

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“ANÁLISIS PARAMÉTRICO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE
CONEXIONES POSTENSADAS EN PÓRTICOS DE MADERA LAMINADA”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

RUDY WALTER MAURY HURTADO

ASESOR

DR. RAFAEL ROLANDO SALINAS BASUALDO

LIMA- PERÚ

2019

© 2019, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Maury Hurtado, Rudy Walter

rudy.maury@gmail.com

+51943809171 – 4337239

DEDICATORIA

Dedico la presente tesis a mis padres Gudelia y Walter, mi tía Ghina y mi hermano Danny por su amor y apoyo incondicional en todo momento.

ÍNDICE

| | |
|--|----|
| RESUMEN | 4 |
| ABSTRACT | 5 |
| LISTA DE TABLAS | 6 |
| LISTA DE FIGURAS | 7 |
| LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS | 9 |
| CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN | 13 |
| 1.1 GENERALIDADES | 13 |
| 1.2 ANTECEDENTES | 13 |
| 1.3 PROBLEMÁTICA | 15 |
| 1.4 OBJETIVOS | 16 |
| 1.4.1 Objetivo principal | 16 |
| 1.4.2 Objetivos específicos | 16 |
| CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO | 17 |
| 2.1 MADERA COMO MATERIAL ESTRUCTURAL | 17 |
| 2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA | 18 |
| 2.3 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES FABRICADOS CON MADERA LAMINADA ENCOLADA | 19 |
| 2.4 DISEÑO DE ELEMENTOS COMPUESTOS | 21 |
| 2.4.1 Método Gamma | 21 |
| 2.4.2 Cálculo de tensiones axiales | 21 |
| 2.4.3 Cálculo de deformaciones | 22 |
| 2.5 DEMANDA SÍSMICA DE DISEÑO DEL SISTEMA | 22 |
| 2.5.1 Diseño directo basado en desplazamiento (DDBD) | 23 |
| 2.5.2 Determinación del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema | 24 |

| | | |
|--|--|-----------|
| 2.5.3 | Procedimiento de diseño basado en desplazamiento | 28 |
| 2.6 | DETERMINACIÓN DE ACCIONES DE DISEÑO DEL PÓRTICO | 30 |
| 2.7 | RESPUESTA HISTERÉTICA DE LA CONEXIÓN | 34 |
| 2.8 | ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN | 37 |
| 2.8.1 | Respuesta de la conexión | 37 |
| 2.8.2 | Deformación de elementos estructurales | 38 |
| 2.9 | DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONEXIÓN POSTENSADA | 39 |
| 2.9.1 | Relación de la respuesta de la conexión y la rotación impuesta | 41 |
| 2.9.2 | Esfuerzos sobre elementos de madera | 42 |
| 2.9.3 | Fuerza de tensado | 43 |
| 2.9.4 | Momento nominal de la conexión | 44 |
| 2.9.5 | Procedimiento de diseño simplificado | 44 |
| 2.10 | VERIFICACIÓN DE DISEÑO SIMPLIFICADO DE LA CONEXIÓN POSTENSADA | 45 |
| CAPÍTULO III: DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONEXIONES POSTENSADAS | | 48 |
| 3.1 | DESCRIPCIÓN DEL PÓRTICO DE DISEÑO | 48 |
| 3.1 | DISEÑO DE LA VIGA POR CARGAS DE GRAVEDAD | 49 |
| 3.1.1 | Solicitaciones de diseño por cargas de gravedad | 49 |
| 3.1.2 | Capacidad de la viga | 50 |
| 3.1.3 | Verificación de deformaciones | 55 |
| 3.2 | DETERMINACIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA DE DISEÑO | 55 |
| 3.3 | DETERMINACIÓN DE FUERZAS DE DISEÑO SOBRE EL PÓRTICO | 62 |
| 3.4 | DISEÑO SIMPLIFICADO DE LA CONEXIÓN | 64 |
| 3.4.1 | Cálculo de deformaciones | 65 |
| 3.4.2 | Determinación de la rotación admisible de la conexión | 65 |

| | | |
|-------|---|----|
| 3.4.3 | Diseño de la conexión viga columna | 66 |
| 3.4.3 | Resumen diseño simplificado | 68 |
| | CAPÍTULO IV: DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONEXIONES VARIANDO LAS CONDICIONES DE SITIO | 70 |
| | CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE CONEXIONES MEDIANTE ANÁLISIS PARAMÉTRICO | 72 |
| 5.1 | ANÁLISIS PARAMÉTRICO CONEXIÓN DE PRIMER NIVEL | 75 |
| 5.2 | ANÁLISIS PARAMÉTRICO CONEXIÓN DE SEGUNDO NIVEL | 77 |
| 5.3 | ANÁLISIS PARAMÉTRICO CONEXIÓN DE TERCER NIVEL | 79 |
| | CONCLUSIONES | 81 |
| | RECOMENDACIONES | 82 |
| | BIBLIOGRAFÍA | 83 |
| | ANEXOS | 85 |

RESUMEN

El presente trabajo de tesis aplica un proceso simplificado de diseño para pórticos de madera con conexiones viga-columna postensadas, sobre un modelo de pórtico para uso comercial ubicado en la costa peruana sobre suelo rígido. Para la verificación de diseño se realiza el análisis paramétrico de cada conexión en función a una rotación impuesta al pórtico utilizando el método “Analogía de Viga Monolítica” (Palermo et al, 2005) dentro del programa de investigación desarrollado por el programa PRES-LAM de la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda.

Para la obtención de la demanda sísmica, se ha optado por utilizar el Método de Diseño Directo Basado en Desplazamiento (Priestley et al, 2007) y la Normativa Peruana E030 para la definición del espectro de desplazamientos. Durante el proceso de diseño y análisis se muestran las diferentes hipótesis necesarias para tomar en cuenta la naturaleza frágil y flexible propia del comportamiento mecánico de la madera laminada y el comportamiento dinámico del sistema estructural.

ABSTRACT

A simplified design process is applied in this work for post-tensioned beam-column connections in a model for a commercial building, placed on the Peruvian coast on rigid soil. For de design verification, the parametric analysis of each connection is performed according to a rotation imposed on the frame using the “Monolithic Beam Analogy - MBA” method (Palermo et al, 2005) developed as part of the PRESSS-LAM program of the University of Canterbury in New Zealand.

In order to obtain the seismic demand, the Direct Displacement-Based Design Method (Priestley et al, 2008) has been used, besides the Peruvian technical standard E030 for the definition of the displacement spectrum. During analysis and process, the different assumptions to take into account the fragile and flexible nature of the mechanical behavior of laminated wood and the dynamic behavior of the structural system are shown.

LISTA DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1. Tensiones básicas de elementos laminados de pino radiata. Fuente NCh 2165. | 18 |
| Tabla 2. Tensiones básicas de elementos laminados de pino radiata - sometidos a carga axial. Fuente NCh 2165 | 19 |
| Tabla 3. Factor de ajuste por efecto de temperatura. | 19 |
| Tabla 4. Factor de ajuste por efecto de tratamientos químicos | 20 |
| Tabla 5. Factor de ajuste por efecto de humedad | 20 |
| Tabla 6. Propiedades mecánicas del concreto armado | 48 |
| Tabla 7. Propiedades mecánicas del postensado | 49 |
| Tabla 8. Propiedades mecánicas de la madera | 49 |
| Tabla 9. Cálculos para determinación de desplazamiento de diseño y altura efectiva | 57 |
| Tabla 10. Factores de zona (Tabla N°01 del RNE E030) | 59 |
| Tabla 11. Factores de suelo S (Tabla N°03 del RNE E030) | 59 |
| Tabla 12. Periodos t_p y t_i (Tabla N°04 del RNE E030) | 59 |
| Tabla 13. Fuerzas inerciales | 62 |
| Tabla 14. Determinación de MTB | 62 |
| Tabla 15. Acciones de diseño del pórtico | 64 |
| Tabla 16. Deformaciones elásticas | 69 |
| Tabla 17. Momentos de diseño, momentos nominales y profundidad de eje neutro de conexiones | 69 |
| Tabla 18. Acciones de diseño del pórtico | 70 |
| Tabla 19. Deformaciones elásticas | 71 |
| Tabla 20. Momentos de diseño, momentos nominales y profundidad de eje neutro de conexiones | 71 |

LISTA DE FIGURAS

| | | |
|-----------|---|----|
| Figura 1 | Ensayo de conexión viga-columna de sistema autocentrante. | 14 |
| Figura 2 | Ensayo de muro autocentrante de madera. | 14 |
| Figura 3 | Ensayo en unión columna – base del sistema autocentrante. | 14 |
| Figura 4 | Prototipo ensayado por PRES LAM. | 14 |
| Figura 5 | Young Hunter House, Christchurch | 15 |
| Figura 6 | Massey University, Welington | 15 |
| Figura 7 | Carterton Events Centre, Welington | 15 |
| Figura 8 | Wynn Wlliams House, Christchurch | 15 |
| Figura 9 | Disposición de laminación de viga de madera encolada | 18 |
| Figura 10 | Fundamentos del método del Diseño Basado en Desplazamientos | 24 |
| Figura 11 | Caracterización de amortiguamiento histerético | 26 |
| Figura 12 | Acciones sísmicas | 31 |
| Figura 13 | Histéresis de conexión postensada y componentes. | 35 |
| Figura 14 | Mecanismo de abertura de conexión postensada híbrida (Pampanin y otros, 2001). | 37 |
| Figura 15 | Representación de deformaciones elásticas en la conexión viga-columna en pórtico postensado (Adaptado de Newcombe, 2011). | 40 |
| Figura 16 | Relación entre rotación impuesta y rotación de la conexión (Adaptado de Newcombe, 2011). | 41 |
| Figura 17 | Reforzamiento de columna. Newcombe, 2011. | 42 |
| Figura 18 | Esfuerzos sobre la madera | 42 |
| Figura 19 | Procedimiento de diseño simplificado | 45 |
| Figura 20 | Procedimiento de determinación de respuesta momento-rotación. (Pampanin y otros, 2000) | 46 |
| Figura 21 | Elevación de pórtico | 48 |
| Figura 22 | Sección viga compuesta madera – concreto armado | 51 |
| Figura 23 | Espectro elástico de pseudo-aceleraciones | 60 |
| Figura 24 | Espectro elástico de desplazamientos | 60 |
| Figura 25 | Determinación del periodo efectivo | 61 |
| Figura 26 | Conexión postensada viga-columna | 67 |
| Figura 27 | Porcentaje de deformación elástica en cada conexión | 69 |
| Figura 28 | Elevación de pórtico para suelo tipo S2 | 70 |
| Figura 29 | Porcentaje de deformación elástica en cada conexión | 71 |

| | |
|---|----|
| Figura 30 Procedimiento de determinación de respuesta momento-rotación. (Pampanin y otros, 2000) | 73 |
| Figura 31 Datos de entrada para análisis en rutina de Matlab conexión primer nivel | 75 |
| Figura 32 Resultados análisis paramétrico conexión de primer nivel | 76 |
| Figura 33 Datos de entrada para análisis en rutina de Matlab conexión segundo nivel | 77 |
| Figura 34 Resultados análisis paramétrico conexión de segundo nivel | 78 |
| Figura 35 Datos de entrada para análisis en rutina de Matlab conexión segundo nivel | 79 |
| Figura 36 Resultados análisis paramétrico conexión de tercer nivel | 80 |

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

| | |
|------------|--|
| A | Área de sección transversal. |
| A_l | Área de sección de losa de concreto armado. |
| A_{pt} | Área de los tendones. |
| A_v | Área de sección de viga. |
| b | Ancho de losa de concreto armado. |
| b_b | Ancho de zona de compresión sobre la columna. |
| b_c | Ancho de columna. |
| b_v | Ancho de viga. |
| c | Profundidad del eje neutro. |
| C_t | Fuerza de compresión aplicada sobre la madera |
| d | Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje del tendón postensado. |
| E | Módulo de elasticidad del material. |
| e_p | Extrusión adicional de placa metálica de refuerzo de columna. |
| E_c | Módulo de elasticidad del concreto. |
| E_{con} | Módulo elástico de la madera dentro de la conexión. |
| E_h | Energía disipada por amortiguamiento. |
| $E_{L,b}$ | Módulo de elasticidad básico para madera laminada encolada (MLE). |
| $E_{L,bx}$ | Módulo de elasticidad de viga de MLE de pino radiata sometido a flexión alrededor del eje x-x. |
| E_{para} | Módulo elástico en dirección paralela al grano de la madera. |
| E_{perp} | Módulo elástico de la madera en dirección perpendicular al grano. |
| E_{pt} | Módulo elástico de cables de tensado. |
| E_s | Energía disipada elásticamente. |
| f_c | Esfuerzo de compresión sobre la columna. |
| f_f | Tensión en la madera. |
| $F_{b,c}$ | Tensión de diseño básica de MLE de pino radiata sometida a corte. |
| $F_{b,f}$ | Tensión de diseño básica de MLE de pino radiata sometida a flexión. |
| $F_{b,fc}$ | Tensión de diseño básica de MLE de pino radiata sometida a tracción normal a las fibras. |

| | |
|-----------------|---|
| $F_{b,cn}$ | Tensión de diseño básica de MLE de pino radiata sometida a compresión normal a las fibras. |
| $F_{fc,dis}$ | Tensión de flexo-compresión de diseño. |
| $F_{ft,dis}$ | Tensión de flexo-tracción de diseño. |
| F_i | Fuerza inercial lateral equivalente aplicada en el i-ésimo piso. |
| F_t | Fuerza inercial adicional aplicada en el último piso, para tomar en cuenta efecto de amplificación por modos altos. |
| $f_{y,pt}$ | Esfuerzo de fluencia del acero de cables de tensado. |
| f'_c | Resistencia nominal del concreto a la compresión. |
| G | Módulo elástico de corte de la madera. |
| h_v | Peralte de viga |
| h_c | Peralte de columna |
| H | Altura de piso en análisis. |
| H_e | Altura efectiva. |
| H_i | Altura del i-ésimo piso. |
| H_n | Altura del último piso. |
| I_{EF} | Inercia efectiva. |
| I_v | Inercia de la viga. |
| I_c | Inercia de la columna. |
| k | Rigidez del conector viga – losa. |
| K_D | Factor de ajuste por efecto de duración de la carga. |
| K_H | Factor de ajuste por efecto de humedad. |
| K_T | Factor de ajuste por efecto de la temperatura. |
| K_Q | Factor de ajuste por efecto de tratamientos químicos. |
| K_V | Factor de ajuste para efectos de laminado encolado. |
| $K_{\lambda V}$ | Factor de ajuste por inestabilidad de volcamiento lateral. |
| L | Longitud de crujía. |
| L_v | Longitud total de la viga (entre caras externas). |
| l_{pt} | Longitud del tendón de postensado. |
| $M_{B,i}$ | Momento al extremo de la viga del i-ésimo piso. |
| $M_{C,i}$ | Momento en la columna del i-ésimo piso. |
| M_{con} | Momento en la conexión. |
| M_n | Momento nominal de la conexión. |
| M_{pt} | Momento provisto por postensado. |
| M_{dde} | Momento provisto por dispositivos de disipación de energía. |

| | |
|--------------------------|---|
| m_i | Masa del i-ésimo piso. |
| m_e | Masa efectiva. |
| n | Número de pisos. |
| n_v | Número de vigas en el nivel analizado. |
| Q | Fuerza cortante. |
| r | Ratio de postfluencia. |
| R_ξ | Factor de reducción espectral para amortiguamiento viscoso equivalente. |
| s | Separación de conectores de corte. |
| t | Espesor de losa de concreto armado. |
| T | Fuerza de tracción. |
| T_e | Periodo efectivo. |
| T_{pt} | Fuerza de tensado. |
| T_{pti} | Fuerza de tensado inicial aplicada por los tendones. |
| V_b | Cortante basal. |
| $V_{B,i}$ | Fuerza cortante de la viga del i-ésimo piso. |
| V_{col} | Fuerza cortante dentro de la columna. |
| V_{viga} | Fuerza cortante dentro de la viga. |
| \bar{V}_{nh} | Fuerza horizontal promedio en el nudo. |
| $V_{S,i}$ | Fuerza cortante del i-ésimo piso. |
| W | Módulo de flexión de la sección transversal neta. |
| α | Parámetro que controla la forma del perfil de esfuerzos sobre la columna. |
| δ_i | Magnitud de la forma de modo del i-ésimo piso. |
| δ_c | Magnitud de la forma de modo del piso crítico. |
| $\delta\varepsilon_{pt}$ | Variación de deformación de tendones postensados debido a apertura de conexión. |
| Δ_d | Desplazamiento lateral de diseño. |
| Δ_{dde} | Elongación del dispositivo de disipación de energía debido a rotación impuesta. |
| Δ_i | Desplazamiento lateral del i-ésimo piso. |
| Δ_{pt} | Elongación de los tendones de postensado debido a rotación impuesta. |
| $\Delta_{T,\xi}$ | Desplazamiento espectral para un periodo y amortiguamiento viscoso equivalente dados. |

| | |
|----------------------|--|
| ε_c | Deformación por compresión en la fibra más solicitada. |
| ε_{pt} | Deformación del tendón postensado. |
| ε_{pti} | Deformación unitaria inicial en los tendones debido al postensado inicial. |
| $\varepsilon_{pt,i}$ | Deformación unitaria inicial del tendón i. |
| φ_c | Curvatura en la columna. |
| $\varphi_{dec,para}$ | Curvatura de descompresión de la madera paralela al grano. |
| φ_v | Curvatura en la viga. |
| γ | Medida de rigidez del enlace entre elementos compuestos. Distorsión en el nudo por cortante debido a fuerzas horizontales y verticales actuantes. |
| γ_h | Distorsión en el nudo debido a esfuerzos horizontales. |
| γ_v | Distorsión en el nudo debido a esfuerzos verticales. |
| λ | Ratio de momento de abertura. |
| θ_c | Deformación angular en la columna. |
| θ_{con} | Rotación efectiva de la conexión. |
| θ_D | Distorsión relativa de entrepiso de diseño (Drift de diseño). |
| θ_{imp} | Rotación impuesta en la conexión. |
| θ_n | Deformación angular en el nudo. |
| θ_v | Deformación angular en la viga. |
| μ | Ductilidad. |
| ξ_{eq} | Amortiguamiento viscoso equivalente. |
| ξ_{el} | Amortiguamiento elástico. |
| ξ_{hist} | Amortiguamiento histerético. |

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

En la actualidad el uso de madera como material estructural no está visto como una alternativa para el diseño de edificaciones de altura o de importancia, debido a diversos factores tales como la naturaleza frágil de los elementos, las conexiones tradicionales no ofrecen rigidez rotacional, flexibilidad del material y también por la falta de desarrollo de nuevas alternativas que mejoren su competitividad en costos durante el ciclo de vida de la edificación y tiempo de construcción.

Por otro lado, en los últimos años se ha visto el desarrollo de nuevos sistemas estructurales de madera, especialmente en Europa y Nueva Zelanda; los cuales posibilitan la construcción de edificaciones de varios pisos con alto desempeño sísmico. Estos sistemas nacen a partir del programa “Precast Seismic Structural System-PRESSS” (Priestley, 1991; Priestley y Tao, 1993; Priestley y otros, 1999), el cual se enfocó en el estudio de la deformación inelástica en conexiones viga-columna de elementos de concreto armado prefabricado bajo cargas laterales.

A partir de ello, la Universidad de Canterbury dentro del programa PRES LAM (Buchanan y Fairweather, 1993; Smith y otros, 2007; Newcombe y otros, 2011) ha realizado investigaciones del sistema de pórtico postensado en madera laminada encolada o LVL (Laminated Veneer Lumber), fabricado a partir de pino radiata.

Los ensayos han mostrado altos grados de desempeño sísmico luego de un evento con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años. Considerando lo mencionado anteriormente, la presente tesis se enfoca en la aplicación de la metodología de diseño propuesta por Newcombe y otros (2008) y el análisis paramétrico de las conexiones sobre un modelo propuesto, teniendo en cuenta las condiciones sísmicas señaladas en la Normativa Peruana E030 de Diseño Sismorresistente.

1.2 ANTECEDENTES

Desde el año 2005 la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda ha estado investigando un sistema estructural para edificios de varios pisos en zonas sísmicas usando elementos estructurales fabricados a partir de madera laminada combinados con cables de acero postensado y reforzados con elementos de

disipación de energía dentro de sus conexiones (Newcombe, 2011) dentro del programa PRES LAM.

La figura 1 muestra un ensayo de conexión viga-columna reforzado con disipadores sísmicos de un pórtico postensado realizado en la Universidad de Canterbury dentro del programa PRES LAM. Asimismo la figura 2 muestra un ensayo de un sistema estructural de muro postensado. Mientras que la figura 3 muestra una conexión columna-base de ensayo.

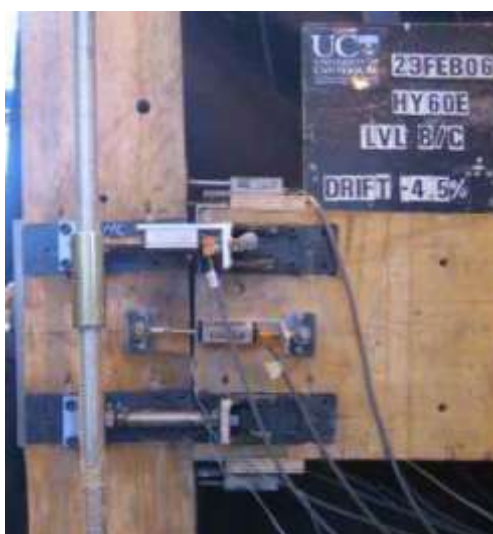


Figura 1 Ensayo de conexión viga-columna de sistema autocentrante.



Figura 2 Ensayo de muro autocentrante de madera.

En la figura 4 se puede observar el prototipo en escala 2/3 ensayado por el programa PRES LAM. Se distingue que en la dirección longitudinal se consideró un sistema aporticado autocentrante, mientras que en la dirección transversal un sistema estructural de muro autocentrante.



Figura 3 Ensayo en unión columna – base del sistema autocentrante.



Figura 4 Prototipo ensayado por PRES LAM.

A la fecha existen varios edificios que se han construido en Nueva Zelanda con el sistema de pórticos con conexiones postensadas, entre ellos se destacan edificios

de oficinas y educacionales de 3 a 6 pisos, como los mostrados en las figuras 5 a 8.



Figura 5 Young Hunter House, Christchurch



Figura 6 Massey University, Wellington



Figura 7 Carterton Events Centre, Wellington



Figura 8 Wynn Williams House, Christchurch

1.3 PROBLEMÁTICA

La construcción en madera no es una alternativa normalmente usada en Perú, debido a que las construcciones que se han realizado son flexibles, las conexiones tradicionales no ofrecen rigidez rotacional y los elementos de madera son de naturaleza frágil, especialmente a tracción.

El Perú presenta amplias condiciones de desarrollo forestal al poseer 78.8 millones de hectáreas de bosques naturales, siendo así una oportunidad el uso de madera como material estructural para el impulso del sector forestal.

Por otro lado, los avances en la investigación de los sistemas de pórticos con conexiones postensadas han mostrado que estas presentan un excelente desempeño sísmico. Según Armstrong y otros (2011), entre las ventajas de este sistema estructural se tiene la simplicidad de realización de la conexión viga-columna, la rapidez de construcción, el bajo peso que trae como consecuencia cimentaciones más pequeñas, mejoras ante efectos de degradación de rigidez y lo más resaltante, el recentrado automático de la estructura una vez finalizado el evento sísmico.

Es así que este sistema estructural prefabricado aparece como una alternativa de diseño para construir edificaciones resilientes ante eventos sísmicos, que puedan ser construidas en tiempos menores a las edificaciones tradicionales de concreto armado.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo principal

- Aplicar los estudios realizados por el programa PRES LAM para el diseño de estructuras de madera laminada postensada, considerando el espectro de diseño de la Norma Peruana E030.
- Identificar las condiciones de suelo y de uso más adecuadas para el emplazamiento del sistema estructural en estudio teniendo en cuenta la norma peruana E-030 de Diseño Sismorresistente.

1.4.2 Objetivos específicos

- Diseñar un pórtico de madera laminada de tres pisos con conexiones postensadas con comportamiento elástico considerando la demanda sísmica de diseño de acuerdo a la norma E-030.
- Evaluar el diseño sísmico y de conexiones postensadas de una edificación de 3 pisos emplazada en la zona 4 y tipos de suelo S1 y S2.
- Desarrollar una rutina de cálculo de diseño simplificado y paramétrico de conexiones postensadas.

El presente trabajo de tesis se centra básicamente en el aspecto de comportamiento del sistema estructural ante cargas de sismo. Por lo que es preciso señalar que no hace referencia a las pérdidas instantáneas, pérdidas por relajación en los cables de acero o pérdidas debido a la variación del contenido de humedad de la madera, ni tampoco las deformaciones diferidas de la madera en el tiempo.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 MADERA COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

A diferencia del concreto o el acero, la madera es un material orgánico natural, lo que conlleva a variabilidad y heterogeneidad de las propiedades mecánicas. Es un material con particularidades con pro y contras respecto a los materiales tradicionales utilizados en la construcción.

En promedio, la densidad de elementos de madera de pino radiata es la sexta parte de la de elementos de concreto armado y 16 veces menos que la del acero. Asimismo su rigidez longitudinal es 20 veces inferior a la del acero y 2 veces inferior al concreto armado. Por otro lado, en dirección perpendicular a la fibra, la madera es muy poco rígida, 40 veces menos que el concreto armado y 345 veces menos que el acero. Asimismo, se observa ductilidad ante esfuerzos de compresión perpendiculares a la fibra.

Sin embargo, en términos de rigidez-peso en adecuadas configuraciones estructurales podría resultar en estructuraciones más ligeras que al utilizar acero o concreto armado. Teniendo como ventajas reducción de fuerza sísmica y esfuerzos sobre la cimentación, eficiencia de conductividad térmica y ecológicamente la huella de carbono que implica su explotación es mucho menor a la producción de cemento o acero.

En la propuesta de la presente tesis, se considera como material estructural a la Madera Laminada Encolada (MLE), debido a que durante el proceso de su fabricación se reducen la variabilidad y heterogeneidad de las propiedades mecánicas en comparación a la madera aserrada, y por ende presenta mayores resistencias. Asimismo, se utiliza MLE para poder obtener dimensiones geométricas adecuadas de los elementos estructurales.

La presente tesis considera utilizar MLE fabricada a partir de madera obtenida de pino radiata. Esto debido a los siguientes factores:

- La industrialización de sistemas estructurales en base a madera requiere materia prima, y el pino radiata es el tipo de madera con mayores plantaciones forestales en el país, un ejemplo de ellos es la granja Porcon en Cajamarca.

- Menor dispersión de propiedades mecánicas en maderas coníferas que latifoliadas.
- El pino radiata es el tipo de madera mejor caracterizada en Latinoamérica, la cual justamente como se comentó en el ítem anterior es el tipo de madera más usado en las plantaciones forestales de Perú.

Asimismo, en el presente trabajo de tesis se considerará 500 kgf/m^3 (4.90 kN/m^3) como peso específico de la madera laminada encolada de pino radiata.

2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE MADERA LAMINADA ENCOLADA

Estudios de caracterización mecánica de la MLE realizados en Chile, definen tensiones admisibles básicas para pino radiata en función a los grados de laminación A y B. Estas tensiones admisibles básicas están sujetas a que el contenido de humedad se mantenga menor al 16%; en caso contrario está sujeta a modificaciones que especifica el código NCh2165 “Tensiones admisibles para la madera laminada encolada estructural de pino radiata”.

Las tensiones admisibles para MLE en base a pino radiata con grado tipo A y laminación horizontal son:

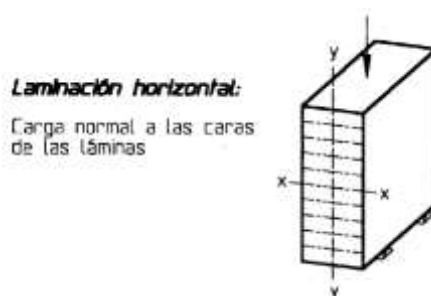


Figura 9 Disposición de laminación de viga de madera encolada

Tensiones básicas a utilizar en el cálculo de las tensiones admisibles de elementos laminados de pino radiata, para elementos a flexión alrededor del eje x-x.

Tabla 1. Tensiones básicas de elementos laminados de pino radiata. Fuente NCh 2165.

| Grado | Flexión | Corte | Tracción normal | Compresión normal | Módulo de elasticidad |
|-------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|-----------------------|
| | $F_{b,f}$ MPa | $F_{b,c}$ MPa | $F_{b,fn}$ MPa | $F_{b,cn}$ MPa | $E_{b,x}$ MPa |
| A | 19 | 1.3 | 0.43 | 2.8 | 11000 |

Tensiones básicas a utilizar en el cálculo de las tensiones admisibles de elementos laminados de Pino Radiata, para elementos sometidos a carga axial.

Tabla 2. Tensiones básicas de elementos laminados de pino radiata - sometidos a carga axial.
Fuente NCh 2165

| Grado | Compresión paralela | Tracción paralela | Módulo de elasticidad |
|-------|---------------------|-------------------|-----------------------|
| | $F_{b,cp}$ MPa | $F_{b,tp}$ MPa | $E_{L,b}$ MPa |
| A | 13 | 9.3 | 10000 |

2.3 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES FABRICADOS CON MADERA LAMINADA ENCOLADA

El diseño se realizará utilizando el método de diseño por esfuerzos admisibles propuesto por el código chileno, el cual se observa toma las mismas consideraciones que la norma NDS “National Design Specifications for Wood Construction 2015” publicado por la American Wood Council.

Falla en zona flexo-traccionada:

$$f_f = \frac{M}{W} \leq F_{ft,dis} = F_f K_H K_D K_T K_Q K_V$$

Donde:

W : Módulo de flexión de la sección transversal neta.

K_D : Factor de ajuste por efecto de la duración de la carga.

Se minoran o mayoran las tensiones admisibles básicas en relación al tiempo de aplicación de la carga considerada en segundos (t) según la siguiente ecuación:

$$K_D = \frac{1.747}{t^{0.0464}} + 0.295$$

K_T : Factor de ajuste por efecto de temperatura.

Tabla 3. Factor de ajuste por efecto de temperatura.

| Valores de diseño referenciales | Contenido de humedad de servicio | K_T | | |
|---------------------------------|----------------------------------|---------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| | | $T \leq 38^\circ C$ | $38^\circ C < T \leq 52^\circ C$ | $52^\circ C < T \leq 67^\circ C$ |
| F_{tp}, E | Seco o verde | 1 | 0.9 | 0.9 |
| F_f, F_c, F_{cp} y F_{cn} | Seco ($H \leq 19\%$) | 1 | 0.8 | 0.7 |
| | Verde ($H > 19\%$) | 1 | 0.7 | 0.6 |

K_Q : Factor de ajuste por efecto de tratamientos químicos.

La normativa solo regula las influencias sobre piezas sometidas a incisiones para ser tratadas o piezas tratadas con ignífugos en ciclos de presión y vacío. Estas influencias se recogen en las siguientes tablas:

Tabla 4. Factor de ajuste por efecto de tratamientos químicos

| Para madera aserrada previamente sometida a incisiones y cuyo espesor es 89mm o menos | | | Para madera tratada con ignífugos mediante procesos de vacío y presión | |
|---|----------------------------|------------------------|--|------|
| Condiciones de servicio | K_Q | | K_Q | |
| | Para módulo de elasticidad | Para otras propiedades | Madera aserrada | |
| Verde | 0.96 | 0.85 | 0.90 | |
| Seco | 0.90 | 0.70 | 0.90 | |
| | | | Madera laminada encolada | 0.90 |

K_D , K_T Y K_Q son idénticos a la madera aserrada.

K_H : Factor de ajuste por efecto de humedad.

Tabla 5. Factor de ajuste por efecto de humedad

| Tensión admisible | K_H (Humedad menor a 16%) |
|--------------------------------|-----------------------------|
| Flexión | 0.800 |
| Compresión paralela a la fibra | 0.730 |
| Tracción paralela a la fibra | 0.800 |
| Módulo de elasticidad | 0.833 |
| Cizalle | 0.875 |
| Compresión normal a la fibra | 0.667 |
| Tracción normal a la fibra | 0.875 |

K_V : Factor de ajuste para elementos de MLE.

$$K_V = \left(\frac{6.40}{L}\right)^{1/10} \left(\frac{300}{h}\right)^{1/10} \left(\frac{135}{b}\right)^{1/10} \leq 1.0$$

Donde:

L : Longitud libre de viga, metros.

h : Altura de viga, milímetros.

b : Ancho de viga, milímetros.

2.4 DISEÑO DE ELEMENTOS COMPUESTOS

2.4.1 Método Gamma

El método fue desarrollado por Möhler (1956) considerando condiciones de contorno de una viga biapoyada, y mediante compatibilización de desplazamientos de capas que conforman la viga y capas de unión semi-rígida con rigidez respecto al flujo de corte de valor k . Observó que las deformaciones eran similares a las esperadas para una viga con acción compuesta total, pero donde intervenía un factor γ cuyo valor resulta ser para las piezas superior e inferior:

$$\gamma_{sup/inf} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{L^2} \cdot \frac{EAs}{k}}$$

Donde:

γ : Medida de rigidez del enlace entre elementos compuestos

L : Longitud de viga

E : Módulo de elasticidad del material

A : Área de la sección transversal

s : Separación de conectores de corte.

k : Rigidez del conector

2.4.2 Cálculo de tensiones axiales

Para el cálculo de tensiones axiales en el borde de cada pieza debidas a la flexión, $\sigma_{f,ext}$ basta con considerar que γ minor la contribución de Steiner en la inercia de los componentes superiores e inferiores, tal que la inercia efectiva resulta:

$$I_{EF} = \sum_{i=1}^n I_{i,ef} + \gamma_i \cdot A_{i,ef} \cdot a_i^2$$

De modo que:

$$\sigma_{i,z,f,ext} = \frac{M \cdot 0.5 \cdot h_i}{I_{EF}}$$

En el cálculo de las tensiones axiales respecto del centro de gravedad de cada pieza, $\sigma_{i,z,c,cdg}$, está dado por:

$$\sigma_{i,z,c,cdg} = \frac{My_i a_i}{I_{EF}}$$

Por lo que finalmente, las tensiones en el borde de las piezas debido a las tracciones / compresiones y el momento resultan:

$$\sigma_{i,z,ext} = \sigma_{i,z,f,ext} + \sigma_{i,z,c,dg}$$

2.4.3 Cálculo de deformaciones

La deformación vertical de la viga debe de considerar los efectos de cortante, la inercia efectiva y el módulo elástico de referencia. Asimismo se considera los efectos de deformación diferida. Siendo la deformación total:

$$\delta_{tot} = \delta_e \left(1 + \rho \times \frac{g}{q}\right) + \delta_Q \left(1 + 2\rho \times \frac{g}{q}\right) \leq \delta_{adm}$$

Donde:

δ_e : Deformación elástica. Para una viga biapoyada:

$$\delta_e = \frac{5}{384} \frac{w \times L_v^4}{E \times I_{EF}}$$

δ_Q : Deformación por corte del alma.

$$\delta_Q = \frac{M_{máx}}{G \times b_v \times h_v}$$

$\rho = 1$: Factor por deformación diferida (para humedad relativa inferior a 15%).

Como práctica usual es recomendable considerar una contraflecha mínima igual a 1.5 veces la deformación instantánea calculada con las cargas permanentes.

2.5 DEMANDA SÍSMICA DE DISEÑO DEL SISTEMA

Se ha visto por conveniente tomar en cuenta el método directo de desplazamiento desarrollado por Priestley et al (2007) por las siguientes razones:

- Desconocimiento de la respuesta inelástica del sistema estructural.
- Los sistemas híbridos presentan altos niveles de amortiguamiento por comportamiento histerético (alrededor del 15% según Newcombe) lo que no es tomado en cuenta por el RNE E.030.

2.5.1 Diseño directo basado en desplazamiento (DDBD)

DDBD es una metodología basada en desempeño para la determinación de fuerza lateral sísmica sobre el sistema estructural, la cual mitiga las deficiencias del método de diseño basado en fuerzas del RNE E.030. El procedimiento está basado en la idealización de una estructura sustituta (Shibata y Sozen, 1976); el sistema estructural representa una estructura equivalente de un grado de libertad (SDOF), que representa el funcionamiento de su respuesta pico de desplazamiento, más que en las características elásticas iniciales de la estructura. El amortiguamiento viscoso equivalente (en lugar de asunciones de iguales desplazamientos o iguales energías) es usado para escalar el desplazamiento elástico a la demanda de desplazamiento inelástico.

La filosofía de diseño se enfoca en que la estructura logre un estado límite de rendimiento, en lugar de estar limitada por un desplazamiento prefijado bajo una intensidad sísmica dada.

Formulación básica del método

El método de diseño es ilustrado con referencia a la figura 10, la cual considera una representación de una estructura aportricada (Fig. 10a) de varios grados de libertad por un elemento SDOF, aunque los fundamentos básicos se aplican a todo tipo de estructuras. La curva bilineal de la respuesta lateral de fuerza-desplazamiento de un SDOF se muestra en la (Fig. 10b). El primer tramo representa la rigidez inicial elástica K_i , seguida por un tramo de rigidez post-fluencia de pendiente rK_i .

Mientras el método de diseño sísmico basado en fuerzas caracteriza a la estructura en términos de propiedades elásticas (rigidez inicial K_i , amortiguamiento elástico), el DDBD caracteriza a la estructura por la rigidez secante K_e definida para un máximo desplazamiento Δ_d (Fig. 10d) y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eq} , que representa la combinación del amortiguamiento elástico y el debido a la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica. Así, como se muestra en la figura 10c, para un nivel alto de amortiguamiento viscoso equivalente mayor que a un puente de hormigón armado diseñado para el mismo nivel de demanda de ductilidad para un edificio de estructura metálica se le asignaría un nivel alto de amortiguamiento viscoso equivalente mayor que a un puente de hormigón armado diseñado para el mismo

nivel de demanda de ductilidad, como consecuencia del ciclo histerético más abultado.

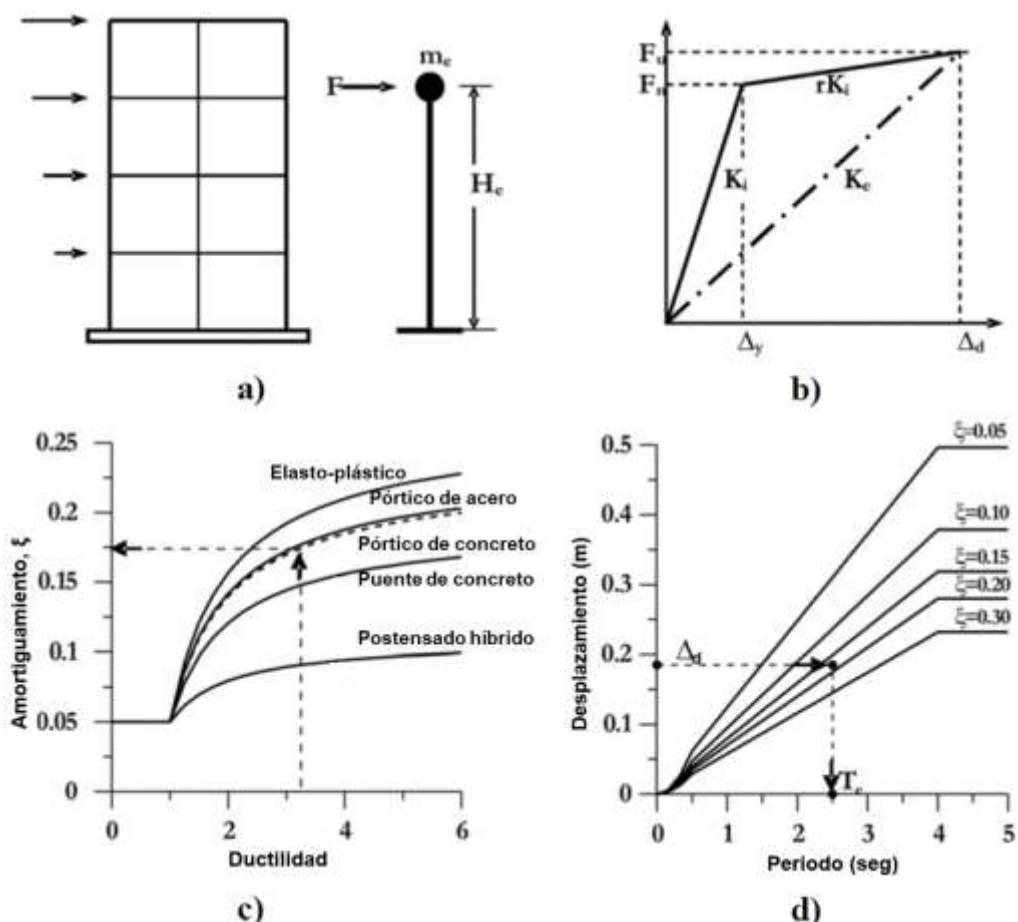


Figura 10. Fundamentos del método del Diseño Basado en Desplazamientos

2.5.2 Determinación del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema

El amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) resulta de la adición del amortiguamiento elástico y el amortiguamiento histerético.

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hist}$$

Amortiguamiento elástico

Es el amortiguamiento inherente a la estructura, el cual representa el amortiguamiento no capturado por el modelo histerético adoptado para el análisis tiempo historia, debido a la asunción simplificada de ser una respuesta lineal perfecta en el rango elástico (que por consiguiente no modeliza el amortiguamiento asociado con el real no lineal e histerético).

La elección de magnitud de amortiguamiento elástico condiciona la fuerza de diseño del sistema, por ejemplo: Al considerar 2% de amortiguamiento elástico en lugar de 5%, la demanda de resistencia es 32% mayor.

Según Priestley et al (2007), para sistemas con amortiguamiento hysterético (en el presente trabajo corresponde a conexiones híbridas) el amortiguamiento elástico deberá ser afectado por un factor de corrección que convierte el amortiguamiento de rigidez inicial o tangente al amortiguamiento de rigidez secante. Por lo tanto:

$$\xi_{el,s} = \mu^{\lambda_c} \xi_{el,t}$$

Donde μ es la ductilidad estructural, y λ_c un coeficiente negativo que depende de la histéresis inelástica. El factor de corrección es hallado a partir de comparar los resultados de la estructura sustituta con Análisis No Lineal Tiempo Historia. Cabe señalar que en esta oportunidad no se hará uso de esta corrección a amortiguamiento secante, dado que el objetivo de análisis de la presente tesis es un marco puramente postensado, es decir de respuesta elástica.

Por otro lado de acuerdo a Pino (2011) quien realizó ensayos dinámicos en sistemas estructurales en pórticos de madera postensada a escala 1 en 4, concluyó:

- Tanto la masa de piso, el número de conexiones, la frecuencia del movimiento de suelo, el número de pisos como el nivel de tensado de pórticos; no afectan la magnitud del amortiguamiento elástico.
- La fricción entre las vigas y los apoyos tipo “tacos” debajo de las vigas, aumentan en 0.5% el amortiguamiento elástico.
- El amortiguamiento elástico sólo es función de la deriva de entrepiso. Para derivas de entrepiso superiores al 0.5% se observaron valores de amortiguamiento elástico ligeramente superiores a 5%.

Amortiguamiento hysterético

El amortiguamiento hysterético, en el presente caso de estudio, se presenta al adicionar dispositivos de disipación de energía en las conexiones auto-centrantes; estos proveen de amortiguamiento adicional al sistema. Inicialmente, el amortiguamiento hysterético, puede ser determinado a partir de las relaciones

basadas en función del área dentro de un ciclo completo establecido por la respuesta de la relación fuerza-desplazamiento.

$$\xi_{hist} = \frac{E_h}{4\pi E_s}$$

Donde:

E_h : Energía disipada por amortiguamiento (es el área encerrada dentro de un ciclo histérico completo).

E_s : Energía elástica.

Grant (2005), definió una relación para el área desarrollada dentro de un ciclo histérico para formas histéricas tipo “bandera”, la cual presenta la ecuación anterior en función de parámetros propios de la conexión postensada:

$$\xi_{hist} = \frac{\beta(\mu - 1)}{\mu\pi(1 + r(\mu - 1))}$$

Donde:

$$\beta = \frac{2M_{dde}}{OTM} = \frac{2}{1 + \lambda}$$

$\lambda = M_{pt}/M_{dde}$; es el ratio de momento de abertura.

OTM : Momento total de abertura.

M_{pt} : Momento provisto por el post-tensado.

M_{dde} : Momento provisto por los dispositivos de disipación de energía.

r : Ratio de post-fluencia.

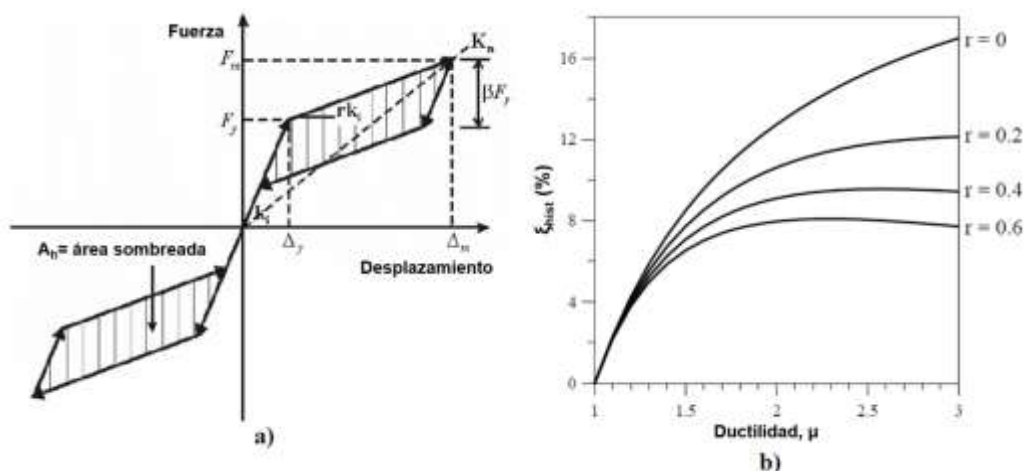


Figura 11. Caracterización de amortiguamiento histérico

No es recomendable utilizar tanto la fórmula de Grant (2005) como la de Jacobsen (1960), debido a la flexibilidad a compresión de los elementos de madera en comparación con los de concreto o acero; lo cual resulta en altos ratios de post-fluencia del orden del 70% al 90%, haciendo menos efectivo el amortiguamiento histerético, ver figura 11b.

Como se sabe, el amortiguamiento histerético es función de la ductilidad estructural, la cual es a su vez función de la fuerza lateral de diseño, nivel de postensado y refuerzo adicional. Es por ello que Newcombe (2011) recomienda suponer un nivel de amortiguamiento durante el proceso de diseño de la fuerza lateral, de modo que el valor supuesto para el amortiguamiento histerético sea menor a 10% para asegurar que el diseño sea posible.

Posteriormente Priestley y otros (2007) sugieren que el AVE debido a la respuesta histerética se debe determinar a partir de análisis inelásticos tiempo historia realizados en un amplio número de acelerogramas sísmicos reales. Usando este enfoque el AVE deberá calibrarse de manera que la respuesta sísmica no lineal sea compatible con los resultados elásticos de la estructura sustituta equivalente con amortiguamiento viscoso asociado. Esas relaciones empíricas han sido desarrolladas para diferentes sistemas estructurales, incluso para pórticos de concreto armado con conexiones auto-centrantes.

Debido a la flexibilidad de los elementos de madera comparados con elementos de concreto o acero, con la inclusión de dispositivos de disipación de energía ubicados en las conexiones auto-centrantes en los ensayos se ha observado limitada efectividad para mejorar la ductilidad y amortiguamiento histerético. Es por ello que es una buena opción diseñar solamente con conexiones pos-tensadas en lugar de conexiones híbridas. Debido a que los sistemas de pórticos solamente post-tensados, la respuesta histerética es normalmente idealizada como un sistema no-lineal elástico, por lo que el amortiguamiento histerético no es modelado. Es así que para sistemas el AVE es igual al amortiguamiento elástico, y tomando las recomendaciones de investigaciones realizadas, se tiene:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} = 5\%$$

2.5.3 Procedimiento de diseño basado en desplazamiento

Es posible determinar la fuerza sísmica mediante el procedimiento de diseño basado en desempeño, el cual se explica a continuación (Priestley y otros, 2007).

i. Definir la deriva de entrepiso de diseño

Especificar distorsiones de entrepiso de diseño para los estados límites de diseño. Por ejemplo, en el estado límite de diseño la deriva de entrepiso puede ser limitada a 1.0%, mientras que para el estado último de diseño no deberían considerarse distorsiones de entrepiso mayores a 2.5%.

ii. Especificar el perfil de desplazamiento

Para estructuras aporricadas, se considera desplazamiento lineal para sistemas estructurales de hasta 4 pisos, por sobre este límite se deberá corregir el perfil de desplazamiento para tomar en cuenta los efectos de modos superiores.

$$n \leq 4 : \quad \delta_i = \left(\frac{H_i}{H_n} \right)$$

$$n > 4 : \quad \delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right)$$

Donde:

n : Número de pisos

H_i : Altura del i -ésimo piso

A partir del perfil de desplazamiento se deduce el desplazamiento de cada nivel:

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_i}{\delta_c} \right)$$

Donde:

$\left(\frac{\Delta_i}{\delta_c} \right)$ es el ratio de desplazamiento y la forma de modo del primer nivel.

iii. Determinar parámetros equivalentes del sistema de un grado de libertad.

Para determinar los parámetros equivalentes, es necesario definir el desplazamiento de diseño, el cual es calculado como:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Donde:

m_i : Masa del i-ésimo piso.

Masa efectiva:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d}$$

Altura efectiva:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

iv. Especificar el amortiguamiento viscoso equivalente

Para el sistema de pórtico postensado de madera sin dispositivos de disipación de energía se considera amortiguamiento viscoso equivalente de 5%.

v. Escalar el espectro de desplazamiento de diseño.

De acuerdo al amortiguamiento viscoso equivalente considerado, deberá escalarse el espectro de desplazamiento por el factor R_ξ (EC, 2004).

$$R_\xi = \left(\frac{7}{2 + \xi_{eq}} \right)^{0.5}$$

El espectro de desplazamiento corregido por R_ξ resulta:

$$\Delta_{T,\xi} = (\Delta_{T,5\%}) R_\xi$$

vi. Determinar el periodo efectivo y rigidez efectiva

El periodo efectivo se obtiene a partir de corresponder el desplazamiento de diseño a un periodo dado en la función de espectro de desplazamiento (ver figura 10d).

Habiendo obtenido el periodo efectivo, es posible obtener la rigidez efectiva del sistema equivalente, evaluando:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2}$$

vii. Determinar la cortante basal

Calcular la cortante basal a partir del periodo efectivo y el desplazamiento de diseño.

$$V_b = K_e \Delta_d$$

viii. Distribución de la cortante basal.

La cortante basal es distribuida en cada nivel basándose en la distribución de masa y al desplazamiento de cada nivel.

$$F_i = V_b m_i \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$$

Priestley et al (2007) indica que para estructuras altas deberá considerarse el incremento de corte para los pisos superiores, de manera que se tiene en cuenta el efecto de modos altos. De modo que se indica:

$$F_i = F_t + 0.9 V_b (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$$

Donde:

$F_t = 0.1 V_b$. Sólo cuando $i = n$, de otra manera se considera igual a 0.

2.6 DETERMINACIÓN DE ACCIONES DE DISEÑO DEL PÓRTICO

La determinación de momentos de diseño sobre el pórtico se basa en la filosofía de diseño por capacidad, de manera que el mecanismo de falla sea en función de activación de rótulas plásticas en las vigas, y evitando la aparición de rótulas plásticas que creen la inestabilidad del sistema.

Según Priestley et al (2007) la filosofía de diseño columna fuerte – viga débil requiere que las columnas ubicadas en el primer nivel permanezcan esencialmente elásticas. En el caso de elementos de madera no es necesario reducir la inercia de la sección por consideraciones de agrietamiento.

El procedimiento es descrito a continuación:

- i. Determinar el momento total en la base (MTB)

$$MTB = \sum_{i=1}^n F_i H_i$$

Donde:

F_i : Fuerzas inerciales en i-ésimo piso.

H_i : Altura del i-ésimo piso

- ii. Decidir qué porcentaje del MTB en la base será asumido por la resistencia a flexión de las columnas (en sus bases).

$$MTB = \sum_{j=1}^n M_{c,j} + TL$$

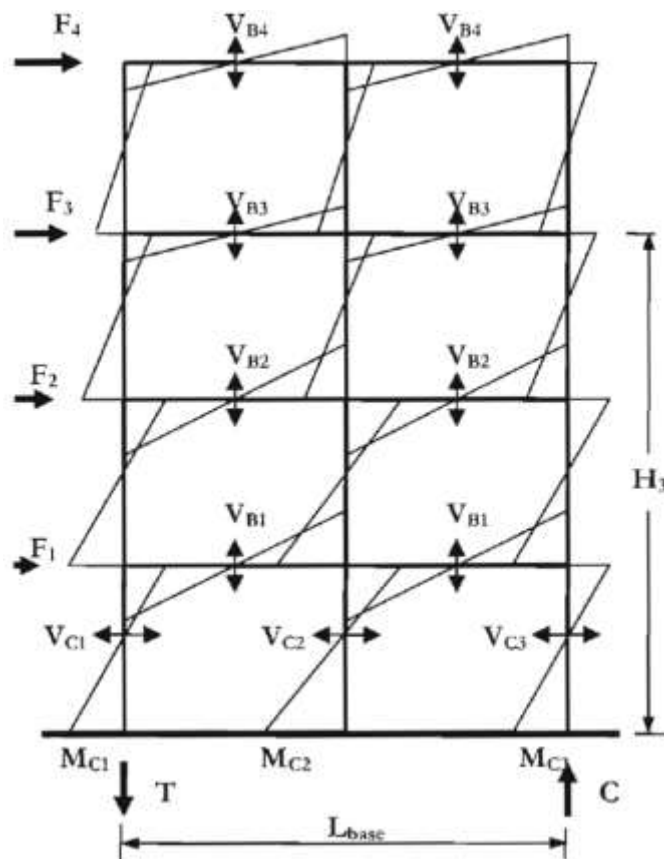


Figura 12. Acciones sísmicas

Priestley recomienda que para asegurar que la falla de la columna ocurra primero en la parte superior, el punto donde $V_c = 0$ sea ubicado a una altura del 60% de la altura de entrepiso respecto a la base.

iii. Determinar las fuerzas de tracción y compresión sobre las columnas.

$$T = C = \frac{MTB - \sum_{j=1}^n M_{c,j}}{L \times n_v}$$

Donde:

L : Longitud de crujía (distancia entre ejes de columnas externas).

n : Número de columnas del pórtico.

$M_{c,j}$: Momento en la base de la j -ésima columna del pórtico.

Del análisis se infiere que la fuerza de tracción y/o compresión representa también la suma de fuerzas cortantes en los extremos de las vigas. Es así que se deduce:

$$T = \sum_{i=1}^n V_{Bi}$$

iv. Distribuir las fuerzas axiales sísmicas en función del nivel de piso.

Una forma racional de dosificar las fuerzas axiales sísmicas en fuerzas cortantes de vigas es usar el diagrama de fuerza de corte total (Priestley y otros, 2007). Esto asegurará que se mantenga un perfil de desplazamiento efectivamente lineal.

$$V_{B,i} = T \frac{V_{S,i}}{\sum_{i=1}^n V_{S,i}}$$

Donde:

T : Fuerza de tracción.

$V_{S,i}$: Fuerza cortante del i -ésimo piso.

Para el caso cuando las bases de las columnas no desarrollan momentos, dado que es posible definir el momento en las vigas (ver paso 5), se puede obtener directamente la cortante en vigas del primer nivel como:

$$V_{B1} = \frac{2M_{B,1}}{L_v}$$

De ser así, la distribución de cortante en el resto de las vigas es:

$$V_{B,i} = (T - V_{B1}) \frac{V_{S,i}}{\sum_{i=2}^n V_{S,i}}$$

- v. Determinar el momento de diseño de las vigas.

Por condición de equilibrio de la viga, el momento al extremo de la viga es:

$$M_{B,i} = V_{B,i} \frac{L_v}{2}$$

Donde:

L_v : Longitud de la viga.

$V_{B,i}$: Fuerza cortante de la viga del i-ésimo piso.

En el caso de un sistema estructural con base simplemente apoyada, es racional suponer que el momento desarrollado en la parte superior de la columna sea igual al momento de la viga, por lo tanto:

$$M_{B1} = \frac{V_b H_1}{n_v}$$

A partir del momento en el extremo de la viga, se determina el momento de diseño de la conexión viga-columna en la cara de la columna como:

$$M_{C,i} = M_{B,i} \frac{L_v - h_c}{L_v}$$

Donde:

h_c : Peralte de columna.

$M_{B,i}$: Momento al extremo de la viga del i-ésimo piso.

- vi. Calcular los momentos de diseño de las columnas

La suma de momentos en las columnas debe ser al menos igual a la suma de momentos de las vigas.

$$\sum M_{C,i,abajo} + \sum M_{C,i,arriba} = \sum M_{B,i}$$

Es razonable suponer que los momentos en las columnas, inmediatamente bajo las vigas del primer nivel son iguales. Haciendo esta suposición, las siguientes ecuaciones son derivadas:

Desde el primer al penúltimo nivel:

$$\sum_{j=1}^n M_{C,j} = n_v M_{B,i}$$

Para el último nivel:

$$\sum_{j=1}^n M_{C,j} = 2n_v M_{B,i}$$

Donde:

n_v : Número de vigas por nivel.

2.7 RESPUESTA HISTERÉTICA DE LA CONEXIÓN

El momento desarrollado en la conexión M_T , es resultado de la contribución del momento relacionado al momento producido por la fuerza de postensado M_{PT} y el momento relacionado a la activación de los dispositivos de disipación de energía M_{DDE} .

$$M_T = M_{PT} + M_{DDE}$$

La combinación de la relación elástica bilineal del momento-rotación que caracteriza a la contribución del postensado y la respuesta elastoplástica de la contribución de los dispositivos de disipación de energía, hacen que el sistema tenga una respuesta histerética de forma tipo “bandera” tal como muestra la figura 13.

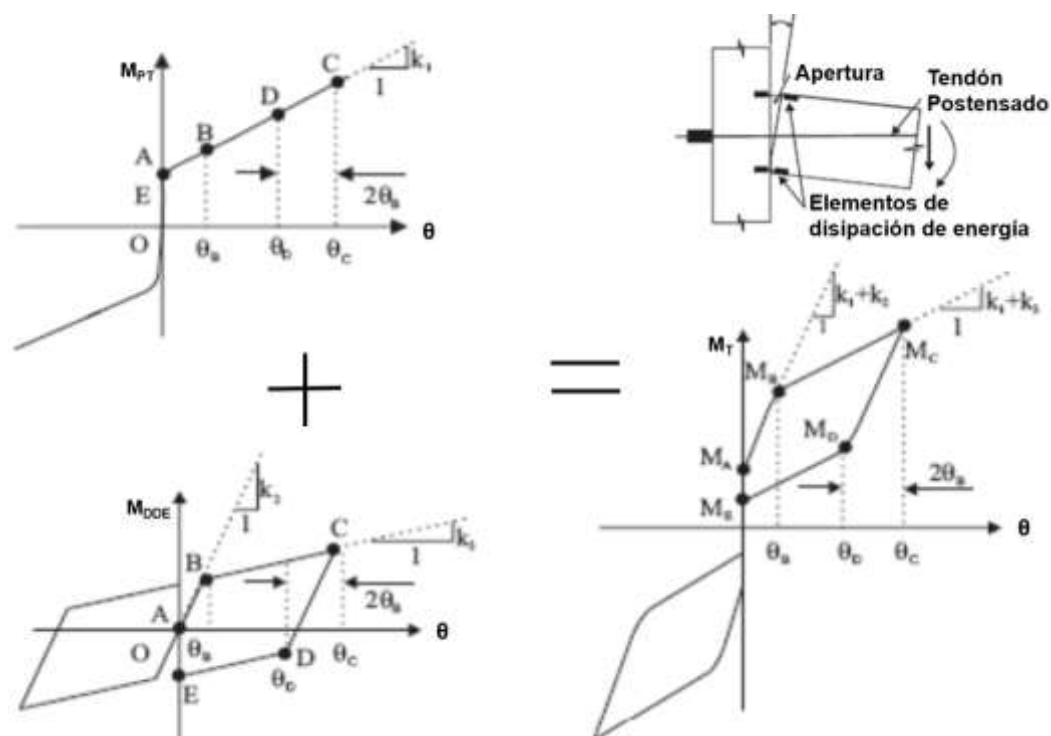


Figura 13. Histéresis de conexión postensada y componentes.

Mientras exista momento de flexión negativo en la interface viga-columna, la conexión permanece elástica en tanto se mantenga el contacto entre viga-columna. Hasta ese entonces, la fuerza de precompresión dado por el postensado es suficiente para mantener el contacto en toda la profundidad de la interface viga-columna. Por lo tanto no se observará abertura de la conexión en el tramo OA.

La fuerza de postensado controla la magnitud del momento M_A mas allá del cual se observará abertura en la interface de la conexión y se tomará en cuenta la rigidez elástica de los dispositivos de disipación de energía. Este comportamiento no lineal elástico permanece hasta el punto B, en el cual el dispositivo de disipación de energía alcanza la fluencia, de modo que el momento asociado al punto B está dado por:

$$M_B = M_A + (k_1 + k_2)\theta_B$$

Donde:

k_1 : Rigidez elástica provista por el postensado.

k_2 : Rigidez elástica del dispositivo de disipación de energía.

A partir del punto B la rigidez rotacional de la conexión está provista por la rigidez elástica del postensado y la rigidez de post-fluencia del dispositivo de disipación de energía. Este comportamiento es mantenido hasta la máxima rotación que

logra el ciclo. El momento desarrollado por la conexión para la rotación en el punto C es:

$$M_C = M_B + (k_1 + k_3)(\theta_C - \theta_B)$$

Donde:

k_3 : Rigidez de post-fluencia del dispositivo de disipación de energía.

Al invertir la dirección del giro la respuesta es paralelo al tramo AB, hasta el momento en el que se alcanza la fluencia en compresión del dispositivo de disipación de energía. El giro en el punto D está dado por:

$$\theta_D = \theta_C - 2\theta_B$$

El momento desarrollado en el nuevo punto de fluencia es:

$$M_D = M_C - (k_1 + k_2)(2\theta_B)$$

El comportamiento continúa hasta que se retoma el contacto en la totalidad de la interface viga-columna. El correspondiente momento desarrollado en este nuevo punto denominado E, es definido de la siguiente manera:

$$M_E = M_D - (k_1 + k_3)\theta_D$$

Notar que para obtener deformaciones residuales iguales a cero se requiere que el momento M_E sea positivo. Para ello, analíticamente deberá cumplirse la siguiente condición:

$$M_A \geq (k_2 - k_1)\theta_B$$

Adicionalmente, la magnitud de la fuerza de postensado deberá diseñarse para obtener una fuerza de fricción entre viga-columna que verifique a la fuerza cortante producida en el extremo de la viga.

Los ensayos mostraron comportamiento histerético estable y ligera deformación en las columnas bajo deriva de entrepiso de 2%. A una deriva de 3% se hace notorio el daño en algunas conexiones viga-columna luego de varios ciclos de ensayos.

2.8 ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN

2.8.1 Respuesta de la conexión

La resistencia del sistema estructural está definida de manera proporcional por la rigidez rotacional de la conexión viga-columna (ver figura 14). En algunas situaciones es conveniente mejorar la rigidez de las conexiones y/o su capacidad de disipación de energía con la adición de disipadores de energía en forma de barras de acero dulce, las mismas que pueden ser colocadas interna o externamente, creando así las denominadas conexiones híbridas.

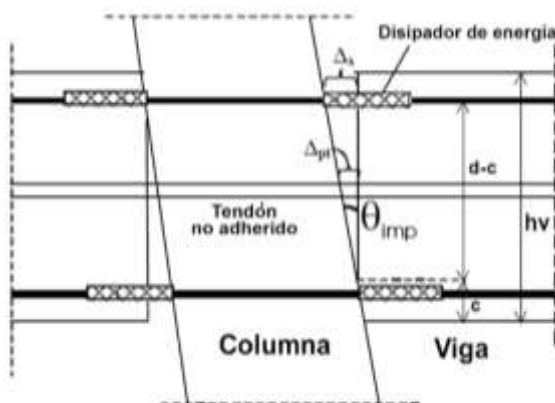


Figura 14. Mecanismo de apertura de conexión postensada híbrida (Pampanin y otros, 2001).

Newcombe y otros (2008) han desarrollado un proceso de diseño para conexiones puramente postensadas e híbridas, el cual ha sido validado mediante modelos elásticos e inelásticos de elementos finitos, además de ensayos experimentales.

Los ensayos mostraron comportamiento histerético estable y ligera deformación en las columnas bajo deriva de entrepiso de 2%. A una deriva de 3% se hace notorio el daño en algunas conexiones viga-columna luego de ciclos de ensayos.

La adición de refuerzo de disipadores en la conexión no ha sido esencialmente efectivo en comparación de pórticos prefabricados de concreto armado con conexiones híbridas, debido al corrimiento del anclaje del dispositivo de disipación sísmica dentro de los elementos de madera.

Dado que es conocida la alta flexibilidad de la madera como material estructural, es muy importante evaluar las deformaciones por los giros de las conexiones viga-columna.

2.8.2 Deformación de elementos estructurales

Las deformaciones asociadas a la rotación de la conexión viga-columna, considerando nudo rígido están asociadas a tres fenómenos, la deformación por flexión en vigas, columnas y deformación de la zona panel θ_v , θ_c y θ_n respectivamente. Estas deformaciones pueden ser determinadas mediante el siguiente procedimiento:

Una vez obtenidas las acciones de demanda, diseñado las vigas y columnas ante solicitaciones de gravedad (deflexiones), supuesta la cantidad y área de cables de tensado y el esfuerzo de tensado inicial; se procede a calcular las deformaciones sobre los elementos (viga, columna y nudo) teniendo en cuenta las deformaciones por cortante, a diferencia de elementos de concreto armado.

Considerando un nudo rígido, los giros impuestos en la viga y en la columna por efectos de flexión son:

$$\theta_v = \frac{\varphi_v}{L} \left(\frac{(L - h_c)^2}{6} + \frac{E_{para} h_v^2}{G} \frac{1}{4} \right)$$

$$\theta_c = \frac{\varphi_c}{H} \left(\frac{(H - h_v)^2}{6} + \frac{E_{para} h_c^2}{G} \frac{1}{4} \right)$$

Donde:

E_{para} : Módulo elástico de flexión de la madera paralelo al grano.

G : Módulo elástico de corte de la madera.

L : Longitud de crujía.

H : Altura de entrepiso.

h_v : Peralte de viga.

h_c : Peralte de columna.

Las curvaturas en la viga y en la columna son función del momento aplicado en la conexión y la geometría de los elementos.

$$\varphi_v = \frac{M_{con}}{E_{para} I_v}$$

$$\varphi_c = \frac{M_{con}}{E_{para} I_c} \frac{L_v (H - h_v)}{H (L_v - h_c)}$$

Donde:

I_v, I_c : Inercia de la viga y columna respectivamente.

La deformación elástica en la zona panel debido a las distorsiones de esfuerzo cortante horizontal y vertical sobre el nudo es determinada como:

$$\theta_n = \gamma \left(1 - \frac{h_c}{L} - \frac{h_v}{H} \right)$$

Siendo:

$$\gamma = \gamma_h + \gamma_c$$

Donde:

γ_h, γ_c : Distorsión debido a los esfuerzos horizontal y vertical respectivamente sobre el nudo.

La distorsión del nudo debida a los esfuerzos de corte puede demostrarse mediante la teoría de viga de Bernoulli y el equilibrio. De manera que puede ser determinada por la siguiente expresión:

$$\theta_n = \frac{\bar{V}_{nh}}{Gb_c h_c} \left(1 - \frac{h_c}{L} - \frac{h_v}{H} \right)$$

Donde:

\bar{V}_{nh} : Fuerza horizontal promedio en la zona panel.

$$\bar{V}_{nh} = \frac{2M_{con}}{h_v} - V_{col}$$

2.9 DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONEXIÓN POSTENSADA

La rotación analizada en el comportamiento histerético de la conexión será la rotación efectiva impuesta sobre ella, denominada θ_{imp} , la cual es función de la rotación de la conexión θ_{con} , la misma que es producto de la sustracción entre la deriva de diseño elástico elegido (estado último de esfuerzos) y la deformación elástica (flexión y corte) de los elementos estructurales.

$$\theta_{con} = \theta_D - (\theta_b + \theta_c + \theta_j)$$

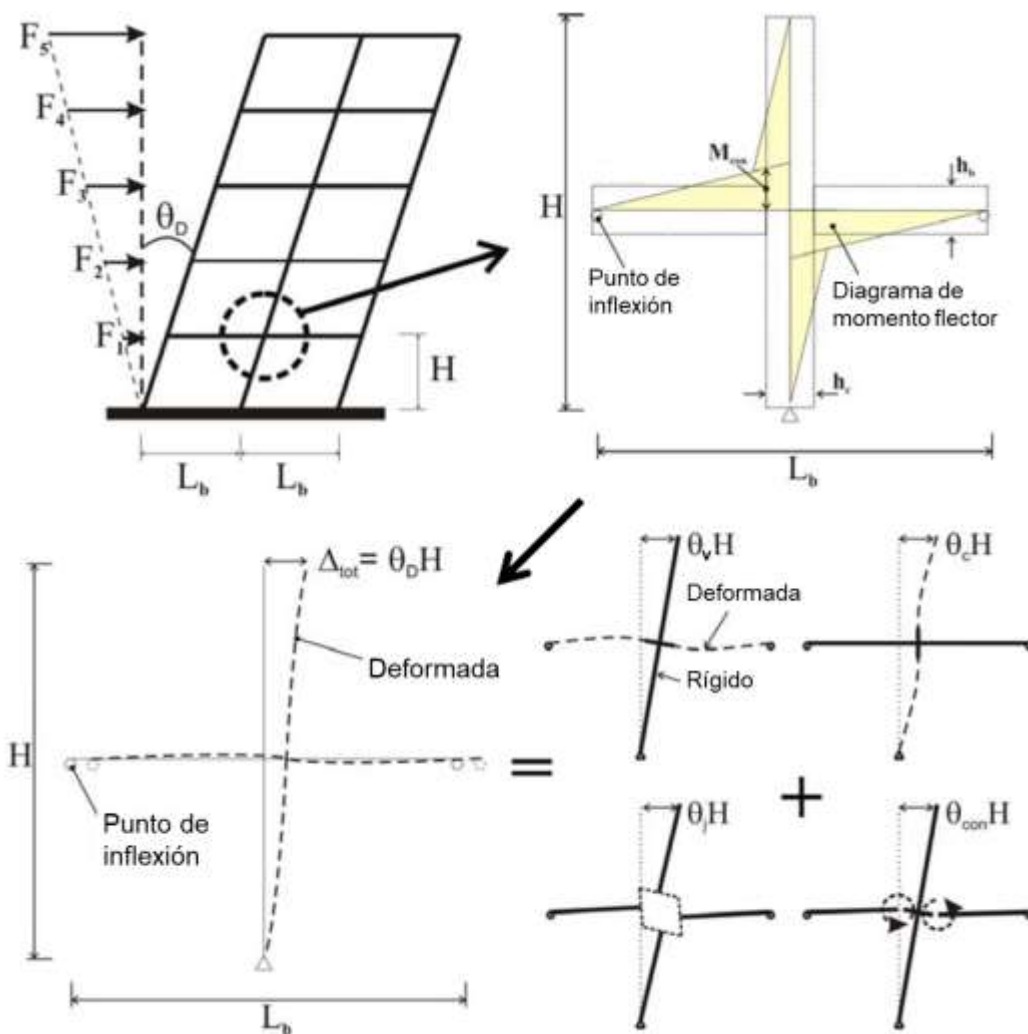


Figura 15. Representación de deformaciones elásticas en la conexión viga-columna en pórtico postensado (Adaptado de Newcombe, 2011).

La figura 15 muestra la representación gráfica de la rotación de la conexión en función de la deriva de entrepiso de diseño y las deformaciones elásticas.

Debido al ancho de la columna, la real rotación impuesta, θ_{imp} resulta ser mayor que la rotación de la conexión.

$$\theta_{imp} = \frac{\theta_{con}}{\left(1 - \frac{h_c}{L}\right)}$$

La figura 16 muestra gráficamente la relación entre la rotación impuesta y rotación de la conexión viga-columna.

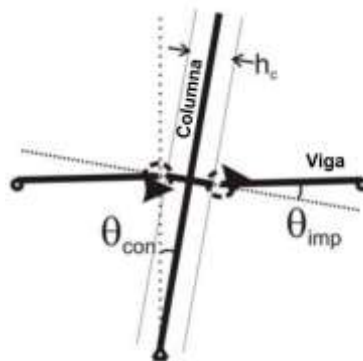


Figura 16. Relación entre rotación impuesta y rotación de la conexión (Adaptado de Newcombe, 2011).

2.9.1 Relación de la respuesta de la conexión y la rotación impuesta

Debido a la flexibilidad de la madera, especialmente en la dirección perpendicular al grano, la presión sobre la columna se respalda sobre el modelo de Pastenark (1954), usualmente aplicado para modelar fundaciones sobre un suelo continuo semi-infinito. Al aplicar Pastenark e igualar los términos de compresión aplicada por la madera sobre la columna y la fuerza de tensado dentro del rango elástico, se obtienen las siguientes ecuaciones analíticas para la profundidad del eje neutro c en función a la rotación impuesta θ_{imp} :

Considerando conexión tipo 01 (sin reforzamiento):

$$c = -\frac{1}{\alpha} + \left(\frac{1}{\alpha^2} + \frac{1}{\theta_{imp}} \frac{T_{pt} h_c}{E_{perp} b_b} \right)^{0.5}$$

Considerando conexión tipo 02 (con reforzamiento, ver figura 17a):

$$c = \left(\frac{3}{2} \frac{1}{\theta_{imp}} \frac{T_{pt} h_c}{E_{perp} b_b} \right)^{0.5}$$

Considerando conexión tipo 03 (con reforzamiento, ver figura 17b):

$$c = \frac{-1}{\alpha} - e_p + \left(\frac{1}{\alpha^2} + \frac{1}{\theta_{imp}} \frac{T_{pt} h_c}{E_{perp} b_b} \right)^{0.5}$$

Donde:

T_{pt} : Fuerza de tensado.

b_b : Ancho de zona de compresión sobre la columna.

h_c : Peralte de columna.

e_p : Extrusión adicional de placa metálica de refuerzo de columna.

E_{perp} : Módulo elástico de la madera en dirección perpendicular al grano de la madera.

$\alpha = 2/hc$: Parámetro que controla la forma de perfil de esfuerzos sobre la columna.

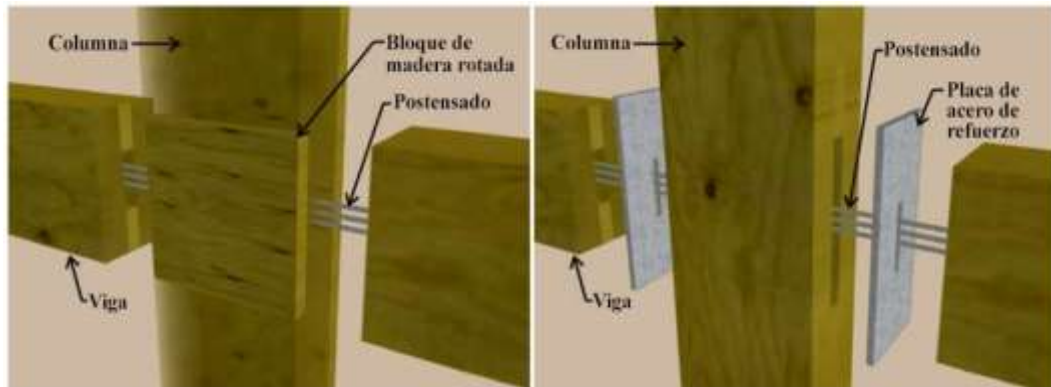


Figura 17. Reforzamiento de columna (Newcombe, 2011). a) Tipo 02, b) Tipo 03.

La primera imagen (Figura 17a) muestra una conexión reforzada con elemento de madera paralela al grano de la viga (Tipo 02), mientras que la segunda imagen (Figura 17b) muestra una conexión reforzada con plancha metálica adherida a columna (tipo 03).

2.9.2 Esfuerzos sobre elementos de madera

La distribución de esfuerzos sobre la columna de acuerdo al modelo de Pastenark, se muestra en la figura 18.

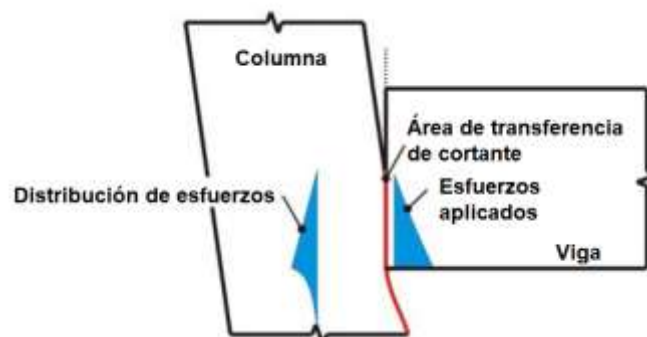


Figura 18. Esfuerzos sobre la madera

El esfuerzo máximo f_c puede ser aproximado como:

$$f_c = \frac{2T_{pt}}{b_b c}$$

Según Newcombe, para conexiones reforzadas tipo 03, el esfuerzo sobre la columna disminuyen significativamente debido a que la placa de acero redistribuye los esfuerzos sobre la columna; por lo que en esta situación la respuesta está definida por el esfuerzo generado en la viga (paralela al grano) en lugar del esfuerzo de compresión sobre la columna. En el desarrollo de este trabajo de tesis, se propone reforzar el extremo de las vigas con planchas metálicas con el fin de redistribuir los esfuerzos sobre la madera suponiendo distribución uniforme en toda la sección. Por lo tanto:

$$f_c = \frac{T_{pt}}{b_b c}$$

2.9.3 Fuerza de tensado

En esta parte se hace consideración de conexiones postensadas solamente, sin el aporte de los elementos de disipación de energía.

Las fuerzas de tensión de los cables se incrementan con el incremento de la rotación impuesta. Esto debido a la elongación del tendón, inducida por la abertura de la conexión viga-columna. Considerando distribución simétrica de tendones respecto al centro de la viga, la elongación de cada tendón por tramo de viga es:

$$\Delta_{pt} = \theta_{imp}(h_b - 2c)$$

Por lo tanto la deformación unitaria de cada tendón es:

$$\delta\varepsilon_{pt} = \frac{n_v \Delta_{pt}}{l_{pt}}$$

Donde:

n_v : Número de vigas en el nivel analizado.

l_{pt} : Longitud del tendón de postensado.

Para asegurar que el tendón permanezca en estado elástico, el máximo esfuerzo sobre el tendón (o tendones) f_{pt} , bajo el máximo desplazamiento lateral de diseño no debe exceder el 90% del esfuerzo de fluencia. Asimismo estudios sugieren como esfuerzo unitario de tensado inicial de 60%; este valor está asociado principalmente a las pérdidas por relajación del tensado del cable.

$$f_{pt} = E_{pt}(\varepsilon_{pt,i} + \delta\varepsilon_{pt}) \leq 0.9f_{y,pt}$$

Donde:

$\varepsilon_{pt,i} = T_{pti}/A_{pt}E_{pt}$: Deformación unitaria inicial del tendón i.

T_{pti} : Fuerza de tensado inicial aplicada por los tendones.

A_{pt} : Área de los tendones.

E_{pt} : Módulo elástico de cables de tensado.

$f_{y,pt}$: Fluencia del acero de cables de tensado.

Es recomendable usar:

$$T_{pt,i} = 0.6f_{y,pt}A_{pt}$$

La fuerza total de tensado T_{pt} es la suma de fuerzas individuales de los tendones

$T_{pt,i}$.

$$T_{pt} = \sum_{i=1}^n T_{pti} + \sum_{i=1}^n E_{pt}\delta\varepsilon_{pt,i}A_{pt,i}$$

2.9.4 Momento nominal de la conexión

El momento nominal de la conexión es calculado tomando momentos desde el centroide de compresión de la distribución de esfuerzos aplicado.

$$M_n = 0.9 \times T_{pt} \left(\frac{h_b}{2} - \frac{c}{3} \right)$$

En caso los tendones analizados no den por resultado que el momento nominal de M_n calculado sea mayor que el momento de demanda, deberá ajustarse el nivel de postensado inicial o el número y/o disposición de los tendones, y realizar nuevamente el análisis hasta que los cables cumplan con la demanda de diseño.

2.9.5 Procedimiento de diseño simplificado

De acuerdo a Newcombe (2011), el procedimiento de diseño simplificado es un procedimiento predictivo de la respuesta de la conexión, el cual no requiere iteraciones para encontrar la profundidad de eje neutro.

El procedimiento es descrito a continuación:

- i. Determinar la profundidad del eje neutro.

La profundidad del eje neutro es calculada a partir de las ecuaciones descritas en el ítem 2.9.1. Suponiendo que la rotación impuesta no incrementa la fuerza en los tendones. Por lo tanto, el efecto en la profundidad del eje neutro debido a las fuerzas del tendón también se puede ignorar.

ii. Verificar los esfuerzos

Los esfuerzos máximos en la madera y los tendones de postensado se verifican mediante las ecuaciones descritas en los ítems 2.9.2 y 2.9.3. Si el esfuerzo en la madera excede la resistencia a la compresión de la madera, en la viga o columna, este procedimiento no puede ser aplicado. Al verificar las tensiones, se debe evaluar la tensión total en los tendones, incluyendo cualquier alargamiento.

iii. Evaluar la capacidad de momento

El momento de conexión se determina de acuerdo a la ecuación indicada en 2.9.4, utilizando la fuerza inicial de postensado, T_{pti} . Debido a que ignora cualquier aumento en las fuerzas de los tendones al calcular la profundidad del eje neutro, la profundidad del eje neutro se subestimarán ligeramente. El uso de la fuerza inicial de postensado contrarrestará este error al calcular el momento de la conexión. En la figura 19 se muestra el diagrama de flujo de diseño simplificado de la conexión postensada.

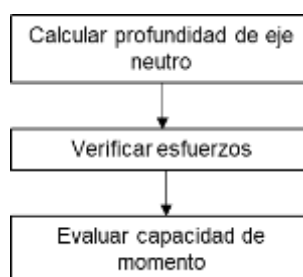


Figura 19. Procedimiento de diseño simplificado

2.10 VERIFICACIÓN DE DISEÑO SIMPLIFICADO DE LA CONEXIÓN POSTENSADA

El diseño previamente detallado en función de expresiones preliminares de diseño para obtener directamente de profundidad de área de compresión c , será verificado mediante la aplicación del modelo “Analogía de Viga Monolítica”–AVM, el cual caracteriza el comportamiento momento-rotación. El método ha sido desarrollado para el análisis de conexiones viga-columna de pórticos de concreto prefabricado relacionando la rotación impuesta en la conexión y el momento que

desarrolla (Pampanin y otros, 2001) representado en la figura 14. Debido a la que no es posible aplicar la hipótesis de compatibilidad de deformaciones (hipótesis de Bernoulli y Navier) en la interfaz de la conexión. El procedimiento supone una analogía de viga monolítica (AVM) para determinar la cinemática de la conexión, y por lo tanto los esfuerzos aplicados sobre la zona de compresión, como una función de la rotación impuesta dentro de la conexión.

Para la aplicación del método debe haberse obtenido previamente la fuerza de diseño lateral y como consecuencia las deformaciones elásticas de los elementos estructurales a partir de los cuales se obtiene la conexión impuesta en la conexión.

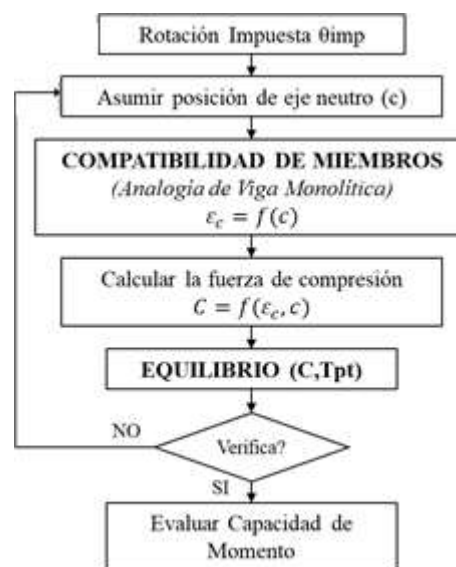


Figura 20. Procedimiento de determinación de respuesta momento-rotación. (Pampanin y otros, 2001)

Las siguientes expresiones fueron adaptadas para pórticos de madera con conexiones puramente postensadas por Newcombe y otros (2008), para considerar las características únicas de la madera y son válidas solamente en el rango del comportamiento elástico de la conexión:

$$\varepsilon_c = \left(\frac{3\theta_{imp}}{L_{cant}} + \varphi_{dec,para} \right) c$$

Donde:

$$\varphi_{dec,para} = \frac{T_{pt,i} h_v}{6E_{para} I_v}$$

ε_c : Deformación por compresión de la madera en fibra más solicitada.

- $\varphi_{dec,para}$: Curvatura de descompresión de la madera paralela al grano.
 $T_{pt,i}$: Fuerza de tensado inicial.
 E_{para} : Módulo elástico en dirección paralelo al grano de la madera.
 I_v : Momento de inercia de la viga.

Para determinar el esfuerzo en la fibra extrema comprimida f_c se define un módulo de elasticidad efectivo E_{con} .

$$f_c = E_{con}\varepsilon_c$$

Donde:

$E_{con} = 0.1E_{para}$: Para conexiones sin reforzamiento.

$E_{con} = 0.55E_{para}$: Para conexiones reforzadas.

Debido a que la distribución lineal de esfuerzos sobre la madera dentro de la región comprimida, se puede suponer:

$$C = 0.5\varepsilon_c E_{con} c b_v$$

Fuerza de postensado:

$$T_{pt} = T_{pt,i} + \Delta T_{pt}$$

El eje neutro será encontrado a partir del equilibrio de fuerzas entre C_t y T_{pt} . Al cumplimiento de esta condición, la capacidad de momento puede ser determinada por la siguiente expresión:

$$M_n = T_{pt} \left(\frac{h_b}{2} - \frac{c}{3} \right)$$

CAPÍTULO III: DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONEXIONES POSTENSADAS

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PÓRTICO DE DISEÑO

Para esta sección se ha considerado el diseño de un pórtico de una edificación de uso comercial de 3 niveles ubicada en la costa peruana, emplazada sobre un suelo tipo S1. La edificación está compuesta por 5 crujías de 7m entre ejes, altura de entrepiso de 4m, ancho tributario de 7m. Las dimensiones de vigas y columnas a considerar y verificar también por acciones de gravedad son de 300x700mm. Por motivos de disponibilidad y costos de disipadores de energía se considera el sistema estructural como puramente postensado y con unión columna-base simplemente apoyada; es por este último motivo que las dimensiones de las vigas y columnas en el primer piso se incrementan a 300x1000mm, para compensar la flexibilidad de las columnas entre el nivel de piso y el primer techo, ver figura 21.

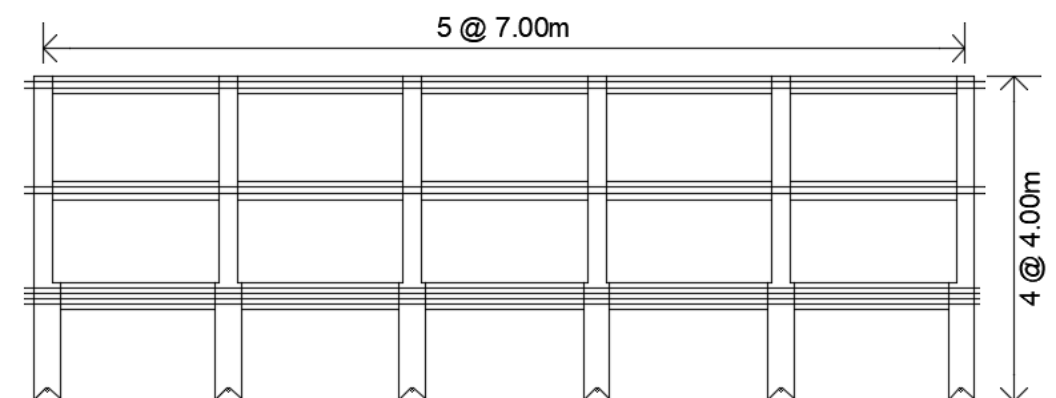


Figura 21. Elevación de pórtico

Esfuerzo unitario inicial de tensado: 60%

Número de tendones en piso 1: 4 grupos de tendones de 6 cables de 1/2"

Número de tendones en piso 2: 2 cables de 1/2"

Número de tendones en piso 3: 2 cables de 1/2"

Propiedades de los materiales:

Concreto Armado:

Tabla 6. Propiedades mecánicas del concreto armado

| Propiedad | Nomenclatura | |
|---------------------------------------|--------------|------------|
| Resistencia a compresión del concreto | f'_c | 21 MPa |
| Módulo de elasticidad del concreto | E_c | 21,000 MPa |

Cables de postensado (Gr270):

Tabla 7. Propiedades mecánicas del postensado

| Propiedad | Nomenclatura | |
|-------------------------------------|--------------|-------------|
| Esfuerzo de fluencia de los cables | $F_{y,pt}$ | 1,560 MPa |
| Módulo de elasticidad de los cables | E_{pt} | 190,000 MPa |

Madera Laminada Encolada:

En función de las tensiones básicas mostradas en las tablas 1 y 2 del capítulo 2 del presente documento, las tensiones admisibles de diseño son:

Tabla 8. Propiedades mecánicas de la madera

| Propiedad | Nomenclatura | |
|---|--------------|------------|
| Módulo elástico longitudinal | E_{para} | 10,450 MPa |
| Módulo elástico perpendicular | E_{perp} | 600 MPa |
| Módulo de cortante | G | 600 MPa |
| Resistencia a la flexión | F_f | 7.13 MPa |
| Resistencia a la compresión paralela | F_{cp} | 9.62 MPa |
| Resistencia a la compresión perpendicular | F_{cn} | 2.8 MPa |
| Resistencia a la tracción paralela | F_{tp} | 6.88 MPa |
| Resistencia a la tracción perpendicular | F_{tn} | 0.43 MPa |
| Resistencia al cortante | F_{cz} | 1.3 MPa |

De acuerdo a la recomendación de Newcombe, quien indica que para un elemento reforzado en la conexión mediante planchas de acero se considera que el módulo de elasticidad perpendicular al grano de la madera dentro de la conexión es 55% el módulo de elasticidad paralelo.

3.1 DISEÑO DE LA VIGA POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1.1 Solicitaciones de diseño por cargas de gravedad

Cargas de gravedad actuantes:

Se considera losa de concreto armado de 10cm sobre paneles de madera (15kg/m^2) apoyados sobre viguetas que dividen la losa en 4 partes, además de acabados (50kg/m^2).

Peso propio de viga:

$$PP = 0.3m \times 0.7m \times 500 \text{ kgf/m}^3 = 105 \text{ kgf/m}$$

Carga muerta sobre la viga:

$$CM = 0.10m \times 7m \times 2,400 \text{ kgf/m}^3 + 15 \text{ kgf/m}^2 \times 7m + 50 \text{ kgf/m}^2 \times 7m$$
$$CM = 2,135 \text{ kgf/m}$$

Carga viva:

$$CV = 500 \text{ kgf/m}^2 \times 7m = 3,500 \text{ kgf/m}$$

Carga de diseño por esfuerzos admisibles:

$$w = 105 \text{ kgf/m} + 2,135 \text{ kgf/m} + 3,500 \text{ kgf/m} = 5,740 \text{ kgf/m}$$
$$w = 56.29 \text{ N/mm}$$

Para la determinación del momento actuante al centro de la viga, se considera que la disposición de tendones es simétrica respecto al eje de la viga, lo cual no produce momentos a lo largo de la viga. Por lo que se considera sólo los momentos actuantes por gravedad.

$$M_{0.5L} = \frac{1}{8} \times 5,740 \text{ kgf/m} \times (7m - 0.6m)^2 = 29,388.8 \text{ kgf} - m$$
$$M_{0.5L} = 2.8 \times 10^8 \text{ N} - mm$$

3.1.2 Capacidad de la viga

El análisis utiliza el método gamma (γ), dado que se considera que la viga compuesta madera - concreto se encuentra biapoyada, con carga uniformemente y conectores uniformemente distribuidos, es posible la utilización del método gamma para la determinación de la capacidad de la viga.

Para el análisis, no se considerará la abertura dentro de la viga que permite el paso de los tendones de tensado.

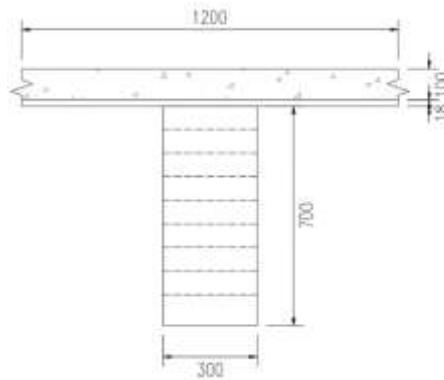


Figura 22. Sección viga compuesta madera – concreto armado

Características geométricas y propiedades seccionales:

| | |
|--|--|
| $L_v = 6400 \text{ mm}$ | Luz libre de viga |
| $b_v = 300 \text{ mm}$ | Ancho de viga |
| $h_v = 700 \text{ mm}$ | Peralte de viga |
| $A_v = 210,000 \text{ mm}^2$ | Área de sección de viga |
| $I_v = 8.575 \times 10^9 \text{ mm}^4$ | Inercia de sección de viga |
| $b = 1200 \text{ mm}$ | Ancho de losa |
| $t = 100 \text{ mm}$ | Espesor de losa |
| $A_l = 120,000 \text{ mm}^2$ | Área de sección de losa de concreto armado |
| $s = 225 \text{ mm}$ | Separación de conectores de corte |

Ancho efectivo de losa:

$$b_e = b \times \frac{E_c}{E} = 1,200 \times \frac{21000}{10450} = 2,411.48 \text{ mm}$$

Área efectiva de losa de concreto armado:

$$A_{ef.losa} = t \times b_e = 100 \text{ mm} \times 2,411.48 \text{ mm} = 241,148.33 \text{ mm}^2$$

Inercia efectiva de losa de concreto armado:

$$A_{ef.losa} = \frac{1}{12} \times t \times b_e^3 = \frac{1}{12} \times 100 \times 2,411.48^3 = 200,956,937.8 \text{ mm}^4$$

Distancia entre el centro de gravedad de la viga y el eje neutro:

$$a_{2,y} = \frac{E_c A_{losa} (t + h_v)}{2(E_c A_{losa} + E A_{viga})} = 213.81 \text{ mm}$$

Se observa que el eje neutro se encuentra dentro de la sección de la viga. Por lo que la distancia desde el centro de gravedad de la losa al eje neutro es:

$$a_{1,y} = \frac{t}{2} + \left(\frac{h_v}{2} - a_{2,y} \right) = \frac{100}{2} + \left(\frac{700}{2} - 213.81 \right) = 186.19 \text{ mm}$$

Por lo tanto el momento estático de la sección por encima de la fibra neutra es:

$$S_{i,y,ef} = \left[b_e t + b_v \left(\frac{h_v}{2} - a_{2,y} \right) \right] \times a_{1,y} = 52,507,090.74 \text{ mm}^3$$

Por su parte, la inercia efectiva considerando el factor gamma resulta en este caso:

$$I_{EF} = \sum_{i=1}^2 I_{i,ef} + \gamma_i \times A_{i,ef} \times a_i^2$$

Donde el valor de gamma (γ) en la interfaz para una rigidez $k = 13.93 \text{ kN/mm}$ que corresponde a un espaciamiento de 225mm de conectores de corte. Entonces:

$$\gamma = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{L^2} \cdot \frac{EAs}{k}} = 0.09$$

Por lo tanto la inercia efectiva considerando la semi-rigidez de la interfaz resulta:

$$I_{EF} = (200,956,937 + 0.09 \times 241,148.33 \times 186.19) + (8,575,000,000 + 1 \times 210000 \times 213.81^2)$$

$$I_{EF} = 19,149,420,682 \text{ mm}^4$$

Verificación de resistencia axial

En piezas compuestas debe considerarse que la tensión se debe a la composición de una compresión constante en la losa de concreto armado más una componente de tracción/compresión flexional, mientras que en la madera la tensión debe asumirse como una tracción constante más una tracción/compresión flexional.

$$\sigma_{i,z,ext} = \sigma_{i,z,f,ext} + \sigma_{i,z,c}^t$$

La tensión axial flexional en el borde comprimido de la losa:

$$\sigma_{1,z,f,ext} = \frac{0.5 \times M \times t}{I_{EF}} = \frac{0.5 \times 2.8 \times 10^8 \times 100}{19,149,420,682} = 0.73 \frac{N}{mm^2}$$

Por su parte, las tracciones flexionales en la madera:

$$\sigma_{2,z,f,ext} = \frac{0.5 \times M \times h_v}{I_{EF}} = \frac{0.5 \times 2.8 \times 10^8 \times 700}{19,149,420,682} = 5.12 \frac{N}{mm^2}$$

Por otra parte, las contribuciones axiales resultan para el concreto:

$$\sigma_{1,z,c,t,ext} = \frac{M \times \gamma_1 \times a_1}{I_{EF}} = \frac{2.8 \times 10^8 \times 0.09 \times 149.59}{19,149,420,682} = 0.25 \frac{N}{mm^2}$$

Y en la madera:

$$\sigma_{2,z,c,t,ext} = \frac{M \times \gamma_2 \times a_2}{I_{EF}} = \frac{2.8 \times 10^8 \times 1 \times 200.41}{19,149,420,682} = 3.13 \frac{N}{mm^2}$$

Verificación de esfuerzos axiales sobre la madera laminada:

$$\sigma_{2,z,f,ext} \leq F_{ft,dis} = F_f K_H K_D K_T K_Q K_V$$

Donde se considera:

- $K_H = 1.0$ Factor de ajuste por efecto de la humedad (de acuerdo a tabla 5).
En esta ocasión no se considera $K_H = 0.8$ dado que la viga está al interior de la edificación
- $K_D = 0.95$ Factor de ajuste por efecto de duración de la carga (calculado para $t=50$ años).
- $K_T = 1.0$ Factor de ajuste por efecto de temperatura (de acuerdo a tabla 3).
- $K_Q = 0.9$ Factor de ajuste por efecto de tratamientos químicos (de acuerdo a tabla 4).

Factor de ajuste por volcamiento: (de acuerdo a tabla 5).

$$K_V = \left(\frac{6.40}{L}\right)^{1/10} \left(\frac{300}{h}\right)^{1/10} \left(\frac{135}{b}\right)^{1/10} = \left(\frac{6.40}{6.40}\right)^{1/10} \left(\frac{300}{600}\right)^{1/10} \left(\frac{135}{300}\right)^{1/10} = 0.86 \leq 1.0$$

Por lo tanto:

$$\sigma_{2,z,f,ext} = 5.12 \text{ MPa} \leq F_{ft,dis} = 7.13 \text{ MPa} \times 1.0 \times 0.95 \times 1.0 \times 0.9 \times 0.86 \\ = 5.24 \text{ MPa}$$

Verificación de tensiones debido a tracción en la madera:

$$f_{tp} = \sigma_{2,z,\bar{c}} \leq F_{tp,dis} = F_f K_H K_D K_T K_Q K_V K_{ct}$$

Siendo:

$K_{ct} = 0.9$ Factor de ajuste por debilitamiento. Considera perforaciones pequeñas y uniformemente distribuidas (clavos).

$$\sigma_{2,z,\bar{c},dis} = 3.13 \text{ MPa} \leq F_{tp,dis} = 6.88 \text{ MPa} \times 1.0 \times 0.95 \times 1.0 \times 0.9 \times 0.86 \times 0.9 \\ = 4.55 \text{ MPa}$$

3.1.3 Verificación de resistencia al corte

Los cortantes son máximos en la fibra neutra, y esta se encuentra normalmente en el alma, pero en este caso es diferente. El cortante máximo en este caso puede estimarse aplicando el factor gamma al momento estático efectivo sobre la fibra neutra. Para no alargar más los cálculos, asumiremos (conservativamente) únicamente el corte máximo y este se empleará tanto para verificar la madera como el hormigón. No obstante, el corte suele ser mucho más crítico en la madera así se verificará únicamente el corte de la madera, entonces:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{Q \times S_{EF \text{ m}\acute{a}x}}{I_{EF} \times b_{alma}} \leq f_{cz,dis} = F_{cz} K_H K_D K_T K_Q K_r$$

Donde:

$$S_{EF} = \gamma_1 \times S_{1,y,ef} = 0.09 \times 52,507,090.74 \text{ mm}^3 = 4,858,257.51 \text{ mm}^3$$

Dado que la cortante es:

$$Q = \frac{w \times L_v}{2} = \frac{56.29 \text{ N/mm} \times 6400 \text{ mm}}{2} = 180.13 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la sollicitación máxima de corte se define como:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{Q \times S_{EF \text{ m}\acute{a}x}}{I_{EF} \times b_{alma}} = \frac{180.13 \times 10^3 \text{ N} \times 4,858,257.51 \text{ mm}^3}{19,149,420,682 \text{ mm}^4 \times 300 \text{ mm}} = 0.15 \text{ MPa}$$

Por su parte la tensión admisible, al no tener rebajes $K_r = 1$. Entonces:

$$\tau_{m\acute{a}x} = 0.15 \text{ MPa} \leq f_{cz,dis} = 1.3 \text{ MPa} \times 1.0 \times 0.95 \times 1.0 \times 0.9 \times 1 = 1.11 \text{ MPa}$$

La sección propuesta de 300mm x 700mm cumple con las resistencias a flexión, tracción y corte ante las exigencias de esfuerzos actuantes.

3.1.3 Verificación de deformaciones

Deformación elástica (viga biapoyada)

$$\delta_e = \frac{5}{384} \frac{w \times L_v^4}{E \times I_{EF}} = \frac{5}{384} \times \frac{56.29 \text{ N/mm} \times 6400^4 \text{ mm}^4}{10450 \text{ N/mm}^2 \times 19,149,420,682 \text{ mm}^4} = 4.26 \text{ mm}$$

Deformación por corte del alma.

$$\delta_Q = \frac{M_{m\acute{a}x}}{G \times b_v \times h_v} = \frac{2.8 \times 10^8 \text{ N} - \text{mm}}{600 \text{ N/mm}^2 \times 300 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}} = 2.22 \text{ mm}$$

Considerando efecto de carga diferida. Dado que todas las cargas son permanentes, la relación $g/q = 1$. Entonces:

$$\delta_{tot} = \delta_e \left(1 + \rho \times \frac{g}{q}\right) + \delta_Q \left(1 + 2\rho \times \frac{g}{q}\right) \leq \delta_{adm}$$

$$\delta_{tot} = 6.11 \text{ mm} \times (1 + 1 \times 1) + 1.85 \text{ mm} \times (1 + 2 \times 1) = 15.18 \text{ mm}$$

Considerando:

$$\delta_{adm} = \frac{L_v}{250} = \frac{6400 \text{ mm}}{250} = 25.6 \text{ mm}$$

Se observa que la deformación total es menor que la deformación admisible.

3.2 DETERMINACIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA DE DISEÑO

Es posible determinar la fuerza sísmica mediante el procedimiento de diseño basado en desempeño, el cual fue descrito en el ítem 2.5.3. Para la aplicación del método se ha desarrollado una rutina de cálculo usando el software Matlab2015a. A continuación se muestra el procedimiento de cálculo paso a paso:

- i. Definir la deriva de entrepiso de diseño

Especificar distorsiones de entrepiso de diseño para los estados límites de diseño. Por ejemplo, bajo estado límite de diseño la deriva de entrepiso puede ser limitada a 1.0%, mientras que para el estado último de diseño no debería considerar distorsiones de entrepiso mayores a 2.5%. La deriva de diseño de entrepiso θ_d a considerarse en la presente tesis es:

$$\theta_d = 0.020$$

ii. Especificar el perfil de desplazamiento

Dado que la estructura es de 3 pisos, entonces:

$$n \leq 4 : \quad \delta_i = \left(\frac{H_i}{H_n} \right)$$

Donde:

n : Número de pisos

H_i : Altura del i-ésimo piso

A partir del perfil de desplazamiento se deduce el desplazamiento de cada nivel:

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_1}{\delta_c} \right)$$

Donde:

$\left(\frac{\Delta_i}{\delta_c} \right)$ es el ratio de desplazamiento y la forma de modo inelástico del primer nivel.

Siendo:

$$\Delta_1 = H_1 \theta_d = 4m \times 0.02 = 0.08 m$$

Los resultados de δ_i y Δ_i se muestran en la tabla 09.

iii. Determinar parámetros equivalentes del sistema de un grado de libertad.

Para determinar los parámetros equivalentes, es necesario definir el desplazamiento de diseño, el cual es calculado como:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

Donde:

m_i : Masa del i-ésimo piso.

La masa de cada piso se considera a partir de la carga muerta y viva repartida sobre la losa, a la cual se amplificará en 5% para así considerar la masa de los elementos estructurales de madera.

Para el cálculo de la masa sísmica se considerará 50% de la carga viva para considerar categoría B (edificación importante) de acuerdo a la norma peruana E030 de Diseño Sismorresistente.

Carga muerta (losa de concreto armado, panel de madera y acabados):

$$CM = 0.10m \times 2,400 \text{ kgf}/m^3 + 15 \text{ kgf}/m^2 + 50 \text{ kgf}/m^2 = 3kPa$$

Carga viva:

$$CV = 500 \text{ kgf}/m^2 = 4.9 \text{ kPa}$$

Peso sísmico distribuido:

$$PS = CM + 0.5CV = 3 \text{ kPa} + 0.5 \times 4.9 \text{ kPa} = 5.45 \text{ kPa}$$

Peso sísmico por piso (análisis 2D):

$$PS = 5 \times 5.45kPa \times 7 \text{ m} \times 7 \text{ m} = 1,335.25 \text{ kN}$$

Por lo tanto la masa sísmica:

$$m = \frac{PS}{g} = \frac{1,335.25 \text{ kN}}{9.81 \text{ m}/s^2} = 136.11 \text{ tonf}$$

De igual modo obtenemos la masa sísmica para último piso (análisis 2D). Siendo carga viva de último techo 2.5 kPa:

$$m_{ult} = 106.14 \text{ tonf}$$

Resolviendo para la geometría del pórtico y masas asignadas, obtenemos:

Tabla 9. Cálculos para determinación de desplazamiento de diseño y altura efectiva

| Nivel | H_i | m_i | δ_i | Δ_i | $m_i\Delta_i$ | $m_i\Delta_i^2$ | $m_i\Delta_i H_i$ |
|-------|-------|--------|------------|------------|---------------|-----------------|-------------------|
| 3 | 12.00 | 106.14 | 1.000 | 0.240 | 25.47 | 6.11 | 306 |
| 2 | 8.00 | 136.11 | 0.667 | 0.160 | 21.78 | 3.48 | 174 |
| 1 | 4.00 | 136.11 | 0.333 | 0.080 | 10.89 | 0.87 | 44 |
| Suma | | | | | 58.14 | 10.47 | 523 |

Desplazamiento de diseño:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = 10.47/58.14 = 0.18 \text{ m}$$

Masa efectiva:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = 58.14/0.18 = 322.88 \text{ tonf}$$

Altura efectiva:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = 523/58.14 = 9.00 \text{ m}$$

iv. Especificar el amortiguamiento viscoso equivalente

Para el sistema de pórtico postensado de madera sin dispositivos de disipación de energía $\xi_{hist} = 0$, siendo entonces el amortiguamiento viscoso equivalente:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hist} = 5\% + 0\% = 5\%$$

v. Escalar el espectro de desplazamiento de diseño.

De acuerdo al amortiguamiento viscoso equivalente considerado, deberá escalarse el espectro de desplazamiento por el factor R_ξ (EC, 2004).

$$R_\xi = \left(\frac{7}{2 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} = \left(\frac{7}{2 + 5} \right)^{0.5} = 1$$

El espectro de desplazamiento (elástico) corregido por R_ξ resulta:

$$\Delta_{T,\xi} = (\Delta_{T,5\%}) R_\xi = \Delta_{T,5\%}$$

El espectro de desplazamiento se determina a partir del espectro de pseudo-aceleraciones, el mismo que está definido en función de las condiciones sísmicas que condiciona el prototipo.

Tabla 10. Factores de zona (Tabla N°01 del RNE E030)

| Zona | Z |
|------|------|
| 4 | 0.45 |
| 3 | 0.35 |
| 2 | 0.25 |
| 1 | 0.15 |

Tabla 11. Factores de suelo S (Tabla N°03 del RNE E030)

| Zona\Suelo | S0 | S1 | S2 | S3 |
|------------|------|------|------|------|
| Z4 | 0.80 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| Z3 | 0.80 | 1.00 | 1.15 | 1.20 |
| Z2 | 0.80 | 1.00 | 1.20 | 1.40 |
| Z1 | 0.80 | 1.00 | 1.60 | 2.00 |

Tabla 12. Periodos t_p y t_l (Tabla N°04 del RNE E030)

| | Perfil de Suelo | | | |
|--------|-----------------|-----|-----|-----|
| | S0 | S1 | S2 | S3 |
| TP (s) | 0.3 | 0.4 | 0.6 | 1.0 |
| TL (s) | 3.0 | 2.5 | 2.0 | 1.6 |

Para la construcción del espectro de pseudo-aceleraciones, el coeficiente de amplificación sísmica, se define según:

$$\begin{aligned}
 T < T_p & \quad C = 2.5 \\
 T_p < T < T_l & \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \\
 T > T_l & \quad C = 2.5 \times \left(\frac{T_p \times T_l}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

De acuerdo a la norma peruana de Diseño sismorresistente E030, se obtiene:

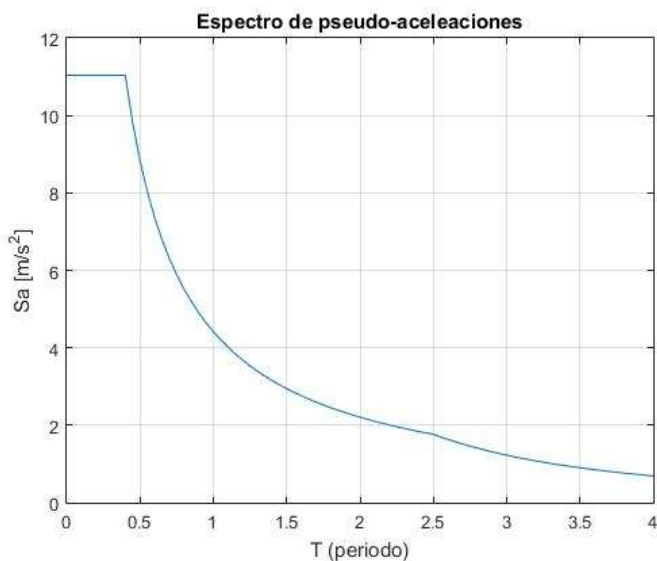


Figura 23. Espectro elástico de pseudo-aceleraciones

El espectro de desplazamiento se obtiene a partir del espectro de pseudo-aceleraciones.

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

De modo que, la función del espectro de desplazamiento queda definido como:

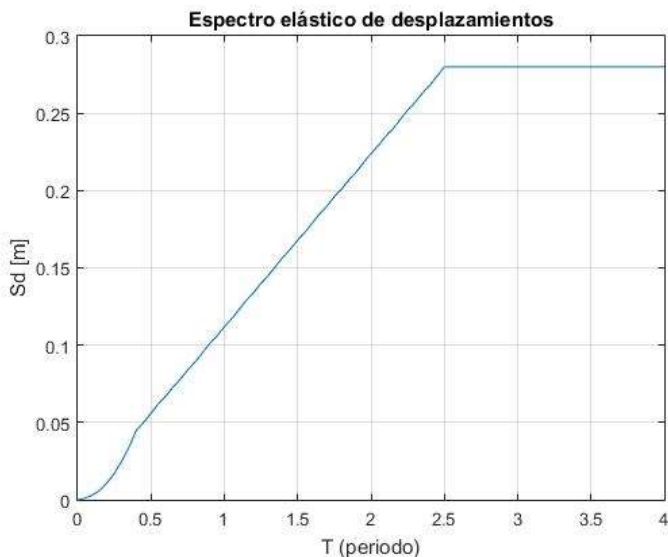


Figura 24. Espectro elástico de desplazamientos

vi. Determinar el periodo efectivo y rigidez efectiva

El periodo efectivo se obtiene a partir de corresponder el desplazamiento de diseño a un periodo dado en la función de espectro de desplazamiento.

Siendo el desplazamiento de diseño es $\Delta_d = 0.18 m$. Observando el espectro elástico de desplazamiento se observa que corresponde a $T = 1.61 \text{ seg}$:

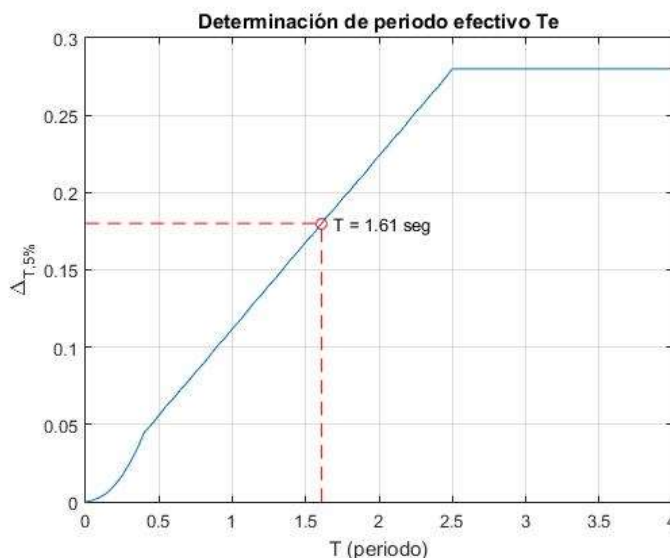


Figura 25. Determinación del periodo efectivo

De la figura 25 se infiere que el periodo efectivo es 1.61 seg.

Habiendo obtenido el periodo efectivo, es posible obtener la rigidez efectiva del sistema equivalente, evaluando:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} = 4\pi^2 \frac{322.88}{1.61^2} = 4,915.5 \text{ kN/m}$$

vii. Determinar la cortante basal

A partir del periodo efectivo y el desplazamiento de diseño:

$$V_b = K_e \Delta_d = 4,915.5 \times 0.18 = 885.13 \text{ kN}$$

viii. Distribución de la cortante basal.

La cortante basal es distribuida en cada nivel basándose en la distribución de masa y al desplazamiento de cada nivel.

$$F_i = V_b m_i \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)$$

Fuerzas laterales inerciales:

Tabla 13. Fuerzas inerciales

| Piso | Fuerza lateral F_i (kN) |
|------|---------------------------|
| 3 | 387.81 |
| 2 | 331.54 |
| 1 | 165.77 |

3.3 DETERMINACIÓN DE FUERZAS DE DISEÑO SOBRE EL PÓRTICO

La acciones de diseño sobre el pórtico serán determinadas bajo el enfoque de análisis basado en equilibrio. El modo de falla adoptado para el prototipo es mediante formación de rótulas en las vigas. Asimismo se considera que las bases de las columnas no desarrollan momentos flectores, debido a que son conexiones articuladas (sin dispositivos de disipación de energía).

Dado que la base es articulada, se deberá tener atención en el momento desarrollado en la parte superior de la columna.

Para la obtención de las acciones de diseño se ha desarrollado una rutina de cálculo usando el software Matlab2015a. A continuación se muestra el procedimiento de cálculo paso a paso:

El procedimiento seguido a continuación es el mismo descrito en el ítem 2.6:

- i. Determinar el momento total en la base (MTB)

A partir de las fuerzas inerciales y las alturas relativas de cada nivel, se obtiene:

Tabla 14. Determinación de MTB

| Nivel | H_i (m) | H_i (kN) | $F_i H_i$ (kN-m) |
|-------|-----------|----------------|------------------|
| 3 | 12.00 | 387.81 | 4,653.72 |
| 2 | 8.00 | 331.54 | 2,652.32 |
| 1 | 4.00 | 165.77 | 663.08 |
| Suma | | $V_b = 885.13$ | $MTB = 7,969.12$ |

- ii. Definir Decidir qué porcentaje del MTB en la base será tomado por la resistencia a flexión de las columnas (en sus bases).

Dado que las columnas no desarrollan momento en la base, es decir, el término $\sum_{j=1}^n M_{c,j} = 0$.

iii. Determinar las fuerzas de tracción y compresión sobre las columnas.

Conociendo que $\sum_{j=1}^n M_{c,j} = 0$. Entonces:

$$T = C = \frac{MTB}{L \times n_v} = \frac{7,969.12 \text{ kN} - m}{7 \text{ m} \times 5} = 227.69 \text{ kN}$$

iv. Determinar el momento de diseño en las vigas del primer piso.

En el caso de un sistema estructural con base simplemente apoyada, es racional asumir que el momento desarrollado en la parte superior de la columna sea igual al momento de la viga, por lo tanto:

$$M_{B1} = \frac{V_b H_1}{n_v} = \frac{885.13 \text{ kN} \times 4 \text{ m}}{5} = 708.10 \text{ kN} - m$$

El momento de vigas del primer nivel da la siguiente fuerza de corte en vigas de primer nivel:

$$V_{B1} = \frac{2M_{B1}}{L_v} = \frac{2 \times 708.10 \text{ kN} - m}{7 \text{ m}} = 202.32 \text{ kN}$$

v. Distribuir las fuerzas axiales sísmicas en función del nivel de piso.

La distribución de cortante en el resto de las vigas es:

$$V_{B,i} = (T - V_{B1}) \frac{V_{S,i}}{\sum_{i=2}^n V_{S,i}} = (227.69 \text{ kN} - 202.32 \text{ kN}) \frac{V_{S,i}}{1,107.2}$$

$$V_{B,i} = 0.023 V_{S,i}$$

vi. Determinar el momento de diseño de las vigas.

Por condición de equilibrio de la viga, el momento al extremo de la viga es:

$$M_{B,i} = V_{B,i} \frac{L_v + h_c}{2} = 0.081 V_{S,i}$$

A partir del momento en el extremo de la viga, se determina el momento de diseño de la conexión viga-columna en la cara de la columna como:

$$M_{con} = M_{B,i} \frac{L_v - h_c}{L_v} = 0.066V_{S,i}$$

vii. Calcular los momentos de diseño de las columnas

Para el primer al penúltimo nivel:

$$\sum_{j=1}^n M_{C,j} = n_v M_{B,i}$$

Para el último nivel:

$$\sum_{j=1}^n M_{C,j} = 2n_v M_{B,i}$$

La siguiente tabla resume los resultados obtenidos del procedimiento desarrollado:

Tabla 15. Acciones de diseño del pórtico

| Nivel | V _{Bi} (kN) | M _{Bi} (kN-m) | M _{con} (kN-m) | ΣM _c (kN-m) | ΣM _{C,ext} (kN-m) | ΣM _{C,int} (kN-m) |
|-------|-------------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 3 | 8.89 | 31.11 | 28.00 | 311.10 | 31.11 | 62.22 |
| 2 | 16.49 | 57.71 | 51.94 | 288.53 | 28.85 | 57.71 |
| 1 | 202.32 | 708.10 | 637.29 | 3540.52 | 354.05 | 708.10 |
| 0 | - | - | - | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Debido a las conexiones articuladas en la base, los momentos en las columnas del primer nivel son significativamente altos respecto a los otros niveles.

3.4 DISEÑO SIMPLIFICADO DE LA CONEXIÓN

La conexión puramente postensada, es diseñada en función al momento impuesto a la conexión. Como se mencionó anteriormente la rotación impuesta en la conexión depende de la deformación de los elementos que concurren en la conexión.

En este ítem se realiza el diseño simplificado de la conexión correspondiente a una conexión viga-columna del primer nivel.

3.4.1 Cálculo de deformaciones

De acuerdo a lo expuesto en el ítem 2.7.2 es necesario para el cálculo determinar las curvaturas asociadas a la viga y columna por efecto del momento impuesto en la conexión.

$$\varphi_v = \frac{M_{con}}{E_{para} I_v} = \frac{637.29 \text{ kN} \cdot \text{m}}{10,450 \text{ MPa} \times 2.5 \times 10^{10} \text{ mm}^4} = 2.44 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\varphi_c = \frac{M_{con}}{E_{para} I_c} \frac{L_v(H - h_v)}{H(L_v - h_c)} = \frac{637.29 \text{ kN} \cdot \text{m}}{10,450 \text{ MPa} \times 2.5 \times 10^{10} \text{ mm}^4} \times \frac{6.4 \text{ m} \times (4 \text{ m} - 1 \text{ m})}{4 \text{ m} \times (6.4 \text{ m} - 1 \text{ m})}$$

$$\varphi_c = 2.37 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{mm}}$$

Con las curvaturas conocidas, es posible calcular las deformaciones de las vigas y columnas en contacto con la conexión.

$$\theta_v = \frac{\varphi_v}{L} \left(\frac{(L - h_c)^2}{6} + \frac{E_{para}}{G} \frac{h_v^2}{4} \right) = \frac{2.44 \times 10^{-6}}{7,000} \left(\frac{(7,000 - 1,000)^2}{6} + \frac{10450}{600} \cdot \frac{1000^2}{4} \right)$$

$$\theta_v = 0.0036$$

$$\theta_c = \frac{\varphi_c}{H} \left(\frac{(L - h_v)^2}{6} + \frac{E_{para}}{G} \frac{h_c^2}{4} \right) = \frac{2.44 \times 10^{-6}}{4,000} \left(\frac{(7,000 - 1,000)^2}{6} + \frac{10450}{600} \cdot \frac{1000^2}{4} \right)$$

$$\theta_c = 0.0051$$

Por otro lado, Newcombe (2011) sugiere reforzar la conexión viga – columna (ver figura 17) de modo que los esfuerzos sobre la madera no sean excesivos debido a la alta magnitud de momento obtenida. De ser reforzada la conexión, la deformación en el nudo es 0.

$$\theta_n = 0$$

3.4.2 Determinación de la rotación admisible de la conexión

Para minimizar el refuerzo de postensado requerido, se debe utilizar la rotación de conexión máxima permitida.

$$\theta_{con} = \theta_D - (\theta_b + \theta_c + \theta_j) = 0.02 - (0.0036 + 0.0051 + 0) = 0.0113$$

La rotación impuesta, θ_{imp} resulta ser:

$$\theta_{imp} = \frac{\theta_{con}}{\left(1 - \frac{h_c}{L}\right)} = \frac{0.0113}{\left(1 - \frac{1,000}{7,000}\right)} = 0.0126$$

3.4.3 Diseño de la conexión viga columna

De acuerdo al diseño simplificado de la conexión, comentado en el ítem 2.9.4. A continuación se presenta el proceso paso a paso del diseño de la conexión.

- i. Calcular profundidad de eje neutro

La profundidad de eje neutro, puede ser calculada a partir de ecuaciones analíticas, las cuales son diferentes en función a la existencia y tipo de refuerzo de la conexión. En este caso, debido a la gran demanda de momento en la conexión del primer nivel, se considerará refuerzo de la conexión mediante utilización de plancha de acero (tipo 03), ver figura 17b.

Por lo tanto la ecuación a utilizar es:

$$c = -\frac{1}{\alpha} - e_p + \left(\frac{1}{\alpha^2} + \frac{1}{\theta_{imp}} \frac{T_{pt} h_c}{E_{perp} b_b} \right)^{0.5}$$

Siendo:

$$\alpha = 2/hc.$$

$$T_{pt,i} = 0.6f_{y,pt}A_{pt} = 0.6 \times 1,560 \text{ MPa} \times 2,376 \text{ mm}^2 = 2,223.94 \text{ kN}$$

Entonces:

$$c = -\frac{1000}{2} - 38.1 + \left(\frac{1}{(2/1,000)^2} + \frac{1}{0.0126} \cdot \frac{(2,223.94 \times 10^3) \times 1,000}{600 \times 300} \right)^{0.5}$$

$$c = 571.21 \text{ mm}$$

- ii. Verificar esfuerzos generados sobre la madera y postensado.

Verificación del esfuerzo máximo sobre la viga (paralela al grano):

$$f_c = \frac{T_{pt}}{b_b c} = \frac{2,223.94 \times 10^3 \text{ N}}{300 \text{ mm} \times 571.21 \text{ mm}} = 12.98 \text{ MPa} < 13 \text{ MPa}$$

Se observa que las acciones sobre la madera no exceden la tensión básica de la madera para compresión paralela a grano (tabla 02).

Verificación del esfuerzo en los tendones de postensado:

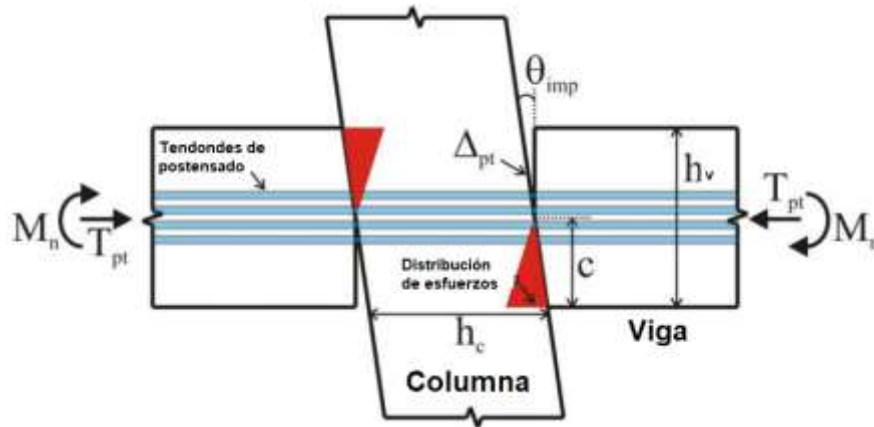


Figura 26. Conexión postensada viga-columna

Para la profundidad de eje neutro $c = 571.21 \text{ mm}$

La distribución de tendones, se define como y_i , la cual representa la distancia de la base de la viga al eje del tendón de postensado.

$$y_i = \begin{pmatrix} 800 \\ 600 \\ 400 \\ 200 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

En la conexión analizada, por compatibilidad de deformaciones. La elongación de cada tendón es:

$$\Delta_{pt} = \theta_{imp} \times (y_i - c) = 0.0126 \times \begin{pmatrix} 800 - 571.21 \\ 600 - 571.21 \\ 400 - 571.21 \\ 200 - 571.21 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 2.88 \\ 0.36 \\ -2.16 \\ -4.68 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

De acuerdo a Newcombe (2011) el acortamiento del tendón puede ser ignorado.

Y la elongación de los cables por efecto de la abertura en la conexión es:

$$\Delta \varepsilon_{pt} = \sum \frac{n \Delta_{pt}}{l_{pt}} = \frac{5}{35,700} \begin{pmatrix} 2.88 \\ 0.36 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \frac{5}{35,700} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.36 \\ 2.88 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.00040 \\ 0.00005 \\ 0.00005 \\ 0.00040 \end{pmatrix}$$

El esfuerzo en los tendones deberá ser menor al 90% del esfuerzo de fluencia:

$$f_{pt} = E_{pt}(\varepsilon_{pt,i} + \delta \varepsilon_{pt}) \leq 0.9 f_{y,pt}$$

Siendo la deformación unitaria inicial del tendón:

$$\varepsilon_{pt,i} = \frac{T_{pti}}{A_{pt}E_{pt}} = \frac{2,223.94 \times 10^3 \text{ N}}{2,376 \text{ mm}^2 \times 190,000 \text{ MPa}} = 0.00493$$

$$f_{pt} = E_{pt}(\varepsilon_{pt,i} + \delta\varepsilon_{pt}) = 190,000 \times (0.00040 + 0.00493) = 1,012.70 \text{ MPa}$$

$$f_{pt} = 1,012.70 \text{ MPa} \leq 0.9f_{y,pt} = 1,404 \text{ MPa}$$

El esfuerzo del postensado para la rotación impuesta es el 65% del esfuerzo de fluencia.

- i. Evaluar la capacidad de momento

El momento nominal de la conexión es calculado tomando momentos desde el centroide de compresión de la distribución de esfuerzos aplicado.

Fuerza en el postensado:

$$T_{pt} = T_{pti} + \Delta T_{pt}$$

Donde:

$$\Delta T_{pt} = \sum \varepsilon_{pt} E_{pt} A_{pt_unidad} = 190,000 \text{ MPa} \times 594 \times 2(0.00040 + 0.00005)$$

$$\Delta T_{pt} = 102,602 \text{ N}$$

Por lo tanto:

$$T_{pt} = T_{pti} + \Delta T_{pt} = 2,223,936 \text{ N} + 102,602 \text{ N} = 2,326.5 \text{ kN}$$

Entonces, el momento nominal de la conexión es:

$$M_n = 0.9 \times T_{pt} \left(\frac{h_b}{2} - \frac{c}{3} \right) = 0.9 \times 2,326.5 \text{ kN} \times \left(\frac{1 \text{ m}}{2} - \frac{0.57}{3} \right) = 648.26 \text{ kN} - \text{m}$$

3.4.3 Resumen diseño simplificado

A continuación se muestra los resultados obtenidos para las conexiones de los tres niveles diseñadas mediante el método simplificado.

Para las conexiones del segundo y tercer nivel no se ha considerado conexiones reforzadas, por lo que se contabilizó la deformación en el nudo.

Deformaciones elásticas de elementos que concurren a la conexión:

Tabla 16. Deformaciones elásticas

| Nivel | θ_v | θ_c | θ_n | θ_{def} | θ_{con} | θ_{imp} |
|-------|------------|------------|------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 0.00360 | 0.00510 | 0 | 0.0087 | 0.0113 | 0.0126 |
| 2 | 0.00072 | 0.00094 | 0.00074 | 0.0024 | 0.0176 | 0.0195 |
| 3 | 0.00039 | 0.00051 | 0.00030 | 0.0012 | 0.0188 | 0.0209 |

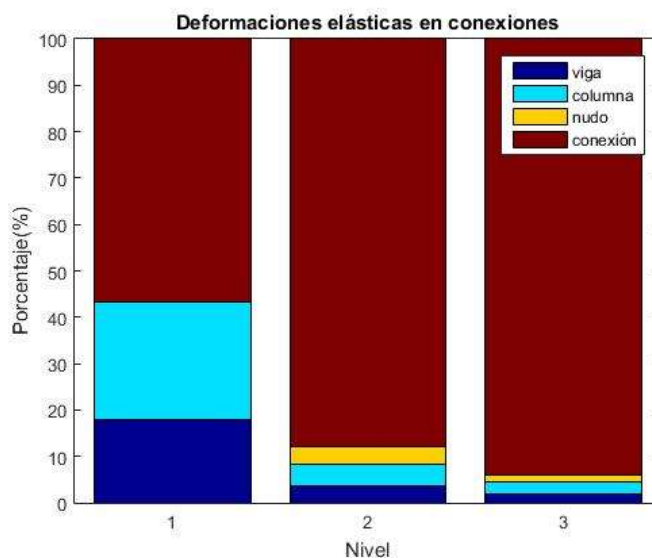


Figura 27. Porcentaje de deformación elástica en cada conexión

La figura 27 representa esquemáticamente el porcentaje de deformación elástica en la conexión de cada nivel. Siendo el primer nivel el más afectado a deformaciones elásticas, es por ello que se refuerza la conexión para mejorar las propiedades mecánicas de la conexión.

Profundidad de eje neutro y momento nominal de las conexiones:

Tabla 17. Momentos de diseño, momentos nominales y profundidad de eje neutro de conexiones

| Piso | M_{con} (kNm) | ΦM_n (kNm) | c (mm) | |
|------|-----------------|------------------|----------|-----|
| 1 | 637.29 | 648.26 | 571 | Ok! |
| 2 | 51.94 | 74.24 | 49 | Ok! |
| 3 | 28.00 | 75.94 | 46 | Ok! |

CAPÍTULO IV: DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONEXIONES VARIANDO LAS CONDICIONES DE SITIO

Para las condiciones de demanda sísmica sobre un suelo tipo S2, ha sido necesario aumentar el tamaño de columna y viga del primer nivel a 300x1500mm (ver figura 28) a fin que los cables de postensado tomen más del 50% de la deriva de entrepiso de diseño, y la conexión interna del primer nivel cumpla con los momentos de demanda.

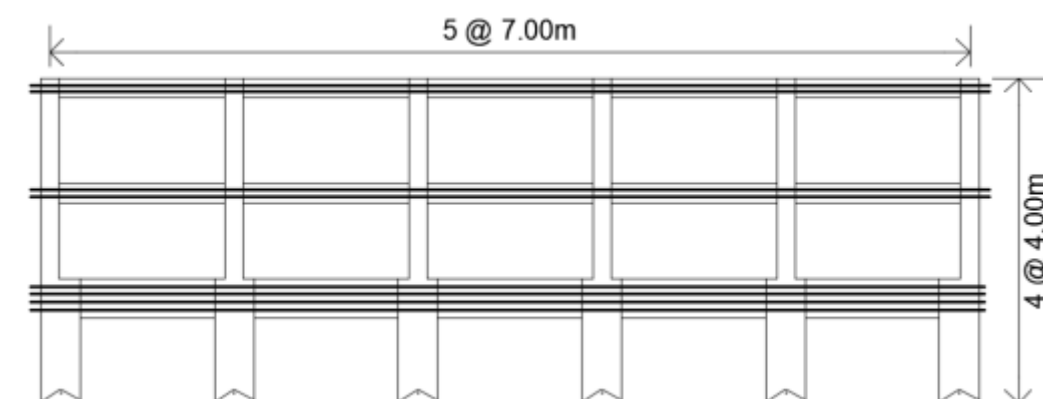


Figura 28. Elevación de pórtico para suelo tipo S2

Esfuerzo unitario inicial de tensado: 0.6

Número de tendones en piso 1: 5 grupos de tendones de 6 cables de 1/2"

Número de tendones en piso 2: 2 grupos de tendones de 2 cables de 1/2"

Número de tendones en piso 3: 2 cables de 1/2"

La siguiente tabla resume los resultados obtenidos del procedimiento desarrollado:

Tabla 18. Acciones de diseño del pórtico

| Nivel | V_{Bi} (kN) | M_{Bi} (kN-m) | M_{con} (kN-m) | ΣM_c (kN-m) | $\Sigma M_{c,ext}$ (kN-m) | $\Sigma M_{c,int}$ (kN-m) |
|-------|------------------|--------------------|---------------------|------------------------|------------------------------|------------------------------|
| 3 | 20.00 | 70.00 | 63.00 | 699.98 | 70.00 | 140.00 |
| 2 | 37.10 | 129.84 | 116.86 | 649.20 | 64.92 | 129.84 |
| 1 | 455.21 | 1593.23 | 1433.91 | 7966.16 | 796.62 | 1593.23 |
| 0 | | | | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

Deformaciones elásticas de elementos que concurren a la conexión:

Tabla 19. Deformaciones elásticas

| Nivel | θ_v | θ_c | θ_n | θ_{def} | θ_{con} | θ_{imp} |
|-------|------------|------------|------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 0.00340 | 0.00520 | 0 | 0.0087 | 0.0113 | 0.0126 |
| 2 | 0.00160 | 0.00210 | 0.00170 | 0.0054 | 0.0146 | 0.0162 |
| 3 | 0.00088 | 0.00110 | 0.00068 | 0.0027 | 0.0173 | 0.0192 |

Representación gráfica de porcentajes de deformación elástica en las conexiones:

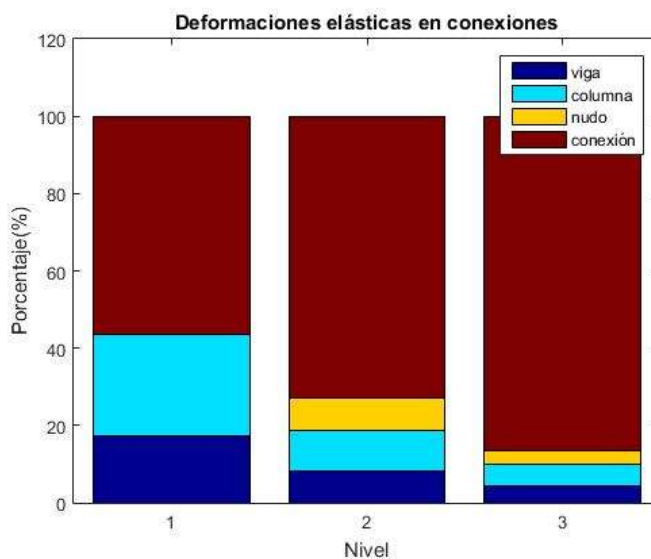


Figura 29. Porcentaje de deformación elástica en cada conexión

Profundidad de eje neutro y momento nominal de las conexiones:

Tabla 20. Momentos de diseño, momentos nominales y profundidad de eje neutro de conexiones

| Piso | M_{con} (kNm) | ΦM_n (kNm) | c (mm) | |
|------|-----------------|------------------|--------|-----|
| 1 | 1,523.63 | 1,433.91 | 651 | Ok! |
| 2 | 127.67 | 116.85 | 110 | Ok! |
| 3 | 73.82 | 63.00 | 50 | Ok! |

CAPÍTULO V: EVALUACIÓN DE CONEXIONES MEDIANTE ANÁLISIS PARAMÉTRICO

En el presente capítulo se verifica la validez del diseño simplificado de las conexiones diseñadas en el capítulo 3. Para tal fin se realiza un análisis paramétrico de la respuesta de la conexión (esfuerzos de los tendones, esfuerzos sobre la madera y momento nominal de la conexión) en función a la deriva de entrepiso de diseño. El procedimiento se basa en el modelo “Analogía de Viga Monolítica”–AVM (Palermo y otros 2004) representado en la figura 30.

Para la aplicación del método debe haberse obtenido previamente la fuerza de diseño lateral y como consecuencia las deformaciones elásticas de los elementos estructurales y la conexión impuesta en la conexión.

El procedimiento de análisis para una conexión ha sido programado utilizando una rutina de cálculo en el software Matlab2015.

A continuación se describe el proceso del análisis paramétrico de respuesta de la conexión en función de la deriva de entrepiso θ que impone abertura en la conexión.

Del análisis simplificado se conoce que la deformación elástica de la conexión del primer nivel para una deriva de entrepiso de diseño, asimismo dado que el comportamiento es elástico, se puede obtener directamente la deformación elástica para cualquier deriva de entrepiso de diseño.

$$\theta_{def}(\theta) = \theta \frac{\theta_{def. \text{ el. conocida}}}{\theta_d}$$

Donde:

$\theta_{def \text{ conocida}}$: Deformación elástica de los elementos calculados en el análisis simplificado.

θ_d : Deriva de entrepiso de diseño utilizado en el análisis simplificado.

A su vez, la deformación impuesta es:

$$\theta_{imp}(\theta) = \frac{\theta - \theta_{def}(\theta)}{\left(1 - \frac{h_c}{L}\right)}$$

Por otra parte, se determina:

$$\varphi_{dec,para} = \frac{T_{pt,i} h_v}{6E_{para} I_v}$$

$$\varepsilon_c = \left(\frac{6\theta_{imp}(\theta)}{L} + \varphi_{dec,para} \right) c$$

En esta etapa, dado que la profundidad del eje neutro es desconocida, es necesario realizar una rutina de cálculo para desarrollar el procedimiento mostrado en la figura 30. Para ello se utilizó los softwares Matlab 2015a y Excel. El código realizado se adjunta en los anexos del presente documento.

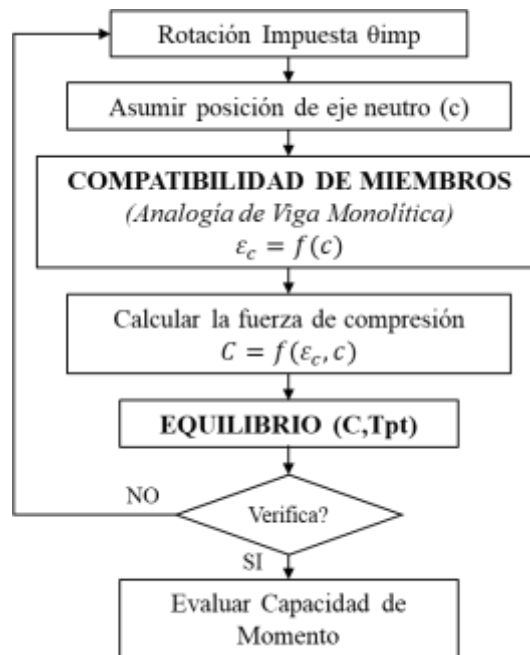


Figura 30. Procedimiento de determinación de respuesta momento-rotación. (Pampanin y otros, 2001)

Una vez realizado el análisis de respuesta de la conexión del primer nivel, para un dominio de deriva de entrepiso de diseño, se muestran las siguientes gráficas:

- Deriva de entrepiso de diseño (θ) vs. Momento nominal de la conexión (ϕMn)
- Deriva de entrepiso de diseño (θ) vs. Profundidad de eje neutro normalizado por altura de viga (c/h_b)
- Deriva de entrepiso de diseño (θ) vs. Fuerza de postensado total (T_{pt})
- Deriva de entrepiso de diseño (θ) vs. Esfuerzo sobre la conexión normalizado por el esfuerzo de fluencia (e_c/e_y)
- Deriva de entrepiso de diseño (θ) vs. Fuerza de tensado en cada cable ($T_{pt,i}$)
- Deriva de entrepiso de diseño (θ) vs. Esfuerzo normalizado en cada cable ($f_{pt,i}$)

De acuerdo a la ley de Hooke se define el esfuerzo que define el límite elástico sobre la columna según:

$$e_y = \frac{f_c}{E_{perp}}$$

Newcombe (2011) sugiere que en caso la conexión sea de reforzada tipo 03 (Figura 17b):

$$E_{perp} = 0.55E = 5500 \text{ MPa}$$

Donde E es el módulo de elasticidad de la madera definido en la tabla 01. Entonces:

$$e_y = \frac{f_c}{E_{perp}} = \frac{13 \text{ MPa}}{5500 \text{ MPa}} = 0.0024$$

A su vez, para conexiones sin reforzar:

$$E_{perp} = 0.1E = 1000 \text{ MPa}$$

Entonces:

$$e_y = \frac{f_c}{E_{perp}} = \frac{2.8 \text{ MPa}}{1000 \text{ MPa}} = 0.0028$$

Por otro lado, considerar el aporte de la placa de acero en la distribución del perfil de esfuerzos de compresión sobre la columna nos permite asumir una reducción de la deformación elástica sobre la madera ε_c .

En el presente trabajo de tesis se considera disminuir esta deformación a un tercio del valor definido para conexiones sin reforzamiento.

5.1 ANÁLISIS PARAMÉTRICO CONEXIÓN DE PRIMER NIVEL

La rutina Matlab recibe la información de entrada tal como la geometría de los elementos, disposición de tendones y propiedades mecánicas de los materiales a partir de un archivo Excel. El mismo que se muestra en la figura 31.

| EVALUACIÓN PARAMÉTRICA DE CONEXIÓN | | | | | |
|--|------------|--|----------------------------------|-----------|---|
| CONDICIONES GEOMÉTRICAS | | CONEXIÓN PERMISIBLE | | | |
| hc | 1000 mm | Peralte de columna | tcr | Reforzada | Conexión-reforzada? |
| bc | 300 mm | Ancho de columna | $\theta_{def. el. Conocido}$ | 0.0087 | Deformación elástica ULS |
| hb | 1000 mm | Peralte de viga | θ_d | 0.0200 | Drift Level 2 |
| bb | 300 mm | Ancho de viga | θ_{con} | 0.011 | Rotación de la conexión |
| L | 7.00 m | Longitud a eje de columnas | θ_{imp} | 0.013 | Conexión permisible impuesta |
| n | 5 | Número de crujeas | DISTRIBUCIÓN DE TENDONES | | |
| CARACTERÍSTICAS TENDONES POSTENSADO | | | y1 | 800 mm | |
| ntp | 4 | Número de tendones | y2 | 600 mm | * Distancia del extremo superior de la viga al eje del tendón |
| dpt | 594 | Área de cada tendón (mm ²) | y3 | 400 mm | |
| fypt | 1560 MPa | Esfuerzo de fluencia de tendones | y4 | 200 mm | |
| Ept | 190000 MPa | Módulo elástico de tendones | PLOTEO DE FUNCIÓN | | |
| % Tpt,i | 0.6 | Porcentaje de fluencia para ajuste inicial | N | 70 | Número de puntos para poteo |
| PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MADERA | | | THICKNESS búsqueda de "c" | | |
| Et | 10000 MPa | ME paralelo al grano | t | 2 mm | Salto de valores de c para iteración |
| Ep | 5500 MPa | ME perpendicular al grano | | | |
| fc | 13 MPa | Tensión básica de la madera | | | |

Figura 31. Datos de entrada para análisis en rutina de Matlab conexión primer nivel

En la figura 32 se observa:

- El momento de la conexión para la abertura que corresponde a una deriva de entrepiso de diseño de 0.02 es 773 kN-m, el cual es 16% mayor al obtenido mediante el análisis simplificado (648 kN-m).
- La profundidad de eje neutro (442mm) obtenida para una deriva de entrepiso de diseño de 0.02, el cual es 30% menor al obtenido por medio del diseño simplificado (571mm)
- La Fuerza de tensado total (2437 kN) obtenida para una deriva de entrepiso de diseño de 0.02, el cual es similar al obtenido por medio del diseño simplificado (2327 kN).
- La deformación elástica de la columna (e_c) con conexión reforzada es menor que la deformación elástica de fluencia ($e_y=0.0024$) hasta alcanzar una deriva de entrepiso del orden de 0.022. De esta manera se corrobora que las fórmulas y resultados mostrados para el diseño de la conexión son consistentes bajo la condición de estado elástico de la madera.

- e) La fuerza de tensado de cada tendón se inicia con 550 kN, la misma que inicia a aumentar a partir de una deriva del orden de 0.004, a partir de la cual existe apertura en la conexión viga-columna.
- f) Los esfuerzos unitarios de los tendones inician con 60% y no alcanzan el esfuerzo máximo admisible de 90% incluso al llegar a una deriva de entrepiso de 0.03.

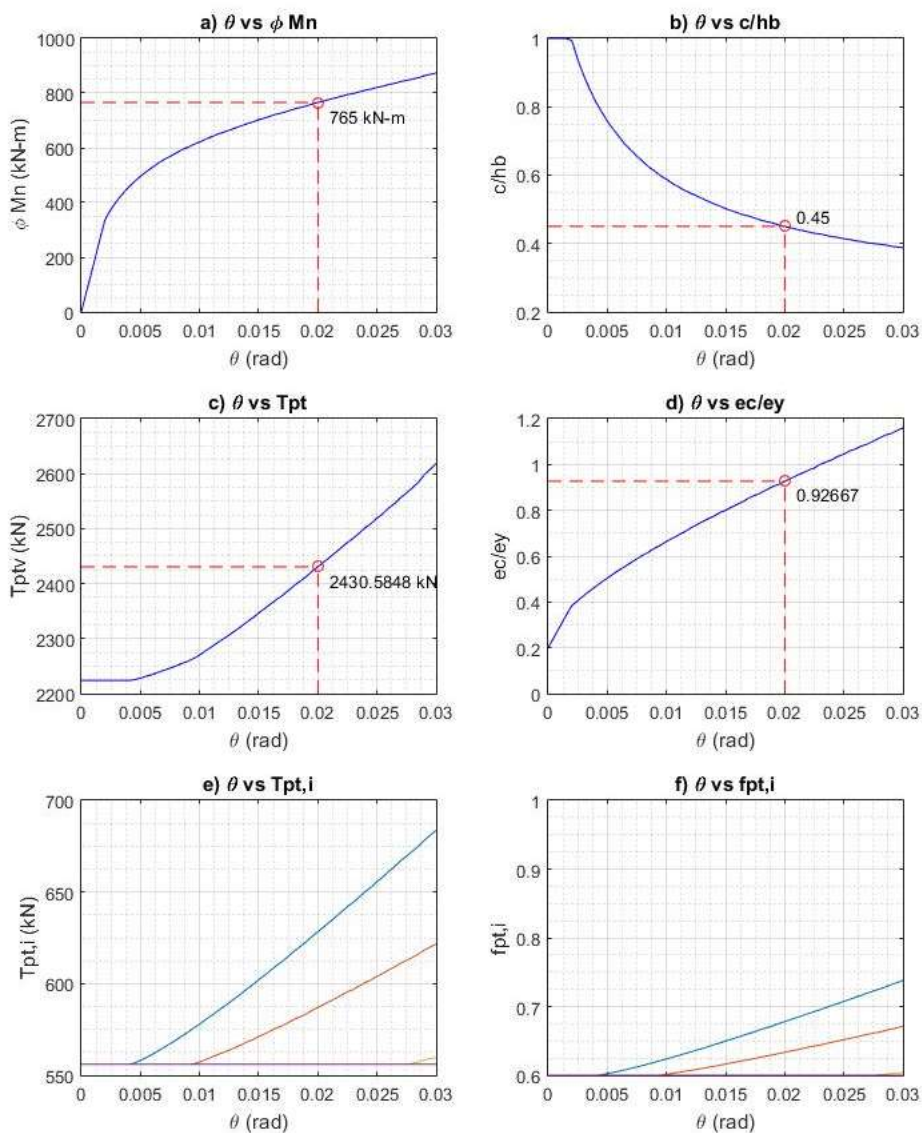


Figura 32. Resultados análisis paramétrico conexión de primer nivel

5.2 ANÁLISIS PARAMÉTRICO CONEXIÓN DE SEGUNDO NIVEL

A continuación se presenta el análisis paramétrico de la conexión del segundo nivel.

| EVALUACIÓN PARAMÉTRICA DE CONEXIÓN | | | | | |
|--|------------|--|----------------------------------|---|--------------------------------------|
| CONDICIONES GEOMÉTRICAS | | CONEXIÓN PERMISIBLE | | | |
| hc | 700 mm | Peralte de columna | tcr | No reforzada | Conexión-reforzada? |
| bc | 300 mm | Ancho de columna | $\theta_{def. el. Conocido}$ | 0.0024 | Deformación elástica ULS |
| hb | 700 mm | Peralte de viga | θ_d | 0.0200 | Drift Level 2 |
| bb | 300 mm | Ancho de viga | θ_{con} | 0.018 | Rotación de la conexión |
| L | 7.00 m | Longitud a eje de columnas | θ_{imp} | 0.020 | Conexión permisible impuesta |
| n | 5 | Número de crujeas | DISTRIBUCIÓN DE TENDONES | | |
| CARACTERÍSTICAS TENDONES POSTENSADO | | y1 | 467 mm | * Distancia del extremo superior de la viga al eje del tendón | |
| ntp | 2 | Número de tendones | y2 | 233 mm | |
| dpt | 99 | Área de cada tendón (mm ²) | PLOTEO DE FUNCIÓN | | |
| fypt | 1560 MPa | Esfuerzo de fluencia de tendones | N | 70 | Número de puntos para poteo |
| Ept | 190000 MPa | Módulo elástico de tendones | THICKNESS búsqueda de "c" | | |
| % Tpt,i | 0.6 | Porcentaje de fluencia para ajuste inicial | t | 2 mm | Salto de valores de c para iteración |
| PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MADERA | | | | | |
| Et | 10000 MPa | ME paralelo al grano | | | |
| Ep | 1000 MPa | ME perpendicular al grano | | | |
| fc | 2.8 MPa | Tensión básica de la madera | | | |

Figura 33. Datos de entrada para análisis en rutina de Matlab conexión segundo nivel

En la figura 34 se observa:

- El momento de la conexión para la abertura que corresponde a una deriva de entrepiso de diseño de 0.02 es 64 kN-m.
- La profundidad de eje neutro normalizado por el peralte de viga que corresponde a una apertura en la conexión asociada a la deriva de entrepiso de 0.02 es de 0.17.
- La fuerza de tensado total (233 kN) obtenida para una deriva de entrepiso de diseño de 0.02.

Asimismo se observa una tendencia de respuesta lineal a partir de una deriva de entrepiso de 0.007.

- La deformación elástica de la columna (e_c) con conexión reforzada es menor que la deformación elástica de fluencia ($e_y=0.0024$), este valor es el 29% de la deformación elástica de la madera para una deriva de diseño de 0.02. También se observa que la deformación de la columna permanece en el rango elástico para una deriva de diseño de entrepiso de 0.03.
- La fuerza de tensado de cada tendón se inicia con 92.5 kN, la misma que aumenta a partir de una deriva del orden de 0.004, a partir de la cual existe

apertura en la conexión viga-columna. Llegando a ser 110kN y 98kN en cada tendón para una deriva de entrepiso de 0.02.

- f) Los esfuerzos unitarios de los tendones inician con 60% y no alcanzan el esfuerzo máximo admisible de 90% incluso al llegar a una deriva de entrepiso de 0.03.

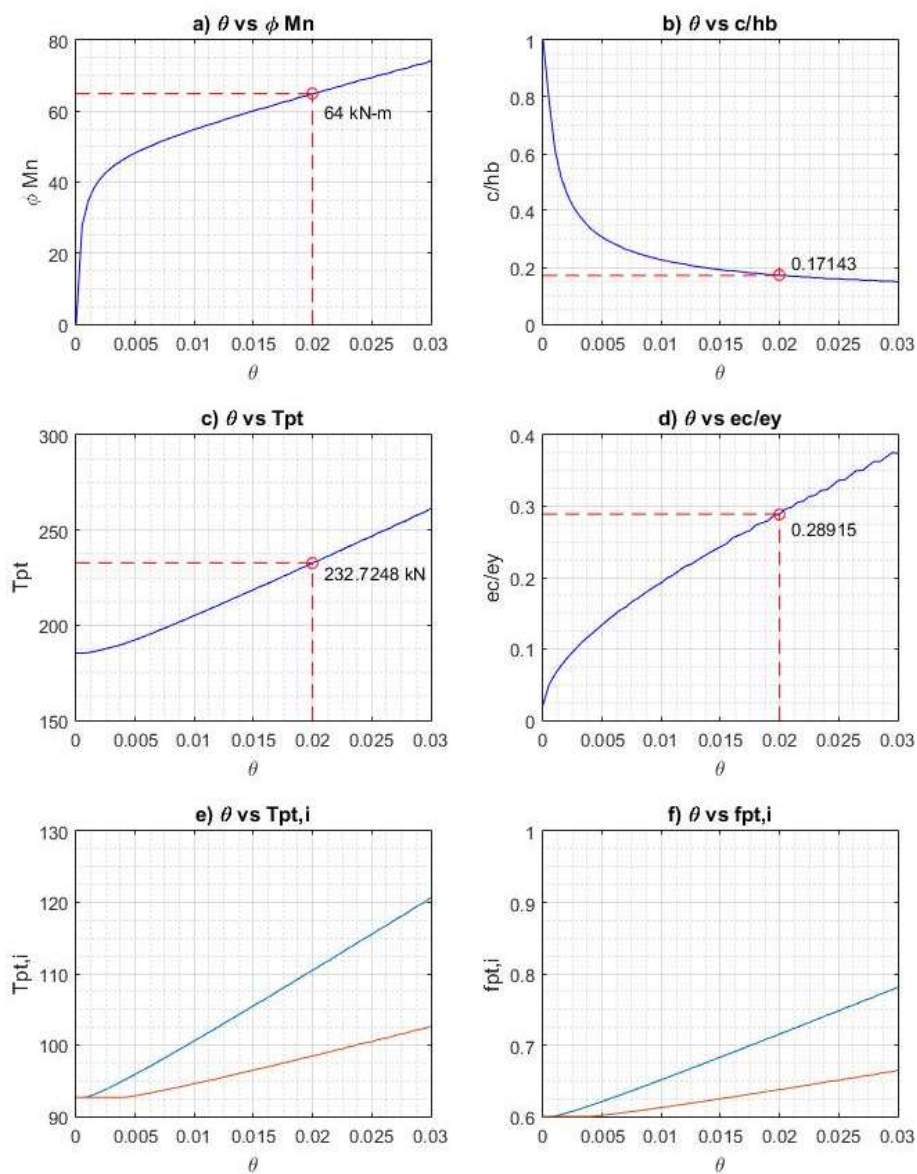


Figura 34. Resultados análisis paramétrico conexión de segundo nivel

5.3 ANÁLISIS PARAMÉTRICO CONEXIÓN DE TERCER NIVEL

A continuación se presenta el análisis paramétrico de la conexión del segundo nivel.

| EVALUACIÓN PARAMÉTRICA DE CONEXIÓN | | | | | |
|--|------------|--|----------------------------------|---|--------------------------------------|
| CONDICIONES GEOMÉTRICAS | | CONEXIÓN PERMISIBLE | | | |
| hc | 700 mm | Peralte de columna | tcr | No reforzada | Conexión-reforzada? |
| bc | 300 mm | Ancho de columna | $\theta_{def. el. Conocido}$ | 0.0012 | Deformación elástica ULS |
| hb | 700 mm | Peralte de viga | θ_d | 0.0200 | Drift Level 2 |
| bb | 300 mm | Ancho de viga | θ_{con} | 0.019 | Rotación de la conexión |
| L | 7.00 m | Longitud a eje de columnas | θ_{imp} | 0.021 | Conexión permisible impuesta |
| n | 5 | Número de crujeas | DISTRIBUCIÓN DE TENDONES | | |
| CARACTERÍSTICAS TENDONES POSTENSADO | | y1 | 467 mm | * Distancia del extremo superior de la viga al eje del tendón | |
| ntp | 2 | Número de tendones | y2 | 233 mm | |
| dpt | 99 | Área de cada tendón (mm ²) | PLOTEO DE FUNCIÓN | | |
| fypt | 1560 MPa | Esfuerzo de fluencia de tendones | N | 70 | Número de puntos para poteo |
| Ept | 190000 MPa | Módulo elástico de tendones | THICKNESS búsqueda de "c" | | |
| % Tpt,i | 0.6 | Porcentaje de fluencia para ajuste inicial | t | 2 mm | Salto de valores de c para iteración |
| PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MADERA | | | | | |
| Et | 10000 MPa | ME paralelo al grano | | | |
| Ep | 1000 MPa | ME perpendicular al grano | | | |
| fc | 2.8 MPa | Tensión básica de la madera | | | |

Figura 35. Datos de entrada para análisis en rutina de Matlab conexión segundo nivel

En la figura 36 se observa:

- El momento de la conexión para la abertura que corresponde a una deriva de entrepiso de diseño de 0.02 es 66 kN-m.
- La profundidad de eje neutro normalizado por el peralte de viga que corresponde a una apertura en la conexión asociada a la deriva de entrepiso de 0.02 es de 0.17.
- La Fuerza de tensado total (236 kN) obtenida para una deriva de entrepiso de diseño de 0.02.
Asimismo se observa una tendencia de respuesta lineal a partir de una deriva de entrepiso de 0.007.
- La deformación elástica de la columna (e_c) con conexión reforzada es menor que la deformación elástica de fluencia ($e_y=0.0024$), este valor es el 30% de la deformación elástica de la madera para una deriva de diseño de 0.02. También se observa que la deformación de la columna permanece en el rango elástico para una deriva de diseño de entrepiso de 0.03.
- La fuerza de tensado de cada tendón se inicia con 92.5 kN, la misma que inicia a aumentar a partir de una deriva del orden de 0.004, a partir de la cual existe

apertura en la conexión viga-columna. Llegando a ser 110kN y 98kN en cada tendón para una deriva de entrepiso de 0.02.

- f) Los esfuerzos unitarios de los tendones inician con 60% y no alcanzan el esfuerzo máximo admisible de 90% incluso al llegar a una deriva de entrepiso de 0.03.

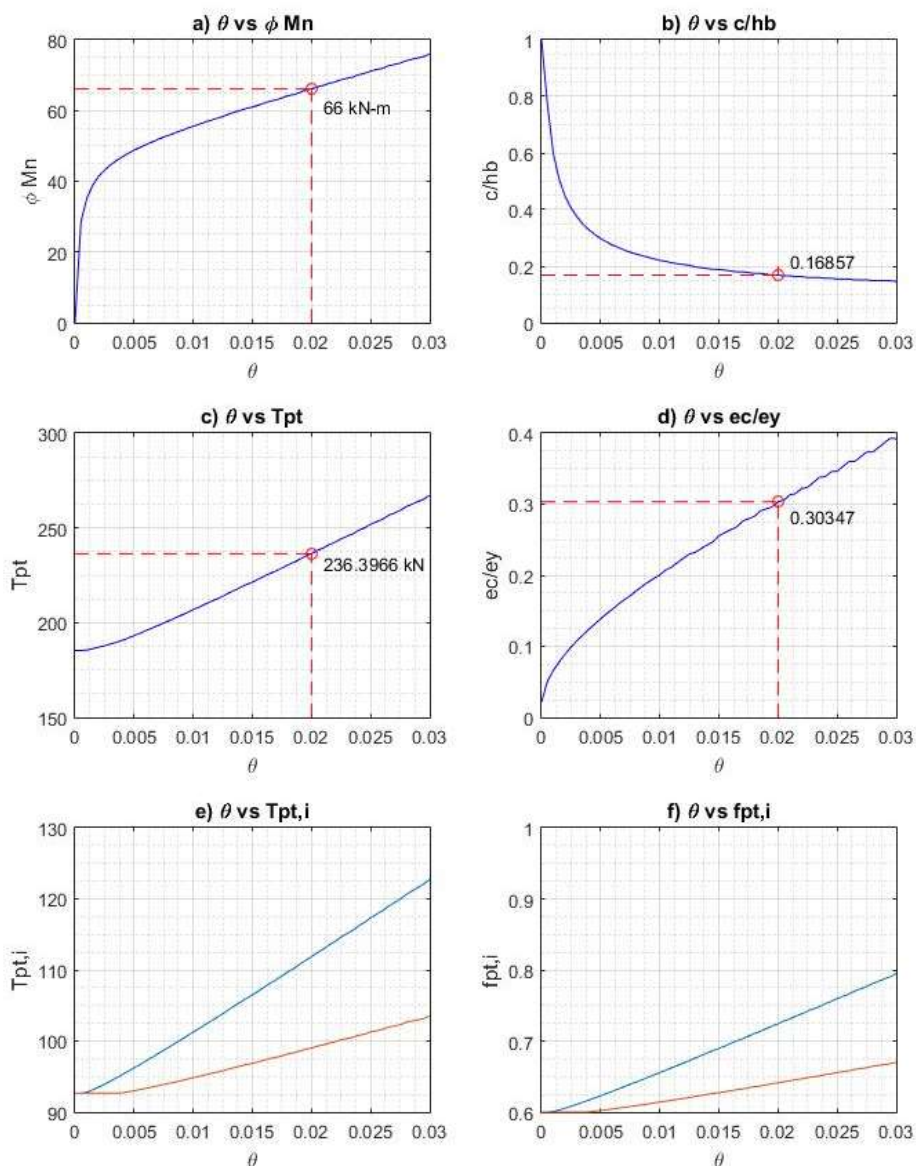


Figura 36. Resultados análisis paramétrico conexión de tercer nivel

Las pequeñas diferencias de las respuestas entre las conexiones del segundo y tercer nivel son debido a la diferencia de deformación elástica impuesta por la deriva de entrepiso de diseño.

CONCLUSIONES

- Es posible un desempeño estructural elástico ante eventos sísmicos severos (definidos por un espectro de diseño de desplazamiento), en el cual la demanda de esfuerzos de la madera y el cable postensado se encuentran dentro de los límites máximos permitidos.
- El sistema estructural es altamente sensible a la deriva de entrepiso de diseño y al espectro de desplazamiento.
- Al analizar la edificación en un suelo tipo S2 ha sido necesario considerar aumentar las secciones de vigas y columnas a 300mmx1500mm, lo que económica y arquitectónicamente va en contra de su aplicabilidad.
- Al tener columnas de ancho 1500mm puede llevar a considerar cambiar el tipo de estructuración y utilizar muros postensados anclados a la base, utilizando así vigas del mismo peralte (1500mm).
- Es posible utilizar el sistema estructural para edificaciones que requieran luces grandes, tal es el caso de oficinas y centros comerciales.

RECOMENDACIONES

- El uso de este sistema estructural, requiere de una labor de investigación para caracterizar las propiedades mecánicas de madera laminada encolada fabricada con árboles de especie pino radiata plantados en el Perú, ya que las condiciones de humedad, calidad de la madera podrían ser diferentes a las consideradas en las normas chilenas concernientes a esta especie.
- Para proponer el número de tendones de postensado a verificar en conexiones reforzadas, se sugiere asociar a un nivel de tensado que represente esfuerzos sobre la madera de 10 MPa y un valor de profundidad de eje neutro del 20% del peralte de la viga (se ha visto que es un valor aproximado para una deriva de entrepiso de 0.02). De esta forma, se asegura que el esfuerzo resultante sobre la madera debido a la fuerza de tensado del postensado asociado a esos valores, sea menor de la tensión básica de la madera para compresión paralela al grano (13MPa).
- El sistema estructural es altamente sensible a la deriva de entrepiso de diseño y al espectro de desplazamiento. Por lo que se recomienda caracterizar el tipo de suelo con procedimientos confiables.

BIBLIOGRAFÍA

American Wood Council (2015). National Design Specifications for Wood Construction 2015. USA.

Amstrong T. Smith T., Buchanan A., Pampanin S. (2014). *Seismic detailing of post-tensioned timber frames*, World Conference on Timber Engineering, Canadá.

Beerschoten, W.A (2011). *Structural Performance of Post-tensioned Timber Frames under Gravity Loading*, Doctoral Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Buchanan, A. H., y Fairweather, R. H. (1993). *Seismic Design of Glulam Structures*. Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering, Vol. 26: 4, pp 415-436.

Chopra A.K. (2001). *Dynamics of Structures.2a edición*. Prentice Hall, N.Y.

Christopoulos, C, Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*, IUSS PRESS, Pavia, Italy.

FEMA-356 (2000). Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Prepared by the American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.

Granello, G (2018). *Long-Term Behavior of Post-tensioned Timber Structures*, Doctoral Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Grant, DN, Blandon, CA y Priestley, MJN (2004). *Modeling inelastic response in direct displacement-based seismic design*. Rept.N.2004/02 European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Pavia.

INN (2014). *Norma NCh 1198, Construcciones en madera – Cálculo*, Santiago.

Newcombe, M.P (2011). *Seismic Design of Post-tensioned timber frame and wall buildings*, Doctoral Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

MVCS (2006). *Norma E.010 Madera*, Normas legales, El Peruano, Lima.

MVCS (2006). *Norma E.020 Cargas*, Normas legales, El Peruano, Lima.

MVCS (2016). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*, Normas legales, El Peruano, Lima.

Pino, D. M. (2011). *Dynamic response of post-tensioned timber framed buildings*, Master Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

PDAT – REFORT/JUNAC (1984). *Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino*, Junta del Acuerdo de Cartagena, Lima, Perú.

Pampanin, S., Priestley, M. J. N., and Sritharan, S. (2001). Analytical Modelling of the Seismic Behavior of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connections. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5: 3, pp. 329-367.

Pasternak, P. L. 1954. On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants. *Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu I Arkhitekture*, Moscow, Russia (in Russian).

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., and Kowalsky, M. J (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS PRESS, Pavia, Italy.

Priestley, M.J.N. (1996). *The PRESSS Program – Current Status and Proposed Plans for Phase III*, PCI Journal, Vol. 41, N° 2, March-April 1996, pp. 22-40.

Shibata A, Sozen M. (1976). *Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C*, *Journal of Structural Division*, ASCE, vol. 102, pp.1-18.

ANEXOS**ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LA CONEXIÓN**

```
%% UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
%% FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
%% TESIS - RUDY WALTER MAURY HURTADO
%% ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE CONEXIÓN
% Conexiones autocentrantes.
%% DEFINICIÓN DE VARIABLES GLOBALES
clc;
clear;
clear all;
close all;
% Rutina para realizar análisis paramétrico de la respuesta de la
conexión
% en función de la deriva de entrepiso de diseño \theta.
%
%% LECTURA DE DATOS
% Lectura de datos de geometría
%
% N      : Número de puntos para ploteo de funciones
% n      : Número de crujiás del pórtico
% L      : Separación a eje de columnas
% hc     : Peralte de columna
% bc     : Ancho de columna
% hv     : Peralte de viga
% bv     : Ancho de viga
%
N = xlsread('APC.xlsx','C27:C27');
n = xlsread('APC.xlsx','C11:C11');
L = xlsread('APC.xlsx','C10:C10');
hc = xlsread('APC.xlsx','C6:C6');
bc = xlsread('APC.xlsx','C7:C7');
hv = xlsread('APC.xlsx','C8:C8');
bv = xlsread('APC.xlsx','C9:C9');

% Lectura de propiedades mecánicas de materiales
%
% Epara  : Módulo de elasticidad de la madera paralela al
grano
% Eperp  : Módulo de elasticidad de la madera perpendicular al
grano
% Ept    : Módulo elástico de los tendones
% Econ   : Módulo elástico de la madera dentro de la conexión
% fym    : Esfuerzo de fluencia en la conexión a compresión.
% fytp   : Esfuerzo de fluencia de los tendones de postensado
%
Epara = xlsread('APC.xlsx','C22:C22');
Eperp = xlsread('APC.xlsx','C23:C23');
Ept = xlsread('APC.xlsx','C18:C18');
Econ = xlsread('APC.xlsx','C21:C21');
```



```
fym = xlsread('APC.xlsx','C24:C24');
fypt = xlsread('APC.xlsx','C17:C17');

%% EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE MOMENTO DE LA CONEXIÓN
%
% ntp      : Número de tendones postensados
% dtp      : Diámetro de tendones postensados
% fi       : Factor de pretensado inicial
% ThetaDefULS: Deformación elástica correspondiente a estado
límite de
% servicio
% DriftEl   : Deriva de entrepiso de diseño (0.02)
%
ntp=xlsread('APC.xlsx','C14:C14');
dtp=xlsread('APC.xlsx','C15:C15');
fi=xlsread('APC.xlsx','C16:C16');
ThetaDefULS=xlsread('APC.xlsx','C31:C31');
DriftEl=xlsread('APC.xlsx','C32:C32');

% Área de tendones de postensado
Apt=ntp*dtp;
% Vector de dominio de deriva de entrepiso de diseño
Drift=0.0005*[0:1:N]';
% La deformación elástica es proporcional al drift de diseño
ThetaDef=(ThetaDefULS/DriftEl)*Drift;
ThetaImp=(Drift-ThetaDef)/(1-hc/L/1000);
% Lectura de disposición de tendones dentro de la viga
if ntp==1
    y=xlsread('APC.xlsx','I6:I6');
elseif ntp==2
    y(1,1)=xlsread('APC.xlsx','I8:I8');
    y(2,1)=xlsread('APC.xlsx','I9:I9');
elseif ntp==3
    y(1,1)=xlsread('APC.xlsx','I11:I11');
    y(2,1)=xlsread('APC.xlsx','I12:I12');
    y(3,1)=xlsread('APC.xlsx','I13:I13');
elseif ntp==4
    y(1,1)=xlsread('APC.xlsx','I15:I15');
    y(2,1)=xlsread('APC.xlsx','I16:I16');
    y(3,1)=xlsread('APC.xlsx','I17:I17');
    y(4,1)=xlsread('APC.xlsx','I18:I18');
elseif ntp==5
    y(1,1)=xlsread('APC.xlsx','I20:I20');
    y(2,1)=xlsread('APC.xlsx','I21:I21');
    y(3,1)=xlsread('APC.xlsx','I22:I22');
    y(4,1)=xlsread('APC.xlsx','I23:I23');
    y(5,1)=xlsread('APC.xlsx','I24:I24');
end

% Longitud total de cable postensado
lub=hc+n*L*1000;
% Longitud de extremo de viga a punto de inflexión
Lcant=(1000*L-hc)/2;
```

```
% Fuerza inicial de postensado
Tpti=dtp*ntp*fi*fypt;
% Decompresión en la madera
Phidec=2*Tpti/(Epara*bv*hv^2);
% Deformación inicial de tendones
dpti=fi*fypt/Ept;

% Lectura de tipo conexión
% tcr : 0=conexión sin reforzar
%      : 1=conexión reforzada
%
tcr=xlsread('APC.xlsx','F30:F30');

% Propiedades mecánicas de la conexión según reforzamiento
if tcr==1
    Econ=5500.5;fym=13;
else
    Econ=1000;fym=2.8;
end

t=xlsread('APC.xlsx','C37:C37');
%cp es c de prueba
cp=[0:t:hv]';
c=cp;
m=zeros(N+1,1);
Dpt=zeros(ntp,1);
Sdef=zeros(N+1,hv/t+1);
sDpt=zeros(ntp,hv/t+1);
f=zeros(N+1,hv/t+1);
i=1;
while i<=N+1
    k=1;
    while k<=hv/t+1
        j=1;
        while j<=ntp
            Dpt(j)=ThetaImp(i)*(y(j)-c(k));
            if Dpt(j)<0
                Dpt(j)=0;
            end
            j=j+1;
        end
        end

        if ntp==1
            sDpt(1,k)=Dpt(1,1);
        elseif ntp==2
            sDpt(1,k)=Dpt(1,1)+Dpt(2,1);
            sDpt(2,k)=Dpt(2,1)+Dpt(1,1);
        elseif ntp==3
            sDpt(1,k)=Dpt(1,1)+Dpt(3,1);
            sDpt(2,k)=Dpt(2,1);
            sDpt(3,k)=Dpt(3,1)+Dpt(1,1);
        elseif ntp==4
```

```
sDpt(1,k)=Dpt(1,1)+Dpt(4,1);
sDpt(2,k)=Dpt(2,1)+Dpt(3,1);
sDpt(3,k)=Dpt(3,1)+Dpt(2,1);
sDpt(4,k)=Dpt(4,1)+Dpt(1,1);
elseif ntp==5
sDpt(1,k)=Dpt(1,1)+Dpt(5,1);
sDpt(2,k)=Dpt(2,1)+Dpt(4,1);
sDpt(3,k)=Dpt(3,1);
sDpt(4,k)=Dpt(4,1)+Dpt(2,1);
sDpt(5,k)=Dpt(5,1)+Dpt(1,1);
end

Sdef(i,k)=n*sum(sDpt(:,k))/lub;

f(i,k)=f(i,k)+0.5*Econ*bv*(3*ThetaImp(i)/Lcant+Phidec)*(t*(k-
1))^2/1000-Tpti/1000-Ept*ntp*Sdef(i,k)/1000;
k=k+1;
end

i=i+1;
end
m=zeros(N+1,1);
i=1;
while i<=N+1
k=2;
while k<=hv/t+1
if f(i,k-1)*f(i,k)<0
m(i)=c(k);
end
if m(i)==0
m(i)=hv;
end
k=k+1;
end
i=i+1;
end

i=1;
while i<=N+1
% Compresión sobre la conexión
Ct(i)=0.5*Econ*bv*(3*ThetaImp(i)/Lcant+Phidec)*m(i)^2;
j=1;
while j<=ntp
iDpt(j,i)=ThetaImp(i)*(y(j)-m(i));
if iDpt(j,i)<0
iDpt(j,i)=0;
end
j=j+1;
end

if ntp==1
isDpt(1,i)=iDpt(1,i);
elseif ntp==2
```

```
        isDpt(1,i)=iDpt(1,i)+iDpt(2,i);
        isDpt(2,i)=iDpt(2,i)+iDpt(1,i);
    elseif ntp==3
        isDpt(1,i)=iDpt(1,i)+iDpt(3,i);
        isDpt(2,i)=iDpt(2,i);
        isDpt(3,i)=iDpt(3,i)+iDpt(1,i);
    elseif ntp==4
        isDpt(1,i)=iDpt(1,i)+iDpt(4,i);
        isDpt(2,i)=iDpt(2,i)+iDpt(3,i);
        isDpt(3,i)=iDpt(3,i)+iDpt(2,i);
        isDpt(4,i)=iDpt(4,i)+iDpt(1,i);
    elseif ntp==5
        isDpt(1,i)=iDpt(1,i)+iDpt(5,i);
        isDpt(2,i)=iDpt(2,i)+iDpt(4,i);
        isDpt(3,i)=iDpt(3,i);
        isDpt(4,i)=iDpt(4,i)+iDpt(2,i);
        isDpt(5,i)=iDpt(5,i)+iDpt(1,i);
    end

    iSdef(i)=n*sum(isDpt(:,i))/lub;
    % Fuerza de postensado
    Tpt(i)=Tpti+iSdef(i)*dtp*Ept;
    q=1;
    while q<=ntp
        Tptindv(q,i)=Tpti/ntp+iDpt(q,i)*dtp*Ept*n/lub;
        DefUnit(q,i)=dpti+iDpt(q,i)*n/lub;
        q=q+1;
    end
    % Determinación de momento nominal
    MnC(i)=Tpt(i)*(hv/2-m(i)/3);
    % Deformación en la conexión
    ey=fym/Econ;
    % Deformación por compresión de la madera en la fibra más
    solicitada
    et(i)=(3*ThetaImp(i)/Lcant+Phidec)*m(i);
    i=i+1;
end
et=et/3;

% Esfuerzo máximo sobre la madera
fcr=2/bv*Tpt'./m;

if ntp==1
    Tptindv1=Tptindv(1,:);
    DefUnit1=DefUnit(1,:);
elseif ntp==2
    Tptindv1=Tptindv(1,:);
    Tptindv2=Tptindv(2,:);
    DefUnit1=DefUnit(1,:);
    DefUnit2=DefUnit(2,:);
elseif ntp==3
    Tptindv1=Tptindv(1,:);
    Tptindv2=Tptindv(2,:);
```

```
Tptindv3=Tptindv(3,:);
DefUnit1=DefUnit(1,:);
DefUnit2=DefUnit(2,:);
DefUnit3=DefUnit(3,:);
elseif ntp==4
    Tptindv1=Tptindv(1,:);
    Tptindv2=Tptindv(2,:);
    Tptindv3=Tptindv(3,:);
    Tptindv4=Tptindv(4,:);
    DefUnit1=DefUnit(1,:);
    DefUnit2=DefUnit(2,:);
    DefUnit3=DefUnit(3,:);
    DefUnit4=DefUnit(4,:);
elseif ntp==5
end
i=1;
r=1;
while i<=N
    if MnC(i)==MnC(i+1);
        r=r+1;
    end
    i=i+1;
end
i=1;
while i<=r+1
    MnC(i)=MnC(r+1)/ThetaImp(r+1)*ThetaImp(i);
    i=i+1;
end
MnC=MnC';

% Respuesta de la conexión para deriva de entrepiso de 0.02
% Momento nominal
Mn02=interp1(Drift,0.9*MnC/1000000,0.02);
% Profundidad de eje neutro
m02=interp1(Drift,m/hv,0.02);
% Fuerza de tensado total
Tpt02=interp1(Drift,Tpt/1000,0.02);
% Defomación elástica normalizada
et02=interp1(Drift,et/ey,0.02);
```