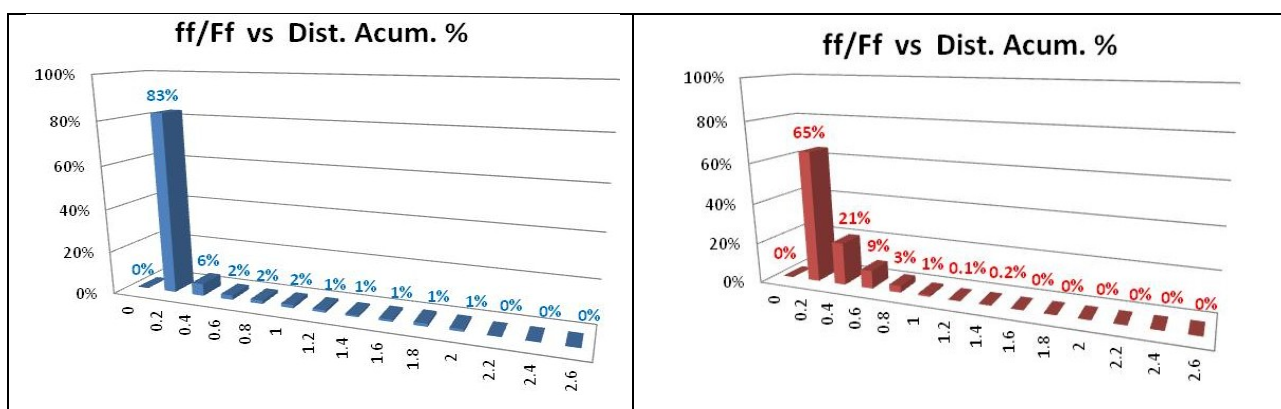


Figura 16. Histograma de flexión en V3 y V5.

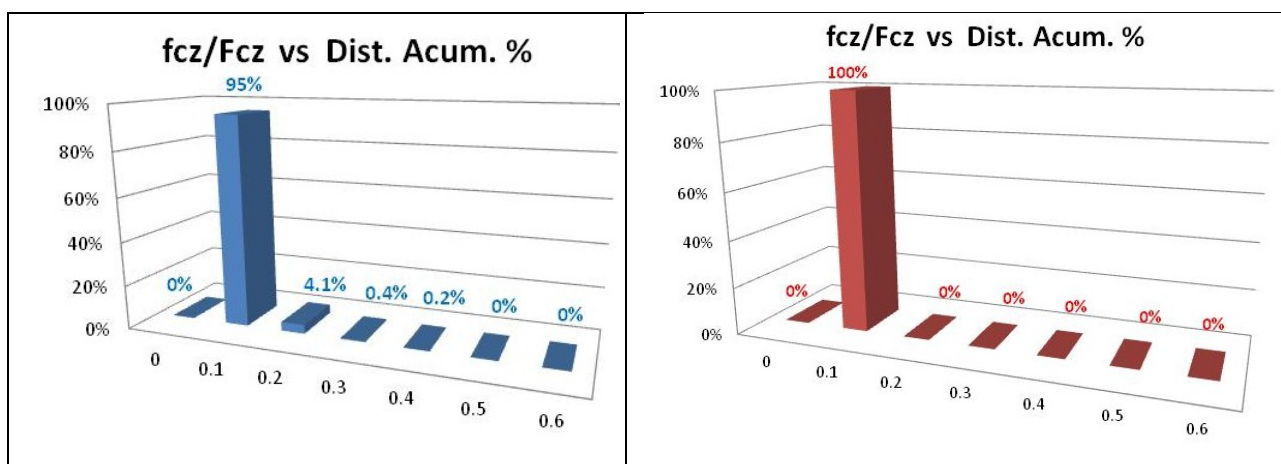
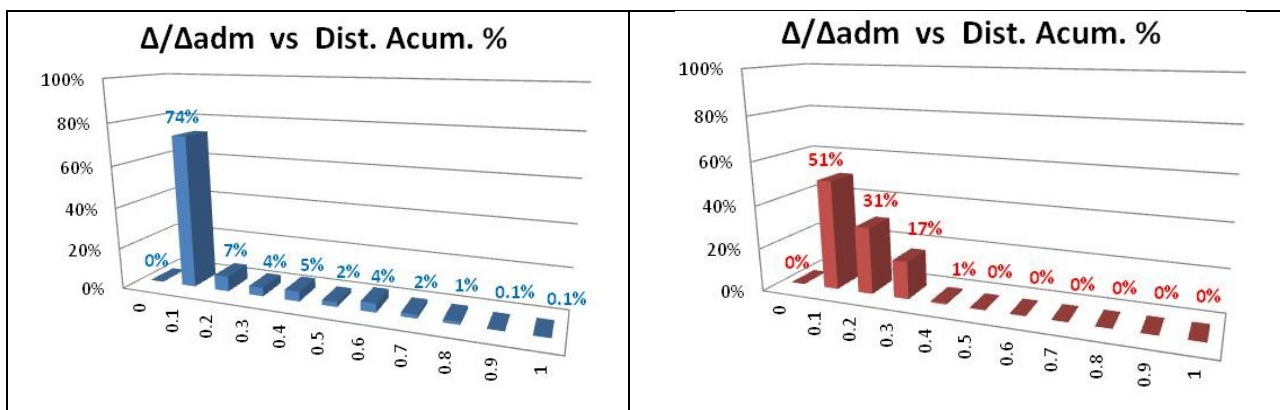


Figura 17. Histograma de cizalle en V3 y V5.



**Figura 18. Histograma de deflexión en V3 y V5.**

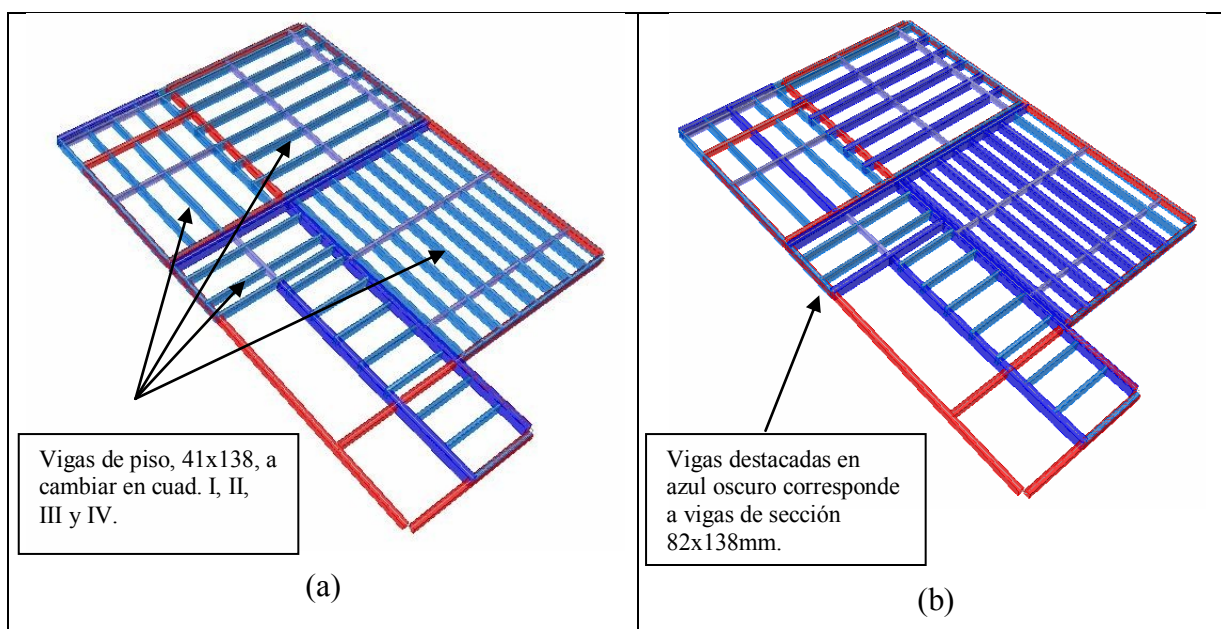
En el caso de flexión, para V3, de una muestra de 25324 resultados, incluidas vigas de techo (cordón superior e inferior) un 5.82% de los elementos superan el valor admisible. Estos corresponden, como se mencionaba en párrafos anteriores, a vigas de solución entrepiso (41x138mm). Ante solicitaciones de cizalle y deformación, el 100% de los resultados, para vigas de piso y techo, en V3 y V5, se encuentran dentro del rango admisible.

Por otro lado, Aplicando los resultados expuestos en tabla 2, la tensión de diseño en flexión (experimental) alcanza el valor de 7.47 Mpa, obteniendo con esto razones de 1.62 y 1.64 para vigas de cuadrantes II y IV, respectivamente (V3). Por lo tanto, las vigas de piso, en cuadrantes II y IV, necesitan una **reestructuración**.

En este caso, se optó por mantener la separación entre las vigas, 400 y 300 mm, para cuadrantes II y IV, respectivamente, y la altura de estas, 138 mm, para dar paso a un aumento en la base de estos elementos, pasando de 41 mm a 82 mm, es decir, disponerlas de manera doble.

Este cambio reviste un aumento en la resistencia de los elementos, siendo con esto las máximas interacciones 0.72 y 0.88, en cuadrantes II y IV, respectivamente. Básicamente, más que aumentar de manera significativa las tensiones de diseño; Sólo  $F_{fv}$ , de 4.70 (Mpa) hasta 5.12 (Mpa). Lo que se consigue es disminuir, de manera considerable, las tensiones de trabajo, en este caso, de 12.25 (Mpa) hasta 4.14 (Mpa), es decir, casi en un 300%, debido al aumento en el módulo resistente  $W_{x,y}$ .

La disposición final del entrepiso se observa en láminas de estructura, adjuntas al presente informe. Se observa en figura 19 una imagen extraída desde Etabs, del nuevo entrepiso.



**Figura 19. (a) Solución entrepiso V3 original. (b) Propuesta mejoramiento entrepiso V3.**

### 5.3. Vigas de Techo.

Las vigas de techo, salvo en el caso del diseño a flexión para V5 (41x138mm), cumplen satisfactoriamente las restricciones impuestas en NCh 1198.

Las vigas de techo que superan el valor admisible, representan un 0.28% de los resultados analizados.

La combinación de carga más desfavorable corresponde a ADM1= PP+SC, alcanzando una interacción máxima de 1.38. Por otro lado, la solución de techo para V5 corresponde a paneles de similares características que la solución de entrepiso para V3. Por lo tanto, la resistencia admisible real (a flexión) de estas vigas es de 7.47 MPa, obteniendo así una razón de 0.87. Lo que implica un comportamiento satisfactorio ante las cargas de diseño.

Según Norma Chilena de cálculo NCh 1198 of 2006, en apartado 7.4.2.6, se permite determinar las deformaciones de vigas enrejadas (cerchas V3, 41x90mm) a través de un cálculo aproximado que considera sólo la deformación estática de los cordones. Para que esto sea efectivo, la relación entre el largo y la altura del enrejado plano debe ser  $L/h < 10$ ; siendo 5.56 y 5.49 para cercha tipo I y tipo II, respectivamente (ver láminas de estructura, Anexo E).

### 5.4. Uniones.

Para el caso de las uniones clavadas, placa arriostrante OSB con soleras de panel solución muro, el comportamiento ante las cargas de trabajo no es satisfactorio de acuerdo a criterios de NCh 1198.

El comportamiento de los pernos de anclaje es satisfactorio, pues el 100% de los resultados analizados se encuentra bajo el valor admisible (perno  $\Phi 12\text{mm @}1\text{m}$ ).

La combinación de carga más desfavorable corresponde a  $\text{ADM6N} = \text{PP-VX}$  para V3 y  $\text{ADM10N} = 0.6\text{PP-VX}$  para V5. Estos paneles, ambos ubicados en respectivos Ejes B (Anexo E), corresponden a los ejes más desfavorables por tener las aberturas más extensas, haciendo con esto que la carga de corte efectiva sea mayor.

En figuras 20 y 21, se observan los histogramas para unión soleras-OSB y soleras-cimientos, respectivamente.

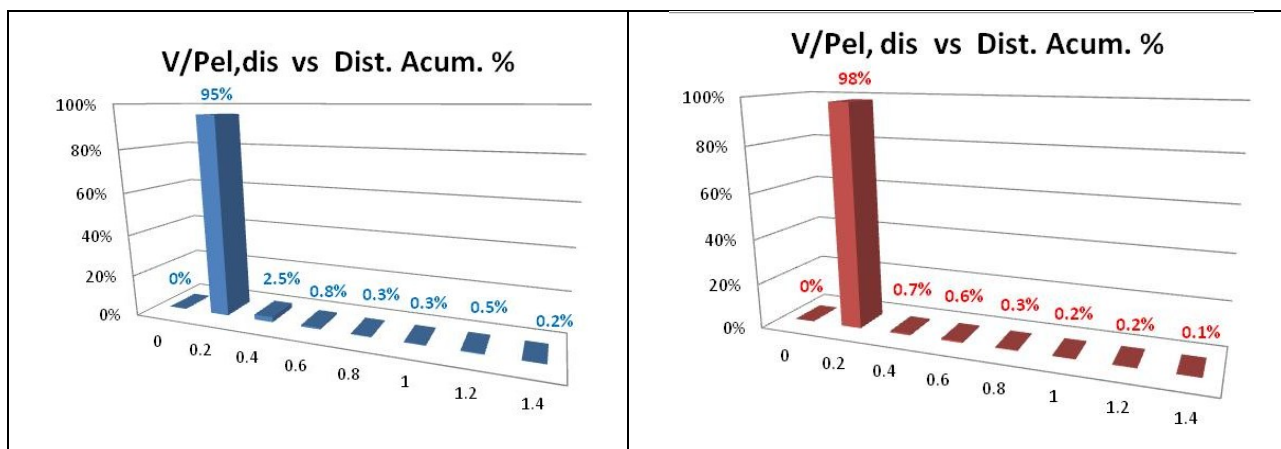
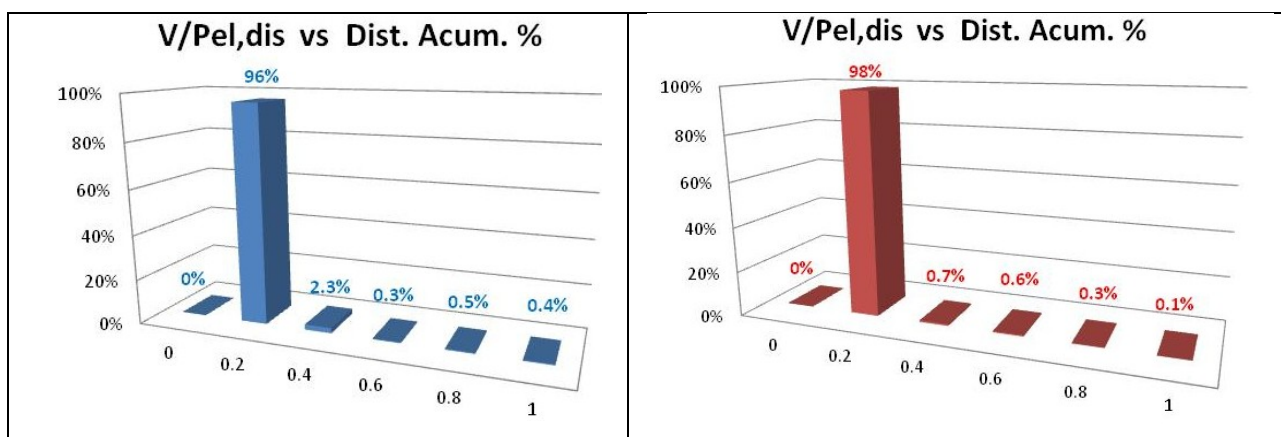


Figura 20. Histograma unión solera-OSB en V3 y V5.



**Figura 21. Histograma unión solera-cimiento en V3 y V5.**

En el caso de unión solera-OSB, el 0.69% de los resultados supera el valor admisible en V3, y en V5 lo hace el 0.26%.

Sin embargo, experimentalmente, se determina una resistencia admisible de los paneles al corte de 368.7 kg/m, lo que haría disminuir la interacción de 1.39, para V5, a 1.03. Por lo tanto, con una excedencia de sólo un 3% y tomando en cuenta que los paneles son fijados a las fundaciones mediante pernos de anclaje, se puede considerar un comportamiento adecuado de los paneles frente a los esfuerzos de corte generados.

## 6. CONCLUSIONES.

El análisis de resultados de los ensayos mecánicos, realizados a paneles ventilados de madera, contruidos a escala, permite determinar valores de resistencia experimental de los elementos estructurales que los componen; pie derecho en panel muro y viga en panel losa.

La resistencia experimental es mayor que la resistencia admisible (NCh 1198) 1.6 veces en flexión para vigas, y 2.07 y 6.38 veces para pies derechos, en flexión y compresión respectivamente. Estos valores contribuyen a la verificación estructural de las viviendas como un complemento al diseño normativo.

El modelo 3D implementado en software ETABS cumple satisfactoriamente la función de analizar las viviendas ante los estados de carga señalados en normativa vigente. Permite cuantificar de manera rápida, para todas las combinaciones de carga aplicadas, los esfuerzos de diseño en elementos viga y pie derecho.

El diseño estructural realizado para las viviendas en estudio, V3 de dos pisos y V5 de un piso, basado en NCh 1198 Of. 2006, presenta un déficit de resistencia ( $f_{trabajo}/F_{diseño} \geq 1$ ) en los elementos principales que componen la estructura soportante. En el caso más extremo la relación demanda vs capacidad alcanza un valor de 260% de sobre-exigencia.

Sin embargo, del total de casos analizados, para todos los elementos evaluados y todas las combinaciones de carga aplicadas a los modelos, sólo se registro fallas en el 1.35% de los pies derechos y en el 6.1% de las vigas. En el caso de las uniones clavadas, un 0.95% de los casos fue superior al 100%. Dicho de otro modo, en al menos un 90% de las evaluaciones el diseño normativo fue satisfactorio.

En base a lo anterior, se utiliza los valores de resistencia experimental para evaluar la relación demanda/capacidad de los elementos que fallan. Salvo en el caso de las vigas de piso en V3, todos los elementos y uniones quedan trabajando dentro del rango admisible; 40% a compresión, 85% a flexocompresión y 87% a flexión (vigas de techo en V5).

Por otro lado, el sistema de fundaciones propuesto, zapatas aisladas, cumple satisfactoriamente los requerimientos normativos. Contribuyendo con esto al carácter económico de las viviendas estudiadas. El ahorro de hormigón, respecto de las dimensiones mínimas señaladas en la O.G.U.C (cimiento de 200x600mm), es de 1.25 m<sup>3</sup> en V3 y 2.23 m<sup>3</sup> en V5.

En láminas de estructura se observan recomendaciones respecto de la ubicación de los anclajes y fijaciones, en plantas del primer y segundo nivel, con el fin de dar estabilidad ante fuerzas de levantamiento a las viviendas.

En general una evaluación estrictamente normativa en el caso de viviendas sociales innovativas, estructuradas en base a paneles de madera que cumplen atributos bioclimáticos, no es suficiente para verificar en términos estructurales. Por esto, se hace necesario apoyar el diseño con resultados experimentales de resistencia. Los cuales hacen válidas las propuestas arquitectónicas en cuanto a seguridad y funcionalidad, compatibilizando un diseño modular que facilite la prefabricación de la construcción y cumpla estándares orientados a la sustentabilidad.

Por lo tanto, se recomienda en investigaciones futuras la realización de ensayos de resistencia que no se incluyen en este proyecto:

- Evaluar capacidad de corte de uniones con elementos mecánicos (clavos y pernos). Sobre todo la unión de anclaje solera-cimiento, para la cual no existen recomendaciones claras de diseño en normativa vigente de cálculo.
- Ensayos mecánicos a paneles especiales, es decir, que presenten aberturas de puertas y ventanas.

## 7. BIBLIOGRAFÍA.

- VICENTE A. PEREZ GALAZ. Manual de cálculo de construcciones en madera. 1° y 2° Volumen, Instituto Forestal – Corporación de Fomento de la Producción, Santiago, Chile, Abril 1990.
- ALEXANDER FRITZ DURÁN. La Construcción de Viviendas en Madera. CORMA, Santiago, Chile, Octubre 2004.
- CENTRO DE DESARROLLO EN ARQUITECTURA Y CONSTRUCCIÓN. Edificación en madera. Universidad del Bío-Bío, Concepción, Chile, 1987.
- BRAJA M. DAS. (1999). Principio de Ingeniería de Cimentaciones. International Thomson Editores, 4ª Edición. California State University, Sacramento, Estados Unidos.
- RIDDEL R., HIDALGO P. (2002). Diseño Estructural, Ediciones Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- HEMPEL R., GOYCOOLEA R., POBLETE C. (2009). Entramados de Madera (Libro 01). Ediciones Universidad del Bio Bio, Concepción, Chile.
- ESPINOZA C., MANRIQUEZ A. (2007). Diseño Estructural, Soluciones Constructivas y Montaje de Tipologías de Viviendas Sociales Prefabricadas en Madera de Pino Radiata para la Provincia de Arauco. Tesis de pregrado, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad del Biobío, Concepción, Chile.
- LIZAMA V. (2011). Desarrollo de Estrategias de Diseño Estructural en Viviendas Sociales de Madera. Tesis de pregrado, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Biobío, Concepción, Chile.
- AMERICAN WOOD COUNCIL (2001). National Design Specification for Wood Construction. American Forest & Paper Association, United States of America.
- DONALD E. BREYER, P.E. (2003). Design of Wood Structures-ASD. McGraw-Hill, fifth edition, United States of America.



- D.S. N°174 Ley y Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- OGUC: Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2010.
- ARAUCO. Ingeniería y Construcción en madera. 3ª Edición.
- NCh 433 Of. 96 Mod. 2009. Diseño sísmico de edificios.
- NCh 432 Of. 71 Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.
- NCh 1537 Of. 2009 Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- NCh 1198 Of. 2006 Madera – Construcciones en madera – Cálculo.
- El Sector Forestal Chileno 2006. INFOR.
- Catálogo Técnico LP, Building products.

## 8. ANEXOS.

### INDICE ANEXOS

Anexo A: Antecedentes Generales .....	44
A.1. Viviendas Sociales.....	44
A.2. Arquitectura Vivienda 2 Pisos.....	46
A.3. Arquitectura Vivienda 1 Piso.....	48
Anexo B: Parámetros de Diseño según Normas Chilenas de Cálculo Estructural.....	50
B.1. Cargas y Combinaciones.....	50
B.2. Tensiones Admisibles y de Diseño.....	53
B.2.1. Cálculo factores de modificación.....	54
B.2.2. Ecuaciones tensiones de diseño.....	58
B.3. Diseño Uniones.....	61
B.4. Diseño Fundaciones.....	62
Anexo C: Resultados de Ensayos Experimentales Según Normas Chilenas y Resistencias Admisibles....	71
C.1. Ensayo de Flexión.....	71
C.2. Ensayo de Compresión.....	79
C.3. Ensayo de Carga Horizontal.....	84
C.4. Resistencia Admisible Paneles.....	87
a) <i>Resistencia Característica</i> .....	87
b) <i>Factor de Seguridad Propio</i> .....	87
c) <i>Resistencia y/o Tensión Admisible</i> .....	88
d) <i>Presentación Resultados</i> .....	89
Anexo D: Resultados Verificación Estructural.....	90
D.1. Pies Derechos.....	90
D.2. Vigas.....	95
D.3. Uniones.....	99
D.4. Fundaciones.....	102
Anexo E: Modelo y Documentos de Proyecto.....	111
E.1. Plantas y Elevaciones Vivienda de 2 Pisos.....	111
E.2. Plantas y Elevaciones Vivienda de 1 Piso.....	117
E.3. Planos de Diseño Vivienda de 2 Pisos.....	121
E.4. Planos de Diseño Vivienda de 1 Piso.....	122

## **Anexo A: Antecedentes Generales**

### **A.1. Viviendas Sociales.**

Actualmente, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU), junto a sus servicios regionales (SERVIU), es el encargado de dar el visto bueno y/o participar, directamente, en el desarrollo de los proyectos habitacionales de carácter social en el país.

Para conseguir un estándar que identifique de manera clara las características de proyectos de índole solidario es que nace el Decreto Supremo N°174, cuya idea es mitigar la segregación socioespacial en ciudades y barrio, definiendo una reglamentación para los programas del Fondo Solidario de Vivienda.

El capítulo de mayor interés, para el desarrollo de este proyecto, del decreto mencionado, corresponde al observado en párrafo 8°: Requisitos Técnicos para Proyectos de Construcción. En particular, el Artículo 19, que señala el estándar mínimo. En figura A.1.1 se muestra el cuadro normativo del documento que grafica el estándar mencionado en términos de dimensiones y espacios mínimos.

Otro documento de interés es la Ordenanza General de Urbanismo y Construcciones (OGUC), la cual reglamenta a la ley homónima y regula el procedimiento administrativo, el proceso de planificación urbana, el proceso de urbanización, el proceso de construcción y los estándares técnicos de diseño y construcción. Principalmente en sus Títulos 5 y 6.

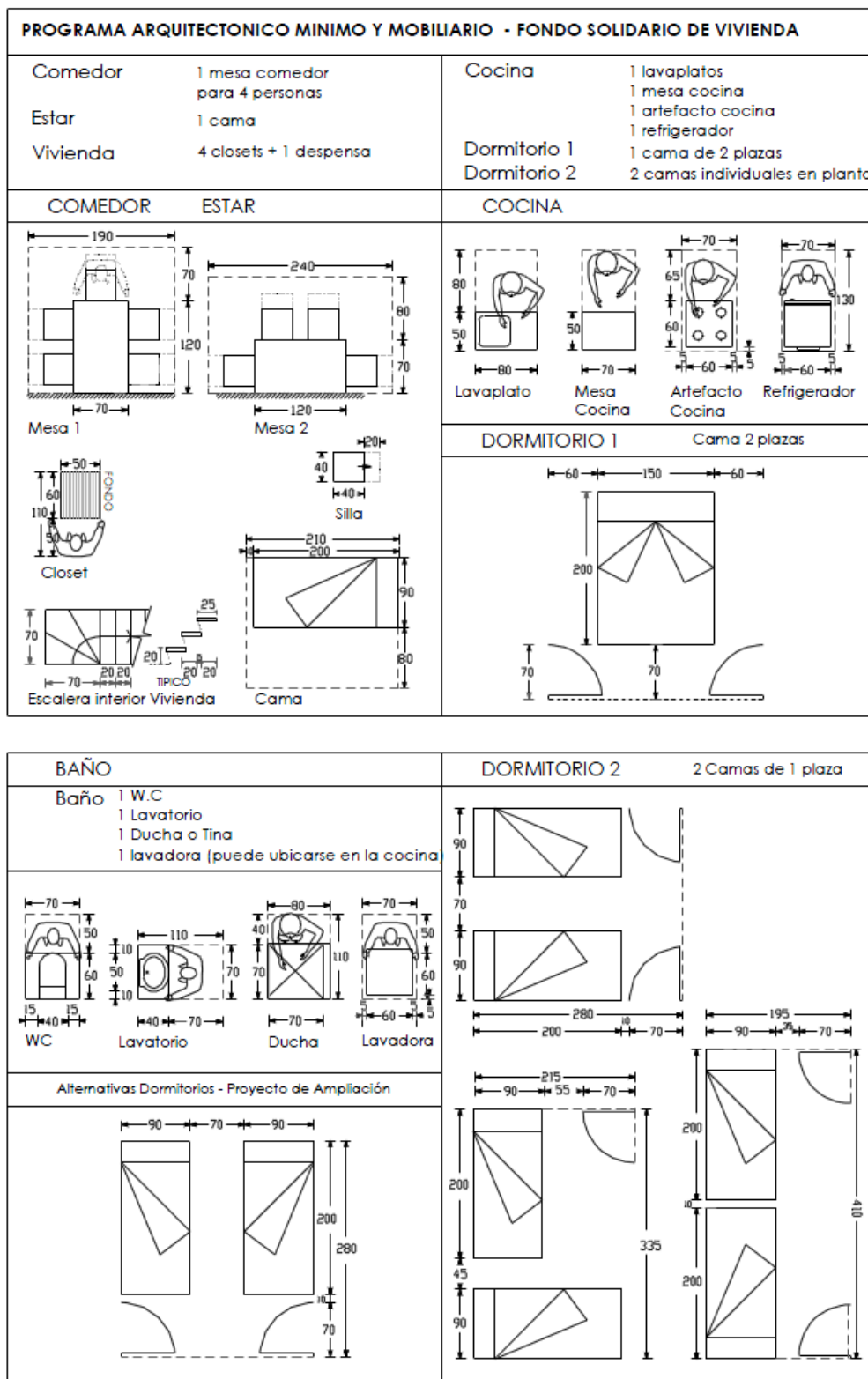


Figura A.1.1. Cuadro normativo, artículo 19 D.S N°174.

A.2. Arquitectura Vivienda 2 Pisos.

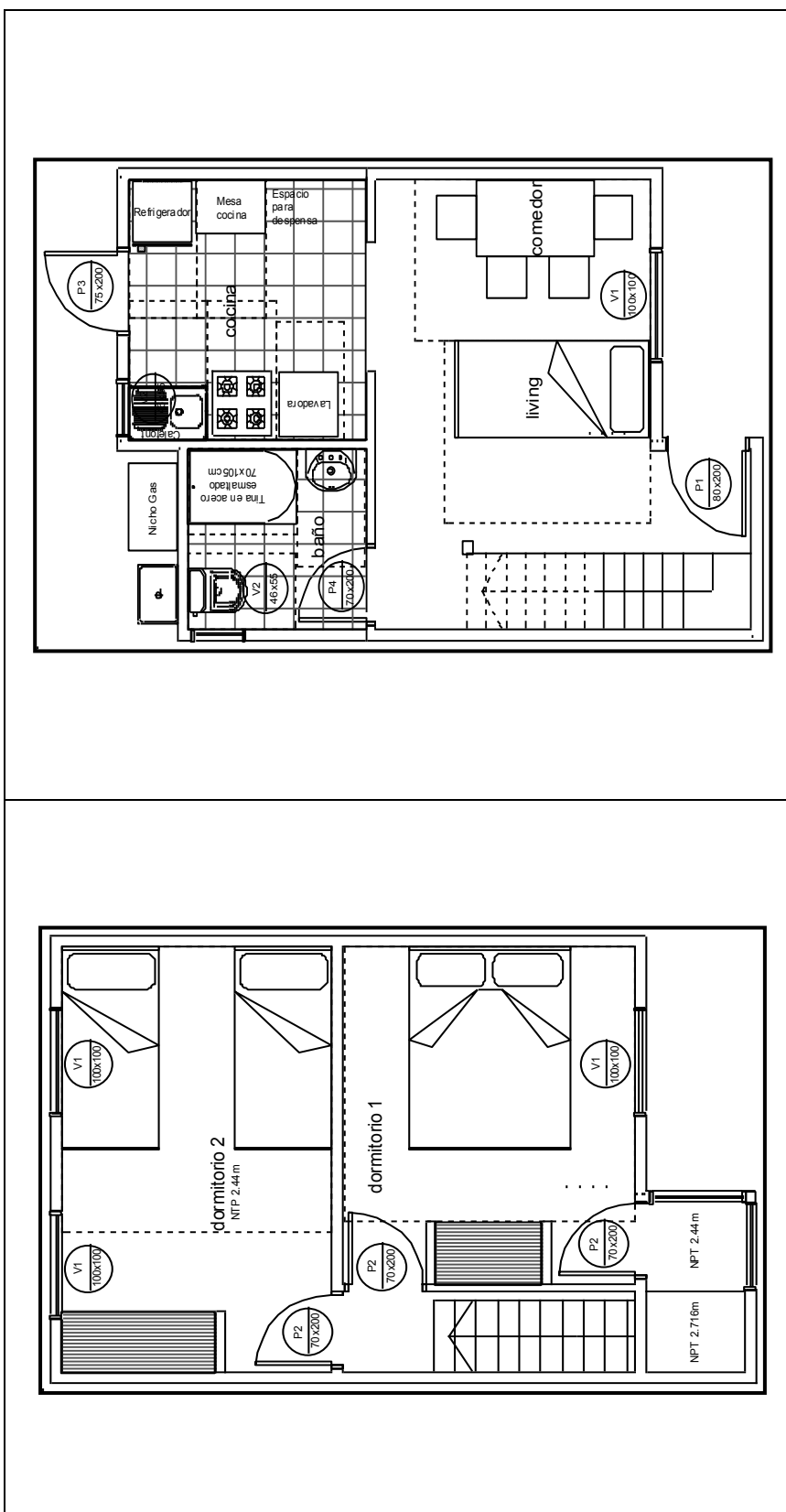


Figura A.2.1. Plantas 1er y 2do Nivel (V3).



Figura A.2.2. Elevaciones y 3D vivienda dos pisos (V3).

### A.3. Arquitectura Vivienda 1 Piso.

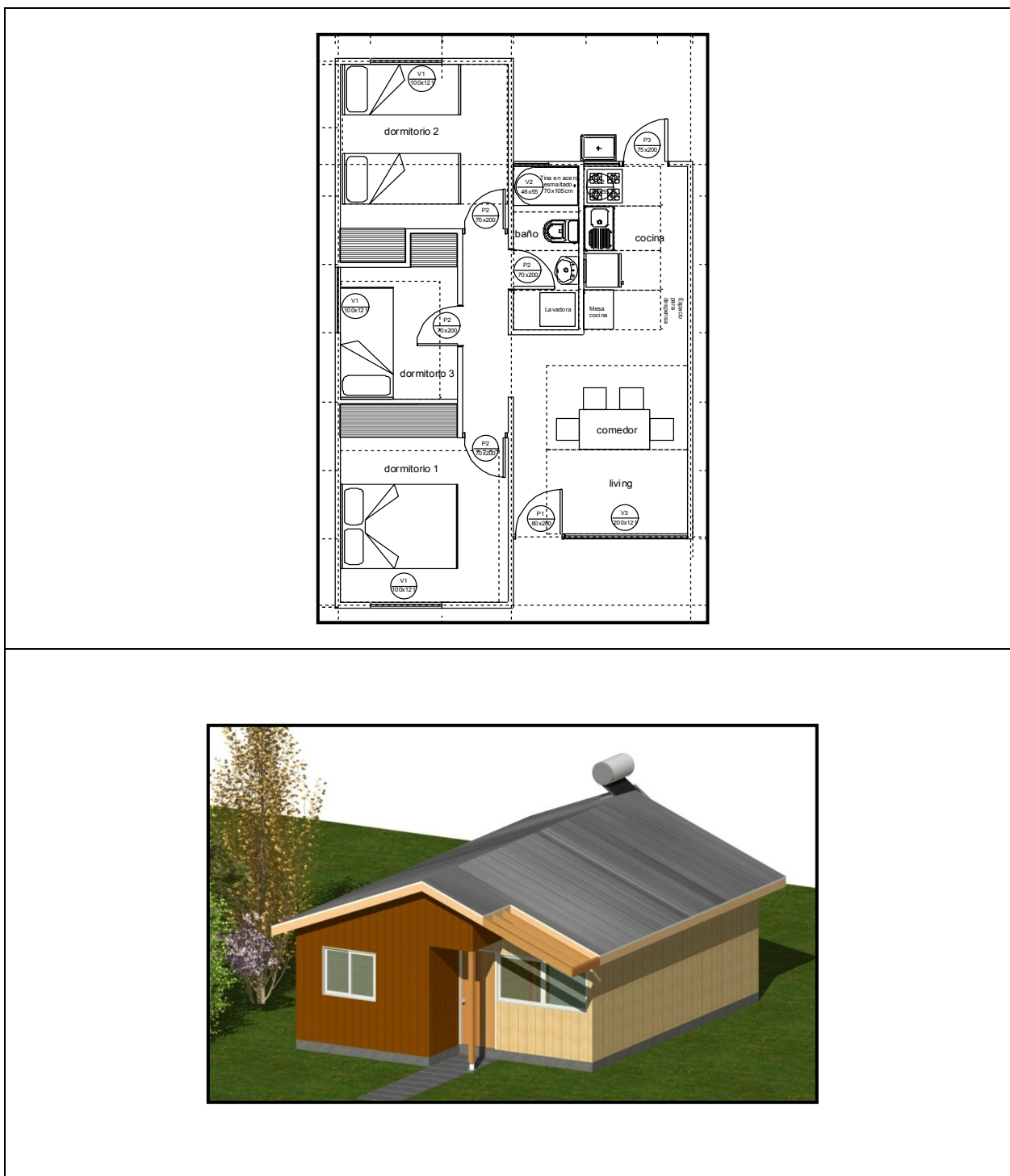
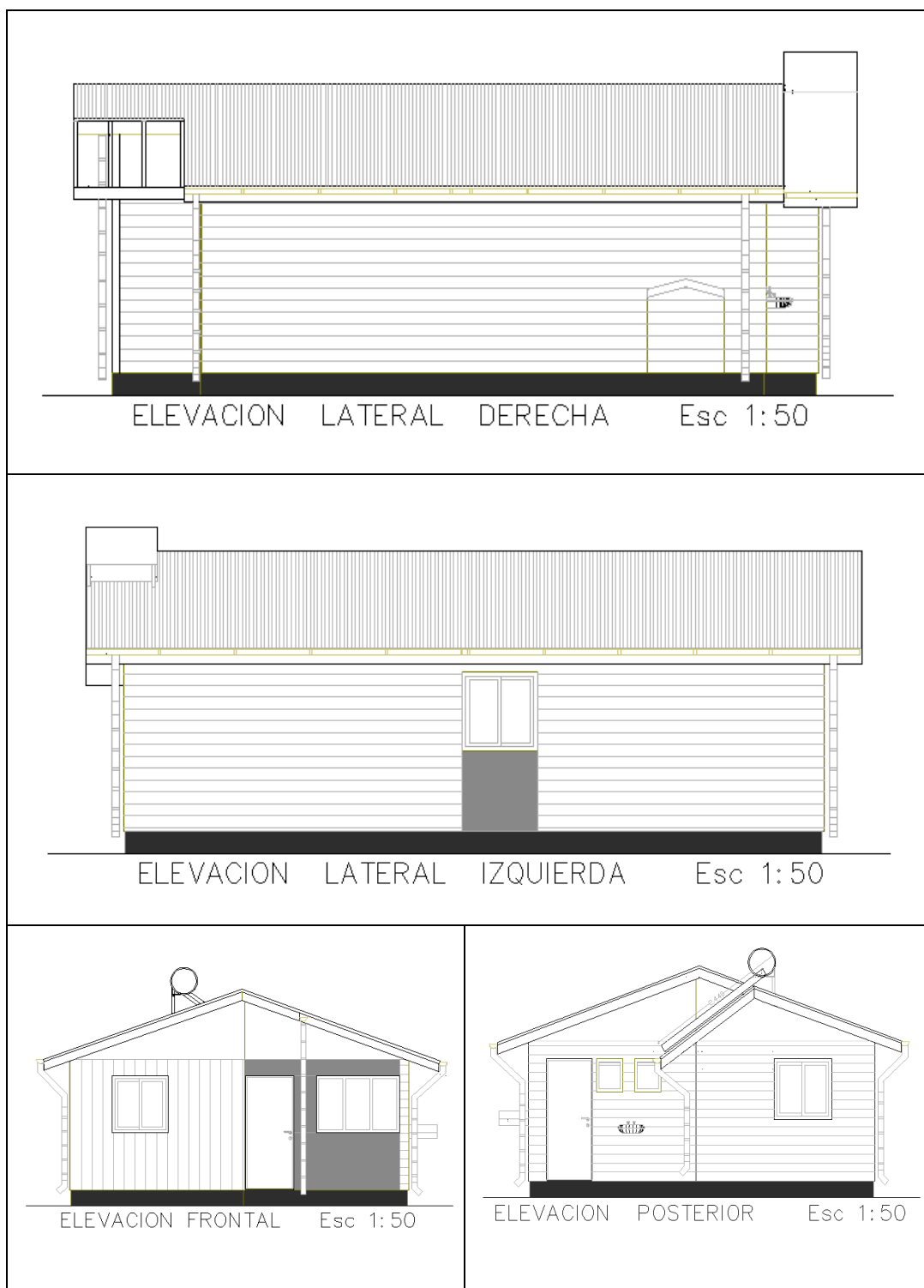


Figura A.3.1. Planta 1er Nivel y 3D Vivienda 1 piso (V5).



**Figura A.3.2. Elevaciones vivienda 1 piso (V5).**



## Anexo B: Parámetros de Diseño según Normas Chilenas de Cálculo Estructural.

### B.1. Cargas y Combinaciones.

Se observa en tablas siguientes los valores adoptados en los distintos estados de carga utilizados en el diseño de las viviendas.

**Tabla B.1.1. Cargas Permanentes Utilizadas.**

Material	Densidad (Kgf/m <sup>3</sup> )	Peso por m <sup>2</sup> (Kgf/m <sup>2</sup> )
Hormigón armado	2500.00	n/a
Acero	7850.00	n/a
Madera pino radiata	476.00	n/a
Plancha Zincalum 5-V 0.4mm	n/a	4.00
Plancha Yeso cartón 10mm	n/a	10.00
Plancha Fibrocemento 6mm	n/a	9.375
Placa OSB 11.1mm	700	n/a
Placa terciado estructural 12mm	540	n/a

**Tabla B.1.2. Sobrecargas de Uso.**

Vivienda	Elemento	Sobrecarga de uso (Kgf/m <sup>2</sup> )
V5	Techo <sup>I</sup>	30
V3	Techo <sup>I</sup>	37
	Piso <sup>II</sup>	200

<sup>(I)</sup> Sobrecarga reducida por pendiente de techo F=27% y 36% para viviendas V3 y V5, respectivamente, además de un área tributaria de los elementos constituyentes de estructura de techo inferior a 50 m<sup>2</sup>.

<sup>(II)</sup> Sobrecarga de uso que aplica según destino; vivienda habitacional (No aplica reducción).

**Tabla B.1.3. Presiones de Viento y Factores de Forma Utilizados.**

Ítem	Valor	
Presión básica	V3 <sup>II</sup>	87 (kgf/m <sup>2</sup> )
	V5 <sup>I</sup>	70 (kgf/m <sup>2</sup> )
Factor de forma en el frente que da el viento (superficie con 90° de inclinación)	0.80	
Factor de forma en todos los frentes con succiones de viento	-0.40	
Factor de forma en el frente que da el viento	V3 <sup>II</sup>	0.31 (superficie con ángulo de 36°)
		-0.09 (superficie con ángulo de 15°)
	V5 <sup>I</sup>	0.01 (superficie con ángulo de 19°)

<sup>(I)</sup>La presión básica de viento se obtuvo según valores definidos en la tabla 1 de la NCh432, para una altura de la construcción máxima inferior a 4(m).

<sup>(II)</sup>La presión básica de viento se obtuvo interpolando los valores definidos en la tabla 1 de la NCh432, para una altura de la construcción de 6(m).

**Tabla B.1.4. Parámetros Utilizados para Definición de la Demanda Sísmica.**

Ítem	Valor	
Método de análisis	Estático	
Categoría de ocupación "II"	I = 1 (coef. importancia)	
Aceleración efectiva máxima del suelo "Ao"	0.4g (zona sísmica 3)	
Factor de reducción "R"	5.5 (paneles arriost. de madera)	
Parámetro relativo al suelo "T"	0.85 (suelo tipo D)	
Parámetro relativo al suelo "n"	1.8 (suelo tipo D)	
Parámetro relativo al suelo "S"	1.2 (suelo tipo D)	
Periodo de vibración fundamental en X "T <sub>x</sub> "	V3	0.081 (s)
	V5	0.09 (s)
Periodo de vibración fundamental en Y "T <sub>y</sub> "	V3	0.063 (s)
	V5	0.039 (s)
Coefficiente sísmico utilizado "C" <sup>II</sup>	0.192 (máximo)	
Peso sísmico de la estructura "P" <sup>I</sup>	V3	4.64 (T)
	V5	4.5 (T)
Corte basal sísmico "Qo"	V3	0.89 (T)
	V5	0.85 (T)

<sup>(I)</sup> El peso sísmico considera las cargas permanentes más el 25% de las sobrecargas de uso.

<sup>(II)</sup> Se escogió el coeficiente sísmico máximo asociado al material, zona sísmica y tipo de suelo, idéntico en ambas viviendas, pues los valores calculados superan dicho valor. Para V3; C<sub>x</sub>= 16.62, C<sub>y</sub>= 25.47. Valores del mismo orden se obtienen para V5.

**Tabla B.1.5. Listado Combinaciones para Verificación de Elementos por Método de Tensiones Admisibles.**

Nombre de la combinación	Factores de Estados de carga					
	PP	SC	VX	VY	SX	SY
ADM1	1	1				
ADM2	1	0.75	±0.75			
ADM3	1	0.75		±0.75		
ADM4	1	0.75			±0.75	
ADM5	1	0.75				±0.75
ADM6	1		±1			
ADM7	1			±1		
ADM8	1				±1	
ADM9	1					±1
ADM10	0.6		±1			
ADM11	0.6			±1		
ADM12	0.6				±1	
ADM13	0.6					±1

**Tabla B.1.6. Listado Combinaciones para Verificación de Elementos por Método de Resistencia Última.**

Nombre de la combinación	Estados de carga					
	PP	SC	VX	VY	SX	SY
DIS1	1,2	1,6				
DIS2	1,2	1,0	±1,6			
DIS3	1,2	1,0		±1,6		
DIS4	1,2	1,0			±1,4	
DIS5	1,2	1,0				±1,4
DIS6	0,9		±1,6			
DIS7	0,9			±1,6		
DIS8	0,9				±1,4	
DIS9	0,9					±1,4

## B.2. Tensiones Admisibles y de Diseño.

Se observa en tablas siguientes valores de resistencia y solicitaciones de los materiales componentes de la estructura de ambas viviendas.

**Tabla B.2.1. Tensiones Admisibles y Propiedades Mecánicas.**

Material	Ítem	Valor (Mpa)
Madera pino radiata <sup>I</sup>	Tensión admisible a flexión.	5.40
	Tensión admisible a compresión paralela.	6.50
	Tensión admisible a tracción paralela.	4.00
	Tensión admisible a compresión normal.	2.50
	Tensión admisible de cizalle	1.10
	Modulo de elasticidad flexión	8900.00
Placa OSB 11.1 mm *	Modulo de elasticidad paralelo	3526.40
	Modulo de elasticidad perpendicular	839.60
Placa terciado estructural 12 mm **	Modulo de elasticidad paralelo	7297.00
	Modulo de elasticidad perpendicular	2381.00
Hormigón <sup>II</sup>	Resistencia ultima a compresión “f’c”	20.00
	Tensión admisible a compresión “fcadm”	9.00
	Modulo de elasticidad “Ec”	21355.00
Acero de refuerzo hormigón <sup>III</sup>	Tensión de fluencia “fy”	420.00
	Tensión de rotura “fu”	630.00
	Tensión admisible a tracción “fsadm”	252.00
	Modulo de elasticidad “Es”	200000.00
Suelo de fundación <sup>IV</sup>	Tensión admisible del suelo (capacidad de soporte)	0.10

<sup>(I)</sup> La madera corresponde a pino radiata con humedad del 12% y clasificación visual G2. <sup>(II)</sup> El hormigón corresponde a un H25 con 10% de fracción defectuosa según art.5 de NCH430of2008. <sup>(III)</sup> El acero de refuerzo para hormigón corresponde a A63-42H. <sup>(IV)</sup> Como no se conoce a priori el emplazamiento de la vivienda se asume un valor mínimo de tensión admisible (según art. 5.7.10 de OGUC) el cual debe ser verificado en terreno. En caso de ser necesario se deben realizar mejoramientos de suelo para alcanzar la capacidad de soporte estipulada.

(\*) Fuente [www.lpchile.cl](http://www.lpchile.cl) (\*\*) Fuente [www.arauco.cl](http://www.arauco.cl)

### B.2.1. Cálculo factores de modificación.

Expresiones y consideraciones de cálculo según NCh 1198 Of. 2006:

a) Factor de modificación por contenido de humedad,  $K_H$

Se aplica sobre las tensiones admisibles y módulo elástico, definidos para una humedad de 12%, el factor de modificación siguiente:

$$K_H = (1 - \Delta H * \Delta R)$$

En que:

- $K_H$  : Factor de modificación por humedad.
- $\Delta H$  : Diferencia entre el valor de contenido de humedad de servicio ( $H_s$ ) y 12%.
- $\Delta R$  : Variación de la resistencia por cada 1% de variación del contenido de humedad. (Ver la tabla siguiente).

**Tabla B.2.1.1. Variación de las propiedades resistentes para una variación del contenido de humedad igual a 1%**

Tensión admisible o módulo elástico	Variación de la resistencia para $\Delta R - 1\% \Delta R$
Flexión	0,0250
Compresión paralela	0,0480
Tracción paralela	0,0250
Compresión normal	0,0330
Cizalle	0,0150
Módulo de elasticidad en flexión	0,0170

Nch 1198 of.2006 (Tabla 8)

Para piezas de madera aserrada de Pino radiata en condición verde ( $H \geq 20\%$ ) se deben modificar las propiedades admisibles y módulos elásticos en condición seca por otros factores.

**Tabla B.2.1.2. Factores modificación por humedad para diferentes tensiones admisibles.**

Tensión Admisible	Factor humedad ( $K_H$ ) <sup>1</sup>
Flexión	0.825
Comp. paralela	0.664
Tracc. paralela	0.825
Comp. normal	0.769
Cizalle	0.895
MOE flexión	0.881

<sup>1</sup>Calculado con la expresión  $KH = 1 - \Delta H * \Delta R$ , donde  $\Delta R$  se obtiene de tabla 8 de NCh 1198 (pino radiata) y  $\Delta H$  es la diferencia entre la humedad de servicio de 19% y la humedad de la madera seca, un 12%.

b) Factor de modificación por duración de la carga,  $K_D$ 

La resistencia de la madera varía inversamente proporcional a la duración de la carga. Las tensiones admisibles han sido establecidas considerando cargas cuya duración es del orden de 10 años. Al diseñar elementos que soportan cargas de duración distinta a la indicada, tendrá que adoptarse una tensión de diseño igual al producto de la tensión admisible por el factor de modificación correspondiente a la duración real, el cual es:

$$K_D = 1,747 / (t^{0,0464}) + 0,295$$

En que:

t : Duración de la carga, en segundos.

En aquellos casos en que se combinen cargas de diferente duración, se utilizará el factor de modificación correspondiente a la carga de menor duración.

El factor de modificación por duración de carga, no afecta el módulo de elasticidad en flexión ni la tensión admisible de compresión normal a la fibra.

c) Factor de modificación por trabajo conjunto en flexión,  $K_C$ 

La tensión admisible de flexión para elementos estructurales que conforman un sistema que comparte la carga, consistente en tres o más elementos paralelos distanciados en no más de 610[mm] y dispuestos de tal forma que en conjunto pueden soportar la carga aplicada, puede ser multiplicada por el factor de modificación:

$$K_C = 1,15$$

d) Factor de modificación por altura,  $K_{hf}$ 

Para pieza de Pino radiata, en piezas traccionadas o vigas rectangulares de ancho o altura mayor que 90 (mm), la expresión que se debe considerar es:

$$K_{hf} = (90 / h)^{1/5} \leq 1$$

En que:

$K_{hf}$  : Factor de modificación por altura.  
 $h$  : Ancho de la pieza traccionada o altura de la viga, en (mm).

e) Factor de modificación por volcamiento,  $K_{\lambda V}$

Todos los elementos estructurales sometidos a flexión deben estar apoyados lateralmente en sus extremos con el propósito de impedir desplazamientos laterales y rotaciones en torno al eje axial.

- i. Para elementos estructurales solicitados en flexión que no tienen apoyos laterales a lo largo de su luz, se acepta un factor de modificación por volcamiento,  $K_{\lambda V}$ , igual a la unidad, si la razón formada por la altura,  $h$ , de la viga y su ancho,  $b$ , no excede el valor 2 ( $h / b < 2$ ).
- ii. Para las situaciones no contempladas en el punto (i) ( $h / b > 2$ ) el factor de modificación por volcamiento,  $K_{\lambda V}$ , se calcula en función de la esbeltez de volcamiento,  $\lambda_v$ , de acuerdo con la expresión siguiente:

$$K_{\lambda V} = \frac{1 + (F_{f,E} / F_{f,dis}^*)}{1,9} - \sqrt{\left[ \frac{1 + (F_{f,E} / F_{f,dis}^*)}{1,9} \right]^2 - \frac{F_{f,E} / F_{f,dis}^*}{0,95}}$$

Con:

$F_{f,dis}^*$  : Tensión admisible de flexión, ponderada por todos los factores de modificación aplicables, excepto  $K_{hf}$  y  $K_{\lambda V}$ .

$$F_{f,dis}^* = F_f * K_H * K_D * K_C$$

$$F_{f,E} = C_{fE} * E_{dis} / \lambda_v^2$$

$$\begin{aligned} C_{fE} &= 0,745 - 1,225 * (CV_E) \\ &= 0,439 && ; \text{ para madera aserrada} \\ &= 0,561 && ; \text{ para madera aserrada clasificada mecánicamente} \\ &= 0,610 && ; \text{ para productos con } CV_E \leq 0,11 \end{aligned}$$

$E_{dis}$  : Módulo de elasticidad de diseño, determinado como el producto del módulo de elasticidad en flexión por los factores de modificación que resulten pertinentes ( $K_H$ ,  $K_C$ ).

$CV_E$  : Coeficiente de variación del módulo de elasticidad.

La esbeltez de volcamiento,  $\lambda_v$  no debe exceder el valor de 50, con:

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{l_V * h}{b^2}}$$

En que:

$l_V$  : Longitud efectiva de volcamiento, en (mm). Ver tabla B.2.1.3.

$h$  : Altura de la viga, en (mm).  
 $b$  : Espesor de la viga, en (mm)

**Tabla B.2.1.3. Longitud efectiva de volcamiento,  $l_v$ , de elementos flexionados.**

<b>Vigas simplemente apoyadas</b>	<b>Si <math>l_a/h &lt; 7</math></b>	<b>Si <math>l_a/h \geq 7</math></b>
Carga uniformemente distribuida	$2,06 l_a$	$1,63 l_a + 3 h$
Carga concentrada en el centro sin apoyo lateral intermedio	$1,8 l_a$	$1,37 l_a + 3 h$
Carga concentrada en el centro, con apoyo lateral en el centro	$1,11 l_a$	
Dos cargas concentradas de igual magnitud aplicadas en los puntos tercios, con apoyo lateral en los puntos tercios	$1,68 l_a$	
Tres cargas concentradas de igual magnitud aplicadas en los puntos cuartos, con apoyo lateral en los puntos cuartos	$1,54 l_a$	
Cuatro cargas concentradas de igual magnitud aplicadas en los puntos quintos, con apoyo lateral en los puntos quintos	$1,68 l_a$	
Cinco cargas concentradas de igual magnitud aplicadas en los puntos sextos, con apoyo lateral en los puntos sextos	$1,73 l_a$	
Seis cargas concentradas de igual magnitud aplicada en los puntos séptimos, con apoyo lateral en los puntos séptimos	$1,78 l_a$	
Siete o más cargas concentradas de igual magnitud espaciadas uniformemente, con apoyo lateral en los puntos de aplicación de carga	$1,84 l_a$	
Momentos iguales y de distinto signo en los extremos	$1,84 l_a$	
<b>Vigas en voladizo</b>	<b>Si <math>l_a / h &lt; 7</math></b>	<b>Si <math>l_a / h \geq 7</math></b>
Carga uniformemente distribuida	$1,33 l_a$	$0,90 l_a + 3 h$
Carga concentrada en extremo libre	$1,87 l_a$	$1,44 l_a + 3 h$

Nch 1198 of. 2006 (Tabla 10)

$l_a$  : Distancia entre apoyos laterales de las zonas flexo-comprimidas de la viga.

Para vigas simplemente apoyadas o en voladizo con condiciones de carga no especificadas.

$$\begin{array}{lll}
 l_v & = 2,06 l_a & \text{cuando } l_a / h < 7 \\
 l_v & = 1,63 l_a + 3 h & \text{cuando } 7 \leq l_a / h \leq 14,3 \\
 l_v & = 1,84 l_a & \text{cuando } l_a / h > 14,3
 \end{array}$$

En vigas continuas sobre dos o más tramos aplicar criterios de análisis estructural.



f) Factor de modificación por esbeltez,  $K_\lambda$ .

El factor de modificación por esbeltez se evalúa con la expresión:

$$K_\lambda = A - (A^2 - B)^{0,5}$$

Con:

$$A = \frac{\frac{F_{cE}}{F_{cp,dis}} \times \left(1 + \frac{\lambda}{200}\right) + 1}{2 \times c} \quad B = \frac{F_{cE}}{c \times F_{cp,dis}}$$

En que:

- c : Coeficiente de proporcionalidad.
- $E_{dis}$  : Módulo de elasticidad de diseño, en [MPa].
- $F_{cp,dis}$  : Tensión de diseño en compresión paralela, en [MPa].
- $\lambda$  : Esbeltez reguladora del diseño.
- c = 0,85 : Para el grado estructural visual G1

$$F_{cE} = \frac{3,6 \times E_{dis}}{\lambda^2}, [MPa]$$

$$E_{dis} = E_f \times K_H \times K_D$$

## B.2.2. Ecuaciones tensiones de diseño.

a) Tensión de diseño en flexión se determina en la *zona flexo-traccionada* de piezas flexionadas, según la expresión:

$$F_{ft,dis} = F_f * K_H * K_D * K_C * K_{hf} [MPa]$$

En que:

- $F_{ft,dis}$  : Tensión de diseño en flexión en el borde traccionado, en (MPa).
- $F_f$  : Tensión admisible en flexión, en (MPa).
- $K_H$  : Factor de modificación por contenido de humedad.
- $K_D$  : Factor de modificación por duración de la carga.
- $K_C$  : Factor de modificación por trabajo conjunto.
- $K_{hf}$  : Factor de modificación por altura.

b) La tensión de diseño en flexión se determina en la *zona flexo-comprimida* de piezas flexionadas, según la expresión:

$$F_{fv,dis} = F_f * K_H * K_D * K_C * K_{\lambda V} \text{ [Mpa]}$$

En que:

$F_{fv,dis}$  : Tensión de diseño en flexión considerando efectos de inestabilidad por volcamiento, en (MPa).

$F_f$  : Tensión admisible en flexión, en (MPa).

$K_H$  : Factor de modificación por contenido de humedad.

$K_D$  : Factor de modificación por duración de la carga.

$K_C$  : Factor de modificación por trabajo conjunto.

$K_{\lambda V}$  : Factor de modificación por volcamiento.

c) Tensión de diseño de cizalle longitudinal de determina de la expresión:

$$F_{cz,dis} = F_{cz} * K_H * K_D * K_r \text{ [MPa]}$$

En que:

$F_{cz,dis}$  : Tensión de diseño de cizalle longitudinal, en (MPa).

$F_{cz}$  : Tensión admisible de cizalle longitudinal, en (MPa).

$K_H$  : Factor de modificación por contenido de humedad.

$K_D$  : Factor de modificación por duración de la carga.

$K_r$  : Factor de modificación por rebaje (inferior o superior).

d) Tensión de diseño compresión paralela: si el elemento no presenta problemas de inestabilidad lateral,  $\lambda < 10$ , la tensión de diseño se determina mediante la expresión siguiente:

$$F_{cp,dis} = F_{cp} * K_H * K_D$$

En que:

$F_{cp,dis}$  : Tensión de diseño en compresión paralela, en (MPa).

$F_{cp}$  : Tensión admisible en compresión paralela, en (MPa).

$K_H$  : Factor de modificación por contenido de humedad.

$K_D$  : Factor de modificación por duración de la carga.

e) Tensión de diseño compresión paralela: si el elemento presenta problemas de inestabilidad lateral,  $\lambda \geq 10$ , la tensión de diseño se determina mediante la expresión siguiente:

$$F_{cp, \lambda, dis} = F_{cp, dis} * K_{\lambda}$$

En que:

$F_{cp, \lambda, dis}$  : Tensión de diseño en compresión paralela considerando inestabilidad lateral, en (MPa).

$F_{cp, dis}$  : Tensión de diseño en compresión paralela, en (MPa).

$K_{\lambda}$  : Factor de modificación por esbeltez.

f) Tensión de diseño en tracción paralela a la fibra,  $F_{tp, dis}$ , se determina de la expresión

$$F_{tp, dis} = F_{tp} * K_H * K_D * K_{hf} * K_{ct}$$

En que:

$F_{tp, dis}$  : Tensión de diseño en tracción paralela, en (MPa).

$F_{tp}$  : Tensión admisible en tracción paralela, en (MPa).

$K_H$  : Factor de modificación por contenido de humedad.

$K_D$  : Factor de modificación por duración de la carga.

$K_{hf}$  : Factor de modificación por altura.

$K_{ct}$  : Factor de modificación por concentración de tensiones.

**B.3. Diseño Uniones.**

Se observan las expresiones de diseño en uniones de madera.

**Tabla B.3.1. Modelos de fluencia para medios de unión solicitados en extracción lateral.**

Uniones de cizalle simple	Uniones de cizalle doble
Modo I <sub>c</sub> $P_{el} = \frac{Dl_c R_{ap,c}}{FA}$	Modo I <sub>c</sub> $P_{el} = \frac{Dl_c R_{ap,c}}{FA}$
Modo I <sub>l</sub> $P_{el} = \frac{Dl_l R_{ap,l}}{FA}$	Modo I <sub>l</sub> $P_{el} = \frac{2Dl_l R_{ap,l}}{2k_\alpha}$
Modo II $P_{el} = \frac{k_1 D l_l R_{ap,l}}{FA}$	-
Modo III <sub>c</sub> $P_{el} = \frac{k_2 D l_c R_{ap,c}}{(1+2*R_e)*FA}$	-
Modo III <sub>l</sub> $P_{el} = \frac{k_3 D l_l R_{ap,c}}{(2+R_e)FA}$	Modo III <sub>l</sub> $P_{el} = \frac{2 k_3 D l_l R_{ap,c}}{(2+R_e)FA}$
Modo IV $P_{el} = \frac{D^2}{FA} \sqrt{\frac{2 R_{ap,c} F_{ff}}{3 (1+R_e)}}$	Modo IV $P_{el} = \frac{2 D^2}{FA} \sqrt{\frac{2 R_{ap,c} F_{ff}}{3 (1+R_e)}}$

Tabla 35 NCh1198 Of.2006.

Donde,

- $P_{el}$  : Capacidad de carga admisible, en (N).
- $l_c$  : Longitud de apoyo del pasador en la pieza principal, en (mm).
- $l_l$  : Longitud de apoyo del pasador en la pieza lateral, en (mm).
- FA : Factor de ajuste.
- $R_{ap,c}$  : Resistencia de aplastamiento del vástago en el madero principal, en (MPa).
- $R_{ap,l}$  : Resistencia de aplastamiento del vástago en el madero secundario, en (MPa).
- D : Diámetro nominal del medio de unión, en (mm).

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3 - R_e(1 + R_t)}}{1 + R_e}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{ff}(1 + 2R_e)D^2}{3R_{ap,c}l_c^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{ff}(2 + R_e)D^2}{3R_{ap,c}l_l^2}}$$

$$R_e = \frac{R_{ap,c}}{R_{ap,l}} \qquad R_t = \frac{l_c}{l_l}$$

Los demás factores y fórmulas asociadas se observan en acápite 9.6.2 de NCh 1198, desde tabla 36 (*Factores de ajuste, FA*).

La expresión que gobierna el cálculo de la *extracción directa* se observa en siguiente ecuación (9.6.3 NCh 1198):

$$P_{ed,ad} = 9 \rho_{o,k}^{5/2} D^{3/2} p \cdot 10^{-3} [kN]$$

Donde,

$P_{ed,ad}$  : Carga admisible de extracción directa, en (kN).

$\rho_{o,k}$  : Densidad anhidra característica calculada con el percentil del 5% de exclusión, en ( $gr/cm^3$ ).

D : Diámetro del clavo, en (mm).

p : Penetración del clavo en la pieza de madera que recibe la punta de él, en (mm).

#### B.4. Diseño Fundaciones.

Se presentan las expresiones para el criterio de estabilidad y las ecuaciones de diseño para el cálculo del acero de refuerzo en viga de sobrecimiento y cimiento aislado.

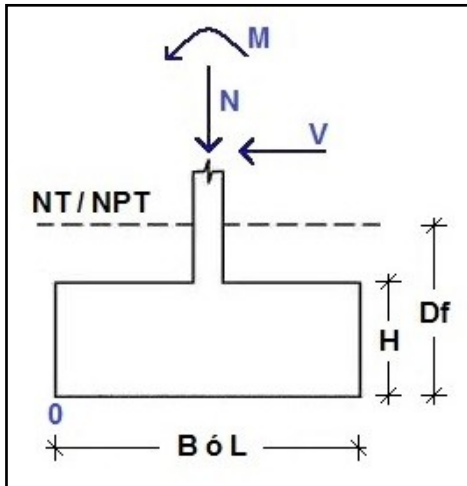
##### a) Estabilidad

Se observa en tabla B.4.1 valores típicos del factor de seguridad al deslizamiento y volcamiento.

**Tabla B.4.1. Factores de seguridad.**

<b>Factor de seguridad</b>	<b>Cargas normales: PP, SC</b>	<b>Cargas eventuales: vto, sismo</b>
Volcamiento ( $FS_v$ )	1.5	1.3
Deslizamiento ( $FS_d$ )	1.5	1.2

Se determinan los esfuerzos resistentes, momento y deslizamiento, que dependen de los materiales que componen la fundación, terreno de apoyo y geometría (Fig. B.4.1). Se comparan con los esfuerzos desestabilizadores (solicitaciones).



**Figura B.4.1. Esquema zapata.**

$$FS_{volc} = \frac{M_{resist}}{M_{volc}} = \frac{(N + P_{zap} + P_{terr}) \cdot H/2}{M + V \cdot H}$$

$$FS_{des} = \frac{F_{resist}}{F_{des}} = \frac{(N + P_{zap}) \cdot \tan \phi}{V}$$

Donde,

$FS_{volc}$ : factor de seguridad al volcamiento.

$FS_{des}$ : factor de seguridad al deslizamiento.

$M_{resist}$ : momento resistente, en Ton-m.

$P_{zap}$ : peso de la zapata (cimiento aislado), en Ton.

$P_{terr}$ : peso del terreno sobre la zapata, en Ton. No siempre se considera en el cálculo.

H: altura del cimiento, en m.

M: sollicitación de flexión, en Ton-m.

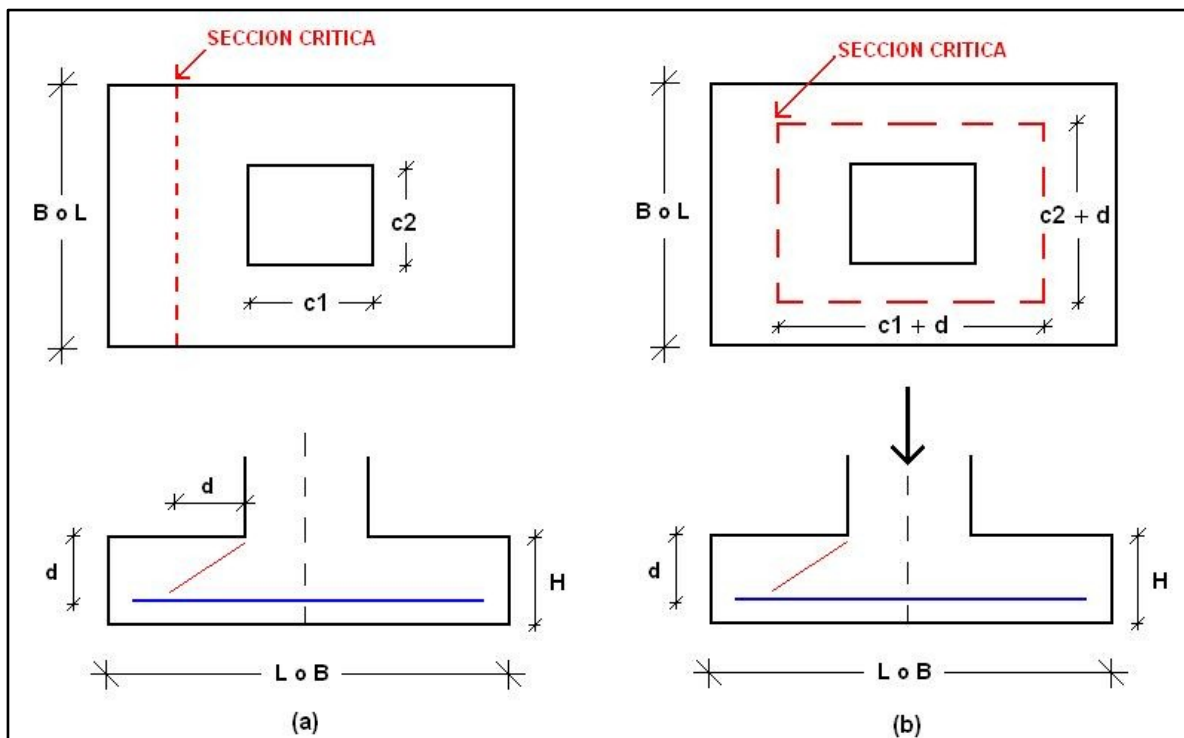
V: sollicitación de corte, en Ton.

N: sollicitación axial, en Ton.

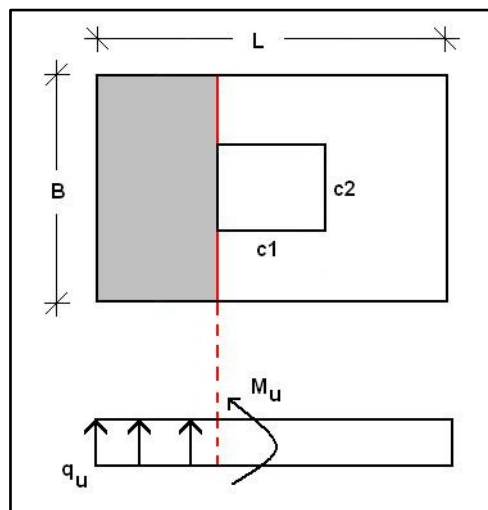
$\phi$ : ángulo de fricción terreno apoyo zapata, en  $^{\circ}$ .

b) Acero de refuerzo en zapata.

Se determinan los esfuerzos últimos que actúan sobre los cimientos aislados, generados por el empuje del terreno. Éste último derivado de la aplicación de cargas mayoradas según tabla B.1.6. Se observan en figuras B.4.2 y B.4.3 las secciones críticas para determinar el corte y flexión de diseño.



**Figura B.4.2. Sección crítica de corte; (a) Acción en un sentido (efecto viga) y (b) Punzonamiento.**



**Figura B.4.3. Sección crítica verificación de momento (ambos sentidos).**

En figura B.4.4 se muestran las zonas y geometría utilizada para el cálculo de  $M_u$  y  $V_u$ , los cuales serán comparados con las resistencias nominales calculadas como señala el código ACI-318, aplicando los factores que corresponda, indicados en cuerpo principal o apéndice C (flexión, corte, compresión, etc).

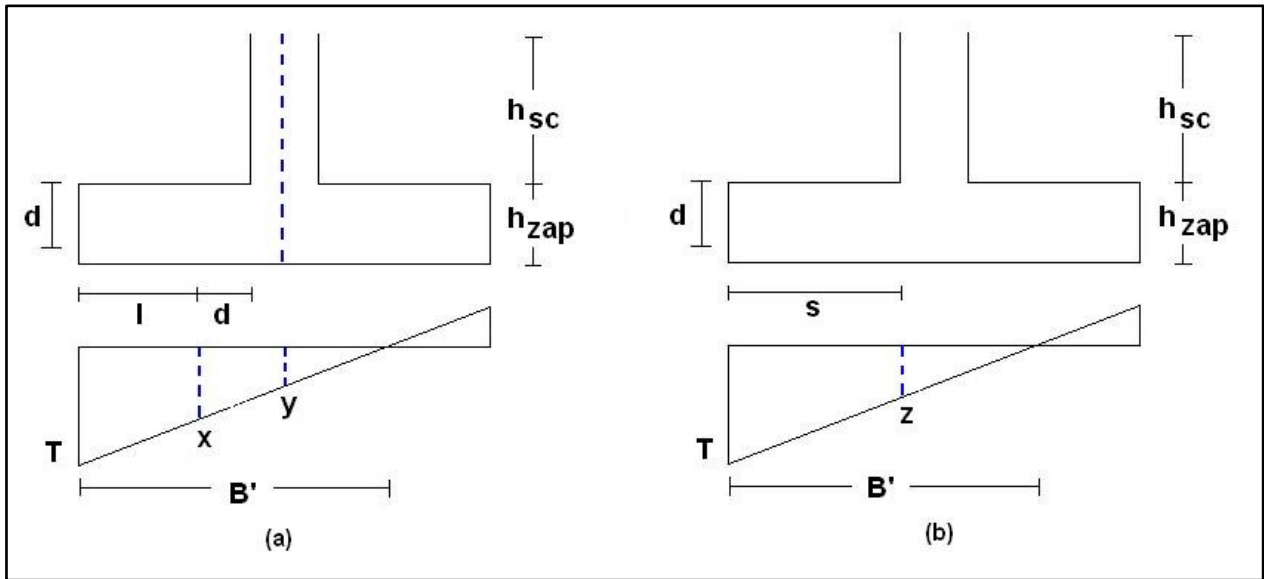


Figura B.4.4. Geometría para cálculo de solicitaciones de diseño.

Para el corte de diseño en un sentido (efecto viga):

$$V_u = \frac{(T + q_x) \cdot l \cdot B}{2}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$\phi \cdot V_c \geq V_u$$

Donde,

$V_u$ : solicitación de corte, ante aplicación de cargas mayoradas, en kg.

$T$ : máxima presión ejercida sobre el terreno, trapezoidal o triangular, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

$q_x$ : presión de terreno ejercida a una distancia "l" desde el borde de la zapata, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

$l$ : ancho útil en sección crítica, en cm.

$B$ : largo de la sección crítica. Ancho y/o largo de la zapata en estudio, en cm.

$f'_c$ : resistencia característica a compresión del hormigón a la edad de 28 días, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .



d: distancia al borde más traccionado de la zapata, en cm.

b: Ancho y/o largo de la zapata, en cm.

$V_c$ : resistencia nominal de corte, en kg. (cap. 11 ACI318-08).

$\phi$ : factor de minoración (diseño resistencia última), en este caso al corte, igual a 0.85 según ACI 318-08.

En caso de verificación de Punzonamiento:

$$V_u = P_u - \Delta P$$

$$\Delta P = [(c1 + d) \cdot (c2 + d)] \cdot q_y$$

$$V_c = \text{MIN} \begin{cases} 0.53 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ 0.27 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases}$$

$$\phi \cdot V_c \geq V_u$$

Donde,

$P_u$ : Solicitación axial mayorada, en kg.

$\Delta P$ : Carga axial en sección crítica, en kg.

c1, c2: dimensiones pedestal, en cm.

$q_y$ : presión de terreno ejercida en el centro de la zapata, en kg/cm<sup>2</sup>.

$\beta$ : razón entre lado mayor y menor del pedestal de la zapata.

$\lambda$ : factor de modificación concreto liviano, en este caso igual a 1.0 (8.6.1 ACI318-08).

$b_0$ : perímetro de la sección crítica, en cm.

$\alpha_s$ : constante de valor 40, 30 o 20, para columnas interiores, de borde o esquina, respectivamente (cap. 11 ACI318-08).

En zapatas aisladas se busca que el espesor de la fundación (H) quede controlado por la resistencia al corte, dándose el espesor suficiente a esta para que no sea necesario utilizar armadura de corte.

El diseño a flexión busca que  $M_u \leq \phi \cdot M_n$  en la sección crítica. El área de acero requerida para resistir el momento último se determina como la armadura de flexión de losas armadas en una dirección, y la cuantía mínima está dada por retracción y temperatura.

Las expresiones de diseño son las siguientes:

$$M_u = q_z \cdot \frac{s^2}{2} \cdot B + \frac{(T - q_z)}{2} \cdot \frac{s^2}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot B$$

$$M_n = \rho \cdot \sigma_y \cdot b \cdot d^2 \cdot \left( 1 - 0.59 \cdot \frac{\rho \cdot \sigma_y}{f'_c} \right)$$

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

Donde,

$M_u$ : Solicitación de flexión mayorada, en kg-m.

$q_z$ : presión de terreno ejercida a una distancia “s” del borde de la zapata, en kg/cm<sup>2</sup>.

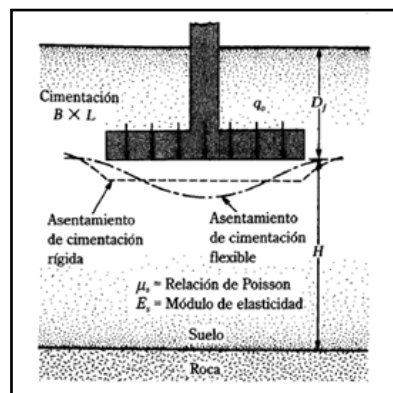
s: ancho útil en sección crítica de flexión, en cm.

$\rho$ : cuantía mínima de acero, igual a 0.0018 para A63-42H.

$\sigma_y$ : tensión de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm<sup>2</sup>.

Por último, La estimación de asentamientos se realiza tomando en cuenta la teoría de la elasticidad, en donde se utilizan los valores del módulo de elasticidad (E) y el módulo de poisson (v). Aunque, se debe tomar en cuenta que, en depósitos de arena “E” varía con la profundidad y en el ancho del área cargada. El módulo “v”, en cambio, varía con la deformación en el rango elástico.

Sin embargo, se aplica de todas maneras este método, pues resulta muy sencillo y sólo se usa a modo de referencia.



**Figura B.4.5. Asentamiento elástico de cimentaciones flexibles y rígidas (BRAJA, 1999).**

Las expresiones de cálculo corresponden a las mostradas por Terzaghi (1943), ofrecidas por Scheleicher (1926):

- Asentamiento elástico bajo esquina de área rectangular uniformemente cargada.

$$S_e = q \cdot B \cdot \left( \frac{1 - \nu^2}{E} \right) \cdot I_p$$

- Asentamiento elástico bajo el centro de área rectangular uniformemente cargada.

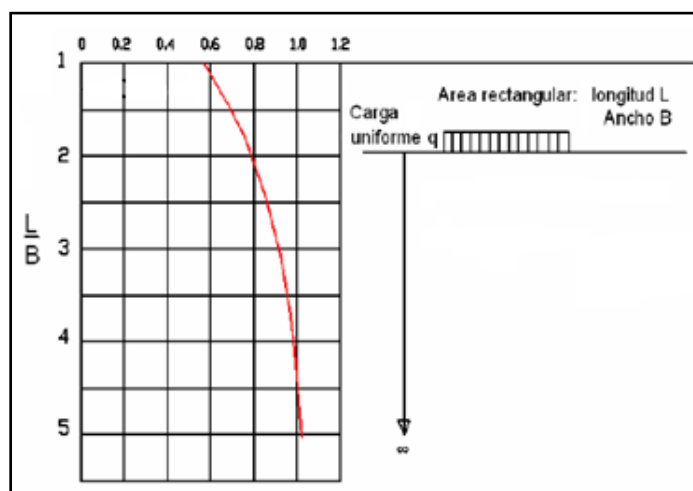
$$S_e = 4 \cdot q \cdot \frac{B}{2} \cdot \left( \frac{1 - \nu^2}{E} \right) \cdot I_p$$

Donde,

q: carga distribuida.

B: ancho zapata.

I<sub>p</sub>: factor de influencia que depende de la relación L/B (Fig.B.4.6).



**Figura B.4.6. Factor de influencia carga uniforme rectangular.**

b) Acero de refuerzo en viga de amarre.

Se muestran las ecuaciones de diseño para el cálculo del acero de refuerzo a flexión para una viga simplemente apoyada. En primera instancia como una viga simplemente armada, y en caso de no cumplir, se complementa con la determinación del acero en compresión.

i. Conociendo las solicitaciones últimas de diseño ( $M_u$ ) y las dimensiones iniciales de la viga, se puede determinar el Momento nominal requerido ( $M_{n,req}$ ).

$$M_{n,req} = \frac{M_u}{\phi}$$

ii. Luego se determina el momento nominal usando la cuantía máxima ( $\rho_{max}$ ).

$$M_n = \rho_{max} \cdot F_y \cdot b \cdot d^2 \cdot \left( 1 - 0.59 \cdot \frac{\rho_{max} \cdot F_y}{f'_c} \right)$$

$$\rho_{max} = \rho_b \cdot \left( \frac{\varepsilon_u + \varepsilon_s}{\varepsilon_t + \varepsilon_u} \right)$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{F_y} \cdot \left( \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_s} \right)$$

Donde,

$F_y$ : Tensión de fluencia del acero de refuerzo. Valor típico 4200 kg/cm<sup>2</sup> (A63-42H).

$b$ : ancho de la viga, en cm.

$d$ : distancia desde el borde superior de la viga al eje más traccionado. Usar  $h-5$ cm.

$\rho_b$ : cuantía de balance. Implica que  $\varepsilon_s = \varepsilon_y = F_y/E_s = 4200/2100000 = 0.002$ .

$\varepsilon_u$ : deformación última del hormigón, igual a 0.003.

$\varepsilon_t$ : deformación en secciones controladas por tracción, igual a 0.005.

$\beta_1$ : igual a 0.85 si  $f'_c \leq 30$ Mpa.

iii. Si  $M_n < M_{n,req}$  se requiere de armadura en compresión, en caso contrario determinar el área de acero, en tracción, como sigue:

$$A_s = \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

iv. En caso de requerirse armadura en compresión, se determina el momento nominal faltante ( $M'_n$ ). Luego, momentando en la zona traccionada, se despeja el área de acero ( $A'_s$ ).

$$M'_n = M_{n,req} - M_n$$

$$A'_s = \frac{M'_n}{(f'_s - 0.85 \cdot f'_c) \cdot (d - d')}$$

Donde,

$f'_s$ : usar valor de fluencia de acero de refuerzo. 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

$d'$ : distancia desde el borde superior de la viga al eje más comprimido, en cm.

v. Por último, se debe verificar si el acero de refuerzo en tracción más el adicional por compresión, tengan una cuantía superior a la mínima.

$$\rho_{min} = \frac{4 \cdot \sqrt{f'_c}}{5 \cdot F_y} \geq \frac{14}{F_y}$$

$$A_s = \rho_{max} \cdot b \cdot d + A'_s \cdot \frac{(f'_s - 0.85 \cdot f'_c)}{F_y}$$

$$\rho = A_s \cdot b \cdot d \geq \rho_{min}$$

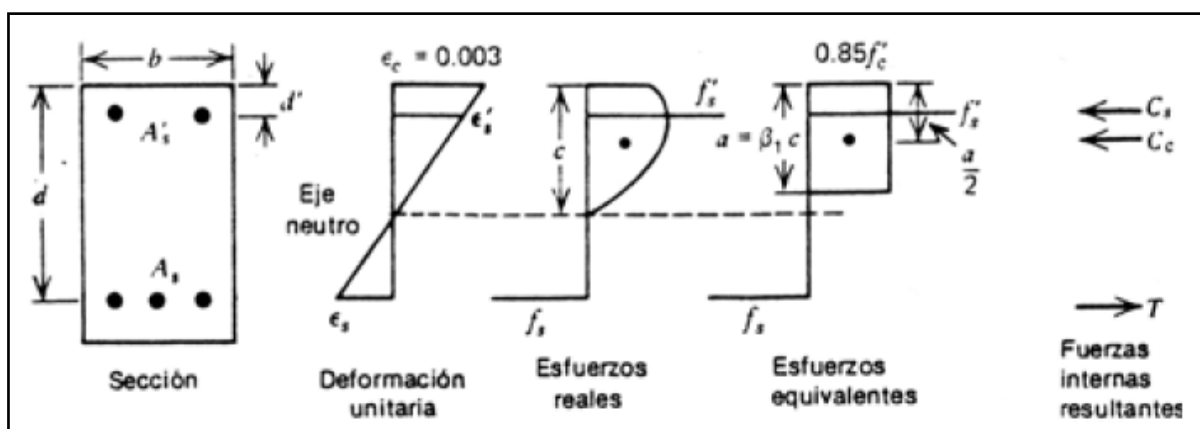


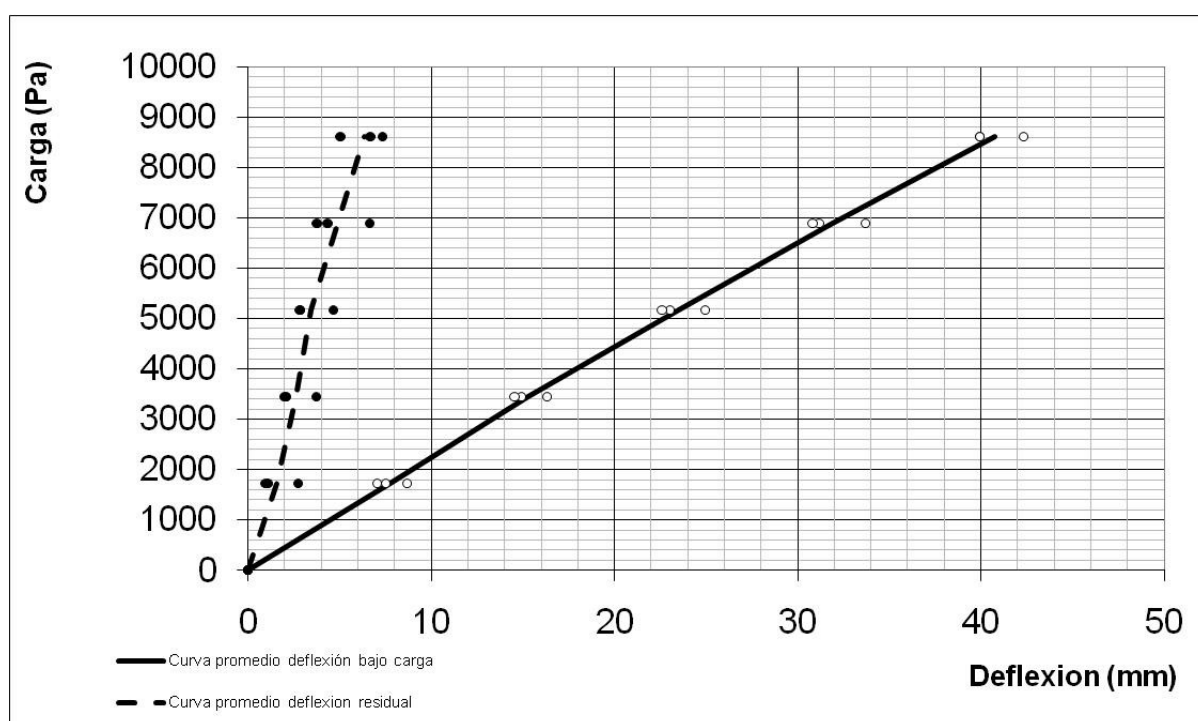
Figura B.4.7. Esquema sección de hormigón doblemente armada.

## Anexo C: Resultados de Ensayos Experimentales Según Normas Chilenas y Resistencias Admisibles.

### C.1. Ensayo de Flexión.

a) Panel solución losa.

- Gráficos: curva Deflexión vs Carga, según formato señalado en NCh 803 Of.2003, ver figura C.1.1. Esta curva esta asociada a datos observados en tabla C.1.1.



**Figura C.1.1. Gráfico de resultados de los ensayos de flexión losa.**

En promedio la falla ocurrió para niveles de carga del orden de las 3 Ton y desplazamientos verticales del orden de los 40.73 mm.

**Tabla C.1.1. Datos Asociados a Generación de Gráfico de Resultados.**

Carga [Ton]	Carga [Pa]	Promedio desplazamientos verticales bajo carga [mm]			
		Ensayo N°1	Ensayo N°2	Ensayo N°3	Promedio Ensayos
0	0	0	0	0	0.000
0.6	1723.07	7.050	8.665	7.510	7.742
1.2	3446.14	14.930	16.315	14.540	15.262
1.8	5169.20	23.020	24.940	22.590	23.517
2.4	6892.27	31.170	33.695	30.820	31.895
3	8615.34	39.950	42.320	39.945	40.738

Carga [Ton]	Carga [Pa]	Promedio desplazamientos verticales residuales [mm]			
		Ensayo N°1	Ensayo N°2	Ensayo N°3	Promedio Ensayos
0	0	0	0	0	0.000
0.6	1723.07	1.085	2.715	0.945	1.582
1.2	3446.14	1.955	3.730	2.090	2.592
1.8	5169.20	2.815	4.660	2.830	3.435
2.4	6892.27	3.745	6.655	4.340	4.913
3	8615.34	5.025	7.325	6.660	6.337

- Conformidad Requisitos: De acuerdo al formato de la Norma Chilena NCh 806 Of.71, en promedio, los paneles ensayados poseen las siguientes características (ver tabla C.1.2):

**Tabla C.1.2. Resumen de Análisis de Resultados de Ensayo de Flexión.**

	SOLUCION LOSAS			
	FLEXION 1	FLEXION 2	FLEXION 3	PROMEDIO
Rotura <sup>I</sup> (kg/m)	1089.29	1085.71	1107.14	1094.05
Lim Prop <sup>II</sup> (kg/m)	439.29	435.71	428.57	434.52
Def Adm (mm)	14.74	16.29	14.53	15.19

<sup>I</sup> Se dividió la carga de rotura por la luz de ensayo; 2.8 m.

<sup>II</sup> Se dividió la carga límite por la luz de ensayo; 2.8 m.

Por lo tanto, desde el punto de vista de la resistencia a la flexión, el panel clasifica en la categoría RT2c.

- Características Ensayo: Se observa en figuras C.1.2 y C.1.3 la implementación del ensayo de flexión y la falla más típica de las probetas, respectivamente.



**Figura C.1.2. Implementación ensayo flexión losa.**

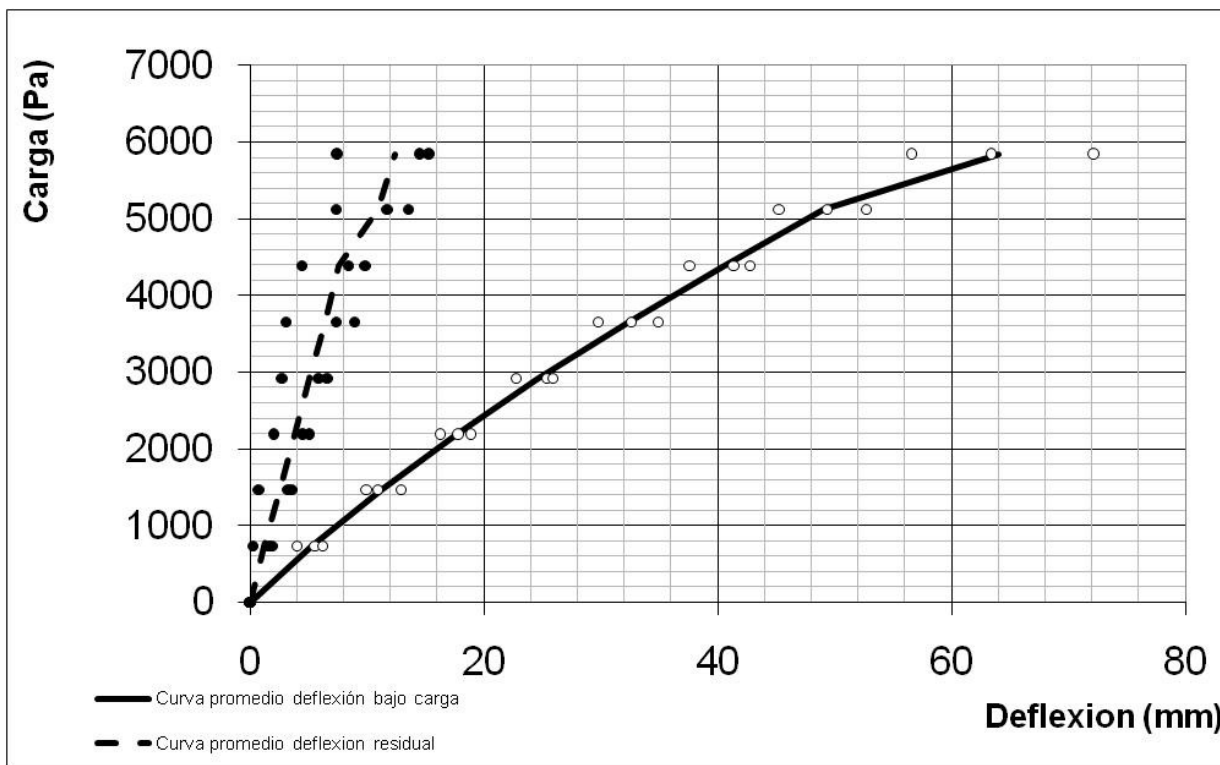


**Figura C.1.3. Modo de falla típico ensayo flexión losa.**



b) Panel solución muro (#4).

- Gráficos: curva Deflexión vs Carga, según formato señalado en NCh 803 Of.2003, ver figura C.1.4, estas curva está asociada a datos observados en tabla C.1.3.



**Figura C.1.4 (a). Gráfico de resultados de los ensayos de flexión muro, cara interior.**

En promedio la falla ocurrió para niveles de carga del orden de las 1.45 Ton y desplazamientos verticales del orden de los 55.34 mm.

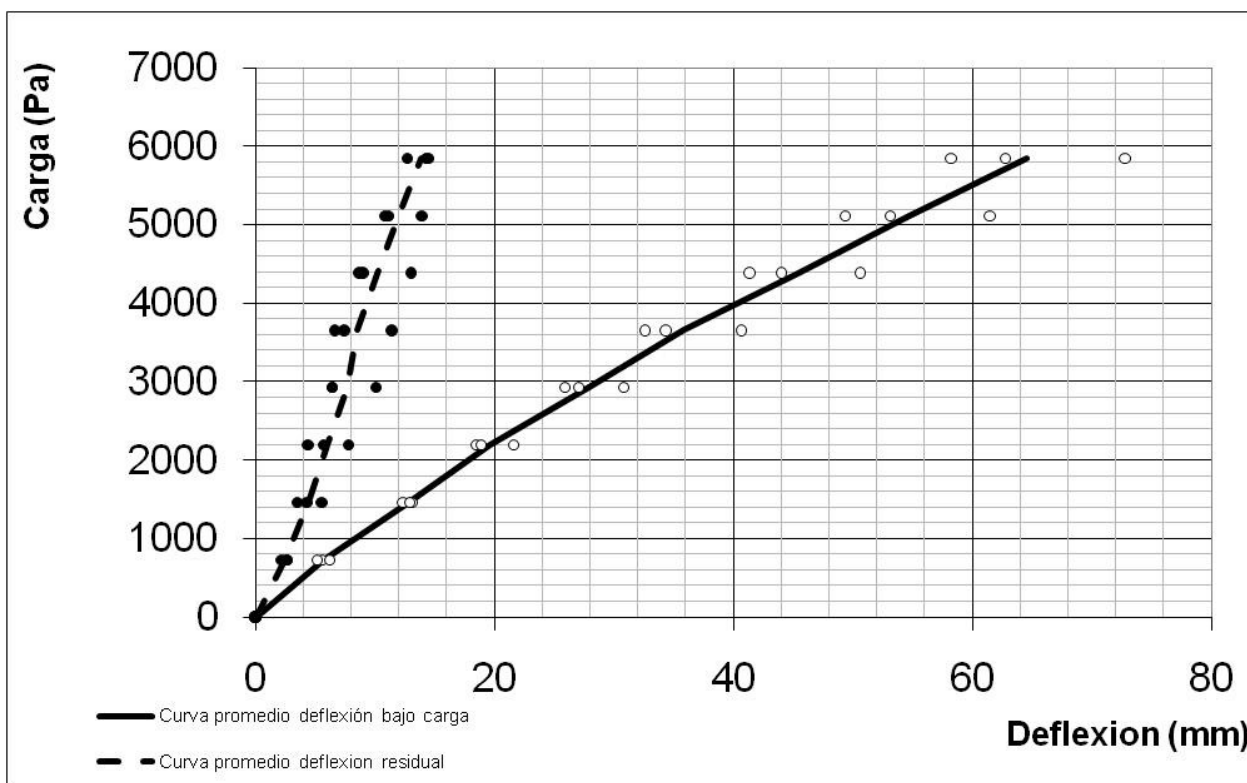


Figura C.1.4 (b). Gráfico de resultados de los ensayos de flexión muro, cara exterior.

Tabla C.1.3 (a). Datos Asociados a Generación de Gráfico de Resultados, Cara Interior.

Cara 1		Promedio desplazamientos verticales bajo carga [mm]			
Carga [Ton]	Carga [Pa]	Ensayo N°1	Ensayo N°2	Ensayo N°3	Promedio Ensayos
0	0	0	0	0	0.000
0.2	731	4.040	5.525	6.245	5.270
0.4	1462	9.940	10.915	12.930	11.262
0.6	2193	16.245	17.780	18.905	17.643
0.8	2924	22.770	25.350	25.895	24.672
1	3655	29.805	34.925	32.615	32.448
1.2	4386	37.570	42.795	41.365	40.577
1.4	5117	45.220	52.685	49.395	49.100
1.6	5848	56.610	63.414	72.122	64.049

Cara 1		Promedio desplazamientos verticales residuales [mm]			
Carga [Ton]	Carga [Pa]	Ensayo N°1	Ensayo N°2	Ensayo N°3	Promedio Ensayos
0	0	0	0	0	0.000
0.2	731	0.220	1.880	1.550	1.217
0.4	1462	0.735	3.230	3.545	2.503
0.6	2193	2.030	4.475	5.070	3.858
0.8	2924	2.710	5.850	6.595	5.052
1	3655	3.080	7.370	8.970	6.473
1.2	4386	4.435	8.445	9.830	7.570
1.4	5117	7.380	11.715	13.550	10.882
1.6	5848	7.415	15.271	14.496	12.394

**Tabla C.1.3 (b). Datos Asociados a Generación de Gráfico de Resultados, Cara Exterior.**

Cara 2		Promedio desplazamientos verticales bajo carga [mm]			
Carga [Ton]	Carga [Pa]	Ensayo N°1	Ensayo N°2	Ensayo N°3	Promedio Ensayos
0	0	0	0	0	0.000
0.2	731	5.625	5.165	6.245	5.678
0.4	1462	12.350	13.095	12.930	12.792
0.6	2193	18.480	21.605	18.905	19.663
0.8	2924	27.080	30.860	25.895	27.945
1	3655	34.330	40.670	32.615	35.872
1.2	4386	44.055	50.610	41.365	45.343
1.4	5117	53.110	61.462	49.395	54.656
1.6	5848	62.775	72.761	58.223	64.586

Cara 2		Promedio desplazamientos verticales residuales [mm]			
Carga [Ton]	Carga [Pa]	Ensayo N°1	Ensayo N°2	Ensayo N°3	Promedio Ensayos
0	0	0	0	0	0.000
0.2	731	2.175	2.620	2.685	2.493
0.4	1462	3.530	5.535	4.285	4.450
0.6	2193	4.400	7.800	5.695	5.965
0.8	2924	6.415	10.110	6.460	7.662
1	3655	6.635	11.390	7.435	8.487
1.2	4386	8.695	13.045	8.980	10.240
1.4	5117	10.860	13.910	11.110	11.960
1.6	5848	12.710	14.505	14.269	13.828

- Conformidad Requisitos: De acuerdo al formato de la Norma Chilena NCh 806 Of.71, en promedio, los paneles ensayados poseen las siguientes características (ver tabla C.1.4):

**Tabla C.1.4 (a). Resumen de Análisis de Resultados de Ensayo de Flexión, Cara Interior.**

	SOLUCION 4 C-1			
	FLEXION 1	FLEXION 2	FLEXION 3	PROMEDIO
Rotura <sup>I</sup> (kg/m)	736.36	654.55	640.91	677.27
Lim Prop <sup>II</sup> (kg/m)	272.73	277.27	272.73	274.24
Def Adm (mm)	16.245	17.76	18.18	17.40

<sup>I</sup> Se dividió la carga de rotura por la luz de ensayo; 2.2 m.

<sup>II</sup> Se dividió la carga límite por la luz de ensayo; 2.2 m.

**Tabla C.1.4 (b). Resumen de Análisis de Resultados de Ensayo de Flexión, Cara Exterior.**

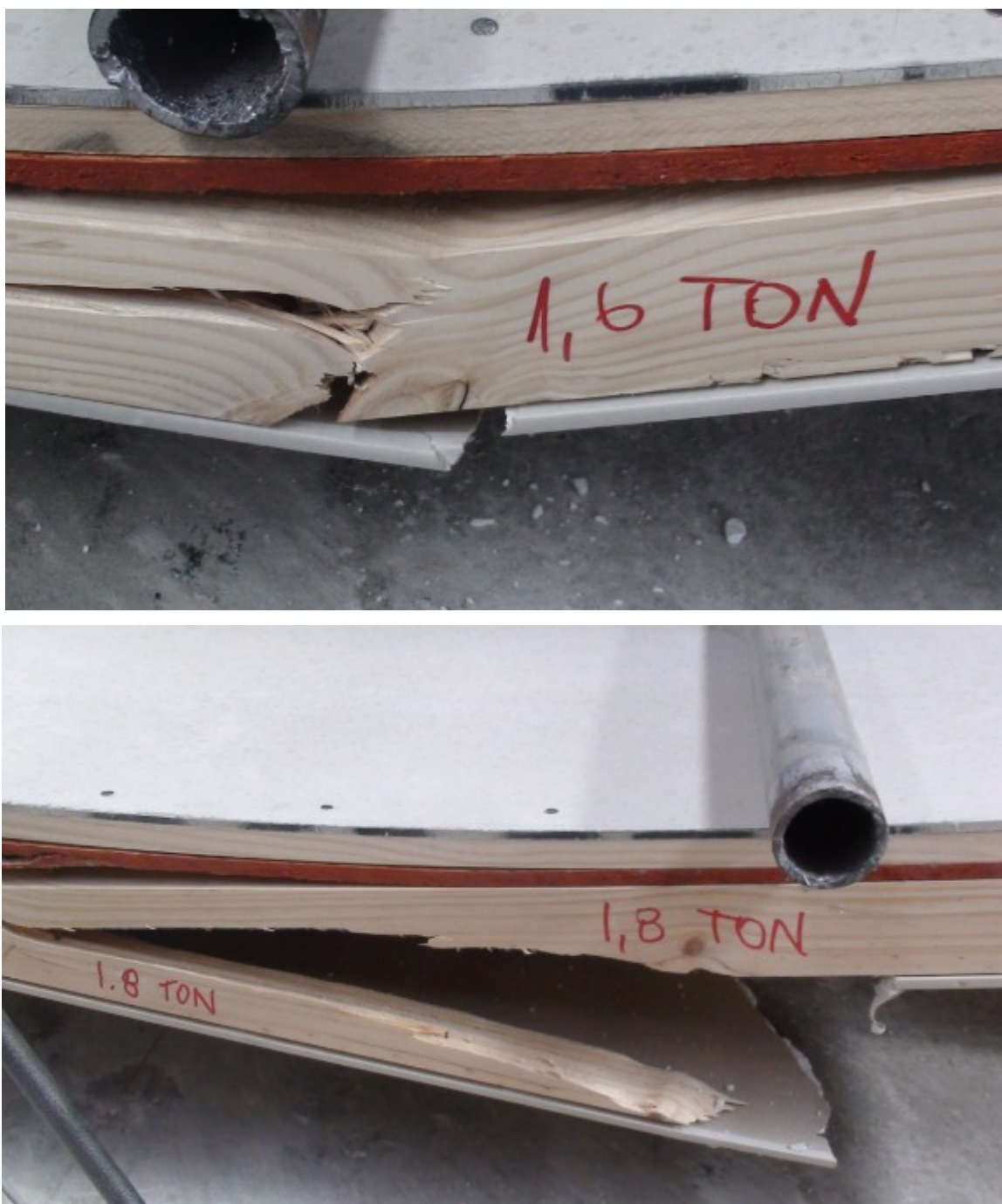
	SOLUCION 4 C-2			
	FLEXION 1	FLEXION 2	FLEXION 3	PROMEDIO
Rotura (kg/m)	727.27	554.55	645.45	642.42
Lim Prop (kg/m)	272.73	286.36	290.91	283.33
Def Adm (mm)	18.48	21.54	18.86	19.63

Por lo tanto, desde el punto de vista de la resistencia a la flexión, el panel clasifica en la categoría RT1c.

- Características Ensayo: Se observa en figuras C.1.5 y C.1.6 la implementación del ensayo de flexión y la falla más típica de las probetas, respectivamente.



**Figura C.1.5. Implementación ensayo flexión muro.**

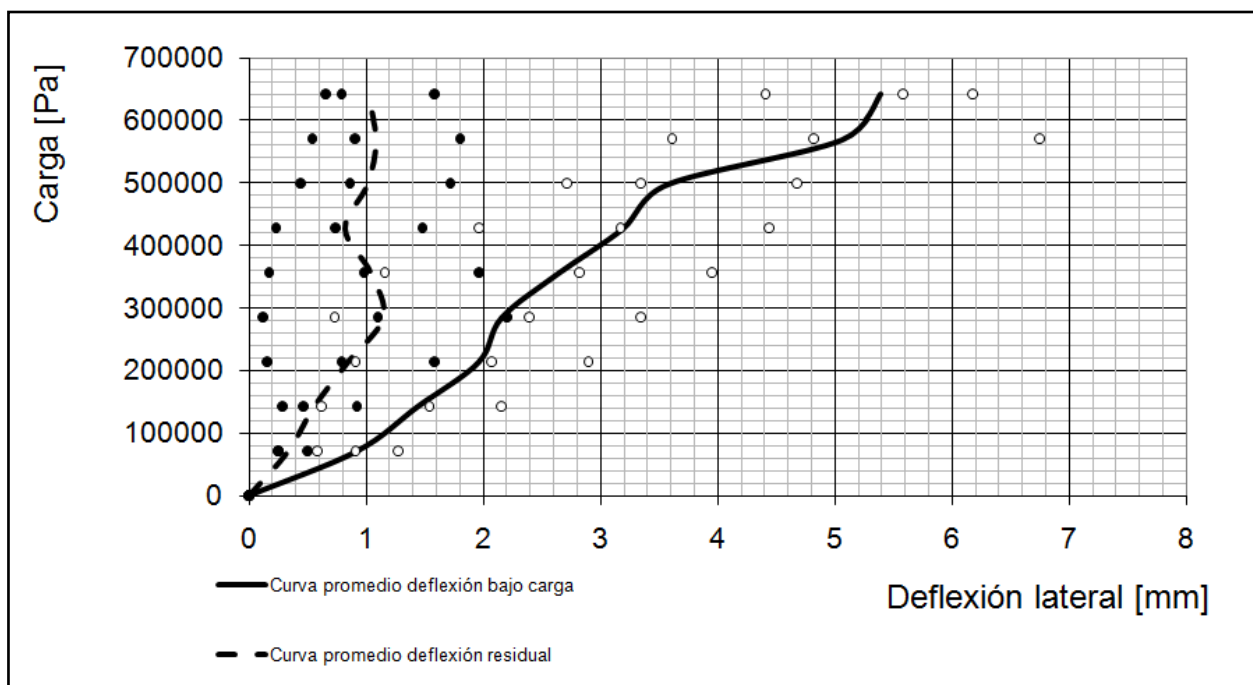


**Figura C.1.6. Modo de falla típico ensayo flexión muro.**

## C.2. Ensayo de Compresión.

### a) Panel solución muro (#4).

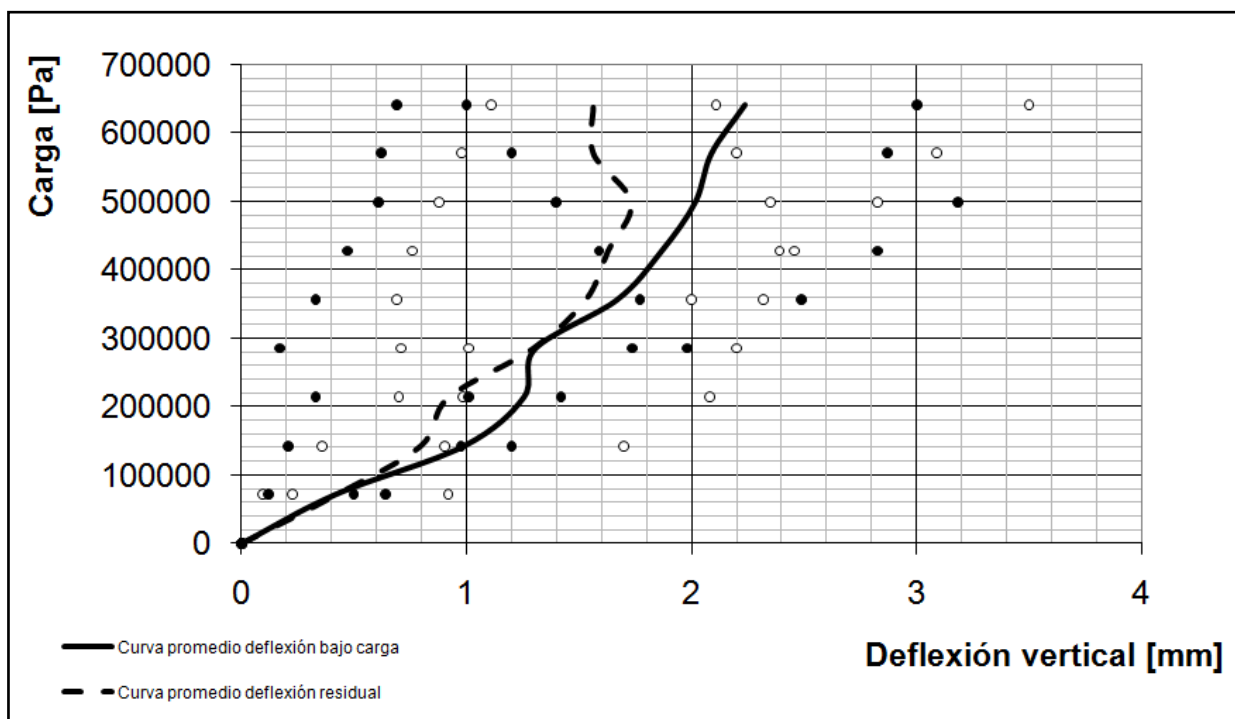
- Gráficos: curva Deflexión vs Carga, según formato señalado en NCh 801 Of.2003, ver figura C.2.1. Esta curva está asociada a datos observados en tabla C.2.1.



**Figura C.2.1 (a). Gráfico de resultados de los ensayos de compresión panel solución #4, deflexión lateral.**

Todos los ensayos de los paneles se aplicaron hasta una carga de 9 Ton aproximadamente. A partir de ese nivel de carga se provocaron pandeos globales y desgarramientos locales en los bordes inferiores y superiores de los paneles, retirándose los transductores de desplazamiento.

Frente al nivel de carga de compresión de 9 Ton, los paneles desarrollaron deflexiones verticales y laterales de 2.24 mm y 5.39 mm respectivamente.



**Figura C.2.1 (b). Gráfico de resultados de los ensayos de compresión panel solución #4, deflexión vertical.**

**Tabla C.2.1 (a). Datos Asociados a Generación de Gráfico de Resultados,  $\Delta$ Vertical.**

Carga (T)	Carga (Pa)	Promedio desplazamientos verticales bajo carga (mm)			
		Ensayo # 1	Ensayo # 2	Ensayo # 3	Promedio ensayos
1	71276	0.225	0.095	0.920	0.413
2	142552	0.360	0.905	1.700	0.988
3	213828	0.700	0.985	2.080	1.255
4	285103	0.710	1.010	2.200	1.307
5	356379	0.690	2.000	2.320	1.670
6	427655	0.760	2.455	2.390	1.868
7	498931	0.880	2.825	2.350	2.018
8	570207	0.980	3.090	2.200	2.090
9	641483	1.110	3.500	2.110	2.240

		Promedio desplazamientos verticales residuales (mm)			
Carga (T)	Carga (Pa)	Ensayo # 1	Ensayo # 2	Ensayo # 3	Promedio ensayos
1	71276	0.120	0.500	0.640	0.420
2	142552	0.210	0.975	1.200	0.795
3	213828	0.330	1.010	1.420	0.920
4	285103	0.170	1.735	1.980	1.295
5	356379	0.330	2.490	1.770	1.530
6	427655	0.470	2.825	1.590	1.628
7	498931	0.610	3.185	1.400	1.732
8	570207	0.620	2.870	1.200	1.563
9	641483	0.690	3.000	1.000	1.563

**Tabla C.2.1 (b). Datos Asociados a Generación de Gráfico de Resultados,  $\Delta$  Lateral.**

		Promedio desplazamientos laterales bajo carga (mm)			
Carga (T)	Carga (Pa)	Ensayo # 1	Ensayo # 2	Ensayo # 3	Promedio ensayos
1	71276	0.580	1.274	0.910	0.921
2	142552	0.620	2.156	1.540	1.439
3	213828	0.910	2.898	2.070	1.959
4	285103	0.730	3.346	2.390	2.155
5	356379	1.160	3.948	2.820	2.643
6	427655	1.960	4.438	3.170	3.189
7	498931	2.710	4.676	3.340	3.575
8	570207	3.610	6.748	4.820	5.059
9	641483	5.580	6.174	4.410	5.388

		Promedio desplazamientos laterales residuales (mm)			
Carga (T)	Carga (Pa)	Ensayo # 1	Ensayo # 2	Ensayo # 3	Promedio ensayos
1	71276	0.250	0.500	0.250	0.333
2	142552	0.280	0.920	0.460	0.553
3	213828	0.150	1.580	0.790	0.840
4	285103	0.120	2.200	1.100	1.140
5	356379	0.170	1.960	0.980	1.037
6	427655	0.230	1.480	0.740	0.817
7	498931	0.440	1.720	0.860	1.007
8	570207	0.540	1.800	0.900	1.080
9	641483	0.650	1.580	0.790	1.007



- Conformidad Requisitos: De acuerdo al formato de la Norma Chilena NCh 806 Of.71, en promedio, los paneles ensayados poseen las siguientes características:

- Carga de rotura: 7377 kg/m (se dividió la carga de rotura por el largo del panel 1.22 m).
- Carga en límite de proporcionalidad: 4506 kg/m.
- Deformación admisible: 2.05 mm.

Por lo tanto, desde el punto de vista de la resistencia a la compresión el panel clasifica en la categoría RC2c

- Características Ensayo: Se observa en figuras C.2.2 y C.2.3 la implementación del ensayo de compresión y la falla más típica de las probetas, respectivamente.



**Figura C.2.2. Implementación ensayo compresión muro.**

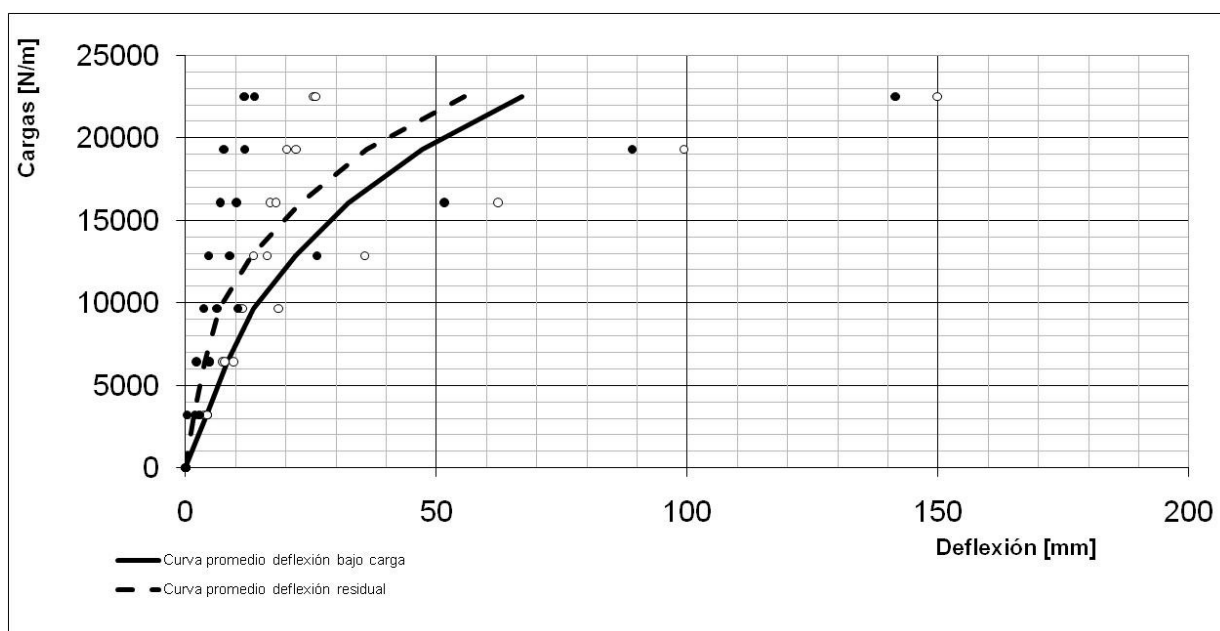


**Figura C.2.3. Modo de falla a rotura ensayo compresión muro.**

### C.3. Ensayo de Carga Horizontal.

a) Panel solución muro (#4).

- Gráficos: curva Deflexión vs Carga, según formato señalado en NCh 802 Of.1971, ver figura C.3.1. Esta curva esta asociada a datos observados en tabla C.3.1.



**Figura C.3.1. Gráfico de resultados de los ensayos de carga horizontal muro.**

Para niveles de carga del orden de 2.51 Ton en promedio, los paneles fallaron por aplastamiento y desgarramiento local del borde superior restringido frente a los desplazamientos verticales y del borde inferior restringido frente a los desplazamientos horizontales. Lo anterior, generó dificultades para mantener al panel en su plano para esos niveles de carga, comprometiendo la seguridad de los equipos de carga y de medición de deformaciones. Los paneles para estos niveles de carga horizontal ya estaban alcanzando desplazamientos horizontales efectivos de 30.45 mm en promedio aproximadamente, fuera de los rangos admisibles.

**Tabla C.3.1. Datos Asociados a Generación de Gráfico de Resultados.**

		Promedio desplazamientos verticales bajo carga [mm]			
Carga [Ton]	Carga [N/m]	Ensayo N°1	Ensayo N°2	Ensayo N°3	Promedio Ensayos
0	0	0	0	0	0.000
0.4	3216	4.398	3.670	4.280	4.116
0.8	6433	9.550	7.280	7.760	8.197
1.2	9649	18.500	10.580	11.280	13.453
1.6	12866	35.740	13.460	16.230	21.810
2	16082	62.289	16.830	17.980	32.366
2.4	19298	99.399	20.120	21.970	47.163
2.8	22515	149.823	25.500	25.880	67.068

		Promedio desplazamientos verticales residuales [mm]			
Carga [Ton]	Carga [N/m]	Ensayo N°1	Ensayo N°2	Ensayo N°3	Promedio Ensayos
0	0	0	0	0	0.000
0.4	3216	1.898	0.310	2.730	1.646
0.8	6433	4.770	2.110	4.680	3.853
1.2	9649	10.350	3.590	6.230	6.723
1.6	12866	26.150	4.540	8.730	13.140
2	16082	51.562	6.890	10.090	22.847
2.4	19298	89.002	7.570	11.740	36.104
2.8	22515	141.447	11.660	13.770	55.626

- Conformidad Requisitos: De acuerdo al formato de la Norma Chilena NCh 806 Of.71, en promedio, los paneles ensayados poseen las siguientes características (ver tabla C.3.2):

**Tabla C.3.2. Resumen de Análisis de Resultados de Ensayo de Carga Horizontal.**

	SOLUCION 4			
	C. HOR 1	C. HOR 2	C. HOR 3	PROMEDIO
Rotura <sup>I</sup> (kg/m)	1319.67	2401.64	2442.62	2054.64
Lim Prop <sup>II</sup> (kg/m)	713.11	991.80	1311.48	1005.46
Def Adm (mm)	9.45	10.57	16.23	12.08

<sup>I</sup> Se dividió la carga de rotura por la luz de ensayo; 1.22 m.

<sup>II</sup> Se dividió la carga límite por la luz de ensayo; 1.22 m.

Por lo tanto, desde el punto de vista de la resistencia a las cargas horizontales, el panel clasifica en la categoría RH3c.

- Características Ensayo: Se observa en figuras C.3.2 y C.3.3 la implementación del ensayo de flexión y la falla más típica de las probetas, respectivamente.



**Figura C.3.2. Implementación ensayo carga horizontal muro.**



**Figura C.3.3. Modo de falla típico ensayo carga horizontal muro.**

### C.4. Resistencia Admisible Paneles.

Los pasos para estimar la resistencia admisible son los siguientes:

*a) Resistencia Característica.*

En primera instancia se calculan las resistencias características de los paneles. Se asume como tal a las resistencias mínimas obtenidas en cada tipo de ensayo (probeta menos resistente), multiplicadas por un factor de 0.95. Consiguiendo con ello, que este valor de resistencia sea alcanzado por el 100% de las probetas estudiadas. El resumen se observa en tabla C.4.1.

**Tabla C.4.1. Resistencias Características de los Paneles Ensayados.**

Resistencia característica en ensayo a compresión (T)	Resistencia característica en ensayo de carga horizontal (T)	Resistencia característica en ensayo de flexión Muro (T)	Resistencia característica en ensayo de flexión Losa (T)
8.48	1.53	1.16	2.89

*b) Factor de Seguridad Propio.*

Para este cálculo se toma en cuenta la variabilidad e incertidumbre de la ejecución de los ensayos experimentales. Se asume que la demanda de solicitaciones y la resistencia de los paneles son variables aleatorias independientes con distribución log-normal, así, se puede relacionar en una sola expresión, ecuación C.4.1, la probabilidad de falla, la media de la resistencia, la media de las solicitaciones, el coeficiente de variación de la resistencia, el coeficiente de variación de las solicitaciones y la función de distribución acumulada de probabilidades (Riddel e Hidalgo, 2002).

$$P_F = \Phi \left[ \frac{\ln\left(\frac{\mu_R}{\mu_S}\right) \cdot \frac{\sqrt{1+\Omega_S^2}}{\sqrt{1+\Omega_R^2}}}{\sqrt{\ln[(1+\Omega_R^2)+(1+\Omega_S^2)]}} \right] \quad \text{Ec. (C.4.1)}$$

Donde,

$P_F$ : Probabilidad de falla.

$\Phi$ : Función de distribución acumulada de probabilidad.

$\mu_R$ : Media de la resistencia.

$\mu_S$ : Media de las solicitaciones.

$\Omega_S$ : Coeficiente variación solicitaciones.

$\Omega_R$ : coeficiente variación resistencia.

$$F.S = \frac{\mu_R}{\mu_S}$$

Se asumirá una probabilidad de falla  $P_f = 1/1000$  y un coeficiente de variación de solicitaciones  $\Omega_S = 0.25$ . De esta forma se puede despejar el factor de seguridad, tomando en cuenta el coeficiente de variación de la resistencia ( $\Omega_R$ ) para cada tipo de ensayo experimental. Luego de iterar valores para el factor de seguridad, se obtiene lo mostrado en tabla C.4.2.

**Tabla C.4.2. Factor de Seguridad Calculado.**

Ítem	Compresión	Carga horizontal	Flexión Muro	Flexión Losa
$\Omega_R$	0.073	0.31	0.134	0.01
$P_F$	0.001	0.001	0.001	0.001
FS calculado	2.16	3.4	2.33	2.09

La mayor variabilidad de resistencia se observa en el ensayo experimental de carga horizontal, obteniéndose un factor de seguridad igual a 3.4 para llegar a la probabilidad de falla propuesta. Se asume, conservadoramente, este valor para el resto de los ensayos.

**c) Resistencia y/o Tensión Admisible.**

Finalmente la resistencia admisible de los paneles, frente a distintas solicitaciones, se obtiene dividiendo la resistencia característica por el factor de seguridad correspondiente. Los resultados se muestran en tabla C.4.3.

**Tabla C.4.3. Resistencias Admisibles Paneles Ensayados.**

<b>Ítem</b>	<b>Compresión</b>	<b>Carga horizontal</b>	<b>Flexión fuera del plano Muro</b>	<b>Flexión fuera del plano Losa</b>
Resistencia característica (T)	8.48	1.53	1.16	2.89
FS propuesto	3.4	3.4	3.4	3.4
Resistencia admisible (T)	2.50	0.45	0.34	0.85

*d) Presentación Resultados.*

Para efectos de verificación estructural, la resistencia admisible de los paneles y sus elementos constituyentes (pie derecho) se entrega en formatos que se observan en tabla C.4.4.

**Tabla C.4.4. Resistencias Admisibles Panel y sus Elementos.**

<b>Ítem</b>	<b>Compresión</b>	<b>Carga horizontal</b>	<b>Flexión fuera del plano Muro</b>	<b>Flexión fuera del plano Losa</b>
Dimensión a dividir (m)	1.22	1.22	2.2	2.8
Resistencia admisible panel (Ton)	2.50	0.45	0.34	0.85
Resistencia admisible panel (kg/m)	2045.20	368.73	154.95	303.36
Resistencia admisible elemento individual (pie derecho/viga)	831.72 (kg)	149.95 (kg)	3124.78 (kg-cm)	9909.76 (kg-cm)



## Anexo D: Resultados Verificación Estructural.

Se observan los parámetros de cálculo, geométricos y normativos, para determinación de tensiones de trabajo y tensiones admisibles de los elementos resistentes de las viviendas. Además, se incluye la verificación para los casos más desfavorables.

### D.1. Pies Derechos.

a) Compresión paralela a la fibra.

En tablas siguientes, D.1.1 y D.1.2, se observan las dimensiones, propiedades y factores involucrados en el cálculo de la resistencia a compresión.

**Tabla D.1.1. Dimensiones y Parámetros.**

Ítem	Valor	Unid.
b =	41	mm
h =	65	mm
L =	2300	mm
h/b =	1.585	
A =	26.65	cm <sup>2</sup>
I <sub>xx</sub> =	93.83	cm <sup>4</sup>
I <sub>yy</sub> =	37.33	cm <sup>4</sup>
i <sub>x</sub> =	1.88	cm
i <sub>y</sub> =	1.18	cm
W <sub>x</sub> =	28870.83	mm <sup>3</sup>
W <sub>y</sub> =	18210.83	mm <sup>3</sup>
CH const =	12	%
CH serv =	19	%
t carga =	10	años
ρ =	476	kg/m <sup>3</sup>
l <sub>a</sub> =	2300	mm
l <sub>v</sub> =	4232	mm
λ <sub>v</sub> =	12.79	< 50; ok!!!
l <sub>p</sub> =	230	cm
λ <sub>x</sub> =	122.58	
λ <sub>y</sub> =	194.33	

**Tabla D.1.2. Factores de Modificación.**

<b>Generales</b>	
$kH_{comp} =$	0.664
$kD =$	1
$kC =$	1.15
<b>Particulares</b>	
$K_{hf} =$	1
$K_{\lambda v} =$	1
$K_r =$	1
$K_{cn} =$	0.8
$K_{\lambda} =$	0.112
$K_{ct} =$	0.8
$K_{hf, deflx} =$	0.775

Luego, en tabla D.1.3, se resumen los valores calculados de resistencia a compresión para ambas viviendas.

**Tabla D.1.3. Datos para la verificación en compresión paralela.**

<b>Parámetros</b>	<b>Pie derecho V3</b>	<b>Pie derecho V5</b>
Columna	C14	C49
Combinación de Carga	ADM2N	ADM6N
Carga Axial P (N)	-3216	-2023
T. diseño $F_{cp}$ (MPa)	0.48	0.48
T. Trabajo $f_{cp}$ (MPa)	1.21	0.76
Razón [ $f_{cp} / F_{cp}$ ]	<b>2.50</b>	<b>1.57</b>

Se observa en figura D.1.1 las plantas con la ubicación de los pies derechos y en figura D.1.2 un detalle de la elevación en donde se encuentran los casos aislados.

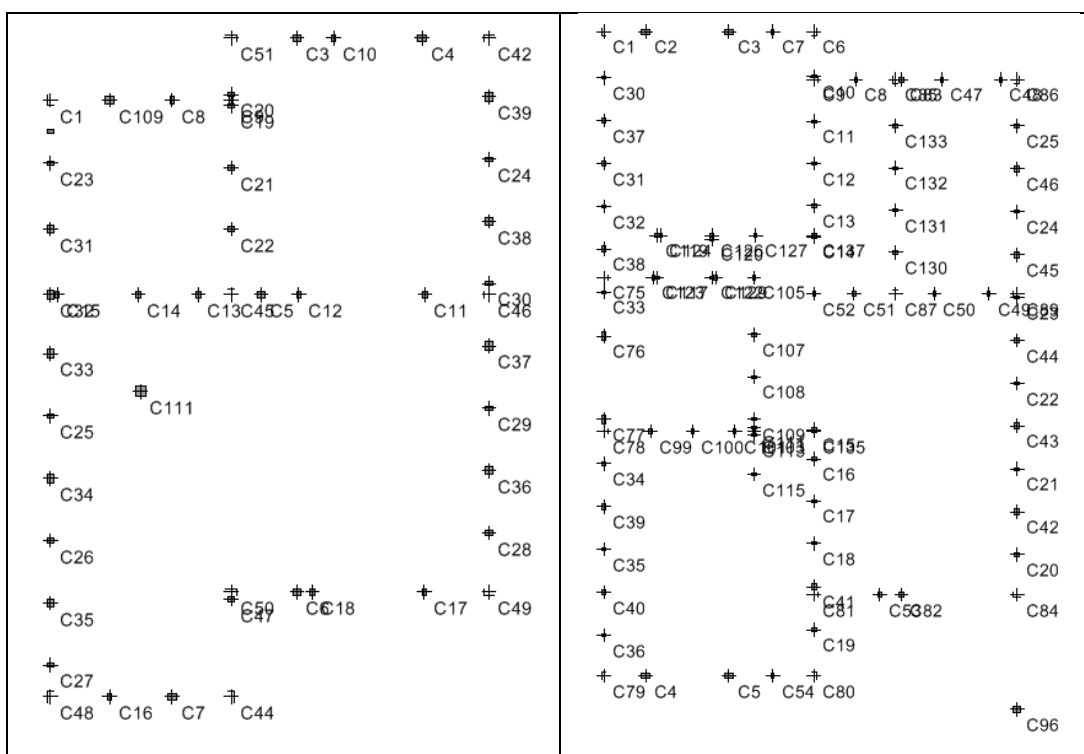


Figura D.1.1. Distribución de pies derechos en V3 (planta 1) y V5.

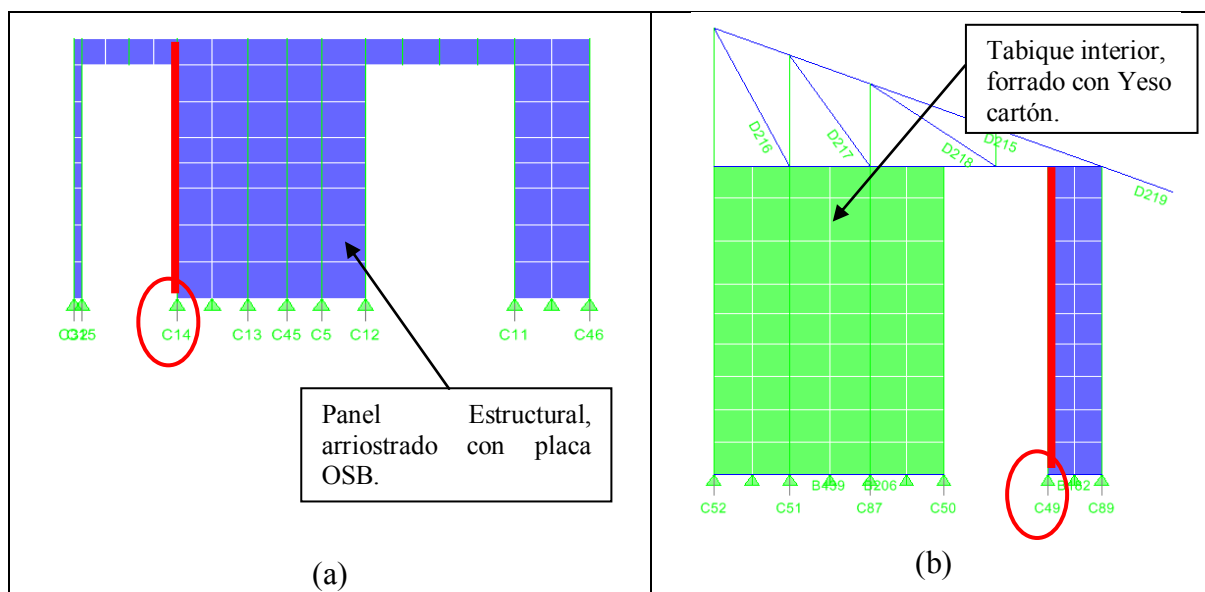


Figura D.1.2. Pie derechos más desfavorables. (a) C14 en Eje C, V3. (b) C49 en Eje C, V5.

## b) Flexocompresión.

Se muestra en tabla D.1.4 los valores de los parámetros necesarios para el cálculo de la interacción de flexocompresión y los resultados de esta para ambas viviendas.

**Tabla D.1.4. Datos para la verificación en flexocompresión.**

<b>Parámetros</b>	<b>Pie derecho V3</b>	<b>Pie derecho V5</b>
Columna	C16	C49
Combinación de Carga	ADM7P	ADM6N
Carga Axial P (N)	-256	-2023
Momento Flx. (Nmm)	143716	-63.3
$f_c$ (MPa)	0.096	0.759
$F_{c\lambda,dis}$ (MPa)	0.48	0.48
$f_{fx}$ (MPa)	0.056	-0.002
$f_{fy}$ (MPa)	7.892	-0.000032
$F_{cEx}$ (MPa)	2.023	2.023
$F_{cEy}$ (MPa)	0.805	0.805
$F_{fx,dis}$ (MPa)	5.12	5.12
$F_{fy,dis}$ (MPa)	5.12	5.12
$F_{fE}$ (MPa)	22.704	22.704
Interacción	<b>1.80</b>	<b>2.48</b>

Se observa en figura D.1.3 la planta, del segundo nivel V3, con la ubicación de los pies derechos y en figura D.1.4 un detalle de la elevación en donde se encuentran los casos aislados.

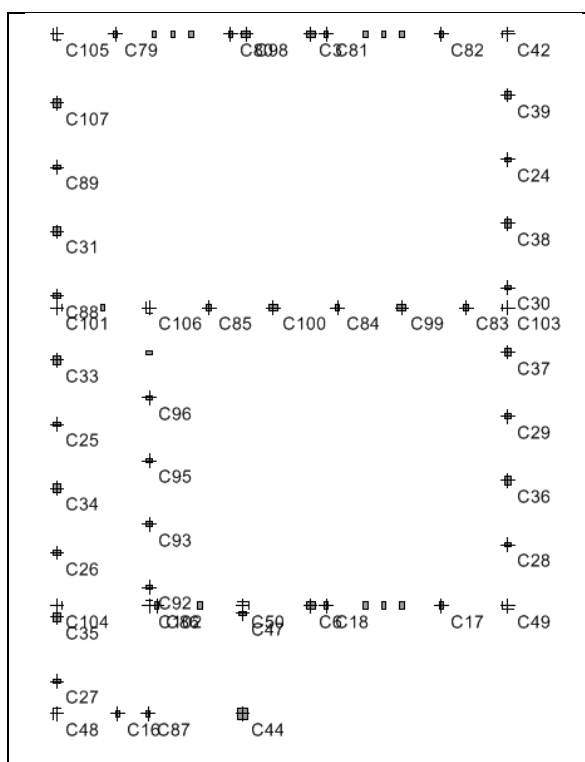


Figura D.1.3. Distribución de pies derechos en V3 (planta 2).

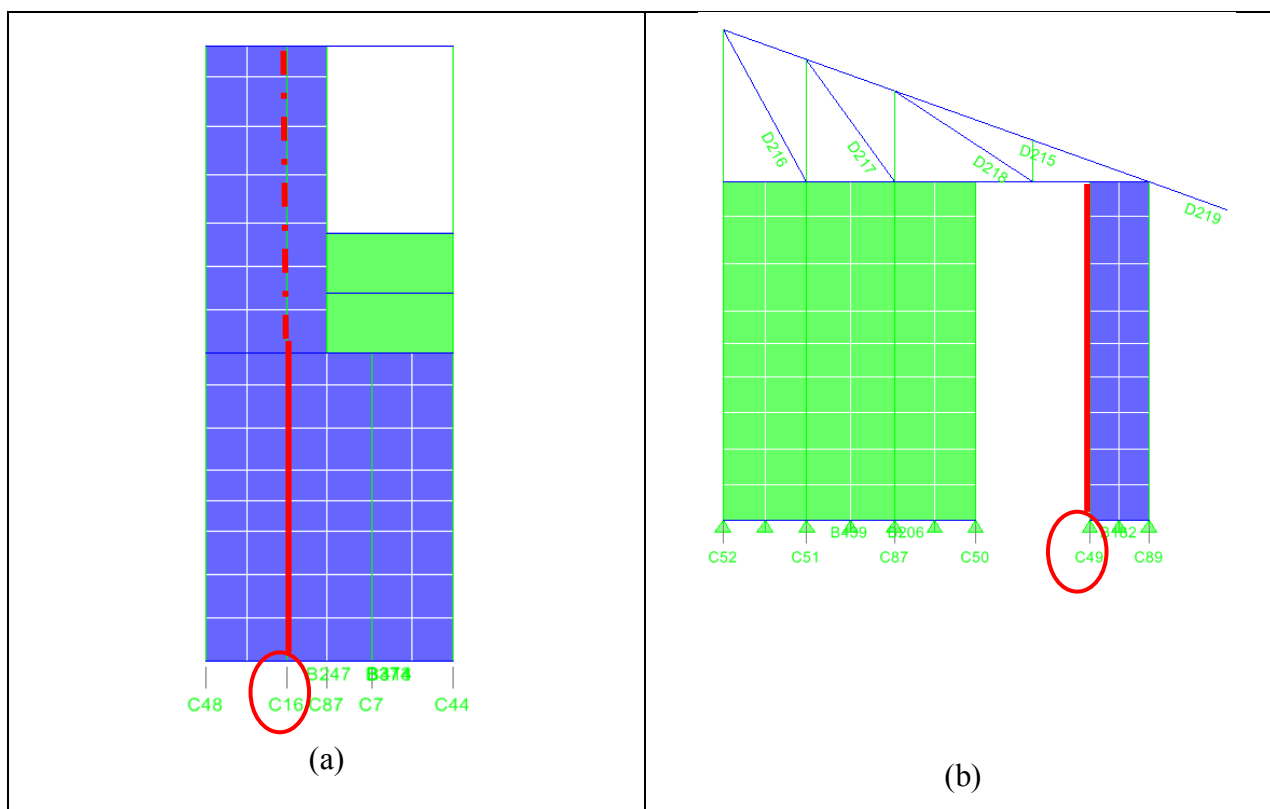


Figura D.1.4. Pie derechos más desfavorables. (a) C16 en Eje A, V3. (b) C49 en Eje C, V5.

## D.2. Vigas.

En tablas D.2.1 y D.2.2 se muestran las propiedades geométricas y factores de diseño, respectivamente.

**Tabla D.2.1. Dimensiones y propiedades de las vigas.**

Dimensiones	Vigas de Piso		Vigas Piso Maestra		Vigas de Techo		
	Cuad. II	Cuad. IV	V.M. 1	V.M. 2	Cerchas V3		Viga techo V5
					Cord. Sup.	Cord. Inf.	
b (mm)	41	41	82	82	41	41	41
h (mm)	138	138	138	138	90	90	138
L (mm)	2681	2909	2987	3963	4884	6452	3164
A (mm <sup>2</sup> )	5658	5658	11316	11316	3690	3690	5658
W <sub>x</sub> (mm <sup>3</sup> )	130134	130134	260268	260268	55350	55350	130134
W <sub>y</sub> (mm <sup>3</sup> )	38663	38663	154652	154652	25215	25215	38663

**Tabla D.2.2. Factores de Modificación.**

Factores de Modificación	Vigas de Piso		Vigas Piso Maestra		Vigas de Techo		
	Cuad. II	Cuad. IV	V.M. 1	V.M. 2	Cerchas V3		Viga techo V5
					Cord. Sup.	Cord. Inf.	
<b>Aplicación general</b>							
kH <sub>flx</sub>	0.825	0.825	0.825	0.825	0.825	0.825	0.825
kH <sub>ciz</sub>	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895
kH <sub>moe</sub>	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
kD	1	1	1	1	1	1	1
kC	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
<b>Aplicación particular</b>							
K <sub>hf</sub>	0.918	0.918	0.918	0.918	1	1	0.918
K <sub>λv</sub>	0.947	0.938	1	1	0.926	0.864	0.927
K <sub>r</sub>	1	1	1	1	1	1	1
K <sub>hf<sub>deflx</sub></sub>	0.936	0.936	0.936	0.936	0.841	0.841	0.936

a) Flexión.

A continuación, en tabla D.2.3, se muestran los resultados del cálculo del diseño a flexión.

**Tabla D.2.3. Datos para la verificación en flexión.**

Parámetros	Vigas de Piso		Vigas Piso Maestra		Vigas de Techo		
	Cuad. II	Cuad. IV	V.M. 1	V.M. 2	Cerchas V3		Viga techo V5
					Cord. Sup.	Cord. Inf.	
Viga	B305	B283	B413	B245	D136	B506	D146
Combinación de Carga	ADM1	ADM1	ADM1	ADM2P	ADM7N	ADM2N	ADM1
Momento M (N-mm)	466477	473526	189389	632026	34325	42352	251365
T. trabajo $f_f$ (MPa)	12.07	12.25	1.22	4.09	1.36	1.68	6.5
T. diseño 1 $F_{ft}$ (MPa)	4.7	4.7	4.7	4.7	5.12	5.12	4.7
T. diseño 2 $F_{fv}$ (MPa)	4.85	4.81	5.12	5.12	4.74	4.43	4.75
Razón 1 [ $f_f / F_{ft}$ ]	2.57	2.6	0.26	0.87	0.27	0.33	1.38
Razón 2 [ $f_f / F_{fv}$ ]	2.49	2.55	0.24	0.98	0.29	0.38	1.37

b) Cizalle.

Se muestra en tabla D.2.4 los resultados del cálculo del diseño de cizalle.

**Tabla D.2.4. Datos para la verificación de cizalle.**

Parámetros	Vigas de Piso		Vigas Piso Maestra		Vigas de Techo		
	Cuad. II	Cuad. IV	V.M. 1	V.M. 2	Cerchas V3		Viga techo V5
					Cord. Sup.	Cord. Inf.	
Viga	B305	B286	B413	B245	D138	B506	D138
Combinación de Carga	ADM1	ADM6N	ADM1	ADM1	ADM6P	ADM2N	ADM1
Corte V (N)	1948	1054	901	3204	735	285	407
T. trabajo $f_{cz}$ (MPa)	0.52	0.28	0.12	0.42	0.3	0.12	0.11
T. diseño $F_{cz}$ (MPa)	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
Razón [ $f_{cz} / F_{cz}$ ]	0.53	0.28	0.12	0.42	0.3	0.12	0.11

c) Deformación.

En tabla D.2.5 se muestran los parámetros utilizados para el cálculo de la deformación teórica.

**Tabla D.2.5. Parámetros para el cálculo de la deformación.**

Ítem	Vigas de Piso		Vigas Piso Maestra		Vigas de Techo		
	Cuad. II	Cuad. IV	V.M. 1	V.M. 2	Cerchas V3		Viga techo V5
					Cord. Sup.	Cord. Inf.	
E. flexión <sup>1</sup> (Mpa)	7339	7339	7339	7339	6594	6594	7339
Inercia (mm <sup>4</sup> )	8979246	8979246	17958492	17958492	2490750	2490750	8979246

<sup>1</sup>Módulo de elasticidad normal G2 (8900 MPa), ajustado por factores  $kH_{moe}$  y  $Kh_{f_{deflx}}$ , en tabla D.2.2.

En tabla D.2.6, se resumen los cálculos para las vigas más solicitadas, según combinación de carga ADM1 (pp+sc) por ser el valor de la deformación admisible adoptada de acuerdo a lo señalado en tabla 13 de NCh 1198 (L/300).

**Tabla D.2.6. Datos para la verificación de la deformada.**

Parámetros	Vigas de Piso		Vigas Piso Maestra		Vigas de Techo		
	Cuad. II	Cuad. IV	V.M. 1	V.M. 2	Cerchas V3		Viga techo V5
					Cord. Sup.	Cord. Inf.	
Viga	B303	B283	B413	B245	D138	B506	D146
Momento M (N-mm)	464097	473526	189389	579806	8947	39167	251365
Largo L (mm)	2681	2909	2987	3963	4884	6452	3164
$\Delta_{adm, NCh}$ (mm)	8.94	9.7	9.56	13.21	16.28	21.5	10.55
$\Delta_{Teo.}$ (mm)	5.27	6.33	1.34	7.31	1.35	10.3	3.96
$\Delta_{Etabs}$ (mm)	7.63	9.24	0.43	3.87	0.17	0.47	0.31
Razón 1 [ $\Delta_{Teo.} / \Delta_{adm, NCh}$ ]	0.59	0.65	0.14	0.55	0.08	0.48	0.37
Razón 2 [ $\Delta_{Etabs} / \Delta_{adm, NCh}$ ]	0.85	0.95	0.04	0.29	0.01	0.022	0.03

Se observa en figuras D.2.1, D.2.2 y D.2.3 las vigas evaluadas para piso y techo en V3 y V5.



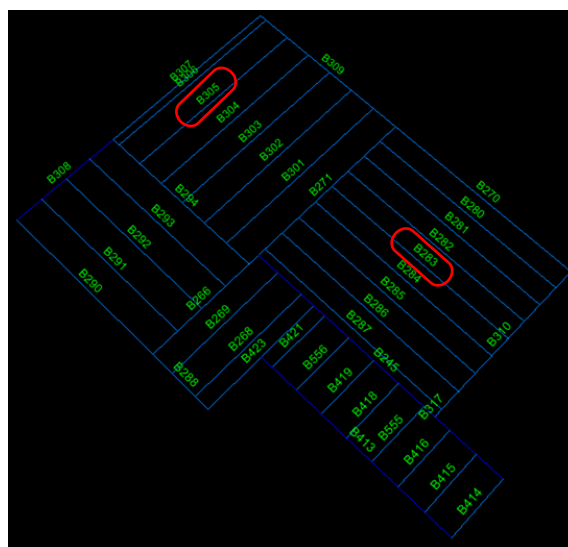


Figura D.2.1. Vigas de piso en V3.

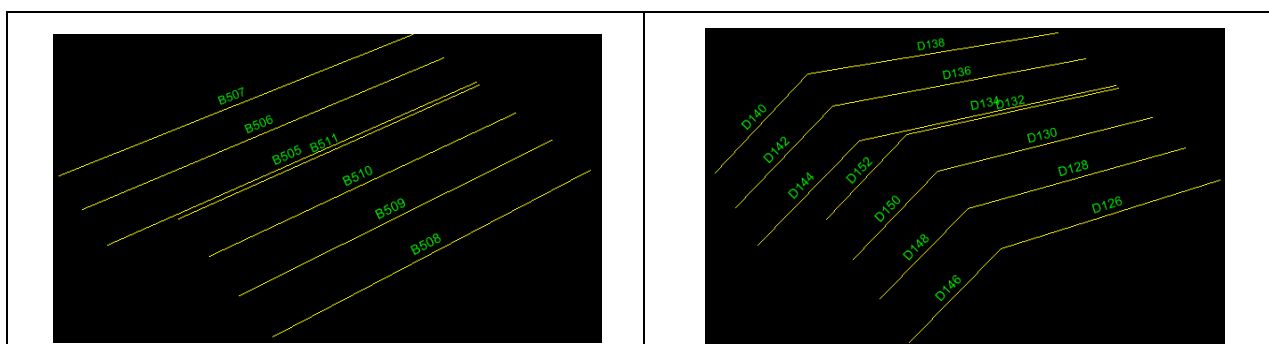


Figura D.2.2. Vigas de techo en V3, cordón inferior y superior.

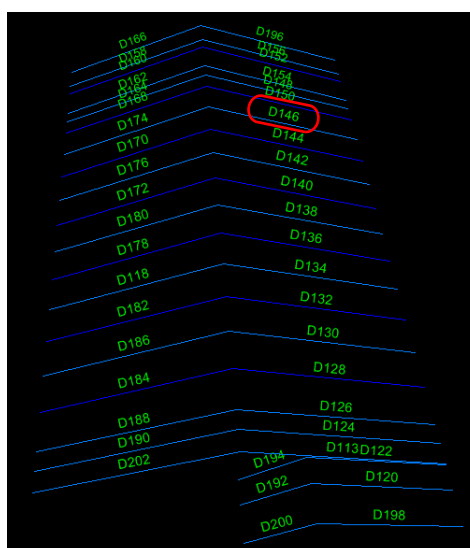


Figura D.2.3. Vigas de techo en V5.

### D.3. Uniones.

- a) Unión de placa OSB al marco del panel estructural.

En tablas siguientes, D.3.1 a D.3.3, se muestran las propiedades de los elementos participantes de la unión, los factores aplicados en el cálculo y por último las capacidades nominales.

**Tabla D.3.1. Propiedades elementos unión.**

<b>Clavos</b>		
D =	3.1	mm
Fff =	716.2	Mpa
<b>Marco Pino Radiata</b>		
esp (lc) =	53.9	mm
Dens. Anh. ( $\rho_0$ ) =	450	kg/m <sup>3</sup>
R aplast. (Rap,c) =	26.46	Mpa
<b>OSB</b>		
esp (ll) =	11.1	mm
R aplast (Rap,l) =	30	Mpa

A continuación, los parámetros para el cálculo de la capacidad admisible (extracción lateral) considerando uniones de cizalle simple y  $D < 6.4$  mm, ver tabla 36 NCh 1198 Of. 2006.

**Tabla D.3.2. Parámetros de cálculo, ajuste.**

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>	<b>Obs.</b>
FA(kd) =	2.2	Ajuste
Re =	0.88	--
Rt =	4.86	--
k1 =	1.47	--
k2 =	0.98	--
k3 =	1.89	--

Por último, los valores calculados para cada uno de los modos de fluencia (ver figura 37 NCh 1198 Of. 2006), siendo la capacidad admisible el menor de estos.

**Tabla D.3.3. Carga admisible extracción lateral.**

Capacidad Adm.	Valor	Unidad
Pel I <sub>c</sub> =	2009.73	N
Pel I <sub>l</sub> =	469.23	N
Pel II =	689	N
Pel III <sub>c</sub> =	714	N
Pel III <sub>l</sub> =	270.71	N
Pel IV =	357.90	N

Por lo tanto, la carga admisible de extracción lateral para la unión entre el marco de madera y la placa OSB es de 27.6 kg (III<sub>l</sub>).

En tabla D.3.4 se resume el cálculo, cantidad de clavos, para los ejes más desfavorables de ambas viviendas.

**Tabla D.3.4. Datos cálculo de unión placa OSB con solera.**

Parámetros	V3	V5
Eje	B	B
Fuerza solicitante (kg)	483.8	173.1
Largo (m)	2.44	2.824
Largo efectivo (m)	1.39	0.452
Espaciamiento (m)	0.1	0.1
N° clavos	14	5
Fuerza trabajo (kg/m)	348.1	382.9
Fuerza Adm. (kg/m)	276	276
Razón	1.26	1.39

b) Unión del panel con solera inferior a viga de sobrecimiento.

Se observa en tablas siguientes, D.3.5 a D.3.7, propiedades y parámetros de diseño.

**Tabla D.3.5. Propiedades elementos unión.**

Perno		
D =	12	mm
F <sub>ff</sub> =	310	Mpa
Solera		
Esp. (ll) =	82	mm
Dens. Anh. (ρ <sub>o</sub> ) =	450	kg/m <sup>3</sup>
R. aplast. (Rap,l) =	19.23	Mpa
Sobrecimiento		
Esp. (lc) =	150	mm
R. aplast. (Rap,c) =	41.37	Mpa

A continuación, los parámetros para el cálculo de la capacidad admisible (extracción lateral) considerando uniones de cizalle doble y  $6.4 \text{ mm} < D < 25 \text{ mm}$ , ver tabla 36 NCh 1198 Of. 2006.

**Tabla D.3.6. Parámetros de cálculo, ajuste.**

Parámetro	Valor	Obs.
$k\alpha =$	1.25	<i>Ajuste</i>
$Re =$	2.15	--
$Rt =$	1.83	--
$k1 =$	1.12	--
$k2 =$	1.54	--
$k3 =$	0.84	--

Por último, los valores calculados para cada uno de los modos de fluencia.

**Tabla D.3.7. Carga admisible extracción lateral.**

Capacidad Adm.	Valor	Unidad
Pel $I_c =$	14893.20	<i>N</i>
Pel $I_l =$	15135.21	<i>N</i>
Pel $II =$	--	<i>N</i>
Pel $III_c =$	--	<i>N</i>
Pel $III_l =$	4102.25	<i>N</i>
Pel $IV =$	3750.06	<i>N</i>

Por lo tanto, la carga admisible de extracción lateral para la unión entre el marco de madera (solera inferior) con la solera de amarre y el sobrecimiento es de 382.3 kg (IV).

En tabla D.3.8 se resume el cálculo para los ejes más desfavorables de ambas viviendas.

**Tabla D.3.8. Cálculo de pernos de anclaje.**

Parámetros	V3	V5
Eje	B	B
Fuerza solicitante (kg)	483.8	173.1
Largo (m)	2.44	2.824
Largo efectivo (m)	1.39	0.452
Espaciamiento (m)	1	1
N° pernos	1	1
Fuerza trabajo (kg/m)	348.1	382.9
Fuerza Adm. (kg/m)	382.3	382.3
Razón	0.91	1.00

### D.4. Fundaciones.

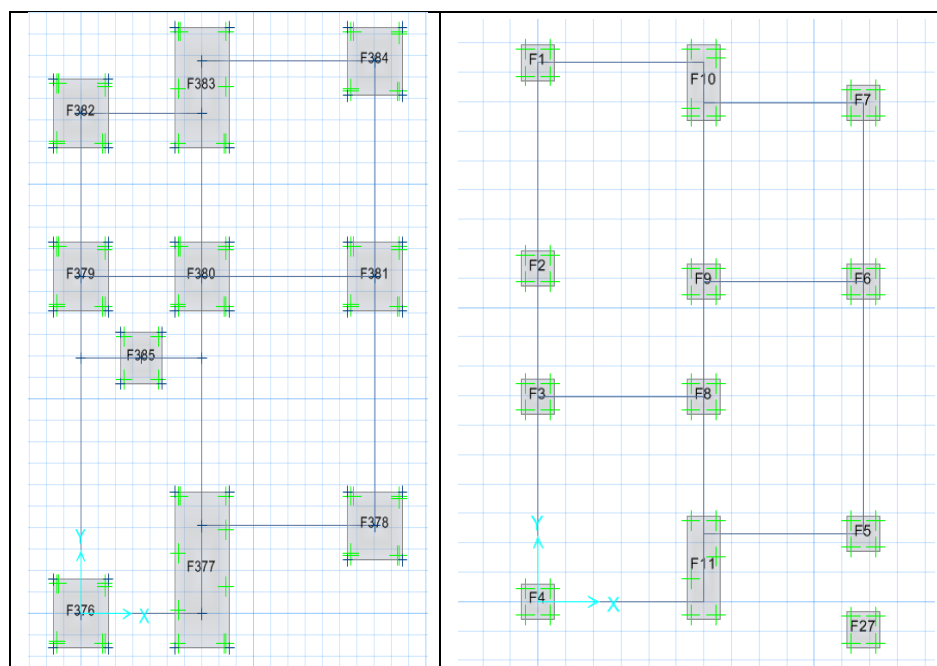
Ejemplo de diseño de viga de sobrecimiento y zapata aislada más desfavorables.

- a) Verificación propuesta cimientos aislados V3 y V5.

En figura D.4.1 y D.4.2 se observan un esquema con la disposición de las zapatas a evaluar en cada vivienda, y los esfuerzos aplicados al diseño de enfierradura de las zapatas aisladas.

En tabla D.4.2 y D.4.3 se observan los esfuerzos actuantes sobre las zapatas aisladas y las dimensiones iniciales propuestas, respectivamente.

En tabla D.4.4 se muestra las dimensiones definitivas en cada caso, justificándose con cálculo, en tablas siguientes, los cambios observados.



**Figura D.4.1. Disposición zapatas aisladas V3 y V5.**

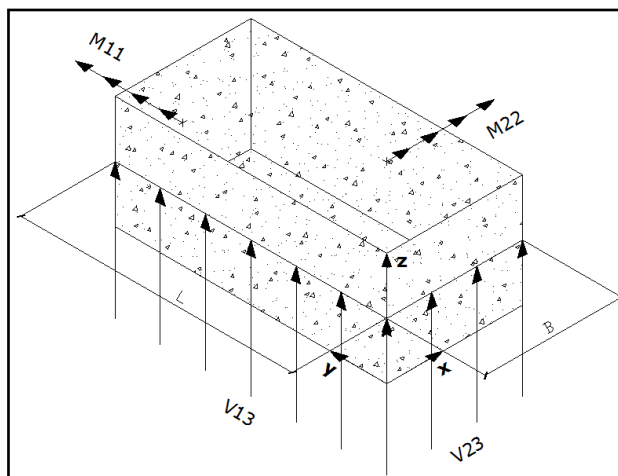


Figura D.4.2. Esfuerzo sobre zapata para diseño de refuerzo.

Tabla D.4.1. Esfuerzos actuantes en zapatas aisladas.

VIVIENDA	FUNDACIONES V3				FUNDACIONES V5			
	ELEMENT.	F376,F378-F382,F384	F383	F377	F385	F1-F9, F27	F10	F11
COMB.	DIS2P	DIS1N	DIS3N	DIS1N	DIS2N	DIS2N	DIS2N	
DESC.	FUERZA	F1	F2	F3	F4	F1	F2	F3
F11	RX (Tonf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
F22	RY (Tonf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V13+V23	RZ (Tonf)	4.37	5.16	3.92	0.68	3.26	5.76	10.37
M22	MX (Tonf-m)	0.60	1.01	0.62	0.084	0.48	0.62	0.95
M11	MY (Tonf-m)	0.42	0.21	0.71	0.048	0.40	0.90	1.81
M12	MZ (Tonf-m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla D.4.2. Dimensiones iniciales zapatas aisladas.

SECCION	FUNDACIONES V3				FUNDACIONES V5		
	F1	F2	F3	F4	F1	F2	F3
B (m)	0.8	0.8	0.8	0.6	0.6	0.6	0.6
H (m)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
L (m)	0.8	1.41	1.83	0.6	0.6	1.29	1.76

**Tabla D.4.3. Dimensiones finales zapatas aisladas.**

SECCION	FUNDACIONES V3				FUNDACIONES V5		
	F1	F2	F3	F4	F1	F2	F3
B (m)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
H (m)	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
L (m)	0.8	1.41	1.83	0.8	0.8	1.29	1.76

Se observa en tabla D.4.3 que la altura de la zapata se ha reducido a 0.35m, pues corresponde al mínimo necesario para que esta no necesite armadura de corte, además de producir ahorro de hormigón. Por otro lado, el ancho mínimo se deja en 0.8m, lo que hace cambiar la propuesta inicial para los cimientos de V5.

A continuación un ejemplo de diseño para las zapata que representa la mayor cantidad de obra; F3 en vivienda V3.

**Tabla D.4.4. Diseño zapata aislada; F3 en V3.**

<b>ESFUERZOS (últimos, mayorados apéndice C)</b>			
R <sub>x</sub> =		0	Ton
R <sub>y</sub> =		0	Ton
R <sub>z</sub> =		3.92	Ton
M <sub>x</sub> =		0.62	Ton-m
M <sub>y</sub> =		0.71	Ton-m
M <sub>z</sub> =		0	Ton-m
<b>SECCION</b>			
B =		0.8	m
L =		1.83	m
H =		0.35	m
D <sub>f</sub> =		0.6	m
b =		0.15	m
l =		0.15	m
<b>DATOS MAT.</b>			
f <sub>c</sub> =		200	kg/cm <sup>2</sup>
F <sub>y</sub> =		4200	kg/cm <sup>2</sup>
σ adm =		1	kg/cm <sup>2</sup>
γ <sub>suelo</sub> =		1.8	Ton/m <sup>3</sup>
γ <sub>H°</sub> =		2.4	Ton/m <sup>3</sup>
<b>1) Dimensiones zapata para satisfacer σ adm del terreno.</b>			
Distribución de presiones en base zapata:			
σ =	1.290	Ton/m <sup>2</sup>	
	0.129	kg/cm <sup>2</sup>	
σ disp =	0.871	kg/cm <sup>2</sup>	
N =	3.920	Ton	
M <sub>y</sub> =	0.710	Ton-m	
M <sub>x</sub> =	0.620	Ton-m	
	ex =	0.181	m
	ey =	0.158	m
	hx/6 =	0.133	m
	hy/6 =	0.305	m
<b>Las presiones en el terreno presentan:</b>			
<i>Distribución en x (B) Triangular</i>			
<i>Distribución en y (L) Trapezoidal</i>			
<b>DISTRIBUCION TRIANGULAR</b>			
	σ max (x) =	11.940	Ton/m <sup>2</sup>
<b>DISTRIBUCION TRAPEZOIDAL</b>			
	σ max2 (y) =	3.253	Ton/m <sup>2</sup>
	σ min2 (y) =	1.031	Ton/m <sup>2</sup>

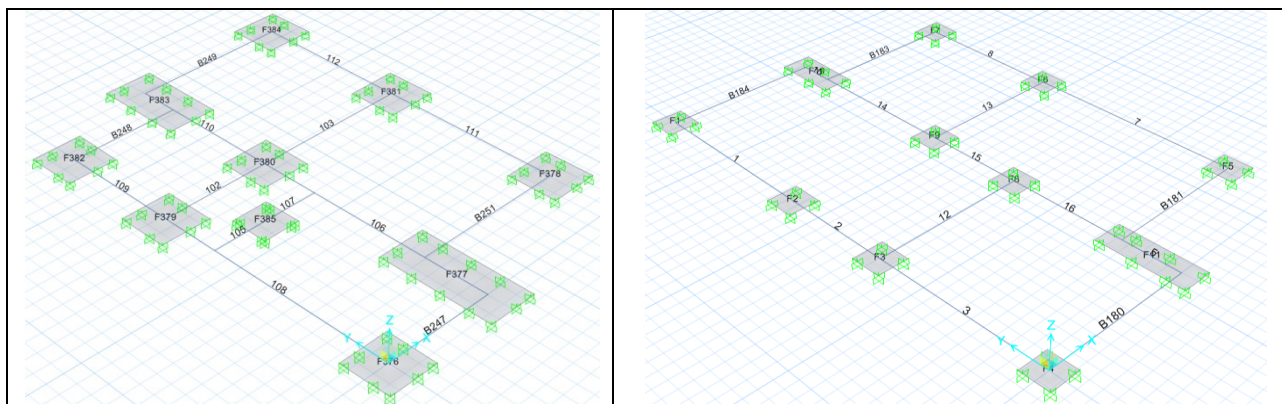


2) Verificación zapata al esfuerzo de corte.		
<b>a) acción en un sentido (efecto viga).</b>		
$\phi =$	0.85	
db =	12 mm	
Rec =	5 cm	
d =	29.4 cm	
Lx =	3.1 cm	
Ly =	54.6 cm	
Tx =	1.194 kg/cm <sup>2</sup>	Max Triang
Ty =	0.325 kg/cm <sup>2</sup>	Max Trapez
B'x =	65.66 cm	82.1%
B'y =	183.00 cm	100%
qx,x =	1.138 kg/cm <sup>2</sup>	
qx,y =	0.174 kg/cm <sup>2</sup>	
Vu,x =	661.35 kg	OK
Vu,y =	1089.71 kg	OK
Vc =	17629.02 kg	
$\phi Vc =$	14984.67 kg	
<b>b) punzonamiento.</b>		
c1+d =	44.4 cm	
c2+d =	44.4 cm	
qy,x =	0.467 kg/cm <sup>2</sup>	
qy,y =	0.214 kg/cm <sup>2</sup>	
$\Delta P1 =$	919.92 kg	
$\Delta P2 =$	422.28 kg	
Vu,x =	3000.08 kg	OK
Vu,y =	3497.72 kg	OK
$\beta =$	1	
bo =	177.6 cm	
Vc1 =	117409.2771 kg	
Vc2 =	138888.4092 kg	
Vc3 =	73842.31263 kg	
$\phi Vc =$	62766 kg	

<b>3) Verificación zapata en flexión.</b>		
$\phi$ =	0.9	
s,x =	32.5 cm	
s,y =	84 cm	
qz,x =	0.60 kg/cm <sup>2</sup>	
qz,y =	0.09 kg/cm <sup>2</sup>	
Mu,x =	42122.64 kg-cm	OK
Mu,y =	159812.62 kg-cm	OK
Mn,x =	511106.22 kg-cm	
Mn,y =	1169155.49 kg-cm	
$\phi$ Mn =	459996 kg-cm	
As min =	4.23 cm <sup>2</sup>	
Usar:	$\phi$ =	12
	@ =	20 cm
	A/ml =	5.65 cm <sup>2</sup> (Principal)
	A/ml =	2.51 cm <sup>2</sup> (Reparto: $\phi 8@20$ )
<b>4) Verificación asentamientos.</b>		
B =	0.8 m	
L =	0.8 m	
P =	3.26 Ton	
sc =	0.72 Ton	
A =	0.64 m <sup>2</sup>	
q =	6.223 Ton/m <sup>2</sup>	
v =	0.25	
Es =	1725 Ton/m <sup>2</sup>	
Ip =	0.9	
$\delta$ esq =	0.0012 m	
	1.221 mm	
$\delta$ cen =	0.0024 m	
	2.442 mm	OK

b) Verificación propuesta viga de amarre en V3 y V5.

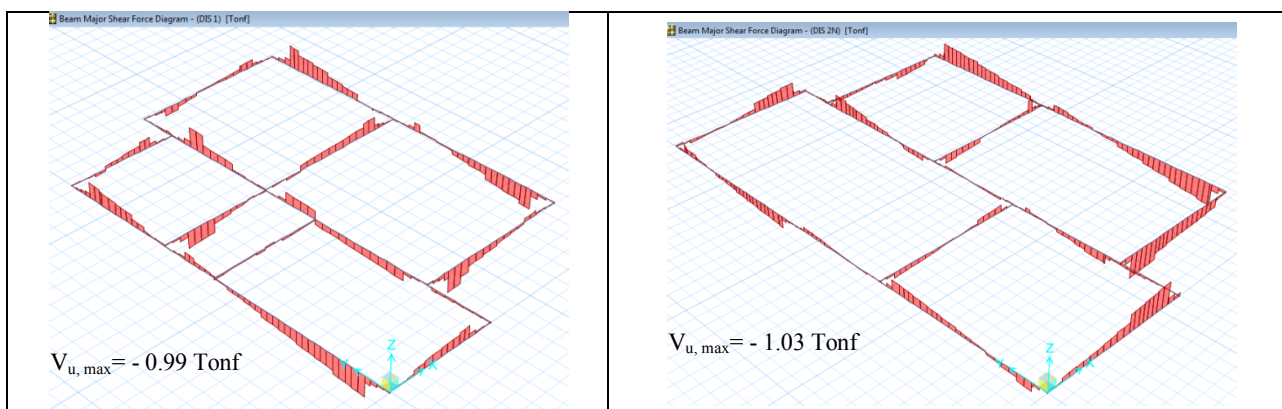
En figura D.4.3 se observa un esquema con la disposición de las vigas a evaluar en cada vivienda.



**Figura D.4.3. Disposición vigas de amarre V3 y V5.**

En figura D.4.4 y D.4.5 se observan los diagramas de corte y momento, respectivamente, para las combinaciones de carga más desfavorables.

Finalmente en tabla D.4.5 se muestra el diseño para viga de amarre más desfavorable; viga 7 en V5.



**Figura D.4.4. Esfuerzo de corte en V3 (DIS1) y V5 (DIS2N).**

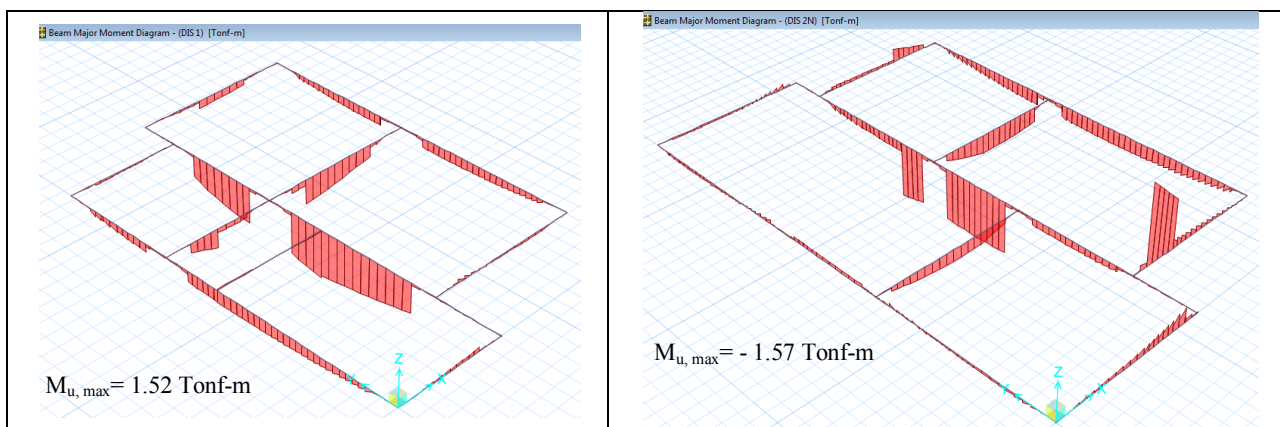


Figura D.4.5. Esfuerzo de momento en V3 (DIS1) y V5 (DIS2N).

Tabla D.4.5. Diseño viga de amare en V5.

a) Verificación para viga en Flexión						
Verificación Viga Simplemente Armada						
Mu	1.570	Ton - m	$\Phi$	$\epsilon_u$	$\epsilon_t$	$\epsilon_y$
Mn,req	1.744	Ton - m	0.9	0.003	0.005	0.002
Cuantías	<b>Balance</b>	<b>Máxima</b>	<b>Mínima</b>	<b>Mn(max)</b>	<b>4.27</b>	<b>Ton - mt</b>
	0.0206	0.0129	0.0033			
Factor As :	100%					
<b>Como :</b>	$Mn,req$	<	$Mn(max)$	<b>No se requiere doble armadura</b>		
Con lo anterior tenemos:	$\epsilon_s$	0.005	>	0.002	OK!	
	<b>As (max) = 4.8 cm2/ml</b>		<b>Utilizar 4Φ10 + 2Φ8 → As=4.15 cm2/ml</b>			OK!
Verificación Viga Doblemente Armada (NO REQUERIDA)						

b) Verificación para viga por Corte			
Vu (max) =	1.030	Ton	$\Phi$
Vu(L/2) =	0.525	Ton	0.75
Ecuación: $V(L) = -0.23598131 L + 1.030$			
$V_c$	2.811	Ton	
$\Phi V_c$	2.108	Ton	Como : $\Phi V_c > V_u(d) = 0.971$
<b><i>El hormigón resiste el corte adecuadamente!</i></b>			
Vs	1.516	Ton	Como $V_s(max) > V_s$ : No se requieren cambios en la sección de la viga ni de restricciones al hormigón
Vs(max)	11.667	Ton	
S(min)	12.5	cm	
		<b>Utilizar (<math>\Phi</math>)</b>	<b>Esp (cm)</b>
		8	15

## Anexo E: Imágenes Modelo y Documentos de Proyecto.

El modelo de la estructura de las viviendas se realiza a través del software ETABS (V9), el cual corresponde a un sistema completamente integrado, en donde se maneja una interfase intuitiva y simple, encajando además con poderosos métodos numéricos y procedimientos de diseño y códigos internacionales.

Además, presenta numerosas herramientas de dibujo, que hacen mucho más simple la implementación de las viviendas tal cual como fueron estructuradas, como en este caso, basadas íntegramente en la arquitectura, más los elementos de techumbre y entrepiso proyectados.

Etabs usa objetos para representar miembros físicos. Al crear un modelo, el usuario empieza dibujando la geometría del objeto, y después asignándole propiedades y cargas para definir completamente la estructura del edificio.

Una de las características más importantes que ofrece Etabs es el reconocimiento de los niveles de pisos, permitiendo el ingreso de datos de construcción de una forma conveniente y lógica. Es decir, los modelos se definen piso por piso, viga por viga, columna por columna, muro por muro, etc. Así la definición estructural es simple ordenada y significativa.

### E.1. Plantas y Elevaciones Vivienda de 2 Pisos.

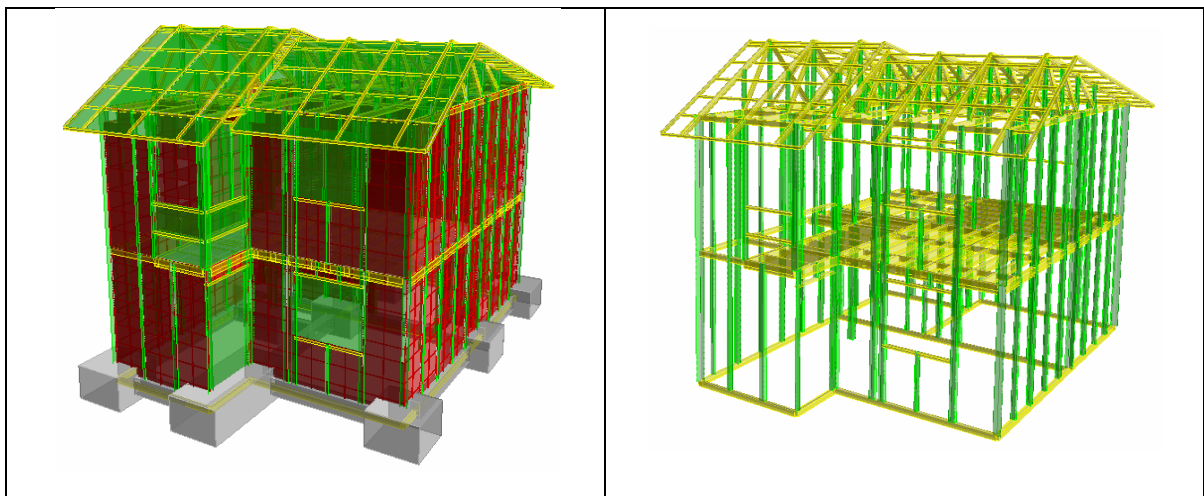
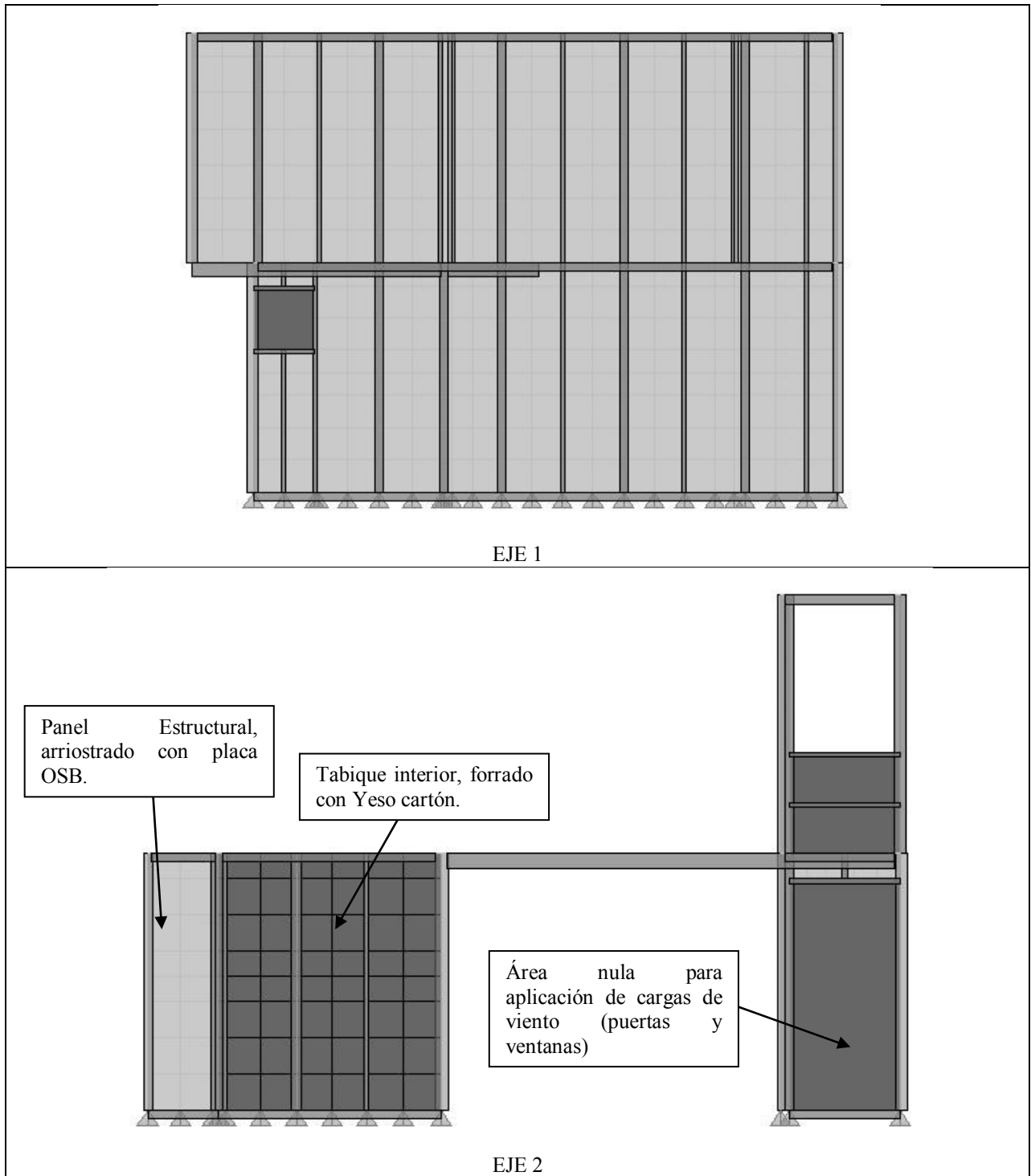
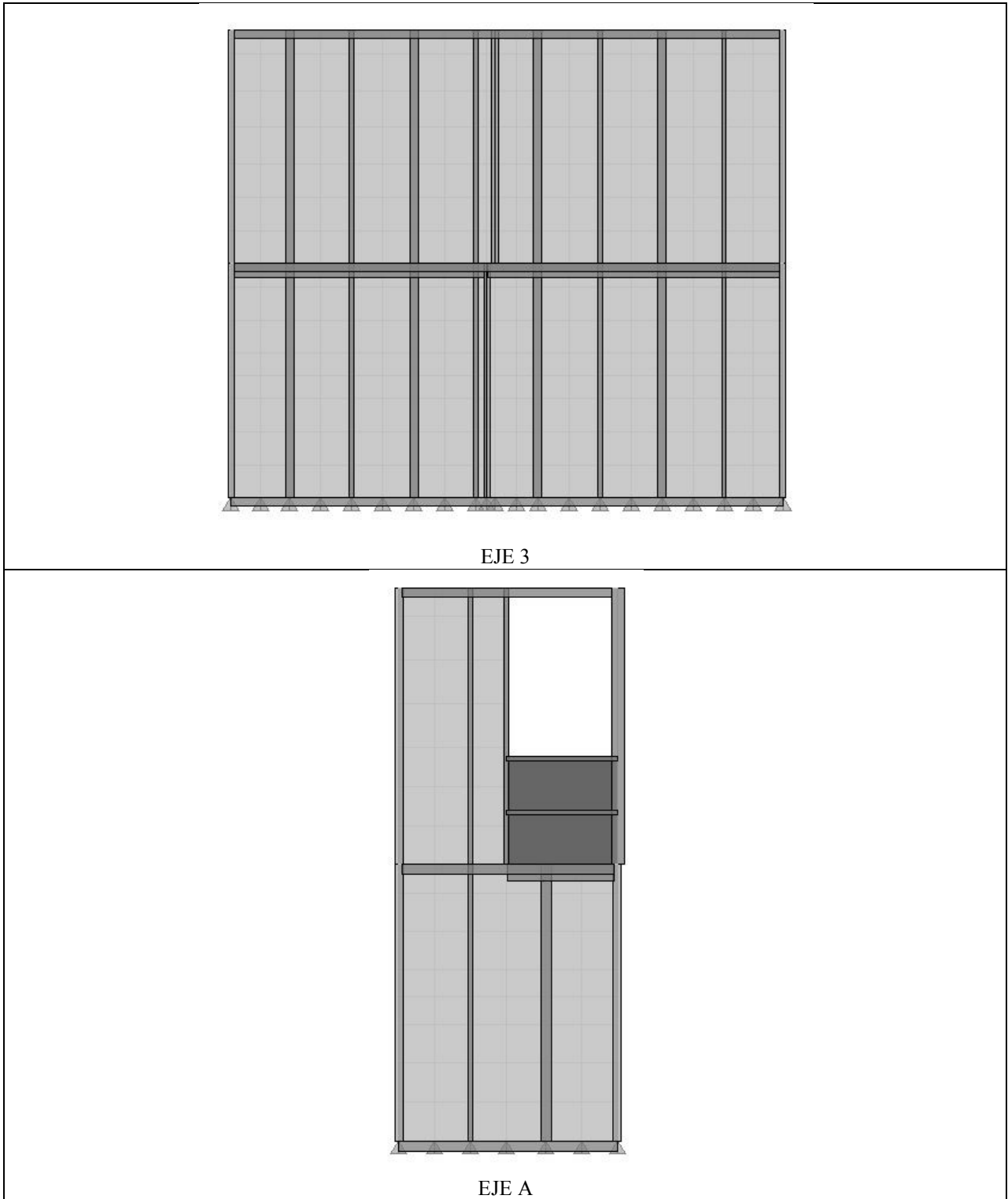


Figura E.1.1. Vista isométrica del sistema estructural de vivienda V3 modelada en Etabs.

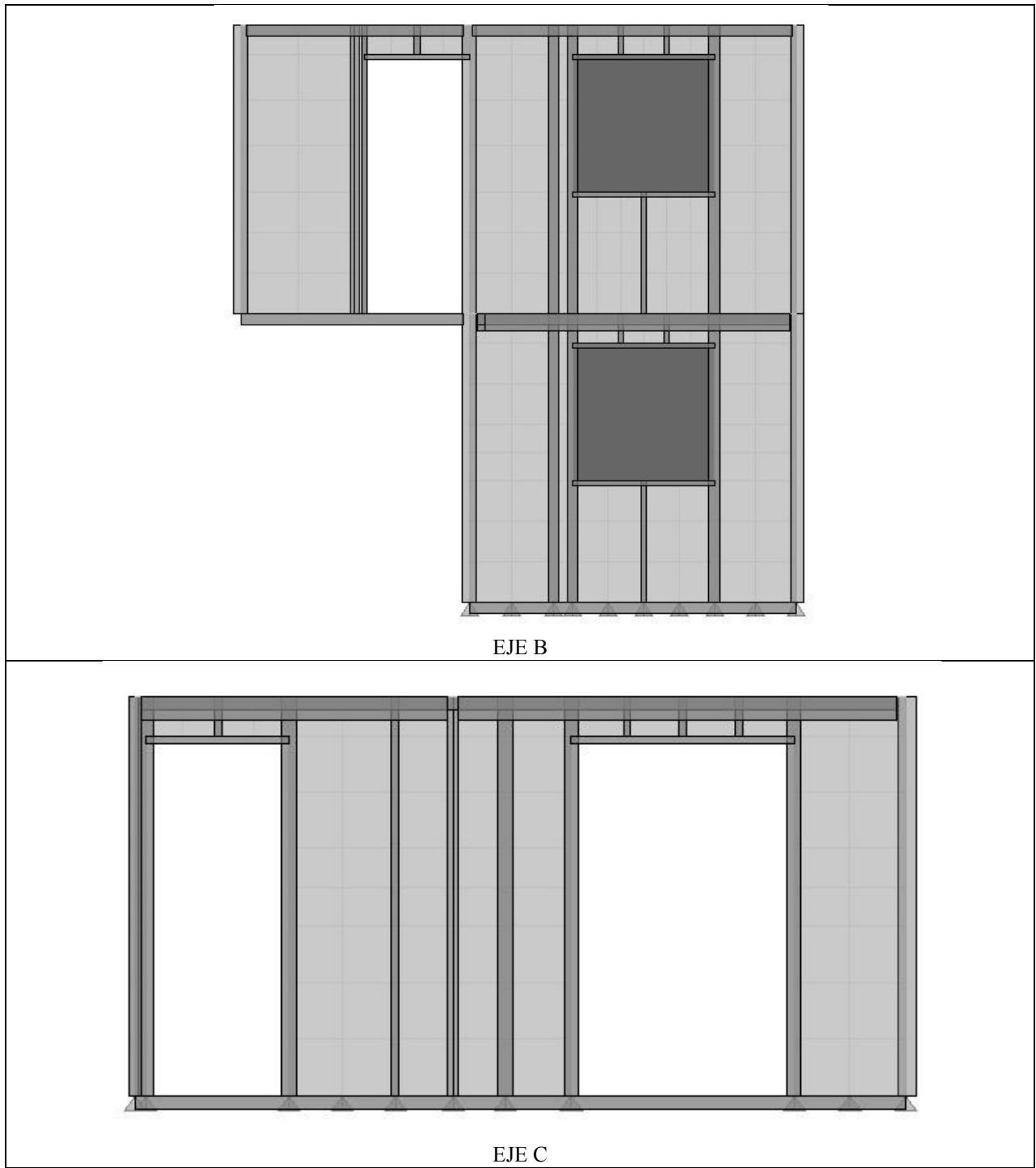


**Figura E.1.2a. Elevaciones ejes principales vivienda V3.**

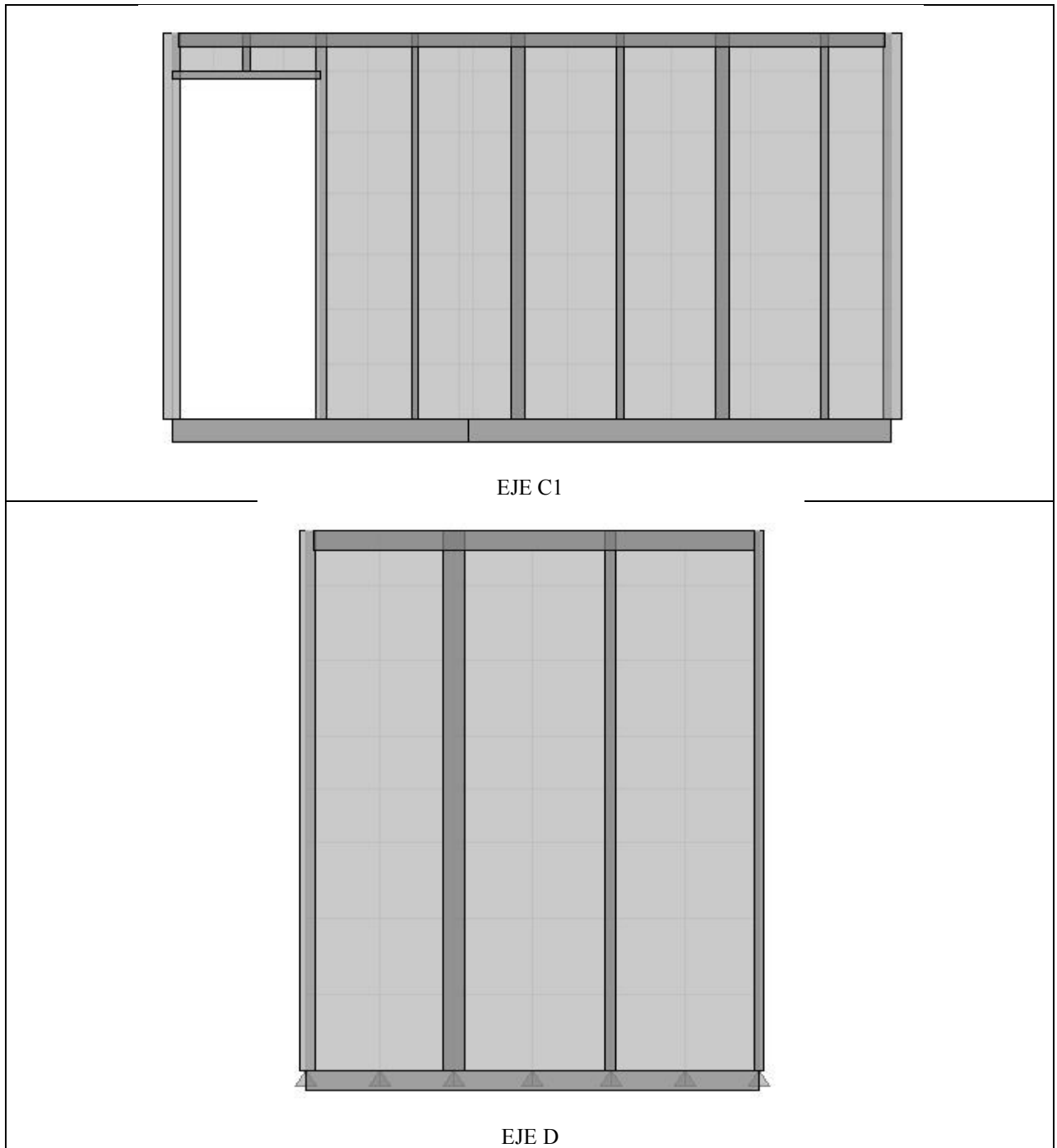


**Figura E.1.2b. Elevaciones ejes principales vivienda V3.**

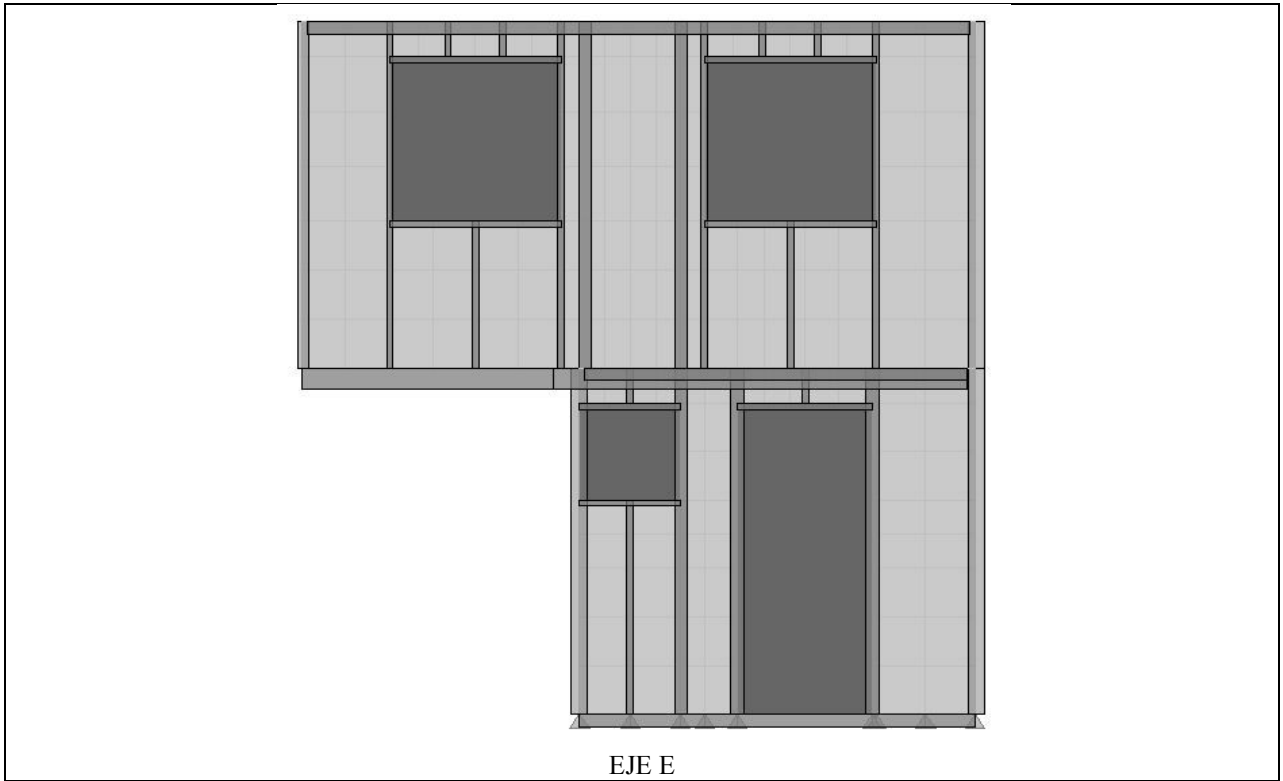




**Figura E.1.2c. Elevaciones ejes principales vivienda V3.**



**Figura E.1.2d. Elevaciones ejes principales vivienda V3.**



**Figura E.1.2e. Elevaciones ejes principales vivienda V3.**

## E.2. Plantas y Elevaciones Vivienda de 1 Piso.

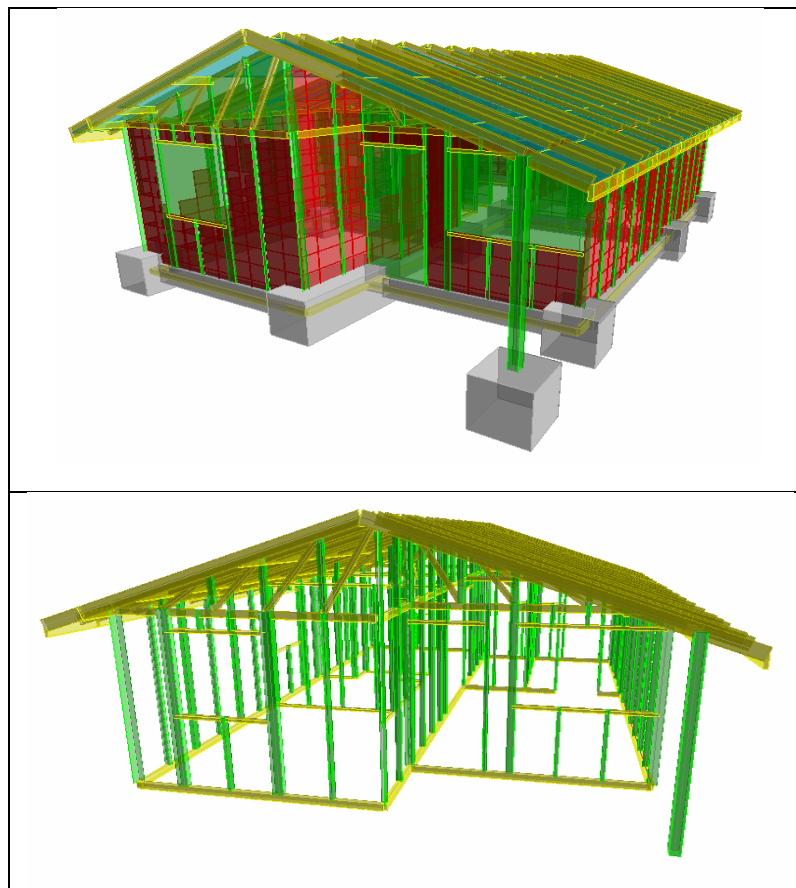
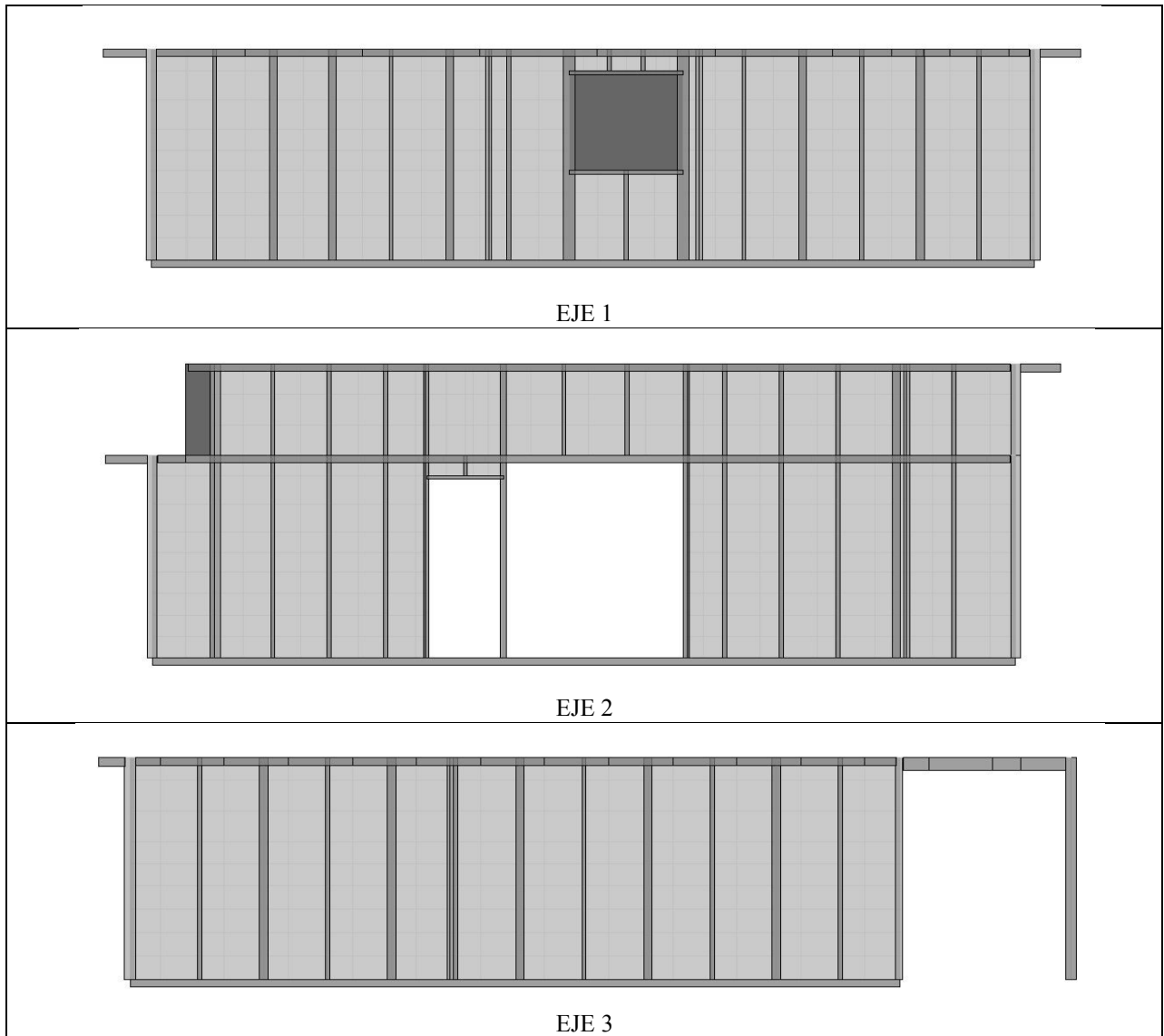
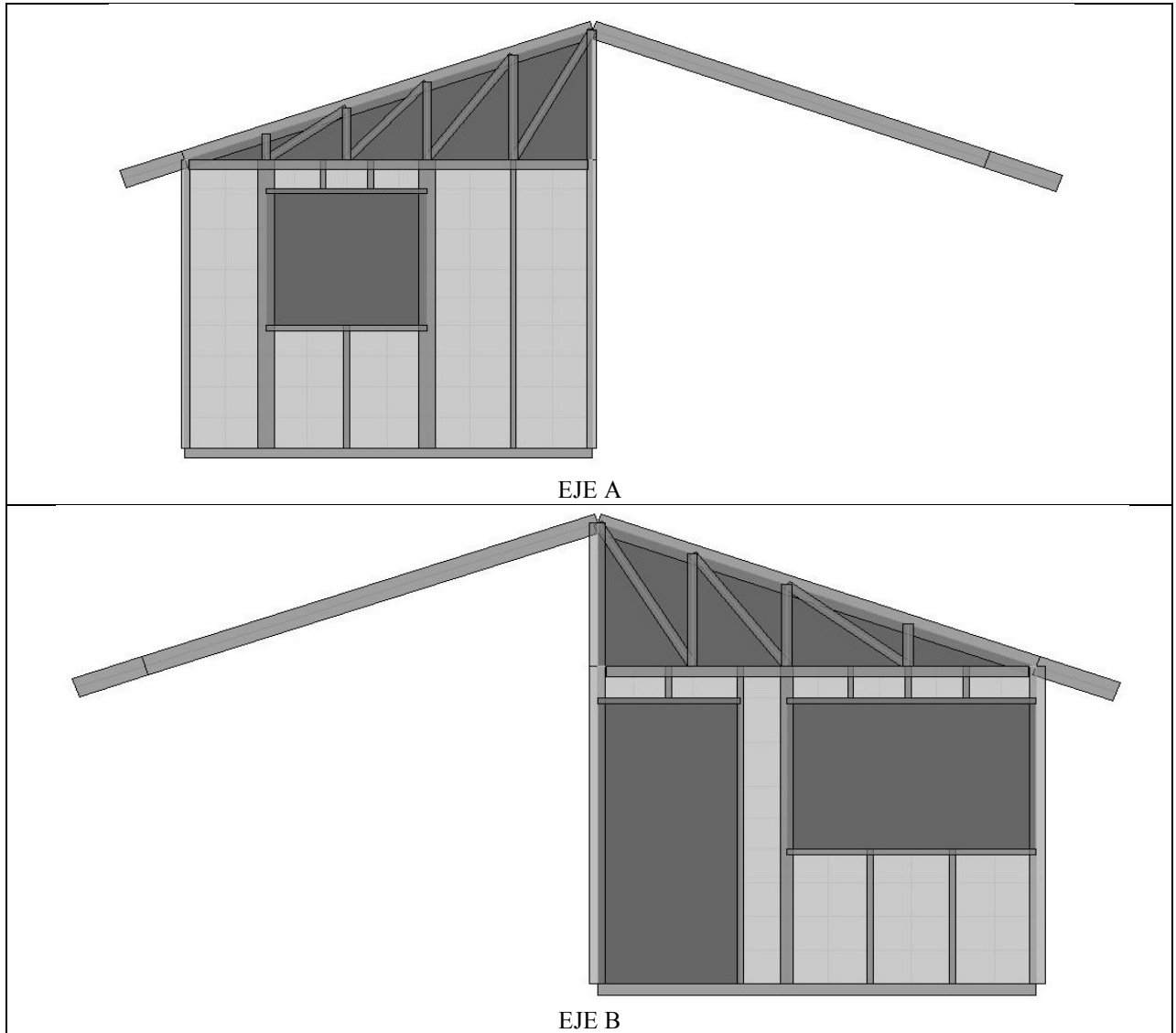


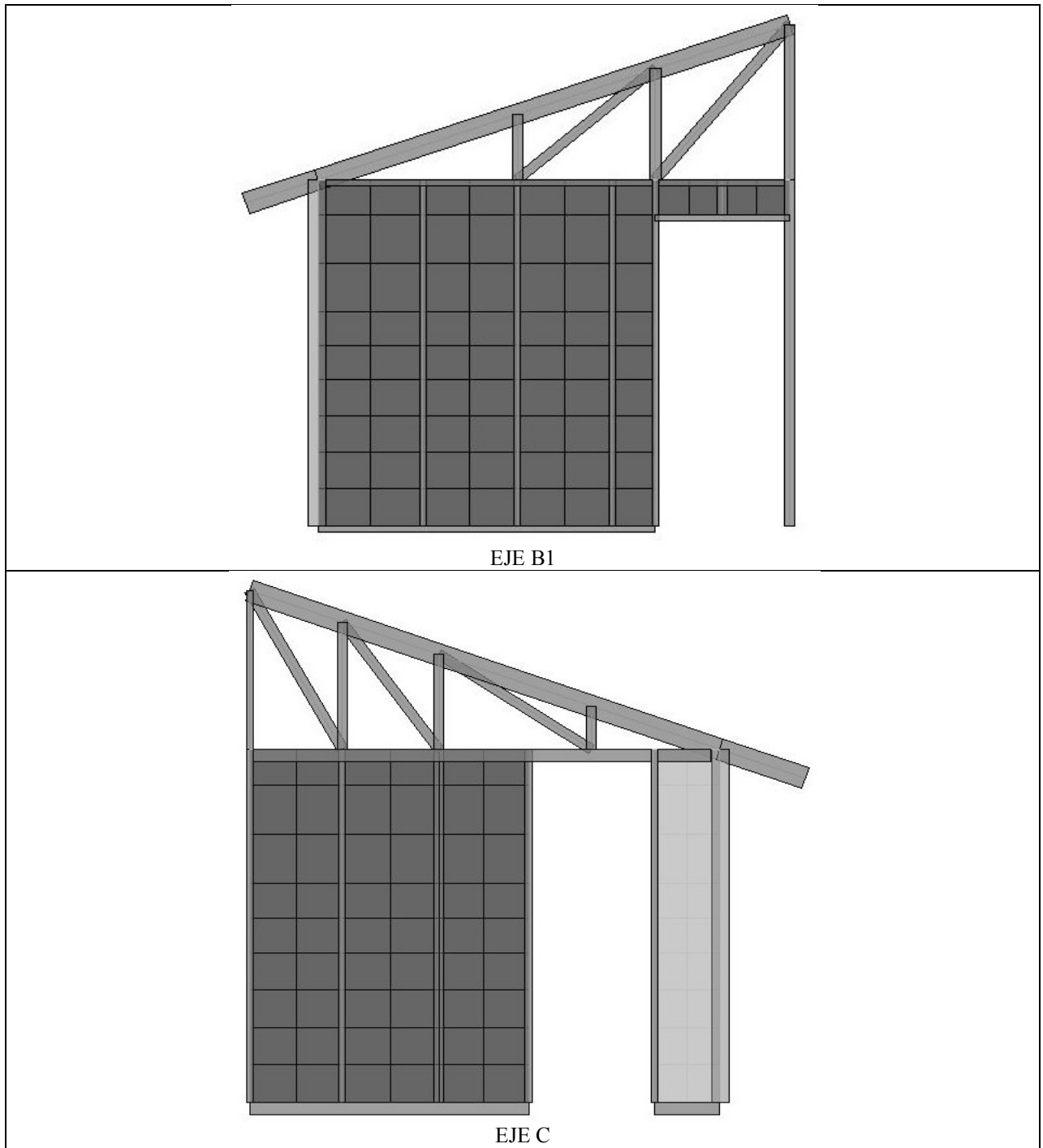
Figura E.2.1. Vista isométrica del sistema estructural de vivienda V5 modelada en Etabs.



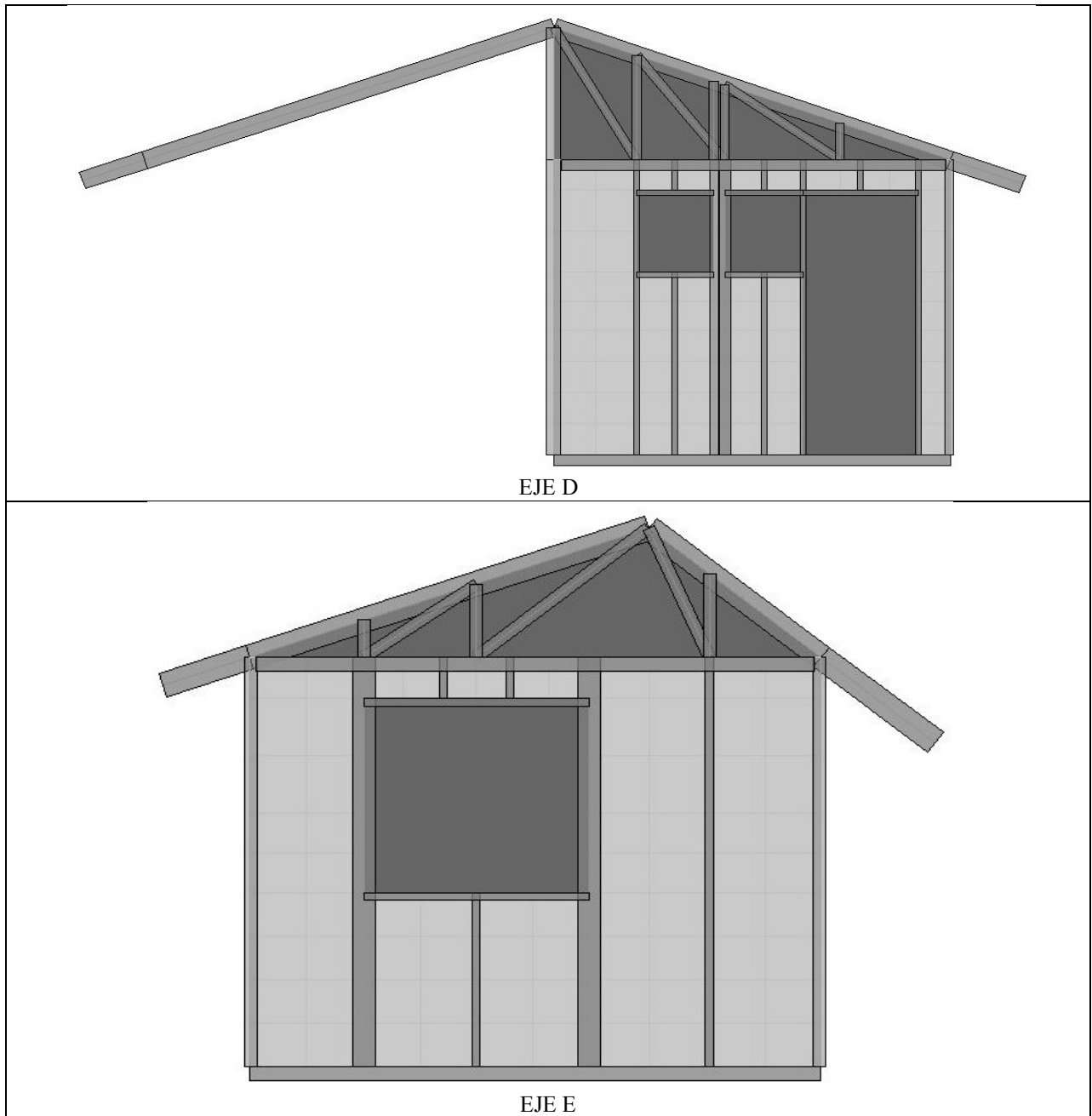
**Figura E.2.2a. Elevaciones ejes principales vivienda V5.**



**Figura E.2.2b. Elevaciones ejes principales vivienda V5.**



**Figura E.2.2c. Elevaciones ejes principales vivienda V5.**



**Figura E.2.2d. Elevaciones ejes principales vivienda V5.**



**E.3. Planos de Diseño Vivienda de 2 Pisos.**  
**(ARCHIVO DIGITAL)**

**E.4. Planos de Diseño Vivienda de 1 Piso.**  
**(ARCHIVO DIGITAL)**