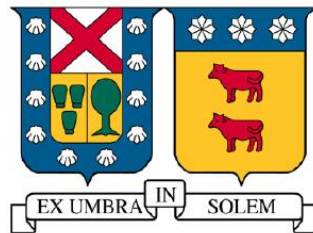


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

VALPARAÍSO – CHILE



**DISEÑO SÍSMICO DE NAVES INDUSTRIALES CON UNIONES
POSTENSADAS SIN ADHERENCIA**

Memoria de titulación presentada por:

DAVID GONZALO VATTUONE CALLE

Como requisito parcial para optar al título de:

INGENIERO CIVIL

Profesor Guía: Patricio Bonelli Canabes

Mayo 2016

RESUMEN

El material de construcción más utilizado para naves industriales de minería en Chile es el acero. Esto debido a su fácil instalación y bajos tiempos de construcción. Sin embargo, un problema recurrente en este tipo de naves industriales se debe a la corrosión y a su baja resistencia al fuego.

Si a lo anterior le sumamos el alto costo económico del acero, vale la pena pensar en otros materiales de construcción, como por ejemplo el hormigón armado.

El principal problema de la utilización de hormigón armado en naves industriales de minería, es que requiere tiempos mayores de construcción. Además, luego de ocurridos eventos sísmicos, el hormigón armado se agrieta, quedando así más propenso a la corrosión.

Una posible solución al problema del tiempo, es la utilización de elementos de hormigón prefabricados, lo que disminuiría dicho tiempo de construcción. Con respecto al problema de agrietamiento, se plantea la solución de utilizar uniones postensadas sin adherencia.

Las uniones postensadas sin adherencia, también conocidas como uniones híbridas consisten en marcos de hormigón en los cuales las vigas y columnas se encuentran desacopladas entre sí, y unidas únicamente mediante un cable de postensado y barras de acero de refuerzo dúctil. Esto le permite a la unión abrirse cuando es sometida a la acción sísmica, logrando así mayor capacidad de deformación y concentrando la deformación plástica en los extremos del elemento. Evitando agrietamiento excesivo en puntos intermedios de la sección.

En este estudio se evalúa la factibilidad de la utilización de elementos de hormigón prefabricado con uniones postensadas sin adherencia en naves industriales de minería en Chile. En particular se estudia su implementación en el edificio de molienda del Proyecto “Construcción Planta de Tratamiento de Escorias de Convertidores Teniente”, de la División El Teniente de Codelco Chile.

ABSTRACT

The construction material used for industrial mining buildings in Chile is steel. Mainly because it is easy to install and it takes low construction times. Nevertheless, one of the issues encountered on this type of industrial buildings, is due to their low corrosion resistance, and low fire resistance.

In addition, if we take into account the high economic cost of steel, is necessary to consider other building materials, such as concrete.

The main issue regarding the use of reinforced concrete on industrial units of mining, is that it requires higher construction time. Moreover, after seismic events, the concrete could be cracked, therefore, is more prone to corrosion.

One possible solution to solve the time issue, is the use of precast concrete, which will reduce the construction time. Regarding the possibility of cracking after seismic events, we propose using unbonded post-tensioned unions.

Unbonded post-tensioned unions, also known as hybrid unions, consist of concrete frames in which beams and columns are detached from each other, and joined only by a tensioned wire and reinforced ductile steel bars. This allows the union to open when subjected to seismic action, thus achieving greater formability and focusing the plastic deformation at the ends of the element. This will avoid excessive cracking at intermediate points of the section

The aim of this study, is to evaluate the feasibility of using precast concrete with unbonded post-tensioned unions in industrial buildings of mining in Chile. Moreover, it focuses on studying the mill building project "Construcción Planta de Tratamiento de Escorias de Convertidores Teniente " wich belongs to División El Teniente, Codelco; Chile.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco:

A mis padres, a quienes amo y admiro, gracias por criarme con la convicción de que puedo lograr cualquier cosa en la vida si me lo propongo.

Al profesor Patricio Bonelli. Por su paciencia. Por compartir conmigo parte de su inmenso conocimiento. Por dedicar parte de su valioso tiempo a estas páginas. Por enseñarme que las excusas y las promesas, no sirven de nada, sino que los hechos son lo que valen. Por mostrarme la importancia de hacer las cosas bien y a tiempo. Y por decirme una vez que lo más importante en la vida, es hacer aquello que nos haga felices.

A todo el equipo de la DFE, por todo el apoyo ofrecido y las risas compartidas. En especial a Tomás Verdejo, el mejor tutor que podría haber imaginado, a quien admiro como persona, como amigo, como ingeniero y como líder. Y a mi colega Marcelo Rodríguez, mi estadía en Codelco no hubiera sido la misma sin tan noble compañero de oficina.

A los ingenieros Cristian Urzúa, Francisco Álvarez y Rodrigo Muñoz. Por dedicar parte de su tiempo a compartir conmigo su amor por la disciplina y ayudarme sin pedir nada a cambio. Este trabajo es de ustedes también.

A los memoristas de la División El Teniente de Codelco, por hacer mi estadía en Rancagua inolvidable. En especial a Alejandro, Pablo y Domingo, por ofrecerme su amistad desde el primer día.

A Nicolás Suanez (y su familia), Joaquín Contreras, Josefina Vargas, Gabriel Trujillo y Hellmuth Hugo, por ofrecerme un techo durante los innumerables viajes que tuve que hacer durante estos dos años de memoria. Amigos, siempre estaré dispuesto a ayudarlos, no duden en pedirlo.

A Camila Gómez, por brindarme su apoyo cuando más lo necesité.

A Daniela Toro, por ayudarme a traducir algunas de estas páginas.

A todos mis compañeros de carrera y amigos. En especial a Claudio Aspe, Cristóbal Chavarría, Camilo Flores, Javier González, Ignacio López, Rudy Segura, Javier Valdivia y Pablo Vargas. De no ser por ustedes, no habría llegado al final del camino.

A mis amigos de Plan común, un año bastó para crear lazos de amistad que espero duren toda la vida. En especial a Gerson Ojeda y Álvaro Collio, grandes personas y amigos. No me cabe duda que lograrán triunfar en lo que sea.

A Eduardo Farías, gracias por los seis años de convivencia en el 1003B. Te convertiste en el hermano que nunca tuve.

A mis compañeros de departamento en los últimos nueve años. La lista es larga, pero no puedo obviar a ninguno de ustedes, porque fueron parte importante en mi formación como persona: Jaime Molina, Eduardo Farias, Sergio Miranda, Enzo Gutiérrez, Paula Valdebenito, Camila Duran, Evelyn Herlitz, Jeraldiny Becker, Jaime Navarrete, Javier Romero, Daniela Monardes, Camilo Riquelme, Jimmy Núñez, Gabriel Trujillo, Ítalo

Rebolledo, Santiago Andrade, Constanza Allende e Ignacio López. Mi hogar siempre será vuestro hogar.

A mis amigos de infancia: Diego, Tomás, Eduardo, Jorge y José Tomás. Gracias por siempre haber estado presentes a pesar de la distancia.

Al equipo de Rugby USM, por compartir conmigo la pasión por el deporte más hermoso del mundo. En especial a Manuel Ramírez, gran persona dentro y fuera de la cancha.

A los amigos de la rama de Karate USM y del Dojo Samurai. En especial a Sensei Puchi. Y a Sensei Sergio, por enseñarme a dar todo de mí en cada instante y por enseñarme que si soy justo y correcto, no tengo nada de que arrepentirme, ni nada que temer.

Al club de Magic Samuel Gesell, en especial a Santiago Andrade y Miguel Vicencio. Ojalá sigamos compartiendo tardes llenas de magia y risas.

Al grupo motoqueros DET, en especial a José Garrido. Espero que nuestras rutas se crucen nuevamente algún día.

A Marisol Oñate, por ser la única mujer que se ha quedado en mi vida luego de que las cosas no salieran como esperábamos.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	V
ABSTRACT	VI
AGRADECIMIENTOS.....	VII
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIV
GLOSARIO.....	XV
I. INTRODUCCIÓN.....	22
I.1. Descripción del Proyecto	22
II. ALCANCE.....	23
III. OBJETIVOS	24
III.1. Objetivos Generales	24
III.2. Objetivos Específicos	24
IV. DEFINICIÓN Y ESTADO DEL ARTE DE UNIONES POSTENSADAS SIN ADHERENCIA	25
IV.1. Uniones de Hormigón Prefabricado Postensado	25
IV.2. Uniones Postensadas sin Adherencia.....	26
IV.2.1 Características del Diseño	27
IV.2.2 Ventajas	28
IV.2.3 Fundamento Teórico	28
IV.2.3.1. Analogía de Viga Monolítica	28
IV.2.3.2. Pampanin, Priestley y Sritharan (2001)	29
IV.2.4 Métodos de Diseño	35
IV.2.4.1. Cheok, Stone, y Nakaki (1996)	35
IV.2.4.2. ACI T1.2-03 (2003).....	40
V. DISEÑO DE UNA NAVE DE MOLIENDA, SOLUCIÓN EN ACERO	42
V.1. Bases de Diseño	42
V.1.1 Normas	42
V.1.2 Materiales	42
V.1.3 Características del Suelo	43
V.1.3.1. Clasificación Sísmica.....	43
V.1.4 Estados de Carga	44
V.1.5 Combinaciones de Carga	44

V.2.	Diseño de la Estructura	45
V.2.1	Estructuración	45
V.2.2	Asignación de Cargas	50
V.2.2.1.	Peso Propio y Cargas Permanentes.....	50
V.2.2.2.	Cargas de Viento.....	50
V.2.2.3.	Carga de Nieve.....	51
V.2.2.4.	Carga Sísmica	52
V.2.3	Análisis Modal Espectral	54
V.2.4	Verificación de Deformaciones Sísmicas	55
V.2.5	Diseño de Perfiles	56
V.2.6	Diseño de Anclajes	56
V.2.6.1.	Dimensiones de la Placa Base	57
V.2.6.2.	Diseño de los Pernos de Anclaje	58
VI.	DISEÑO DE UNA NAVE DE MOLIENDA, SOLUCIÓN EN HORMIGÓN.....	62
VI.1.	Bases de Diseño	62
VI.1.1	Normas	62
VI.1.2	Materiales	62
VI.1.3	Estados de Carga	63
VI.1.4	Combinaciones de Carga	63
VI.2.	Diseño de la Estructura	64
VI.2.1	Estructuración	64
VI.2.2	Asignación de Cargas	66
VI.2.3	Análisis Modal Espectral	66
VI.2.4	Verificación de Deformaciones Sísmicas	67
VI.2.5	Diseño de Columnas Prefabricadas	68
VI.2.5.1.	Momento y Carga Axial Últimos.....	68
VI.2.5.2.	Diseño Unión Postensada sin Adherencia	69
VI.2.5.3.	Momento Probable en la Unión	69
VI.2.5.4.	Fuerzas en la Unión.....	71
VI.2.5.5.	Equilibrio de Fuerzas Verticales	72
VI.2.5.6.	Momento Nominal	72
VI.2.5.7.	Plano de la Unión	73
VI.2.5.8.	Diseño Armadura.....	73
VI.2.6	Diseño de Fundaciones	76
VI.2.7	Método de Construcción	81

VII. ANÁLISIS NO LINEAL	82
VII.1. Solución en Acero	82
VII.1.1 Distribución de Cargas Laterales	83
VII.1.2 Propiedades de Rótula Plástica	83
VII.1.2.1. Rótula Plástica en la Sección de las Columnas	83
VII.1.2.2. Rótula Plástica en la Base de las Columnas.....	87
VII.1.3 Curva de Capacidad	91
VII.1.4 Demanda de Desplazamiento	95
VII.2. Solución en Hormigón	98
VII.2.1 Distribución de Cargas Laterales	98
VII.2.2 Propiedades de Rótula Plástica	98
VII.2.2.1. Rótula Plástica en la Sección de las Columnas	99
VII.2.2.2. Rótula Plástica en la Base y Tope de las Columnas	99
VII.2.3 Curva de Capacidad	100
VII.2.4 Demanda de Desplazamiento	103
VIII. COMPARACIÓN DE COSTOS	105
VIII.1. Solución en Acero	105
VIII.2. Solución en Hormigón	105
IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	107
X. REFERENCIAS	108
XI. ANEXOS.....	110
XI.1. Anexo A: Planos Estructurales Nave de Molienda en Acero.....	110
XI.2. Anexo B: Planos Estructurales Nave de Molienda con Columnas Prefabricadas de Hormigón Armado	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1: Layout PTE, acopio y canchas de enfriamiento	22
Figura IV.1: Clasificación de tipos de uniones prefabricadas (The fib state-of-the-art report on the seismic design of precast concrete building structures, 2003 [22]).	26
Figura IV.2: Detalle de una viga con unión postensada sin adherencia (An Evaluation of Seismic Design Guidelines Proposed for Precast Concrete Hybrid Frame Systems, 2004 [8]).	27
Figura IV.3: Concepto de monolithic beam analogy (Analytical Modeling of Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connection, 2001 [21]).	29
Figura IV.4: Marco híbrido sometido a una rotación arbitraria θ (Analytical Modeling of Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connection, 2001 [21]).	31
Figura IV.5: Componentes de deformación unitaria elástica y plástica del acero dúctil (Analytical Modeling of Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connection, 2001 [21]).	33
Figura IV.6: Procedimiento para determinar curva momento-rotación de una unión postensada sin adherencia usando la analogía de viga monolítica (MBA).	34
Figura IV.7: Desplazamientos y fuerzas en la unión híbrida debido a una rotación θ (Simplified Design Procedure for Hybrid Precast Concrete Connections, 1996).	37
Figura IV.8: procedimiento para diseño marco híbrido mediante procedimiento Cheok, Stone, y Nakaki (1996).	40
Figura V.1: Vista isométrica de la nave de molienda diseñada en acero.	46
Figura V.2: Elevación marcos transversales exteriores (ejes 1 y 11)	47
Figura V.3: Elevación marcos transversales interiores (ejes 2 a 10).	47
Figura V.4: Elevación marcos longitudinales exteriores (ejes A y E).	48
Figura V.5: Elevación marcos longitudinales interiores (eje C).	48
Figura V.6: Elevación marcos longitudinales interiores (ejes B y D).	49
Figura V.7: Planta de techo cuerda superior e inferior.	49
Figura V.8: Reducción de carga básica de viento según NCh432.	51
Figura V.9: Espectro de diseño según NCh2369.	54
Figura V.10: Distribución de presiones en el hormigón considerada.	57
Figura V.11: Suposición de compatibilidad de deformaciones en la interfaz columna fundación.	57
Figura V.12: Dimensiones de la placa base [cm].	58
Figura V.13: Diagrama de cuerpo libre en la base de la columna.	59
Figura VI.1: Vista isométrica de la nave de molienda con columnas de hormigón armado.	65
Figura VI.2: Marco transversal solución con columnas de hormigón.	66
Figura VI.3: Diagrama de Cuerpo Libre de la Unión Postensada.	70
Figura VI.4: Sección diseñada para abrirse.	73
Figura VI.5: Armadura columnas prefabricadas.	74
Figura VI.6: Diagrama de interacción sección columna.	75
Figura VI.7: Vista isométrica de la fundación de las columnas.	76
Figura VI.8: Transformación a carga normal excéntrica equivalente.	76
Figura VI.9: Distribución de presiones bajo la zapata aislada.	78

Figura VI.10: Vista en planta de la fundación.	79
Figura VI.11: Elevación corte 1 de la fundación.	80
Figura VI.12: Elevación corte 2 de la fundación.	80
Figura VI.13: Izaje de columnas prefabricadas.	81
Figura VII.1: Elevación marco transversal analizado.	82
Figura VII.2: Diagrama de interacción sección columnas.	85
Figura VII.3: Relación generalizada de momento rotación de elementos de acero.	86
Figura VII.4: Relación de momento rotación considerada para la sección de la columna.	87
Figura VII.5: Esquema del modelo para la base de la columna.	88
Figura VII.6: Procedimiento para determinar la curva de momento-rotación del anclaje de la columna.	89
Figura VII.7: Curvas de momento-rotación en la base de la columna.	90
Figura VII.8: Diagrama de interacción base de la columna.	91
Figura VII.9: Formación de primera rótula en análisis estático no lineal.	92
Figura VII.10: Desplazamiento máximo antes del pandeo de la viga de techo.	93
Figura VII.11: Factores de utilización en el desplazamiento máximo.	94
Figura VII.12: Curva de capacidad del marco en estudio.	95
Figura VII.13: Espectro elástico de desplazamiento según decreto N°61.	97
Figura VII.14: Elevación marco en estudio.	98
Figura VII.15: Relación generalizada de momento rotación de elementos de hormigón. .	99
Figura VII.16: Parámetros curva momento rotación unión híbrida.	100
Figura VII.17: Formación primera rótula en análisis no lineal.	101
Figura VII.18: Desplazamiento máximo antes del pandeo de la viga de techo.	101
Figura VII.19: Factores de utilización en el desplazamiento máximo.	102
Figura VII.20: Curva de capacidad del marco en estudio.	103
Figura VII.21: Espectro elástico de desplazamiento según decreto N°61.	104

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla IV.1: Propiedades geométricas y de los materiales usadas en el procedimiento de diseño propuesto por Cheok et al. (Simplified Design Procedure for Hybrid Precast Concrete Connections, 1996 [20]).....	36
Tabla V.1: Clasificación sísmica suelo de fundación.....	43
Tabla V.2: Parámetros del tipo de suelo.	43
Tabla V.3: Parámetros del tipo de suelo considerando mejoramiento.....	43
Tabla V.4: Capacidad de soporte estática.....	44
Tabla V.5: Cargas permanentes.	50
Tabla V.6: Cargas de viento.....	51
Tabla V.7: Carga de nieve.	52
Tabla V.8: Características de la estructura y suelo según NCh2369.....	52
Tabla V.9: Parámetros del espectro de diseño según NCh2369.	52
Tabla V.10: Espectro de aceleraciones de diseño según NCh2369.....	53
Tabla V.11: Periodos naturales y su masa traslacional asociada (programa SAP2000)...	55
Tabla V.12: Resumen factores de utilización de perfiles.	56
Tabla V.13: Categorías de peso perfiles de acero.	56
Tabla V.14: Carga axial y momento más desfavorable para diseño de pernos de anclaje.	58
Tabla V.15: Resistencia de diseño de pernos de anclaje.....	60
Tabla VI.1: Periodos naturales y su masa traslacional asociada (programa SAP2000)....	67
Tabla VI.2: Resultados de Carga Axial y Momento Último.	68
Tabla VI.3: Dimensiones Columna de Hormigón Prefabricada.....	69
Tabla VI.4: Acero Especial y Postensado en las Uniones de las Columnas.....	70
Tabla VI.5: Cargas en la base de la columna prefabricada.	77
Tabla VII.1: Diagrama interacción sección columna.....	85
Tabla VII.2: Parámetros de modelación para procedimientos no lineales.	86
Tabla VII.3: Momentos de fluencia para distintas cargas axiales.	90
Tabla VII.4: Valores coeficiente C_d^*	96
Tabla VII.5: Parámetros del tipo de suelo.	96
Tabla VIII.1: Costos de instalación perfiles de acero.....	105
Tabla VIII.2: Presupuesto columnas híbridas.....	106

GLOSARIO

A	Área de la sección.
A	Longitud de la zona comprimida de la placa base.
A'	Distancia desde el centro de la placa base, hasta la resultante de tracción.
A_g	Área bruta de la sección transversal.
A_{pt}	Área del tendón de postensado.
A_{ps}	Área del tendón de postensado.
A_s	Área del acero de refuerzo dúctil.
A_0	Aceleración efectiva del suelo.
b	Ancho del bloque equivalente de esfuerzos de Whitney.
b_f	Ancho del ala en perfiles de acero.
B	Ancho placa base.
B	Dimensión de la fundación rectangular paralela al eje de momento.
B	Ancho de la sección de hormigón.
c	Profundidad del eje neutro.
C_c	Resultante de compresión del hormigón.
C_e	Factor de exposición a la nieve.
C_{max}	Valor máximo del coeficiente sísmico
C_{min}	Valor mínimo del coeficiente sísmico.
C_s	Factor de pendiente para reducción de cargas de nieve.
C_s	Resultante de compresión del acero de refuerzo dúctil.
C_t	Factor térmico para reducción de cargas de nieve.
d	Deformación sísmica horizontal.
d	Altura total de perfiles T soldados.
d	Profundidad hasta el refuerzo en tracción.
d'	Profundidad hasta el refuerzo en compresión.

d_b	Diámetro del acero de refuerzo dúctil.
d_d	Deformación sísmica horizontal, calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R.
d_{max}	Valor máximo admisible de las deformaciones sísmicas horizontales.
d_0	Deformación debida a cargas de servicio no sísmicas.
D	Carga permanente.
e	Excentricidad fuerza de compresión con respecto al eje de la columna.
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón.
E_c	Módulo cíclico del suelo de fundación.
E_{pt}	Módulo de elasticidad del acero de postensado.
E_s	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
E_s	Módulo de elasticidad del suelo de fundación.
$E_{x,y}$	Cargas sísmicas.
f'_c	Resistencia a la compresión del hormigón.
f_P	Presión de soporte disponible del hormigón en pedestal.
f_{sc}	Esfuerzo en el refuerzo comprimido, para cálculo de esfuerzo probable.
f_{se}	Esfuerzo efectivo en el tendón de postensado.
f_{st}	Esfuerzo en el refuerzo en tracción, para cálculo de esfuerzo probable.
f_{su}	Esfuerzo de tensión última del acero de refuerzo dúctil.
f_{sy}	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo dúctil.
f_u	Esfuerzo de fluencia último del acero.
f_{ue}	Esfuerzo de fluencia último esperado del acero.
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero.
f_{ye}	Esfuerzo de fluencia esperado del acero.
F_c	Fuerza de compresión resultante en el hormigón.
F_{cr}	Resistencia crítica de pandeo.
F_{pt}	Fuerza de tracción en el postensado.
F_{sc}	Fuerza de compresión en el acero de refuerzo.

F_{st}	Fuerza de tracción en el acero de refuerzo.
FU	Factor de utilización.
g	Aceleración de gravedad en $[m/s^2]$.
G_c	Módulo de corte del hormigón.
G_s	Módulo de corte del acero.
h	Altura de la sección transversal del elemento.
h	Espesor de la base de la zapata de fundación.
H	Profundidad del nivel de sello de fundación.
H	Altura de la sección de hormigón.
I	Factor de importancia, uso y riesgo de falla de una estructura.
I	Momento de inercia de la sección.
I_g	Momento de inercia de la sección bruta del elemento, con respecto a un eje que pasa por el centroide.
I_ρ	Factor de influencia para asentamiento.
I_θ	Factor de influencia para giro.
k	Coeficiente de balasto del suelo.
K	Factor de longitud efectiva.
l	Longitud del elemento.
l_p	Longitud de la rótula plástica.
l_{pu}	Longitud no adherida del tendón de postensado.
l_{sp}	Longitud de penetración del refuerzo dúctil en compresión.
l_{su}	Longitud desligada intencional del acero de refuerzo dúctil.
l_u	Longitud del elemento para cálculo de la carga crítica de pandeo.
L	Dimensión de la fundación rectangular paralela al eje de momento.
L_u	Longitud desligada intencional del acero de refuerzo dúctil.

L_{ups}	Largo efectivo tendón de postensado.
M	Momento equivalente en la base de la zapata de fundación.
M_{CE}	Capacidad de momento esperada.
M_D	Momento debido a cargas permanentes no mayoradas.
M_E	Momento debido a cargas sísmicas no mayoradas.
M_L	Momento debido a sobrecargas de uso no mayoradas.
M_n	Resistencia nominal a flexión en la sección.
M_{pCE}	Capacidad plástica de momento esperada cuando la carga axial es nula.
M_{pr}	Resistencia probable a la flexión de los elementos.
M_{pt}	Momento debido al tendón de postensado.
M_{st}	Momento debido al acero de refuerzo en tracción.
M_u	Resistencia requerida a flexión en la sección.
M_y	Momento de fluencia en la sección.
M_0	Momento que ejerce la estructura sobre la fundación.
M_3	Momento en el eje fuerte del elemento.
n	Número de interfaces de unión viga-columna en un marco de hormigón.
n	Parámetro que depende del tipo de suelo, para calcular el espectro de diseño sísmico.
N	Carga axial equivalente en la base de la zapata de fundación.
N	Largo de la placa base.
N'	Longitud de la placa base, desde el extremo comprimido hasta la resultante de tracción.
N_0	Carga axial que ejerce la estructura sobre la fundación.
p_f	Carga de nieve en techos planos.
p_s	Carga de nieve en techos con pendiente.
P	Carga axial.
P_c	Carga crítica de pandeo.

P_{CL}	Límite inferior de resistencia a compresión de la columna.
P_u	Carga axial mayorada, para diseño de columna de hormigón.
P_{ye}	Resistencia a la fluencia en tracción esperada del elemento.
q	Carga básica de viento.
q_{adm}	Capacidad de soporte del suelo.
Q	Parámetro para calcular la resistencia crítica de pandeo.
r	Radio de giro de la sección transversal.
R	Factor de modificación de la respuesta estructural.
R_y	Factor para convertir la resistencia inferior de fluencia a la resistencia esperada.
s_1	Distancia desde el centro de la placa base hasta la primera hilera de pernos.
s_2	Distancia desde el centro de la placa base hasta la segunda hilera de pernos.
S	Sobrecarga de nieve.
S_{de}	Espectro de desplazamiento elástico.
T	Resultante de tracción en pernos de anclaje.
T'	Parámetro que depende del tipo de suelo, para calcular el espectro de diseño sísmico.
T_{CE}	Resistencia esperada a tracción del elemento.
T_n	Periodo natural de vibración del modo n.
T_{perno}	Tracción en pernos de anclaje.
V_f	Volumen fundación
V_s	Volumen suelo sobre fundación.
V_D	Corte debido a cargas permanentes no mayoradas.
V_L	Corte debido a sobrecargas de uso no mayoradas.
V_0	Fuerza de corte que ejerce la estructura sobre la fundación.

W	Sobrecarga de viento.
Z	Módulo plástico de la sección transversal.
α	Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
α_b	Coeficiente que cuantifica la longitud desligada adicional efectiva del refuerzo dúctil dado el M_{pr} de la sección.
β_{dns}	Relación utilizada para calcular la reducción de rigidez de las columnas debido a las cargas axiales permanentes.
β_1	Factor que relaciona la profundidad del bloque de esfuerzos equivalente de Whitney con la profundidad del eje neutro.
δ_s	Factor amplificador de momento en marcos no arriostrados contra desplazamiento lateral.
δ_u	Desplazamiento lateral de diseño en el techo, para estructuras de hormigón.
Δ_{elast}	Deflexión del extremo de la viga debido a la curvatura elástica.
Δ_{monol}	Deflexión del extremo de la viga debido a la curvatura elástica junto con la incursión en el rango plástico.
Δ_{plast}	Deflexión debida a la incursión en el rango plástico.
Δ_{pref}	Deflexión de una viga prefabricada con unión postensada sin adherencia.
Δ_{pt}	Elongación del tendón de postensado.
Δ_{sp}	Deformación del acero dúctil debido a la penetración dentro de la columna.
Δ_{st}	Elongación del acero de refuerzo dúctil en tracción.
Δ_{θ}	Desplazamiento del extremo de la viga prefabricada debida a una rotación θ de la unión.
ε_c	Deformación unitaria última del hormigón en compresión.
ε_{pi}	Deformación unitaria inicial en el tendón de postensado.

ε_{pt}	Deformación unitaria del tendón de postensado.
ε_{pu}	Deformación unitaria ultima del tendón de postensado.
ε_{sh}	Deformación unitaria del acero al inicio del endurecimiento.
ε_{st}	Deformación unitaria del acero en tracción.
ε_{su}	Deformación unitaria ultima del acero de refuerzo dúctil.
θ	Ángulo de rotación de la interfaz viga columna en [rad].
θ_p	Ángulo de rotación de la rótula plástica en [rad].
θ_y	Ángulo de rotación de fluencia en [rad].
μ	Coeficiente de roce entre dos superficies.
ν	Coeficiente de Poisson.
ξ	Razón de amortiguamiento de la estructura.
ρ	Asentamiento instantáneo de la zapata de fundación.
ρ_c	Densidad del hormigón.
ρ_f	Densidad de la zapata de fundación.
ρ_s	Densidad del suelo de fundación.
σ_c	Esfuerzo normal en el hormigón.
ϕ	Factor de reducción de capacidad.
ϕ	Curvatura de la sección.
ϕ_p	Curvatura plástica de la sección.
ϕ_u	Curvatura última.
ϕ_y	Curvatura de fluencia.

I. INTRODUCCIÓN

I.1. Descripción del Proyecto

El Proyecto Planta Tratamiento Escorias de Convertidores Teniente, en adelante PTE, tiene el propósito de dar cumplimiento a la nueva normativa ambiental de emisión y captura de arsénico para fundiciones nacionales (D.S. N° 28/2013). El Proyecto contempla reemplazar la operación de los hornos de limpieza de escoria (HLE) de convertidores Teniente, por una planta de molienda y flotación de escoria similar a la implementada en fundiciones del norte de Chile (Alto Norte, Chuquicamata y Salvador) y en el extranjero.

La escoria a procesar es de convertidores Teniente (CT) y tiene una ley media de cobre de 8,5%. El producto corresponde a un concentrado de escoria con una ley de cobre de 35%. El descarte corresponde a un relave de escoria con una ley media de cobre de 0,5%. En términos generales el proceso incluye el enfriamiento controlado de la escoria CT en Caletones (Canchas de enfriamiento), el transporte hasta el lugar de ubicación de la planta (camiones), el proceso de molienda (SAG/Bolas) y flotación (celdas convencionales), el manejo de concentrado (espesamiento, filtrado y transporte) y el manejo de relaves (transporte hasta el sistema de manejo de relaves existente en la planta Colón).

La planta tiene que estar operando a régimen el 12 de diciembre de 2018 para cumplir con lo establecido por el D.S. N° 28/2013.

La Figura I.1 muestra el layout de la PTE, además del sector de acopio y de las canchas de enfriamiento de escoria.

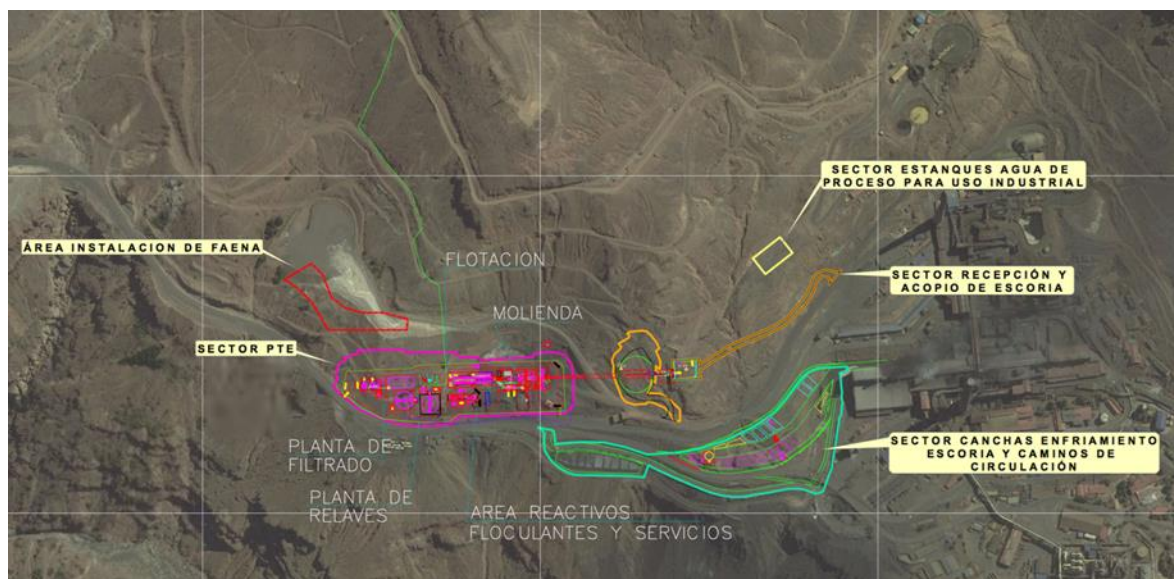


Figura I.1: Layout PTE, acopio y canchas de enfriamiento

II. ALCANCE

- Diseño de la nave de molienda de la PTE con acero convencional.
- Diseño de la nave de molienda de la PTE con columnas de hormigón prefabricado con uniones postensadas sin adherencia (techo con cerchas de acero).
- Análisis estático no lineal (pushover), para comparar la capacidad de desplazamiento de ambas estructuras.
- Comparación económica de ambos diseños.
- Concluir si es factible y si amerita la solución con uniones postensadas sin adherencia.

III. OBJETIVOS

III.1. Objetivos Generales

El objetivo del estudio es evaluar la factibilidad de la utilización de columnas de hormigón prefabricado con uniones postensadas sin adherencia en naves industriales de minería para evitar o minimizar el deterioro producido por la acción sísmica y por la corrosión, además de reducir los costos de construcción.

Lo anterior desde el punto de vista del beneficio del proyecto “Construcción Planta de Tratamiento de Escorias de Convertidores Teniente”.

III.2. Objetivos Específicos

Comparar costos de construcción del edificio de molienda de la PTE con una solución completamente de acero, versus una solución con columnas de hormigón con uniones postensadas sin adherencia y con cerchas de techo de acero.

Determinar si los beneficios que entregan las uniones híbridas significan un aporte importante al proyecto. Además, verificar que no existan fallas fatales desde el punto de vista de constructibilidad y tiempos de construcción.

Determinar capacidad y demanda de desplazamientos de ambas soluciones. La capacidad de desplazamiento se determinará mediante un análisis estático no lineal.

Concluir si es factible la utilización de uniones postensadas sin adherencia en la nave estudiada, y si es extrapolable a otros tipos de naves industriales destinadas a la minería en Chile.

IV. DEFINICIÓN Y ESTADO DEL ARTE DE UNIONES POSTENSADAS SIN ADHERENCIA

En este capítulo se explica el concepto de unión postensada sin adherencia, su fundamento teórico y se detallan los procedimientos de diseño presentados por Cheok et al. [20] y por el comité de innovación del American Concrete Institute.

IV.1. Uniones de Hormigón Prefabricado Postensado

Los marcos de hormigón prefabricado postensado tienen muchas ventajas respecto a los marcos de hormigón tradicionales hechos in-situ. Además de resistir mejor los esfuerzos de tracción debido a estar postensados, tienen varias ventajas asociadas al hecho de ser prefabricados, entre estas destacan: alta calidad, uso eficiente de materiales, tiempos reducidos de construcción, y eficiencia de costos. Además de estos beneficios, el hormigón prefabricado permite hacer diseños más innovadores que los diseños tradicionales.

Park et al [22], definen dos categorías principales de uniones entre elementos de hormigón prefabricado en marcos resistentes a momento. Las uniones que emulan el comportamiento de las uniones monolíticas (emulative connections) y las uniones con ductilidad parcial o total (non-emulative connections).

En los marcos de la segunda categoría, las uniones se diseñan más débiles que los miembros prefabricados adyacentes, forzando así comportamiento inelástico en la unión. Estas uniones pueden ser diseñadas con ductilidad limitada o completamente dúctiles. Ejemplos de uniones con ductilidad limitada son las que utilizan barras de refuerzo soldadas o atornilladas. Las uniones completamente dúctiles, por su parte, corresponden a las que utilizan cables de postensado no adheridos y refuerzo de acero dúctil para disipar la energía durante el sismo. La Figura IV.1 muestra las clasificaciones de uniones prefabricadas propuesta por Park.

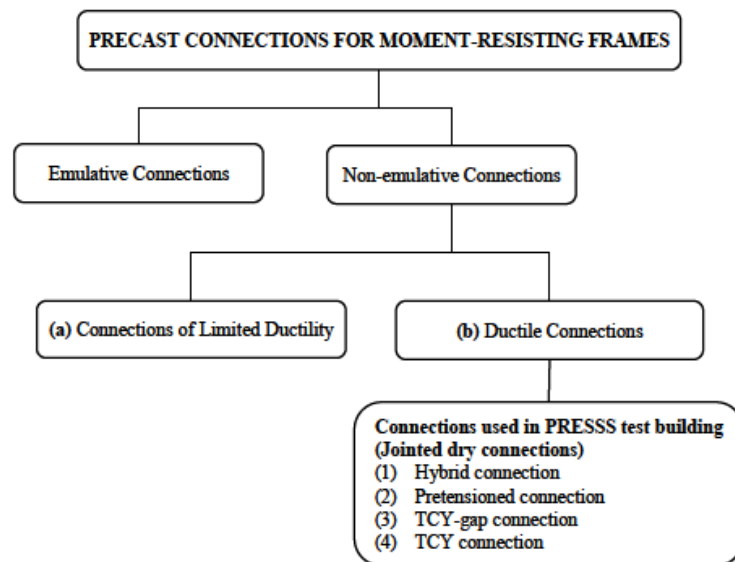


Figura IV.1: Clasificación de tipos de uniones prefabricadas (The fib state-of-the-art report on the seismic design of precast concrete building structures, 2003 [22]).

Esta memoria se centrará en el estudio de un tipo en particular de uniones dúctiles, las uniones híbridas. Su funcionamiento y algunos métodos de diseño se describen en la sección IV.2. Más detalle de los otros tipos de uniones dúctiles puede encontrarse en la referencia [22].

IV.2. Uniones Postensadas sin Adherencia

El concepto de uniones híbridas fue desarrollado por el Instituto Nacional de Normalización y Tecnología de Estados Unidos (NIST), donde se estudiaron varios tipos de uniones viga-columna con ductilidad total entre 1991 y 1995 hasta desarrollar el concepto de unión híbrida.

Las uniones híbridas consisten en columnas y vigas de hormigón prefabricado aseguradas entre sí mediante cables de postensado sin adherencia ubicados en la mitad de la altura de alguno de los elementos (puede ser la viga o la columna) y barras de acero dúctil desligadas en la parte superior e inferior de la sección transversal del mismo elemento, como muestra la Figura IV.2.

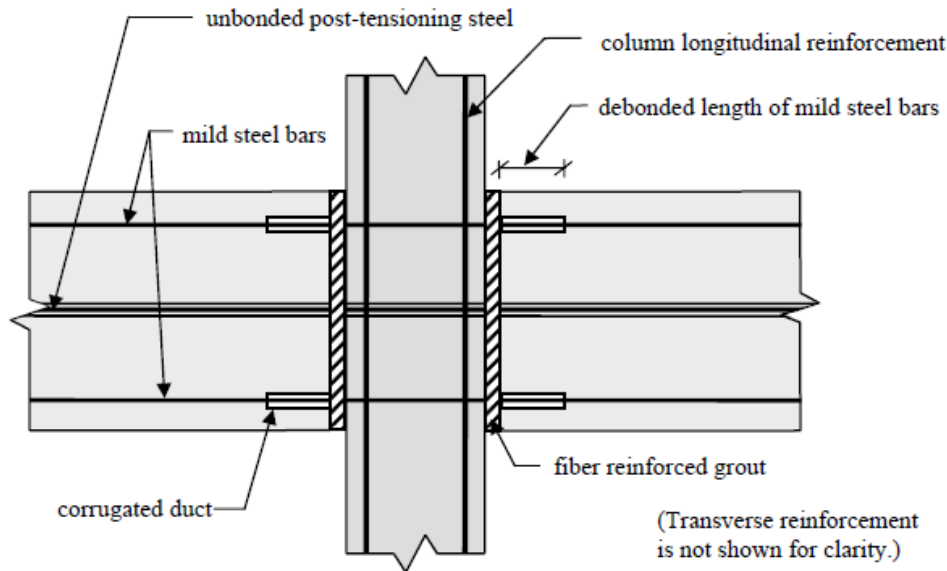


Figura IV.2: Detalle de una viga con unión postensada sin adherencia (An Evaluation of Seismic Design Guidelines Proposed for Precast Concrete Hybrid Frame Systems, 2004 [8]).

IV.2.1 Características del Diseño

- Se genera una unión dúctil en la interfaz viga-columna. Por lo tanto, la incursión en el rango inelástico se concentra en la unión por lo que los miembros prefabricados quedan protegidos de cualquier daño significativo.
- El acero postensado provee una fuerza de restauración que ayuda a minimizar los desplazamientos residuales del marco luego de removidas las cargas laterales. Esto se conoce como capacidad auto-centrante.
- El acero postensado se diseña para permanecer elástico hasta el máximo requerimiento de desplazamiento de techo. Esto es importante ya que si el acero postensado llega a la fluencia, se reduce la tensión inicial y la rigidez elástica, lo que implica degradación de su resistencia.
- El acero postensado se usa para proveer una sujeción segura en la interfaz viga-columna, lo que a su vez crea un mecanismo de fricción que transfiere el corte en la viga debido a cargas gravitacionales y sísmicas hacia la columna.
- Cuando el marco se somete a ciclos de carga y descarga, se espera que las barras de acero dúctil, ubicadas en la parte superior e inferior de los extremos del elemento, permitan la disipación de energía al fluir en tensión y compresión.
- Las barras de acero dúctil están desligadas una pequeña distancia a cada lado de la interfaz columna-viga para evitar deformaciones unitarias excesivas que contribuyan a la fractura prematura debido a fatiga al comienzo de los ciclos de carga y descarga.

- La falla de la unión se diseña para que ocurra debido a la fractura del acero especial de refuerzo luego de que el sistema alcance el desplazamiento de techo máximo requerido.
- La separación entre la cara de la columna y el extremo de la viga se rellena con lechada de fibra reforzada para asegurar la continuidad entre ambos elementos, y para transferir mediante fricción los esfuerzos de corte de la viga a la columna.
- Se provee de un adecuado confinamiento en los extremos de los elementos para evitar aplastamiento y pérdida de recubrimiento del hormigón.

IV.2.2 Ventajas

Además de los beneficios de los elementos de hormigón prefabricados con respecto al hormigón hecho in-situ, ya comentados en La Sección IV.1. Las uniones híbridas en marcos de elementos prefabricados poseen ventajas con respecto a las uniones monolíticas tradicionales, entre estas destacan:

-Dado que concentran la incursión en el rango no lineal en el interfaz de la unión viga-columna, se disminuye el daño en los elementos prefabricados, incluso con grandes deformaciones de entrepiso.

-Los desplazamientos residuales luego de la acción del sismo se disminuyen en gran medida por la presencia del acero postensado, que aplica una fuerza auto-centrante al marco.

-Debido a que los elementos son precomprimidos se reducen los esfuerzos de tracción en las uniones viga-columna, reduciéndose así el potencial de daño debido a la tracción.

IV.2.3 Fundamento Teórico

IV.2.3.1. Analogía de Viga Monolítica

El método de análisis de sección clásico que utiliza la compatibilidad de deformaciones para obtener la distribución de esfuerzos en la sección no puede ser aplicado a las uniones híbridas. En estos sistemas, no existe compatibilidad de deformaciones entre el acero y el hormigón ya que el acero de refuerzo está desligado en la sección crítica.

Pampanin, Priestley y Sritharan [20] propusieron un método alternativo para analizar sistemas con uniones postensadas sin adherencia, conocido como “Monolithic Beam Analogy” (MBA). Este método incorpora una condición adicional al igualar el desplazamiento en el extremo de la viga prefabricada (Δ_{prefab}) al de una viga típica monolíticamente empotrada (Δ_{monol}) como muestra la Figura IV.3.

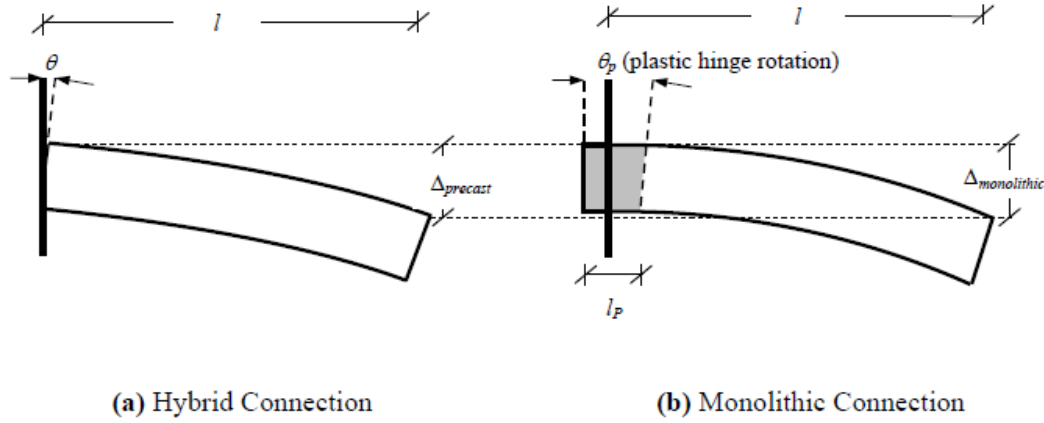


Figura IV.3: Concepto de monolithic beam analogy (Analytical Modeling of Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connection, 2001 [21]).

IV.2.3.2. Pampanin, Priestley y Sritharan (2001)

A continuación se describe el procedimiento presentado por Pampanin, Priestley y Sritharan para determinar la curva momento-rotación de la unión, usando el método MBA.

Paso 1: Igualar las deflexiones de los extremos de los elementos

Asumiendo dimensiones idénticas de la viga prefabricada y la monolítica de la Figura IV.3, se igualan las deflexiones en sus extremos suponiendo una rotación θ de la interfaz de la unión híbrida.

$$\Delta_{prefab} = \Delta_{monol} \quad (2.1)$$

$$\Delta_{elast} + \Delta_{\theta} = \Delta_{elast} + \Delta_{plast} \quad (2.2)$$

Donde:

- Δ_{elast} : Desplazamiento del extremo de la viga debido a la curvatura elástica a lo largo de esta.
- Δ_{θ} : Desplazamiento del extremo de la viga prefabricada debida a una rotación θ de la unión.
- Δ_{plast} : Desplazamiento del extremo de la viga debido a curvatura plástica a lo largo de la longitud de rótula plástica, l_p .

De la ecuación 2.2 se obtiene:

$$\Delta_{\theta} = \Delta_{plast} \quad (2.3)$$

$$\theta \cdot l = \Delta_{plast} \quad (2.4)$$

Donde θ es la rotación supuesta de la interfaz viga-columna.

Paso 2: Definir el desplazamiento plástico de la viga monolítica

Usando la curvatura de fluencia y la curvatura última (ϕ_u y ϕ_y), la componente plástica de desplazamiento de la viga monolítica se puede calcular según la fórmula sugerida por Paulay and Priestley [23]

$$\Delta_{plast} = \theta_p \cdot \left(l - \frac{l_p}{2} \right) \quad (2.5)$$

Donde θ_p corresponde a la rotación de la rótula plástica y vale $\theta_p = (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p$.

Asumiendo $l - \frac{l_p}{2} \approx l$, la ecuación 2.5 queda:

$$\Delta_{plast} = (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \cdot l \quad (2.6)$$

Luego, reemplazando 2.6 en 2.4 se tiene:

$$\Delta_{plast} = \theta \cdot l = (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \cdot l \quad (2.7)$$

Por otro lado, se sabe que

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (2.8)$$

Finalmente combinando las ecuaciones 2.7 y 2.8 se obtiene:

$$\varepsilon_c = \left(\frac{\theta}{l_p} + \phi_y \right) \cdot c \quad (2.9)$$

Donde ε_c es la deformación unitaria en el extremo comprimido del hormigón, y c es la profundidad del eje neutro.

Paso 3: Determinar profundidad del eje neutro

La profundidad del eje neutro se determina iterativamente usando la condición de equilibrio de fuerzas en la sección crítica. En primer lugar se asume una profundidad arbitraria, con la que se estiman las deformaciones unitarias en el acero postensado (ε_{pt}) y en el refuerzo especial (ε_{st}). Como consecuencia los esfuerzos y fuerzas quedan determinados.

a) Deformación unitaria en tendón de postensado

Para el cálculo de la deformación unitaria del tendón de postensado se usa la geometría correspondiente a la rotación θ de la interfaz supuesta en el paso uno (ver Figura IV.4).

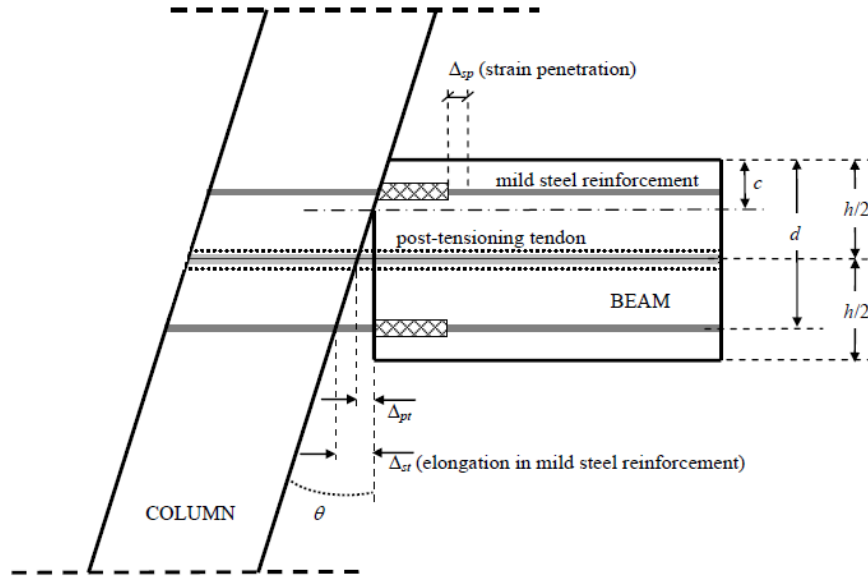


Figura IV.4: Marco híbrido sometido a una rotación arbitraria θ (Analytical Modeling of Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connection, 2001 [21]).

La elongación del tendón de postensado (Δ_{pt}) se puede expresar como:

$$\Delta_{pt} = \left(\frac{h}{2} - c \right) \cdot \theta \quad (2.10)$$

Donde h es la altura de la viga. La deformación unitaria del tendón de postensado correspondiente a la elongación Δ_{pt} se determina de la ecuación 2.11.

$$\varepsilon_{pt} = \frac{n \cdot \Delta_{pt}}{l_{pu}} \quad (2.11)$$

Donde n es el número de interfaces de uniones viga-columna en el marco de hormigón prefabricado en un piso dado, y l_{pu} es la longitud no adherida del tendón de postensado.

Sustituyendo Δ_{pt} en la ecuación (2.11) se tiene

$$\varepsilon_{pt} = \frac{n \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right) \cdot \theta}{l_{pu}} \quad (2.12)$$

b) Deformación unitaria en refuerzo dúctil

Por geometría (ver Figura IV.4) se tiene:

$$\Delta_{st} = (d - c) \cdot \theta \quad (2.13)$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{\Delta_{st} - 2 \cdot \Delta_{sp}}{l_{su}} \quad (2.14)$$

Donde Δ_{st} es la elongación del acero de refuerzo correspondiente a la rotación θ , d es la profundidad del acero de refuerzo en tracción desde el extremo comprimido de la sección, l_{su} es la longitud desligada del acero de refuerzo especial, y Δ_{sp} es la elongación en el acero especial debido a la penetración dentro de la viga y la columna.

El valor de Δ_{sp} se determina incorporando los efectos debidos a la deformación elástica y plástica, según Sritharan [25]:

$$\Delta_{sp} = \frac{2}{3} \cdot l_{sp} \cdot \varepsilon_{elast} + l_{sp} \cdot \varepsilon_{plast} \quad (2.15)$$

Donde ε_{elast} es la deformación unitaria elástica del acero dúctil, ε_{plast} es la deformación unitaria en el acero de refuerzo (ver Figura IV.5), y l_{sp} es la longitud de penetración que toma el valor de $0.15 \cdot f_{sy} \cdot d_b$ siendo f_{sy} y d_b el esfuerzo de fluencia y el diámetro de la barra de refuerzo especial respectivamente.

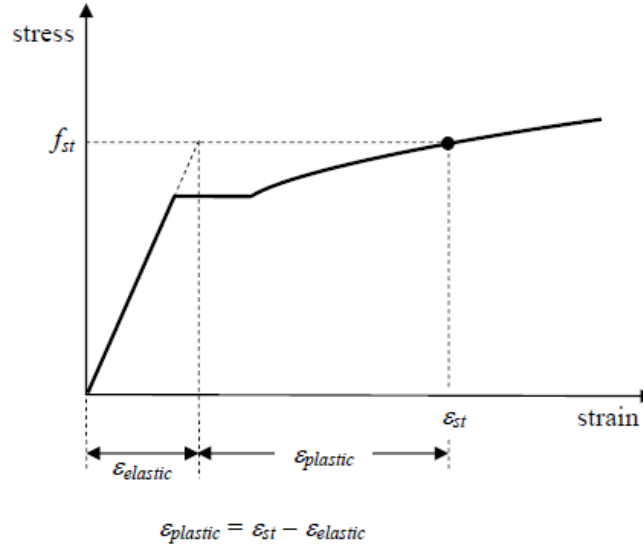


Figura IV.5: Componentes de deformación unitaria elástica y plástica del acero dúctil (Analytical Modeling of Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connection, 2001 [21]).

Combinando las tres ecuaciones anteriores se obtiene:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\Delta_{sp} + \frac{2}{3} \cdot l_{sp} \cdot \frac{f_{st}}{E_s}}{l_{su} + 2 \cdot l_{sp}} \quad (2.16)$$

Donde f_{st} es el esfuerzo en tensión del acero de refuerzo, y E_s es el modulo elástico del acero dúctil.

Paso 4: Determinar la fuerza de compresión resultante del hormigón

Primero se determina la fuerza de compresión resultante mediante algún modelo confiable para representar la distribución de esfuerzos (e.g. el modelo de bloque rectangular equivalente de Whitney), ecuación 2.17:

$$F_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c \quad (2.17)$$

Donde β_1 es la proporción de la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

Luego se compara la fuerza de compresión obtenida de la ecuación 2.17 con la resultante de compresión obtenida de la condición de equilibrio (ecuación 2.18). Es importante destacar que si el elemento que se está diseñando es una columna, se debe incluir la fuerza de compresión debida a las cargas gravitacionales en la ecuación 2.18.

$$F_c = F_{pt} + F_{st} - F_{sc} + (P_{axial\ columna}) \quad (2.18)$$

Donde F_c es la fuerza de compresión resultante en la interfaz viga-columna, F_{pt} es la fuerza de postensado determinada con la fuerza de pretensado inicial ε_{pi} y ε_{pt} determinado de la ecuación (2.12), F_{st} es la fuerza de tensión en el acero especial calculada con ε_{st} (ver ecuación 2.16), y F_{sc} es la fuerza de compresión en el acero especial. En este método, no se dieron detalles sobre cómo estimar el valor de F_{sc} . El método ACI T1.2-03, que se explica en la Sección IV.2.4.2, utiliza $F_{sc} = \lambda_{sc} \cdot f_{sy} \cdot A_s$ donde λ_{sc} corresponde a una constante tabulada.

Los pasos 3 y 4 se deben repetir modificando la profundidad del eje neutro hasta que ambas fuerzas resultantes de compresión converjan. Usando las fuerzas resultantes y sus ubicaciones, el momento resistente de la unión dada la rotación θ queda determinado al hacer sumatoria de momentos respecto al punto de aplicación de la resultante de compresión del hormigón.

Paso 5: Obtener la curva momento-rotación de la unión.

Al repetir los pasos del 1 al 4 para diferentes rotaciones de la interfaz θ , se puede obtener una curva continua de momento-rotación de la unión que describa su comportamiento.

Los pasos del análisis MBA descritos anteriormente se resumen en la Figura IV.6:

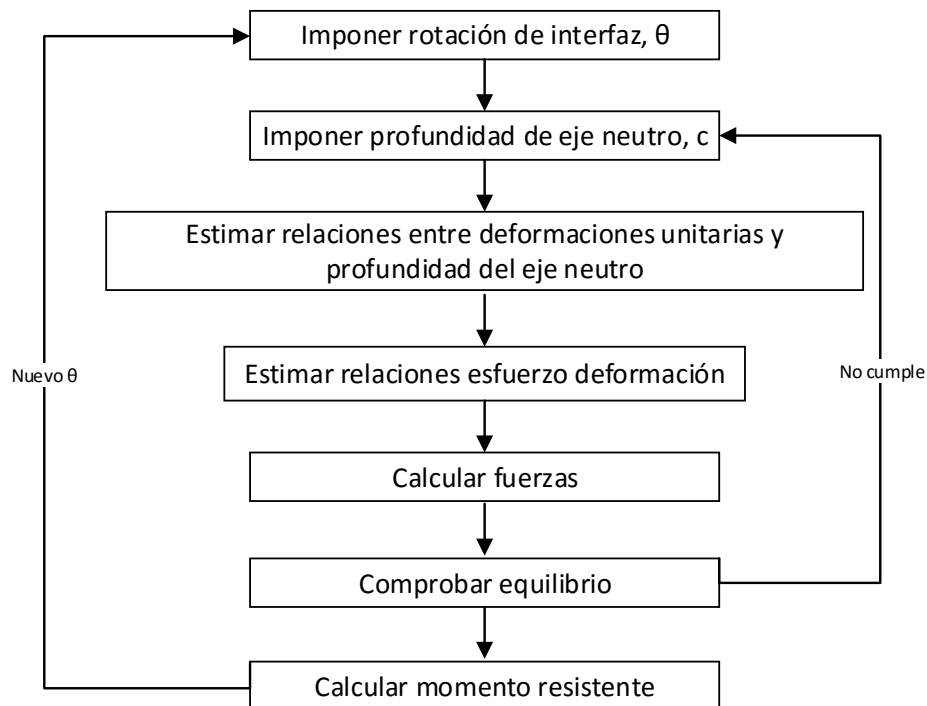


Figura IV.6: Procedimiento para determinar curva momento-rotación de una unión postensada sin adherencia usando la analogía de viga monolítica (MBA).

La validez del concepto de MBA fue demostrada al comparar las mediciones de momento-rotación de uniones híbridas en dos test del instituto nacional de normalización y tecnología (NIST) con los valores teóricos predichos. Generalmente se observaron buenas correlaciones. La aplicación del método MBA a sistemas de marcos híbridos fue demostrado más adelante usando el ensaye del edificio PRESSS (PREcast Seismic Structural Systems), donde los investigadores encontraron que el comportamiento observado empíricamente podía ser satisfactoriamente reproducido usando el concepto de MBA.

IV.2.4 Métodos de Diseño

IV.2.4.1. Cheok, Stone, y Nakaki (1996)

En este reporte se presentó un procedimiento para el diseño de uniones híbridas de hormigón prefabricado definiendo dos capacidades de momento diferentes: la “capacidad de momento probable” y la “capacidad momento nominal”. Este procedimiento de diseño fue desarrollado en conformidad con los resultados obtenidos por ensayos realizados por el NIST [20].

Suposiciones:

- Se utiliza el bloque de esfuerzos rectangular equivalente de Whitney para definir la fuerza de compresión del hormigón en la interfaz, lo que ayuda a superar el problema de incompatibilidad de deformaciones en la sección crítica.
- La contribución del acero de refuerzo especial en compresión al momento resistente de la unión se desprecia.
- Las barras de refuerzo dúctil están efectivamente desligadas una distancia $l_{su} + 5.5 \cdot d_b$, la que incluye la longitud desligada intencional l_{su} y una longitud de expansión en la longitud desligada igual a $2.75 \cdot d_b$ en ambos lados de l_{su} . El desligado de las barras a lo largo de una distancia corta es necesario para prevenir su fractura prematura debido a bajos ciclos de carga-descarga.

La descripción del método de diseño se entrega presentando un procedimiento para determinar la capacidad de momento probable de una unión híbrida. Luego de esto se entrega también la definición de capacidad de momento nominal.

a) Capacidad de momento probable

Este procedimiento de diseño pretende asegurar que la unión híbrida se acomode a las demandas de desplazamiento máximo de pisos manteniendo al menos el 80% de su capacidad de momento máxima.

Para definir la capacidad de momento probable, se asume que el acero dúctil en tracción ha alcanzado su esfuerzo último. Los pasos para el cálculo de la capacidad de momento

probable se describen a continuación asumiendo que los parámetros geométricos y de los materiales que aparecen en la tabla 2.1 son conocidos.

Tabla IV.1: Propiedades geométricas y de los materiales usadas en el procedimiento de diseño propuesto por Cheok et al. (Simplified Design Procedure for Hybrid Precast Concrete Connections, 1996 [20]).

Propiedades Geométricas	
Detalles de la sección	h = altura del elemento
	b = ancho del elemento
	d = profundidad del elemento hasta el refuerzo en tracción
Acero de refuerzo	A_{pt} = área del tendón de postensado
	A_s = área del acero dúctil en tensión en una cara del elemento
	d_b = diámetro del acero de refuerzo dúctil
Longitudes desligadas	l_{su} = longitud desligada del acero de refuerzo dúctil
	l_{pu} = longitud no adherida del tendón de postensado
Propiedades de los Materiales	
Esfuerzos	f'_c = resistencia a la compresión del hormigón
	f_{sy} = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo dúctil
	f_{su} = esfuerzo de tensión última del acero de refuerzo dúctil
Deformaciones unitarias	ε_{pi} = deformación en el tendón de postensado debido al preesfuerzo inicial
	ε_{su} = deformación última del acero de refuerzo dúctil

Paso 1: Calcular la fuerza de tensión en el acero de refuerzo dúctil

El área del acero de refuerzo dúctil se calcula para asegurar que la unión tenga suficiente acero pasivo para resistir el corte provocado por las cargas gravitacionales.

$$A_s \geq \frac{V_D + V_L}{f_{sy}} \quad (2.19)$$

Donde V_D y V_L son las demandas de corte en la unión debido al peso propio y a las sobrecargas respectivamente. En el cálculo de la capacidad de momento probable, dado que se asume que el acero dúctil en tracción ha alcanzado su esfuerzo último, la fuerza de tracción en el acero dúctil se calcula como:

$$F_{st} = A_s \cdot f_{su} \quad (2.20)$$

Paso 2: Calcular la fuerza en el tendón de postensado asociada al momento probable

La elongación del acero de refuerzo dúctil y la elongación, deformación unitaria y esfuerzo del tendón de postensado se deben determinar para posteriormente obtener la fuerza de postensado correspondiente al momento probable. De La Figura IV.7 se pueden obtener las relaciones geométricas de la unión dada una rotación θ de la interfaz

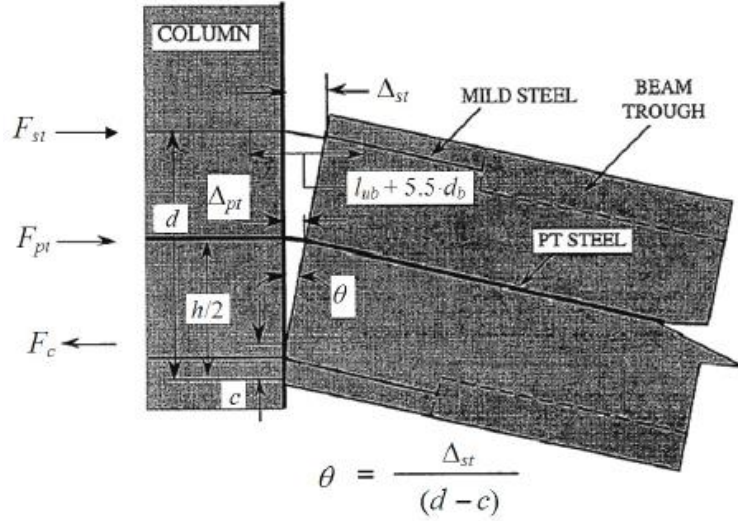


Figura IV.7: Desplazamientos y fuerzas en la unión híbrida debido a una rotación θ (Simplified Design Procedure for Hybrid Precast Concrete Connections, 1996).

La elongación del acero dúctil se calcula suponiendo una deformación uniforme a lo largo de su longitud efectiva desligada. Luego se tiene:

$$\Delta_{st} = \varepsilon_{su} \cdot (l_{su} + 5.5 \cdot d_b) \quad (2.21)$$

Usando la elongación del acero dúctil estimada con la ecuación 2.21, la elongación del tendón de postensado puede calcularse según la ecuación 2.22 utilizando una profundidad del eje neutro (c) asumida arbitrariamente según:

$$\Delta_{pt} = \left(\frac{\frac{h}{2} - c}{d - c} \right) \cdot \Delta_{st} \quad (2.22)$$

Luego la deformación unitaria del tendón de postensado se calcula como:

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\Delta_{pt}}{l_{pu}} + \varepsilon_{pi} \quad (2.23)$$

Usando la curva analítica de esfuerzo deformación del acero postensado propuesta por Mattok para acero grado 270 (ver ecuación 2.24), se puede determinar el esfuerzo en el tendón de postensado

$$f_{pt} = \varepsilon_{pt} \cdot E_{pt} \cdot \left[0.020 + \frac{0.98}{\left[1 + \left(\frac{\varepsilon_{pt} \cdot E_{pt}}{1.04 \cdot f_{py}} \right)^{8.36} \right]^{\frac{1}{8.36}}} \right] \quad (2.24)$$

Se debe comprobar que $f_{pt} > 0.9 \cdot f_{pu}$. De no cumplirse se debe aumentar la cantidad de acero postensado, aumentar la longitud no adherida del acero postensado o disminuir la cantidad de acero de refuerzo dúctil.

Luego de determinado f_{pt} de la ecuación 2.24, la fuerza correspondiente al acero postensado se calcula multiplicando el esfuerzo por el área del tendón. Es decir,

$$F_{pt} = A_{pt} \cdot f_{pt} \quad (2.25)$$

Paso 3: Determinar profundidad del eje neutro

Una vez calculadas las fuerzas de tracción del acero de refuerzo dúctil y del tendón de postensado (pasos 1 y 2), por la condición de equilibrio en la unión se puede calcular la fuerza de compresión resultante en el hormigón mediante la ecuación 2.26 (recordar que el método supone que la fuerza de compresión en las barras de acero de refuerzo dúctil es despreciable). Si el elemento a diseñar es una columna, se debe incluir la carga axial en esta debida a las cargas gravitacionales.

$$F_c = F_{st} + F_{pt} + (P_{axial\ columna}) \quad (2.26)$$

Usando la distribución de esfuerzos de compresión mediante el bloque rectangular equivalente de Whitney, se calcula la profundidad del eje neutro con la ecuación 2.27

$$c = \frac{F_c}{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1} \quad (2.27)$$

La profundidad del eje neutro calculada según 2.27 se compara con la asumida en el paso 2. Los pasos 2 y 3 se repiten hasta que la profundidad del eje neutro asumida converja con la calculada.

Paso 4: Calcular capacidad de momento probable

La capacidad de momento probable de la sección M_{pr} se obtiene sumando las contribuciones de momento del tendón de postensado M_{pt} y del acero de refuerzo dúctil M_{st} . Los momentos se calculan respecto a la ubicación de la resultante de compresión del hormigón. Al igual que en el paso 3, si el elemento a diseñar es una columna, se debe considerar la carga axial de la columna aportando al momento M_{pt} .

$$M_{pt} = F_{pt} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (2.28)$$

$$M_{st} = F_{st} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (2.29)$$

$$M_{pr} = M_{pt} + M_{st} \quad (2.30)$$

Paso 5: Comprobar capacidad auto-centrante de la unión

Como paso final, la contribución de momento del tendón de postensado se compara con la contribución de momento del acero dúctil en tensión para ver si el tendón actuará como una fuerza auto-centrante en el marco luego de un evento sísmico. Para considerar esta característica en el diseño, se sugiere que M_{pt} debe ser mayor que $0.5 \cdot M_{pr}$. Si $M_{pt} < 0.5 \cdot M_{pr}$, se debe aumentar el área de acero postensado o disminuir el área de acero dúctil, y repetir el procedimiento de diseño.

b) Capacidad de momento nominal

Para calcular la capacidad de momento nominal de la sección, se introducen las siguientes modificaciones al procedimiento descrito anteriormente para determinar la capacidad de momento probable:

- Se asume que el esfuerzo de tensión del acero de refuerzo es igual al esfuerzo de fluencia. Lo que modifica la ecuación 2.20 a:

$$F_{st} = A_s \cdot f_{sy} \quad (2.31)$$

- La deformación unitaria del acero dúctil se toma como la deformación al inicio del endurecimiento ε_{sh} . El valor sugerido para un acero grado 60 es:

$$\varepsilon_{sh} = 0.01 \quad (2.32)$$

- Se asume que el crecimiento de la longitud desligada del acero de refuerzo especial es cero. Por lo que la longitud desligada del refuerzo se considera igual a la longitud desligada intencional l_{su} . Luego la ecuación 2.21 se reemplaza por la ecuación 2.33

$$\Delta_{st} = \varepsilon_{sh} \cdot l_{su} \quad (2.33)$$

Por otro lado, se considera que también es válido aproximar la capacidad de momento nominal como 70% de la capacidad de momento probable. Esta aproximación es recomendable por simplicidad.

La capacidad de momento nominal M_n debe satisfacer los siguientes requerimientos:

$$\phi \cdot M_n \geq 1.4 \cdot M_D + 1.7 \cdot M_L \quad (2.34)$$

$$\phi \cdot M_n \geq 1.4 \cdot (M_D + M_L + M_E) \quad (2.35)$$

$$\phi \cdot M_n \geq 0.9 \cdot M_D \pm 1.4 \cdot M_E \quad (2.36)$$

Los pasos del método de diseño propuesto por Cheok et al. descritos anteriormente se resumen en la Figura IV.8:

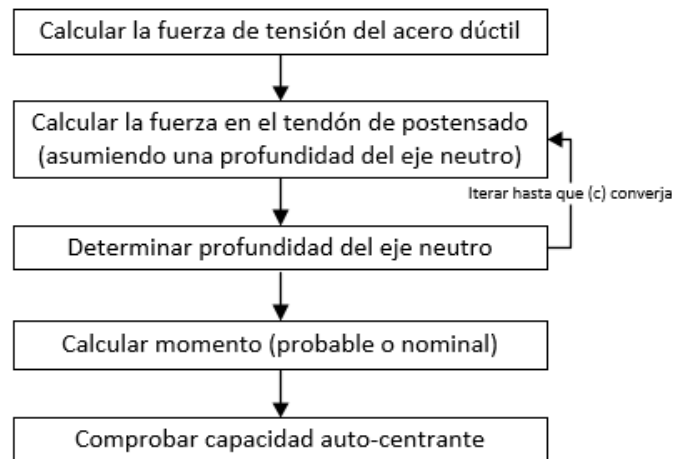


Figura IV.8: procedimiento para diseño marco híbrido mediante procedimiento Cheok, Stone, y Nakaki (1996).

IV.2.4.2. ACI T1.2-03 (2003)

El American Concrete Institute en su documento ACI T1.2-03, propuso un procedimiento de diseño para marcos híbridos sometidos a momento compuestos de miembros discretos de hormigón prefabricado y postensado. Este procedimiento de diseño, sigue minuciosamente

el procedimiento presentado por Cheok et al. (ver Sección IV.2.4.1) excepto por los cambios mencionados a continuación:

- En el cálculo del esfuerzo probable, el esfuerzo en el refuerzo comprimido se asume como $1.5 \cdot f_{sy}$. Es decir:

$$f_{sc} = 1.25 \cdot f_{sy} \quad (2.37)$$

- El crecimiento de la longitud desligada del acero de refuerzo especial se limita a $5.5 \cdot d_b$, pero no menor a $2.0 \cdot d_b$. Por lo que la ecuación 2.21 se expresa como:

$$\Delta_{st} = \varepsilon_{st} \cdot (l_{su} + \alpha_b \cdot d_b) \quad (2.38)$$

Donde α_b es un coeficiente que cuantifica el crecimiento de la longitud desligada del acero de refuerzo especial.

- Análogamente a la estimación del acero de refuerzo mínimo A_s mediante la ecuación 2.19, la fuerza mínima de postensado se calcula con la ecuación 2.39:

$$A_{pt} \cdot f_{se} \geq \frac{1.4 \cdot V_D + 1.7 \cdot V_L}{\phi \cdot \mu} \quad (2.39)$$

Donde f_{se} es el esfuerzo efectivo en el tendón de postensado y μ es el coeficiente de fricción.

Finalmente, a diferencia del procedimiento descrito por Cheok et al, en el documento ACI T1.2-03 no se define un cálculo para el momento nominal.

V. DISEÑO DE UNA NAVE DE MOLIENDA, SOLUCIÓN EN ACERO

En este capítulo se explica el diseño en de una nave de molienda de la planta de tratamiento de escorias, ubicada en el sector de Caletones en la sexta región, en la cordillera de Los Andes a una altura de 1594 [m.s.n.m]. Esta alternativa considera marcos de acero.

V.1. Bases de Diseño

Se aplicó el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), de acuerdo a las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC) y considerando las cargas y combinaciones indicadas en NCh3171.

V.1.1 Normas

Para el diseño y verificación estructural se aplicaron las siguientes normas en sus versiones válidas legalmente a la fecha:

- AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings (LRFD).
- AISC Design Guide 01-2006: Base Plate and Anchor Rod Design.
- NCh2369: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.
- NCh431: Cargas de nieve.
- NCh432: Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.
- NCh1537: Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- NCh3171: Disposiciones generales y combinaciones de carga.

V.1.2 Materiales

Para los perfiles se considera en siguiente material:

- Acero estructural ASTM calidad A36

$$F_y = 2.531 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_{ye} = 3.797 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_u = 4.078 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_{ue} = 4.486 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$E_s = 2.038.900 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$G_s = 790.000 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

V.1.3 Características del Suelo

V.1.3.1. Clasificación Sísmica

Según el informe de mecánica de suelos realizado por la empresa Arcadis, la clasificación sísmica del suelo de fundación del edificio de molienda es la mostrada en la Tabla V.1.

Tabla V.1: Clasificación sísmica suelo de fundación.

Instalación	NCh 2369 Of 2003
Molienda (Fundada en Roca)	Tipo I
Molienda (Fundada en Rellenos)	Tipo II

Para el diseño sísmico se considerará el tipo de suelo más desfavorable, es decir, suelo tipo II. La Tabla V.2 muestra los parámetros del tipo de suelo más desfavorable. Además se considera un mejoramiento con relleno estructural en los sectores que lo requieran.

Tabla V.2: Parámetros del tipo de suelo.

Parámetros	Unidad	Nivel Plataforma: Andesita UG-II
Peso Unitario total, γ	[ton/m ³]	2,3
Razón de Poisson, ν	---	0,25
Módulo de deformación, E_s	[ton/m ²]	211.580
Módulo de deformación cíclico, E_c	[ton/m ²]	528.970
Módulo de corte cíclico, G_c	[ton/m ²]	211.590

Tabla V.3: Parámetros del tipo de suelo considerando mejoramiento.

Parámetros	Unidad	Nivel Plataforma	
		Andesita UG-II	Mejoramiento con Relleno Estructural Ancho Fundación $B > 6$ m ^(**)
Peso Unitario total, γ	[ton/m ³]	2,3	1,9 ^(*)
Razón de Poisson, ν	---	0,25	0,30 ^(*)
Módulo de deformación, E_s	[ton/m ²]	211.580	$E_s = \frac{137.003 * B - 637.548}{B}$
Módulo de deformación cíclico, E_c	[ton/m ²]	528.970	$E_c = \frac{342.508 * B - 1.586.371}{B}$
Módulo de corte cíclico, G_c	[ton/m ²]	211.590	$G_c = \frac{137.003 * B - 635.241}{B}$

Nota: "B" lado menor de la fundación.

Nota (*): Parámetros para relleno estructural.

Nota (**): El cálculo de los módulos consideró el siguiente modelo en profundidad: 0 – 5 m (relleno estructural); 5 – 12 m (toba rojiza UG-V); > a 12 m (tobas pardas UG-IV).

La Tabla V.4, considerando un enterramiento de 1 m, proporciona la capacidad de soporte estática (q_{adm}) para fundaciones superficiales. Los valores de capacidad de soporte corresponden a una condición de rotura por lo que se deberá verificar que la magnitud de los asentamientos esté dentro del rango aceptable de las obras proyectadas.

Tabla V.4: Capacidad de soporte estática.

Suelo de Fundación	Capacidad de Soporte, q_{adm} [kg/cm ²]
Andesitas (UG-II)	10
Relleno Estructural	3

V.1.4 Estados de Carga

Los estados de carga considerados son los siguientes:

- D: Peso propio y cargas permanentes.
- S: Sobrecarga de nieve (reemplaza a la sobrecarga de techo).
- W: Sobrecarga de viento.
- E_x: Sismo en dirección X.
- E_y: Sismo en dirección Y.

Si bien la nave contiene un puente grúa, este es para fines de mantención únicamente, por lo que la probabilidad de ocurrencia de un sismo en forma simultánea con la utilización del puente grúa es baja. Por lo tanto no se considerarán las cargas accidentales y de operación en el análisis sísmico. Sin embargo, se considerará el peso propio del puente grúa cargado completamente y ubicado en la posición más desfavorable, es decir, en el eje central de la nave.

Según el capítulo 5.1.1 de la NCh2369, el efecto de las aceleraciones sísmicas verticales, en este tipo de estructura, aplica solo para el diseño de fundaciones. Las que por simplicidad no se incluyen en este estudio.

V.1.5 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de cargas utilizadas son las del capítulo 9.1 de la NCh3171.Of.2010 junto con las del capítulo 4.5 de la NCh2369.Of.2003.

Dado que en el lugar donde se ubicará la nave es una zona cordillerana en la que nieva todos los años, según NCh431, la carga de nieve debe considerarse como carga normal. Por lo tanto la sobrecarga de techo se reemplaza por la de nieve en todas las combinaciones de carga.

NCh3171:

Combinación 1:	$1,4 \cdot D$
Combinación 3a:	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot S$
Combinación 3b:	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot S + 0,8 \cdot W$
Combinación 4:	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot W + 0,5 \cdot S$
Combinación 5:	$1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{x,y} + 0,2 \cdot S$
Combinación 6:	$0,9 \cdot D + 1,6 \cdot W$
Combinación 7:	$0,9 \cdot D + 1,4 \cdot E_{x,y}$

NCh2369:

Combinación 4.5 LRFD i:	$1,2 \cdot D + 1,1 \cdot E_{x,y}$
Combinación 4.5 LRFD ii:	$0,9 \cdot D + 1,1 \cdot E_{x,y}$

En las dos combinaciones anteriores, la sobrecarga de nieve no se considera dado que para pasarelas de mantención y techos, el factor que afecta la sobrecarga puede tomarse igual a cero.

Por otro lado, el factor que amplifica las cargas sísmicas, se toma igual a 1,1 por tratarse de una estructura de acero (1,4 para hormigón).

V.2. Diseño de la Estructura

V.2.1 Estructuración

La nave industrial tiene una planta de 60x38 [m] con una superficie de 2280 [m²], y una altura máxima de 39,7 [m]. Los detalles de las dimensiones se observan en el Anexo A, Planos Nave de Acero. La Figura V.1 muestra el modelo de análisis hecho en SAP2000.

En la dirección longitudinal hay 11 ejes espaciados a 6 [m] y en la dirección transversal hay 5 ejes espaciados a 9,5 [m].

Los planos de la nave se encuentran en los Anexos A y B.

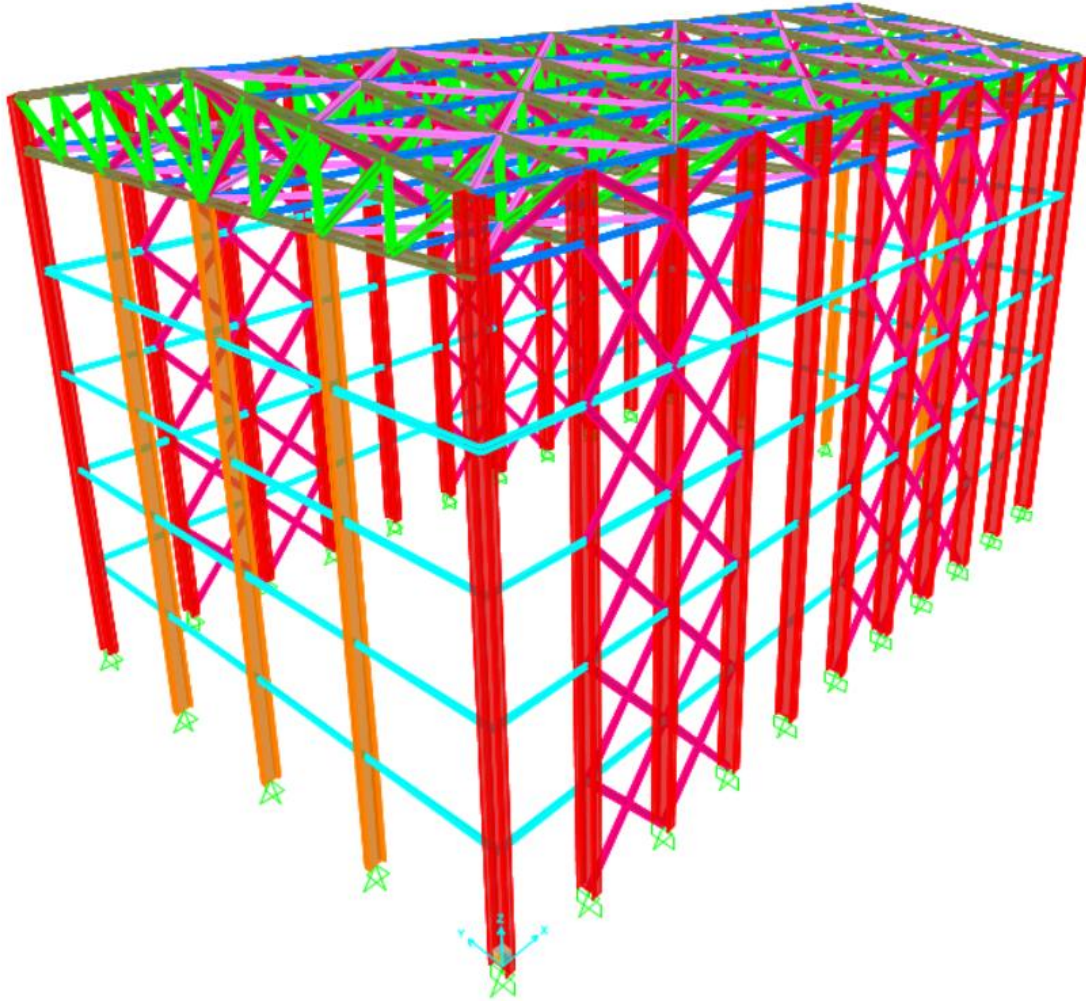


Figura V.1: Vista isométrica de la nave de molienda diseñada en acero.

Los marcos transversales exteriores de los ejes 1 y 11, están compuestos por dos columnas exteriores y tres columnas interiores de 33,78 [m] de altura cada una, y techo de cerchas de acero como se muestra en la Figura V.2.

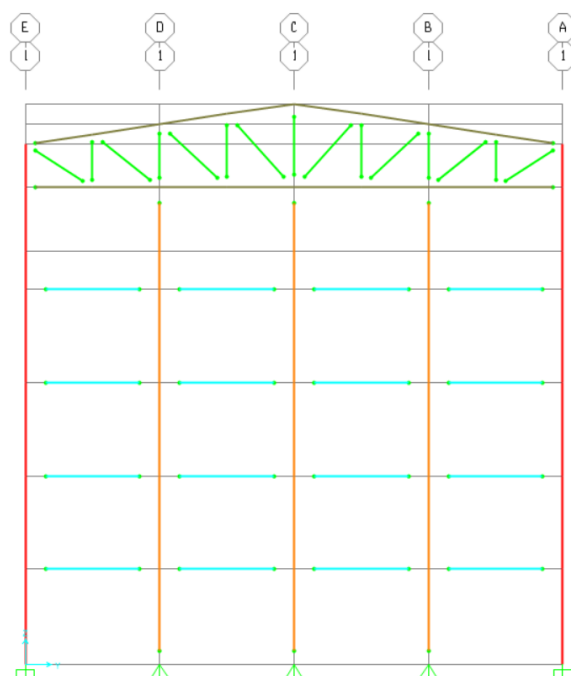


Figura V.2: Elevación marcos transversales exteriores (ejes 1 y 11)

Los marcos transversales interiores están compuestos por dos columnas principales de 33,78 [m] de altura, con techo de cerchas de acero como se muestra en la Figura V.3.

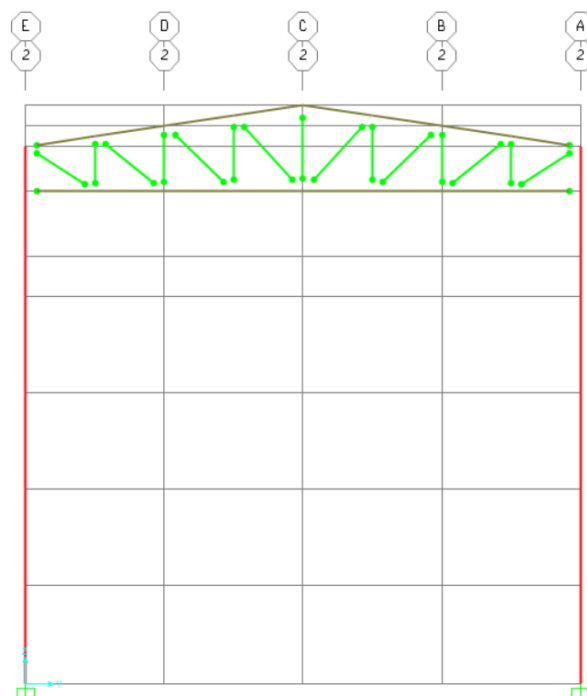


Figura V.3: Elevación marcos transversales interiores (ejes 2 a 10).

Por otro lado, los marcos longitudinales exteriores e interiores están arriostrados verticalmente con diagonales en X como se muestra en las Figura V.4 a la Figura V.6.

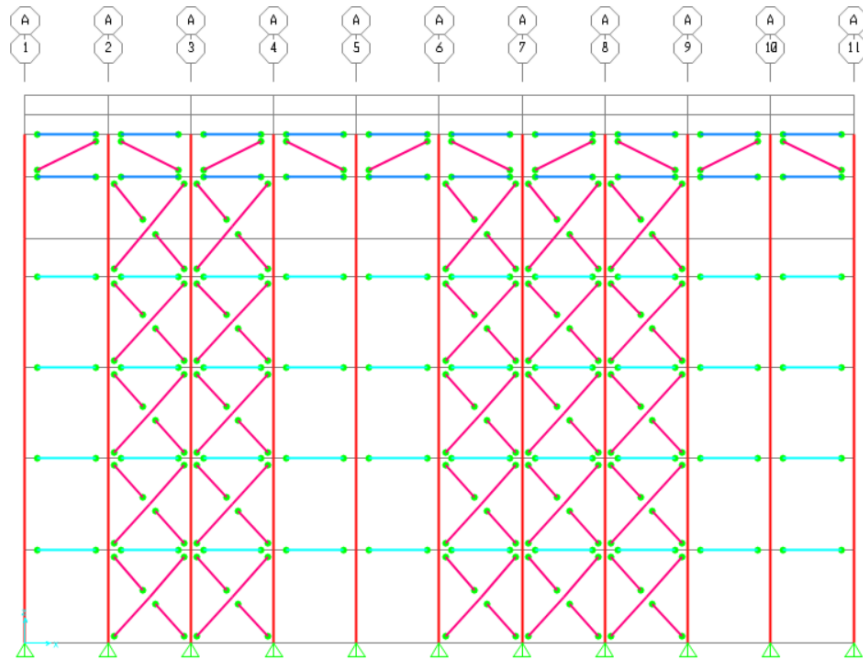


Figura V.4: Elevación marcos longitudinales exteriores (ejes A y E).

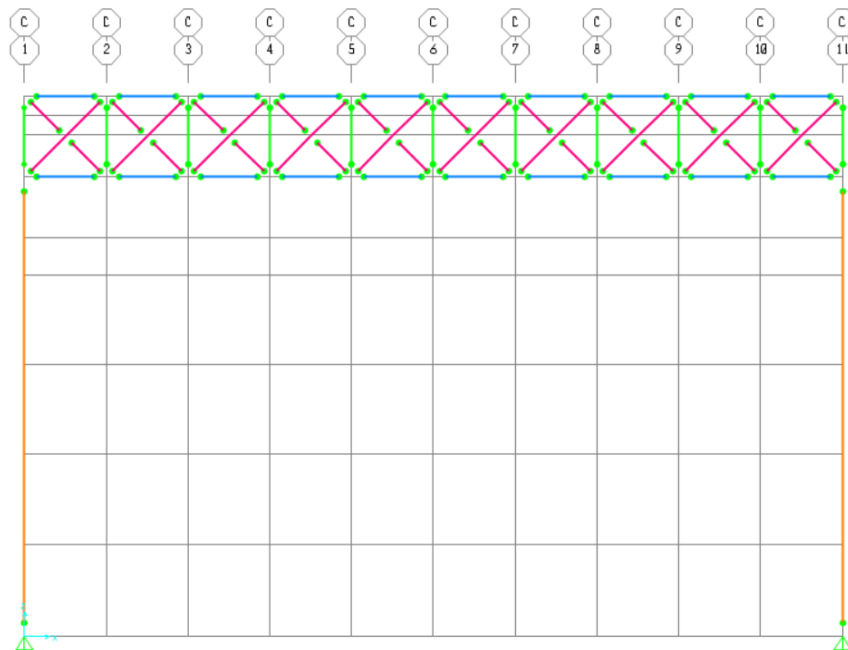


Figura V.5: Elevación marcos longitudinales interiores (eje C).

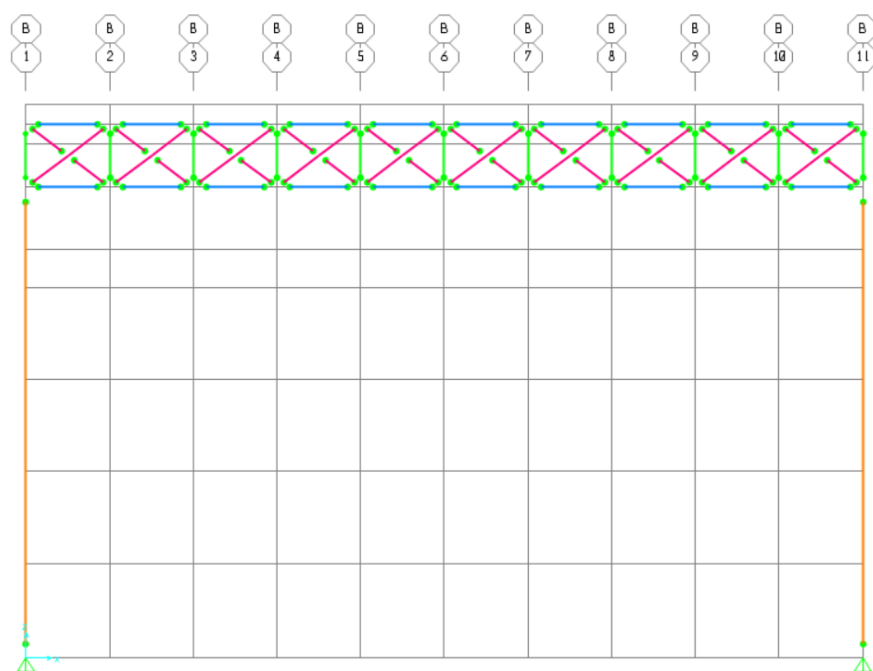


Figura V.6: Elevación marcos longitudinales interiores (ejes B y D).

Las cerchas de techo están arriostradas con diagonales como se muestra en la Figura V.7.

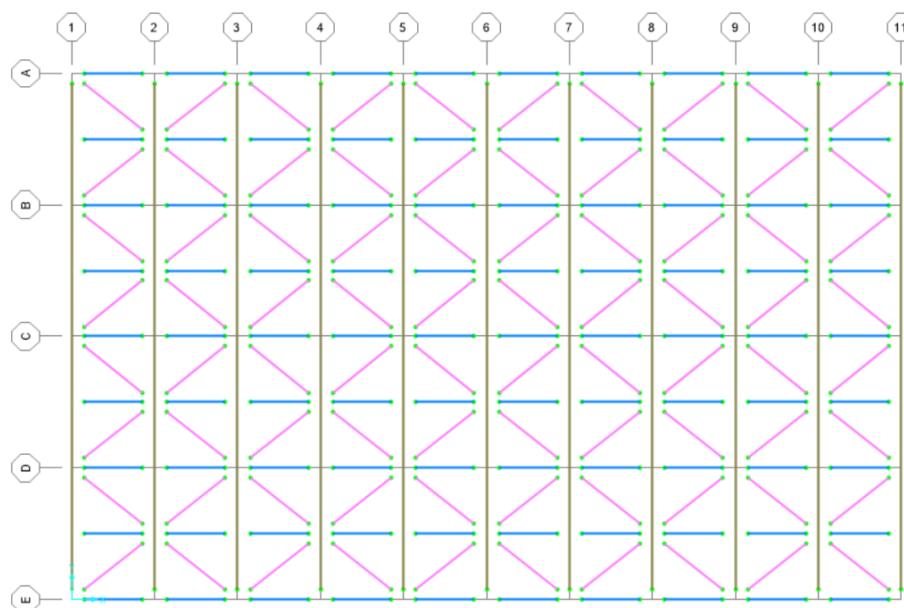


Figura V.7: Planta de techo cuerda superior e inferior.

Para las vigas y columnas se utilizaron perfiles H soldados y para las riostras verticales y horizontales perfiles tubulares de sección cajón. Todos los perfiles especificados aparecen en el catálogo del instituto Chileno del Acero (ICHA).

V.2.2 Asignación de Cargas

Las cargas descritas en esta sección se asignaron mediante el concepto de áreas tributarias a las vigas y columnas de la estructura.

V.2.2.1. Peso Propio y Cargas Permanentes

Para el peso propio de los elementos se consideró el calculado por SAP2000 según la densidad de los materiales indicada en V.1.2.

Para las cargas permanentes de techo y revestimiento lateral, se consideraron los valores mostrados en la Tabla V.5.

Tabla V.5: Cargas permanentes.

Cargas Permanentes		
Cubierta	8	[kg/m ²]
Costaneras	53	[kg/m ²]
Otras Cargas Permanentes de Techo	10	[kg/m ²]
Estructura de Revestimiento Lateral	15	[kg/m ²]
Revestimiento Lateral	8	[kg/m ²]

El revestimiento lateral considerado es tipo Pv4 Monorrof.

V.2.2.2. Cargas de Viento

Según la NCh432, la carga básica de viento para estructuras de 40 [m] de altura es de $q=145$ [kg/m²]. Esta carga básica se reduce mediante las fórmulas de la Figura V.8.

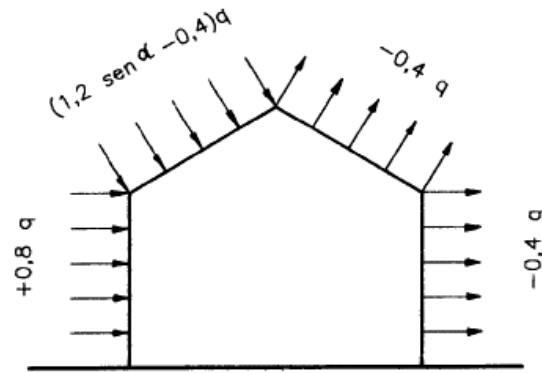


Figura V.8: Reducción de carga básica de viento según NCh432.

La asignación de las cargas de viento se hizo para las direcciones longitudinal y transversal de la estructura simultáneamente.

Los valores obtenidos se muestran en la Tabla V.6.

Tabla V.6: Cargas de viento.

Carga de Viento		
Altura Media Techos	39,7	[m]
Carga Básica	145	[kg/m ²]
Barlovento Vertical	116	[kg/m ²]
Barlovento Techo	-32	[kg/m ²]
Sotavento Vertical	58	[kg/m ²]
Sotavento Techo	58	[kg/m ²]

V.2.2.3. Carga de Nieve

La planta se ubica en la latitud 34°, a una altura de 1594 [m.s.n.m.]. La carga básica de nieve para esta ubicación, según NCh431, es $q=700$ [kg/m²].

Esta carga se reduce según la pendiente de techo, la condición térmica, la exposición de la estructura y la importancia de esta (según la categoría indicada por NCh3171). La carga reducida de nieve se muestra en la Tabla V.7.

Tabla V.7: Carga de nieve.

Carga de Nieve		
Latitud	-34	°
Altura	1594	[m]
Carga Básica	700	[kg/m ²]
Ce	0,7	
Ct	1,1	
I	1,2	
pf	452,76	[kg/m ²]
Cs	0,9	
ps	407,5	[kg/m ²]

V.2.2.4. Carga Sísmica

Se evalúa el efecto sísmico en dos direcciones horizontales perpendiculares coincidentes con los ejes principales de la estructura.

Para determinar el espectro de diseño, se utilizaron las características de la estructura que se indican en la Tabla V.8.

Tabla V.8: Características de la estructura y suelo según NCh2369.

Características de la Estructura	
Categoría del Edificio C	1
Zona Sísmica	3
Tipo de Suelo	2

Si bien la ubicación de la estructura corresponde a zona sísmica tipo 2; Por un criterio de diseño interno de Codelco, todas las naves industriales se diseñan considerando zona sísmica tipo 3, independiente de la ubicación de estas.

Los parámetros del espectro de diseño según NCh2369 se indican en la Tabla V.9.

Tabla V.9: Parámetros del espectro de diseño según NCh2369.

Parámetros Espectro de Diseño	
I	1,20
Ao/g	0,40
S	1,00
T' [seg]	0,35
n	1,33
ξ^*	0,03
R^{**}	5,00
Cmax	0,26
Cmin	0,10

Dado que la estructura corresponde a un edificio industrial de un piso con puente grúa y con arriostramiento continuo de techo, se tiene $R = 5$. Y dado que el sistema resistente en ambas direcciones consiste en marcos de acero con uniones apernadas en terreno con arriostramientos, se tiene $\xi = 0,03$.

Utilizando los parámetros mostrados anteriormente y la ecuación 5.1 se obtiene el espectro de aceleraciones para ambas direcciones de análisis. Este se muestra en la Figura V.9.

$$S_a = \frac{2,75 \cdot A_0 \cdot I}{R} \cdot \left(\frac{T'}{T}\right)^n \cdot \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (5.1)$$

Tabla V.10: Espectro de aceleraciones de diseño según NCh2369.

T_n	$S_a \times R$	S_a/g	T_n	$S_a \times R$	S_a/g
0,05	248,542	0,312	1,05	4,334	0,088
0,10	98,862	0,312	1,10	4,074	0,083
0,15	57,654	0,312	1,15	3,840	0,078
0,20	39,324	0,312	1,20	3,628	0,074
0,25	29,226	0,312	1,25	3,437	0,070
0,30	22,933	0,312	1,30	3,262	0,067
0,35	18,682	0,312	1,35	3,102	0,063
0,40	15,642	0,312	1,40	2,956	0,060
0,45	13,374	0,273	1,45	2,821	0,058
0,50	11,625	0,237	1,50	2,697	0,055
0,55	10,241	0,209	1,55	2,582	0,053
0,60	9,122	0,186	1,60	2,475	0,050
0,65	8,201	0,167	1,65	2,376	0,048
0,70	7,431	0,151	1,70	2,283	0,047
0,75	6,780	0,138	1,75	2,197	0,045
0,80	6,222	0,127	1,80	2,116	0,043
0,85	5,740	0,117	1,85	2,040	0,042
0,90	5,320	0,108	1,90	1,969	0,040
0,95	4,951	0,101	1,95	1,902	0,039
1,00	4,624	0,094	2,00	1,839	0,037



Figura V.9: Espectro de diseño según NCh2369.

V.2.3 Análisis Modal Espectral

El análisis se realizó mediante la superposición de los máximos valores modales por el método de la Superposición Cuadrática Completa (CQC) como se indica en la Sección 5.4.4 de la NCh 2369.Of.2003.

Los periodos naturales en cada dirección principal obtenidos del análisis modal espectral son:

- $T_{nx} = 0,8 [s]$, con un 90% de masa traslacional en sentido longitudinal
- $T_{ny} = 2,13 [s]$, con un 89% de masa traslacional en sentido transversal

En la Tabla V.11 se muestran los resultados del análisis modal, entregados por el programa SAP2000.

Tabla V.11: Periodos naturales y su masa traslacional asociada (programa SAP2000).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios			
StepNum	Period	UX	UY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless
1	2,13	0,00	0,89
2	0,90	0,00	0,00
3	0,80	0,90	0,00
4	0,50	0,00	0,00
5	0,49	0,00	0,00
6	0,49	0,00	0,00
7	0,49	0,00	0,00
8	0,49	0,00	0,00
9	0,48	0,00	0,00
10	0,37	0,00	0,02

V.2.4 Verificación de Deformaciones Sísmicas

Según el capítulo 6 de NCh2369, la deformación sísmica se determina con la ecuación 5.2.

$$d = d_0 + R \cdot d_d \quad (5.2)$$

Donde:

- d : deformación sísmica.
- d_0 : deformación debida a las cargas de servicio no sísmicas.
- R : factor de reducción R del espectro elástico.
- d_d : deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R .

En la dirección longitudinal de la estructura se tiene:

$$d_x = 0 + 5 \cdot 2 = 10 \text{ [cm]}$$

En la dirección transversal de la estructura se tiene:

$$d_y = 0 + 5 \cdot 10,8 = 54 \text{ [cm]}$$

Por norma, la deformación sísmica no puede exceder 1,5% de la altura.

$$d_{max} = 0,015 \cdot h = 0,015 \cdot 40 = 60 \text{ [cm]} \quad (5.3)$$

Por lo tanto la estructura cumple con las deformaciones sísmicas máximas tanto para la dirección longitudinal como para la transversal.

V.2.5 Diseño de Perfiles

Los perfiles de los elementos se diseñaron según las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC).

Para las vigas, columnas y cerchas de techo se utilizaron secciones H, para las riostras verticales y horizontales secciones tubulares cajón.

Los valores de resistencia requerida de carga axial y momento según las combinaciones de cargas, se obtienen del programa SAP2000. La verificación se realiza con los valores más desfavorables independientes de carga axial y momento, más la combinación más desfavorable de estos (interacción).

En la Tabla V.12 se muestran los perfiles seleccionados en el diseño con sus respectivos factores de utilización (FU).

Tabla V.12: Resumen factores de utilización de perfiles.

Extra pesado		
Elemento	Sección	FU
Columnas Exteriores	H1100x600x394,9	89,0%
Columnas de Viento	H1000x400x384,7	80,2%
Vigas de Techo	H400x200x109,5	87,5%
Pesado		
Elemento	Sección	FU
Cerchas de Techo	H300x200x56,8	87,7%
Liviano		
Vigas	H250x150x28,0	68,6%
Vigas entre Marcos	H200x150x26,1	89,6%
Riostras Verticales	[]350x200x25,4	67,6%
Riostras de Techo	[]200x150x16,0	76,8%

Las categorías de peso consideradas se muestran en La Tabla

Tabla V.13: Categorías de peso perfiles de acero.

Extra pesado	peso>90 [kg/m]
Pesado	60<peso<90 [kg/m]
Medio	30<peso<60 [kg/m]
Liviano	peso<30 [kg/m]

V.2.6 Diseño de Anclajes

Los anclajes de las columnas exteriores a las fundaciones se diseñaron según las especificaciones del AISC Design Guide 01-2006: Base Plate and Anchor Rod Design.

Se consideró una distribución de presiones en el hormigón tipo triangular como se muestra en la Figura V.10.

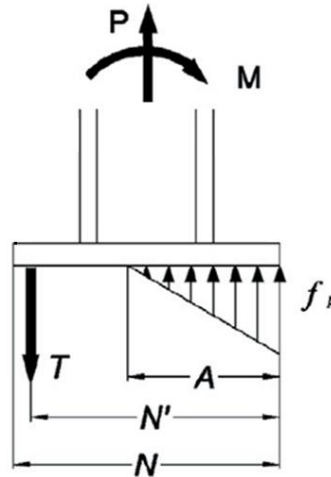


Figura V.10: Distribución de presiones en el hormigón considerada.

La distribución triangular es la más representativa para la práctica chilena, debido a que la utilización de sillas de anclaje provee una gran rigidez a la placa base. Debido a esto se supondrá que la placa base es infinitamente rígida y rota como un cuerpo rígido, permitiendo así una compatibilidad de deformaciones entre el hormigón y los pernos de acero como se muestra en la Figura V.11.



Figura V.11: Suposición de compatibilidad de deformaciones en la interfaz columna fundación.

V.2.6.1. Dimensiones de la Placa Base

Las dimensiones de la placa base utilizadas, se muestran en la Figura V.12. La distancia entre el eje de los pernos y el ala de la columna se consideró de 15 [cm] para permitir un fácil acceso a estos en las etapas de montaje y mantenimiento.

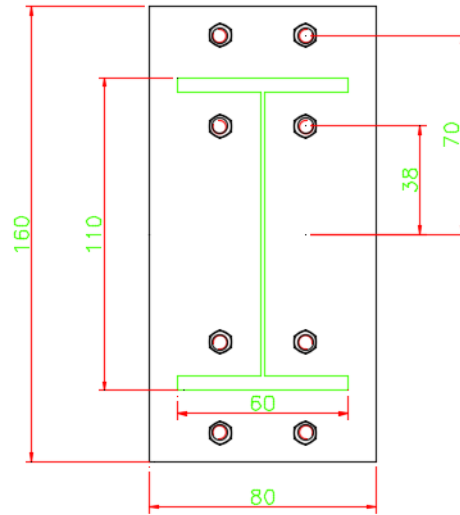


Figura V.12: Dimensiones de la placa base [cm].

Donde:

$$H = 160 \text{ [cm]}$$

$$B = 80 \text{ [cm]}$$

$$d = 110 \text{ [cm]}$$

$$b_f = 60 \text{ [cm]}$$

$$s_1 = 38 \text{ [cm]}$$

$$s_2 = 70 \text{ [cm]}$$

V.2.6.2. Diseño de los Pernos de Anclaje

Dado que el corte basal último en la base de la columna es mayor que 5 [tonf], la norma NCh2369 exige la utilización de una llave de corte embebida en la fundación de la columna diseñada para transmitir el 100% del esfuerzo de corte basal. Por lo tanto no se considera el efecto del corte en el diseño de los pernos.

Para el dimensionamiento de los pernos se consideró como estado de carga más desfavorable el que incluye una mayor carga axial de tracción y un mayor momento. Dicha combinación se muestra en la Tabla V.14.

Tabla V.14: Carga axial y momento más desfavorable para diseño de pernos de anclaje.

P	83,9	[tonf]
M3	381,4	[tonf·m]

Las fuerzas inducidas en la base de la columna debidas a la carga axial y momento se muestran en la Figura V.13.

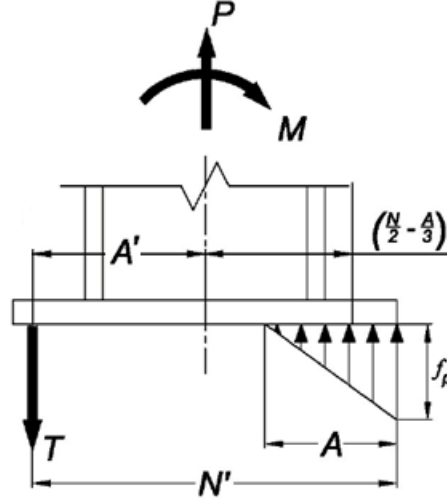


Figura V.13: Diagrama de cuerpo libre en la base de la columna.

Para el diseño se ignora el efecto de los pernos ubicados al lado derecho del eje de la columna en la Figura V.13, esta suposición está del lado de la seguridad. Además, se hizo la suposición de que la fuerza T se ubica en el centroide de ambas hileras de pernos en tracción. Es decir $A' = (38 + 70)/2 = 54 \text{ [cm]}$.

De la sumatoria de fuerzas verticales y la sumatoria de momentos en torno al centro de la placa base se obtienen las ecuaciones 5.4 y 5.5 respectivamente

$$T = P + \frac{f_p \cdot AB}{2} \quad (5.4)$$

$$M - PA' = \frac{f_p \cdot AB}{2} \cdot \left(N' - \frac{A}{3}\right) \quad (5.5)$$

Donde f_p corresponde a la presión de soporte del hormigón disponible y se obtiene de la ecuación 5.6.

$$f_p = \frac{\phi \cdot P_p}{A} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 1912,5 \text{ [tonf/m}^2\text{]} \quad (5.6)$$

El valor de A corresponde a la menor raíz de la ecuación de segundo grado 5.7. Dicha solución es:

$$A = \frac{f' \pm \sqrt{f'^2 - 4 \cdot \left(\frac{f_p \cdot B}{6}\right) \cdot (M - PA')}}{\frac{f_p \cdot B}{3}} \quad (5.7)$$

Donde la variable auxiliar f' se define según la ecuación 5.8:

$$f' = f_p \cdot \frac{BN'}{2} \quad (5.8)$$

Resolviendo 5.8 y reemplazando en 5.7 se tiene:

$$A = 36,0 \text{ [cm]} \quad (5.9)$$

Finalmente por la condición de equilibrio de fuerzas vertical de la ecuación (la primera) se obtiene la carga T que toma el conjunto de pernos en tracción.

$$T = P + \frac{f_p \cdot AB}{2} = 83,9 + \frac{1912,5 \cdot 36,0 \cdot 0,8}{2} = 359,4 \text{ [tonf]} \quad (5.10)$$

Suponiendo que la tracción se divide uniformemente en los cuatro pernos de un lado de la columna:

$$T_{perno} = \frac{359,4}{4} = 89,85 \text{ [tonf]} = 201 \text{ [kips]} \quad (5.11)$$

La Tabla V.15, obtenida del AISC Design Guide 01-2006, muestra las resistencias de diseño de los pernos de anclaje según sus diámetros.

Tabla V.15: Resistencia de diseño de pernos de anclaje.

Anchor Rod (Rod Only) Available Strength, kips							
Rod Diameter, in.	Rod Area, A_r , in ²	LRFD ϕR_n , $\phi = 0.75$			ASD R_n / Ω , $\Omega = 2.00$		
		Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips	Grade 36, kips	Grade 55, kips	Grade 105, kips
5/8	0.307	10.0	12.9	21.6	6.7	8.6	14.4
3/4	0.442	14.4	18.6	31.1	9.6	12.4	20.7
7/8	0.601	19.6	25.4	42.3	13.1	16.9	28.2
1	0.785	25.6	33.1	55.2	17.1	22.1	36.8
1 1/8	0.994	32.4	41.9	69.9	21.6	28.0	46.6
1 1/4	1.23	40.0	51.8	86.3	26.7	34.5	57.5
1 1/2	1.77	57.7	74.6	124	38.4	49.7	82.8
1 3/4	2.41	78.5	102	169	52.3	67.6	113
2	3.14	103	133	221	68.3	88.4	147
2 1/4	3.98	130	168	280	86.5	112	186
2 1/2	4.91	160	207	345	107	138	230
2 3/4	5.94	194	251	418	129	167	278
3	7.07	231	298	497	154	199	331
3 1/4	8.30	271	350	583	180	233	389
3 1/2	9.62	314	406	677	209	271	451
3 3/4	11.0	360	466	777	240	311	518
4	12.6	410	530	884	273	353	589

Dado que el método de diseño empleado es el LRFD y que el tipo de acero es A36, el diámetro de pernos con una resistencia superior a 201 [kips] es de 3 [in].

Finalmente el diámetro seleccionado para los 8 pernos de anclaje de las columnas exteriores es de 3 [in] y tiene una resistencia de diseño de 231 [kips]=103,1 [tonf].

VI. DISEÑO DE UNA NAVE DE MOLIENDA, SOLUCIÓN EN HORMIGÓN

En este capítulo se presenta el diseño de la nave de molienda de la planta de tratamiento de escorias considerando una solución con columnas prefabricadas de hormigón, con uniones postensadas sin adherencia en la base y en la parte superior de las columnas.

VI.1. Bases de Diseño

El diseño de las cerchas de techo y de los arriostramientos es el mismo del capítulo V. Los elementos que se diseñan en hormigón son las columnas exteriores e interiores. Solamente las columnas exteriores se diseñan con uniones postensadas sin adherencia, porque son las que proveen rigidez lateral a los marcos transversales de la estructura.

VI.1.1 Normas

Las normas utilizadas para el diseño de la solución en hormigón son las mismas que para la solución en acero, junto con las siguientes normas del American Concrete Institute, en sus versiones validas legalmente a la fecha:

- ACI 318-08: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
- ACI T1.2-03: Special Hybrid Moment Frames Composed of Discretely Jointed Precast and Post-Tensioned Concrete Members.

VI.1.2 Materiales

Para las columnas prefabricadas de hormigón armado se consideran los siguientes materiales:

- Hormigón H30

$$f'_c = 250 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$E_c = 238.752 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$G_c = 99.480 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\rho_c = 2.403 \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

- Acero de refuerzo A63-42H

$$F_y = 4.218 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_{ye} = 5.273 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_u = 6.328 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_{ue} = 7.910 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$E_s = 2.038.900 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$G_s = 784.193 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\rho_s = 7.849 \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

- Acero para Postensado ASTM grado 270

$$F_y = 16.830 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_u = 18.700 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$E_{pt} = 1.930.600 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

Para los perfiles de acero, al igual que en el capítulo V, se considera el siguiente material:

- Acero estructural ASTM calidad A36

$$F_y = 2.531 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_{ye} = 3.797 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_u = 4.078 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$F_{ue} = 4.486 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$E = 2.038.900 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$G = 784.193 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$$

$$\rho_s = 7.849 \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

VI.1.3 Estados de Carga

Se consideran los mismos estados de carga usados para el diseño de la solución en acero. Ver Sección V.1.4.

VI.1.4 Combinaciones de Carga

Se usan las mismas combinaciones de carga dadas por NCh3171.Of.2010 usadas para el diseño de la solución en acero.

En las combinaciones dadas por NCh2369, en cambio, se modifican los factores que amplifican las cargas sísmicas por tratarse de elementos de hormigón en lugar de acero.

NCh2369:

Combinación 4.5 LRFD i: $1,2 \cdot D + 1,4 \cdot E_{x,y}$

Combinación 4.5 LRFD ii: $0,9 \cdot D + 1,4 \cdot E_{x,y}$

VI.2. Diseño de la Estructura

VI.2.1 Estructuración

Se considera una estructuración muy similar a la de la solución en acero, con las mismas dimensiones, altura y pendiente de techo, con el fin de que las solicitaciones no sísmicas sean lo más parecidas posibles. Los detalles de las dimensiones se observan en el Anexo A, Planos Nave con columnas prefabricadas de hormigón. La Figura VI.1 muestra una vista isométrica de la solución con columnas de hormigón.

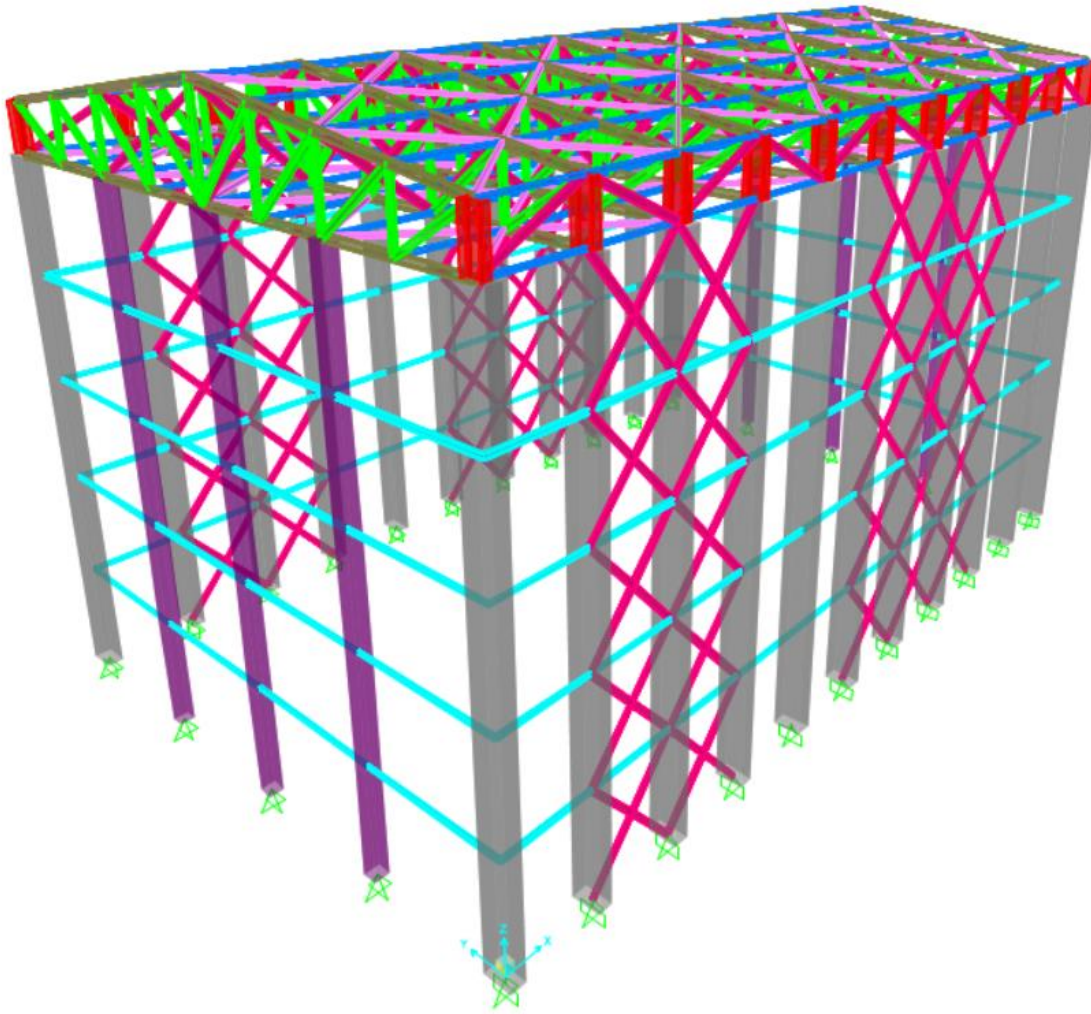


Figura VI.1: Vista isométrica de la nave de molienda con columnas de hormigón armado.

Los marcos intermedios de la estructuras tienen las mismas dimensiones que los de la solución en acero, y se diferencian solamente en los materiales de las columnas.

La Figura VI.2 muestra un marco transversal de la estructura.

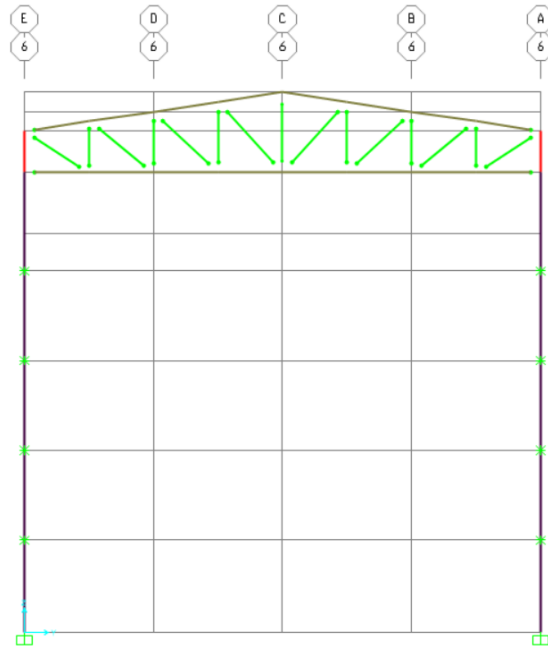


Figura VI.2: Marco transversal solución con columnas de hormigón.

VI.2.2 Asignación de Cargas

La cargas de peso propio, al igual que en la Sección V.2.2, se calculan según la densidad de los materiales definida en la Sección VI.1.2. Las cargas permanentes por su parte, son las mismas para ambas soluciones (Tabla V.5).

Dado que las dimensiones de ambas soluciones son iguales, las cargas de viento y nieve son las mismas que las usadas en el diseño de la solución con marcos de acero (ver Sección V.2.2).

Para el cálculo del espectro de diseño, dado que la estructura corresponde a una estructura prefabricada de hormigón armado con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales, el factor de modificación de la respuesta estructural y la razón de amortiguamiento son $R = 5$ y $\xi = 0,02$, respectivamente. Como estos valores son idénticos a los de la solución en acero, el espectro de diseño es el mismo para ambas estructuras (ver Figura V.9).

VI.2.3 Análisis Modal Espectral

El análisis se realizó mediante la superposición de los máximos valores modales por el método de la Superposición Cuadrática Completa (CQC) como se indica en la Sección 5.4.4 de la NCh 2369.Of.2003.

En la Tabla VI.8 se muestran los resultados del análisis modal, entregados por el programa SAP2000.

Los periodos naturales en cada dirección principal obtenidos del análisis modal espectral son:

- $T_{nx} = 0,8 [s]$, con un 48% de masa traslacional en sentido longitudinal
- $T_{ny} = 1,38 [s]$, con un 73% de masa traslacional en sentido transversal

La Tabla VI.1 muestra los resultados del análisis modal.

Tabla VI.1: Periodos naturales y su masa traslacional asociada (programa SAP2000).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios			
StepNum	Period	UX	UY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless
1	1,38	0,00	0,73
2	1,06	0,38	0,00
3	1,02	0,00	0,00
4	1,00	0,00	0,00
5	1,00	0,00	0,00
6	1,00	0,00	0,00
7	1,00	0,00	0,00
8	0,95	0,00	0,00
9	0,80	0,48	0,00
10	0,43	0,00	0,00

VI.2.4 Verificación de Deformaciones Sísmicas

Según el Capítulo 6 de NCh2369, la deformación sísmica se determina con la Ecuación 6.1.

$$d = d_0 + R \cdot d_d \quad (6.1)$$

Donde:

- d : deformación sísmica.
- d_0 : deformación debida a las cargas de servicio no sísmicas.
- R : factor de reducción R del espectro elástico.
- d_d : deformación calculada con solicitaciones sísmicas reducidas por el factor R .

En la dirección longitudinal de la estructura se tiene:

$$d_x = 0 + 5 \cdot 2 = 10 [cm]$$

En la dirección transversal de la estructura se tiene:

$$d_y = 0 + 5 \cdot 7 = 35 \text{ [cm]}$$

Por norma, la deformación sísmica no puede exceder 1,5% de la altura.

$$d_{max} = 0,015 \cdot h = 0,015 \cdot 40 = 60 \text{ [cm]} \quad (6.2)$$

Por lo tanto la estructura cumple con las deformaciones sísmicas máximas tanto para la dirección longitudinal como para la transversal.

VI.2.5 Diseño de Columnas Prefabricadas

VI.2.5.1. Momento y Carga Axial Últimos

Los valores más desfavorables de momento y carga axial últimos obtenidos del análisis elástico se muestran en La Tabla VI.2.

Tabla VI.2: Resultados de Carga Axial y Momento Último.

P	-368,0	[tonf]
M3	499,1	[tonf·m]

Por tratarse de un elemento esbelto sometido a compresión, el momento último se debe amplificar por el factor de amplificación de momento en marcos no arriostrados contra desplazamiento lateral (δ_s) que se indica en la Ecuación 6.3

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \cdot \sum P_c}} \geq 1 \quad (6.3)$$

Donde la carga crítica de pandeo de Euler se calcula según la Ecuación 6.4. Además como las dos columnas que conforman los marcos son idénticas, se pueden simplificar las sumatorias de la ecuación 6.3.

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(K \cdot l_u)^2} \quad (6.4)$$

La rigidez EI se reduce según la Ecuación 6.5, para representar el incremento en la deformación lateral provocada por el flujo plástico debido a las cargas sostenidas.

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c I_g}{(1 + \beta_{dns})} = \frac{0,4 \cdot 238752 \cdot 48600000}{(1 + 0,6)} = 2,9 \cdot 10^{12} [kgf \cdot cm^2] \quad (6.5)$$

Las Ecuaciones 6.6-6.8 muestran la carga crítica de pandeo, el factor de amplificación de momento y el momento amplificado de diseño, respectivamente.

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 2,9 \cdot 10^{12}}{(1 \cdot 3377,5)^2} = 2509,8 [tonf] \quad (6.6)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{368,0}{0,75 \cdot 2509,8}} = 1,243 \quad (6.7)$$

$$M_u = \delta_s \cdot M_3 = 1,243 \cdot 499,1 = 617,6 [tonf \cdot m] \quad (6.8)$$

VI.2.5.2. Diseño Unión Postensada sin Adherencia

Como se mencionó al comienzo del capítulo, las columnas de la nave se diseñan con uniones postensadas sin adherencia, ubicadas en la unión de la columna con la fundación y a una altura de 30 [m] (aproximadamente igual al 90% de la altura de la columna).

Para el diseño de las uniones se siguieron las especificaciones del ACI T1.2-03, discutidas en el Capítulo IV.

Las dimensiones de la columna se muestran en la Tabla

Tabla VI.3: Dimensiones Columna de Hormigón Prefabricada

Seccion		
H	180	[cm]
B	100	[cm]
d	160	[cm]
d'	20	[cm]

VI.2.5.3. Momento Probable en la Unión

La Tabla VI.4 se muestra el diseño propuesto para la unión postensada sin adherencia. En los pasos siguientes se comprueba que cumpla con las indicaciones del ACI T1.2.

Tabla VI.4: Acero Especial y Postensado en las Uniones de las Columnas.

Acero Especial			Acero Postensado		
Fy	4218,4	[kgf/cm ²]	fpy	16830	[kgf/cm ²]
Fu	6327,6	[kgf/cm ²]	fpu	18700	[kgf/cm ²]
Es	2038902	[kgf/cm ²]	E	1930600	[kgf/cm ²]
# barras	10		# cables	17	
φ	28	[mm]	φ	1	[in]
As	62	[cm ²]	Aps	86	[cm ²]
Lu	11	[cm]	Lu ps	1689	[cm]
α	5,5		eps ini	0,009	

La Figura VI.3 muestra el diagrama de cuerpo libre de la unión cuando se alcanza la máxima demanda de desplazamiento.

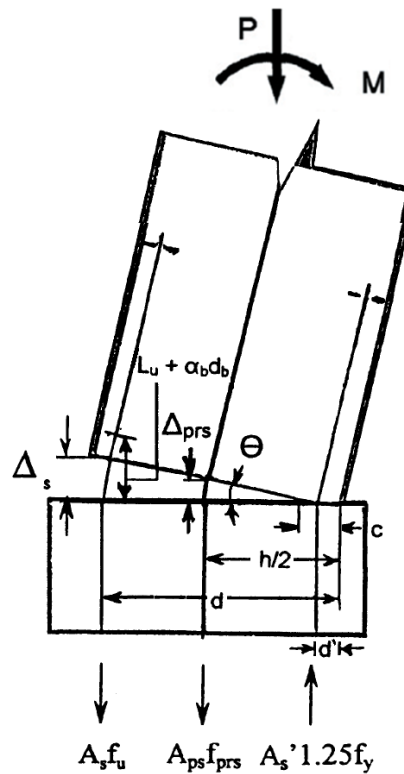


Figura VI.3: Diagrama de Cuerpo Libre de la Unión Postensada.

Según ACI T1.2, la máxima demanda de desplazamiento asociada al tipo de suelo 2 corresponde a una deriva entre piso de 3,5%. Es decir que la rotación máxima en la unión debe ser por lo menos 0,035 radianes.

$$\theta = 0,035 \text{ [rad]} \quad (6.9)$$

Iterando hasta que se cumpla la condición de equilibrio de fuerzas en el eje vertical, se obtiene la profundidad del eje neutro (c).

$$c = 99,7 \text{ [cm]} \quad (6.10)$$

Mediante relaciones geométricas se obtienen los alargamientos del acero especial y del postensado, respectivamente.

$$\Delta_s = \theta \cdot (d - c) = 2,11 \text{ [cm]} \quad (6.11)$$

$$\Delta_{pt} = \theta \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) = -0,34 \text{ [cm]} \quad (6.12)$$

$$\varepsilon_{su} = \frac{\Delta_s}{(L_u + \alpha_b \cdot d_b)} = 0,078 \quad (6.13)$$

La longitud desligada intencionalmente del acero especial, L_u , se determine de tal forma que se verifique que la deformación unitaria en la condición de rotación igual al 3,5%, sea menor que $0,9 \cdot \varepsilon_u$. En este caso la longitud desligada es de 11[cm].

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{se} + \left(\frac{\Delta_{pt}}{L_{ups}} \right) = 0,0088 \quad (6.7)$$

Se observa que efectivamente la deformación unitaria del postensado es menor que $0,9 \cdot \varepsilon_{pu}$.

VI.2.5.4. Fuerzas en la Unión

Como se mencionó en La Sección IV.2.4.1, el esfuerzo en los cables de acero postensado se obtiene de la curva esfuerzo-deformación propuesta por Alan Mattock [1979]

$$f_{pt} = \varepsilon_{pt} \cdot E_{pt} \cdot \left[0,020 + \frac{0,98}{\left[1 + \left(\frac{\varepsilon_{pt} \cdot E_{pt}}{1,04 \cdot f_{py}} \right)^{8,36} \right]^{\frac{1}{8,36}}} \right] = 15.879 \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \quad (6.8)$$

La fuerza en el cable de postensado, dada una rotación última de 3,5%

$$T_{ps} = f_{ps} \cdot A_{ps} = 1367,9 \text{ [tonf]} \quad (6.9)$$

En las ecuaciones 6.10 a la 6.12 se calculan las fuerzas en los elementos de la unión restantes, dada una rotación última de 3,5%.

$$T_s = f_u \cdot A_s = 386,4 \text{ [tonf]} \quad (6.10)$$

$$C_s = -1,25 \cdot f_y \cdot A_s = -322,0 \text{ [tonf]} \quad (6.11)$$

$$C_c = -0,85 \cdot f'_c \cdot \beta \cdot c \cdot B = -1432,3 \text{ [tonf]} \quad (6.12)$$

VI.2.5.5. Equilibrio de Fuerzas Verticales

La profundidad del eje neutro se obtuvo iterando hasta que se cumpliera la condición de equilibrio de fuerzas verticales mostrada en la ecuación 6.13.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_{ps} + T_s - C_s - C_c - P = 0 \quad (6.13)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 1367,9 + 386,4 - 322,0 - 1800,3 + 368,0 = 0 \quad (6.14)$$

VI.2.5.6. Momento Nominal

Por definición, el momento probable corresponde a la suma de la contribución de momento del acero postensado y del acero especial.

$$M_{pr} = M_s + M_{ps} \quad (6.15)$$

Donde:

$$M_s = T_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 526,6 \text{ [tonf} \cdot \text{m]} \quad (6.16)$$

$$M_{ps} = T_{ps} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) = 651,7 \text{ [tonf} \cdot \text{m]} \quad (6.17)$$

El momento probable de la unión se calcula con La Ecuación 6.18

$$M_{pr} = 526,6 + 651,7 = 1178,3 \text{ [tonf} \cdot \text{m]} \quad (6.18)$$

Para asegurar que la unión se mantenga cerrada y centrada luego de ocurridos los ciclos de carga-descarga, Mole [Mole, 1994] propuso un límite de 0,5 para el cociente M_s/M_{pr} .

$$\frac{M_s}{M_{pr}} = \frac{526,6}{1178,3} = 0,45 \leq 0,5 \quad (6.19)$$

Según Cheok et al [20], la capacidad de momento nominal de la unión se puede calcular aproximar como un 70% del momento probable

$$M_n = 0,7 \cdot M_{pr} = 824,8 \text{ [tonf} \cdot \text{m]} \quad (6.20)$$

Finalmente se verifica que el momento nominal reducido sea mayor que el momento último amplificado.

$$\phi M_n = 0,75 \cdot M_n = 618,6 \geq 617,6 \text{ [tonf} \cdot \text{m]} \quad (6.21)$$

VI.2.5.7. Plano de la Unión

La Figura VI.4 muestra la sección diseñada para abrirse.

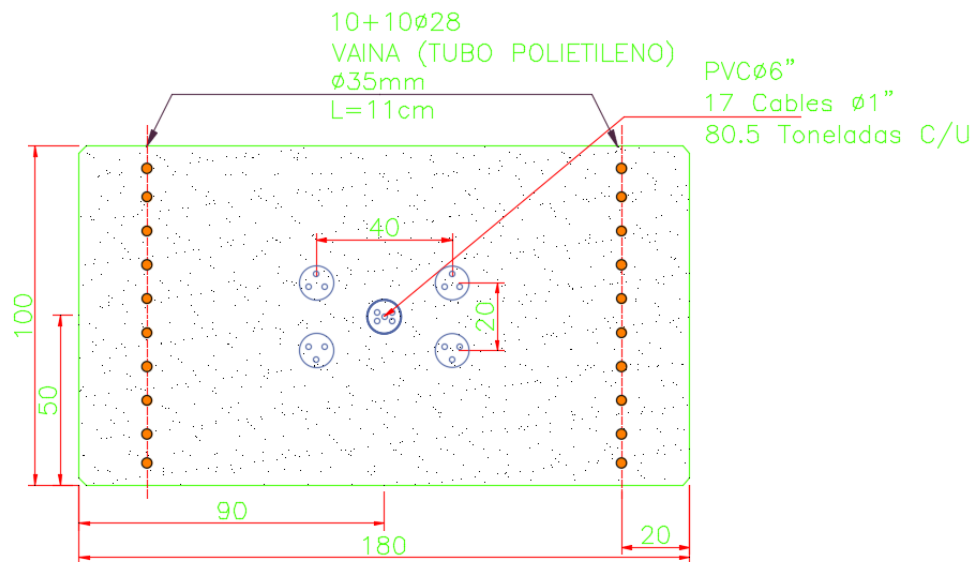


Figura VI.4: Sección diseñada para abrirse.

VI.2.5.8. Diseño Armadura

La sección de la columna se diseña para que permanezca elástica durante el sismo de diseño y que la incursión en el rango plástico se concentre en los extremos de esta. Para

que esto ocurra, se busca que el momento nominal de la sección sea mayor que el momento nominal de la unión. En este caso se buscó en el diseño de la sección un momento nominal aproximadamente 1,2 veces el momento nominal de la unión.

La Figura VI.5 muestra la armadura diseñada para las columnas prefabricadas, siguiendo las especificaciones del ACI318-05.

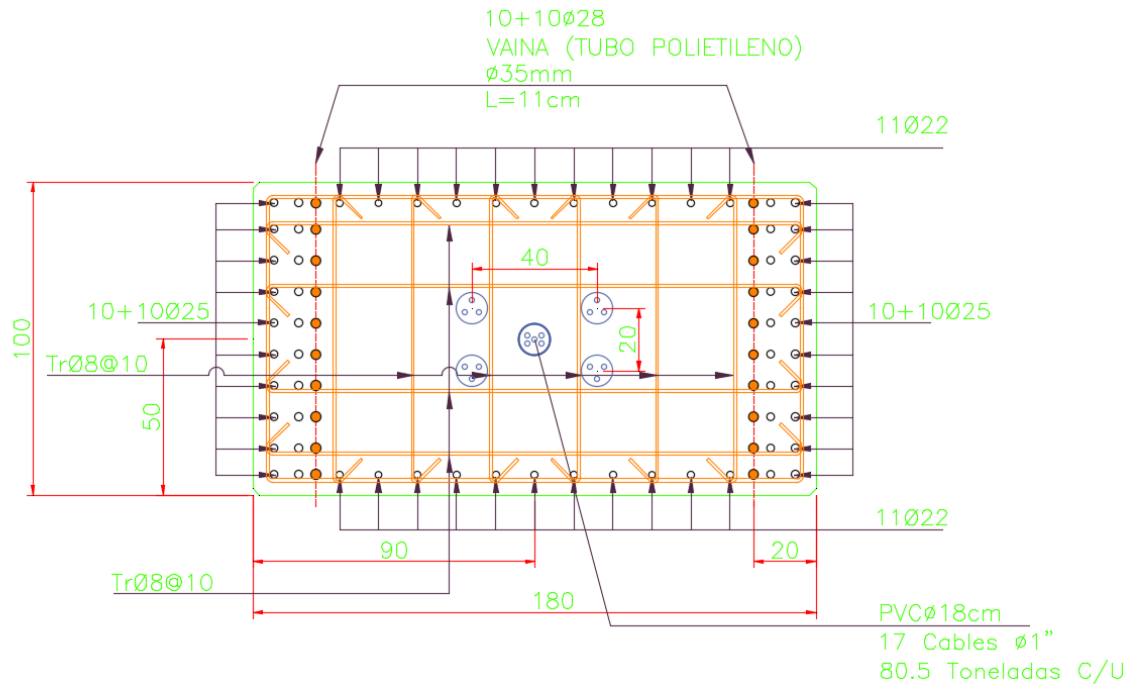


Figura VI.5: Armadura columnas prefabricadas.

La Figura VI.6 muestra el diagrama de interacción de la sección de la columna. Se incluyen las solicitaciones y el momento más desfavorable amplificado.

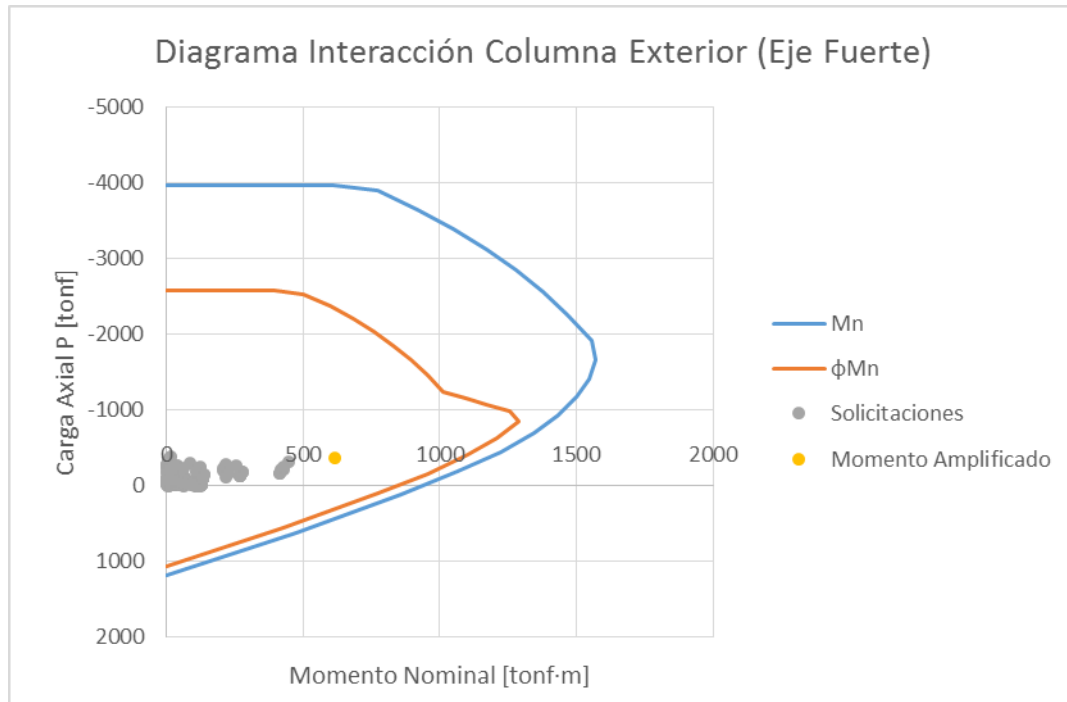


Figura VI.6: Diagrama de interacción sección columna.

VI.2.6 Diseño de Fundaciones

La estructura se diseña con fundaciones del tipo zapata aislada unidas mediante vigas de fundación. La zapata aislada se muestra en La Figura VI.7.

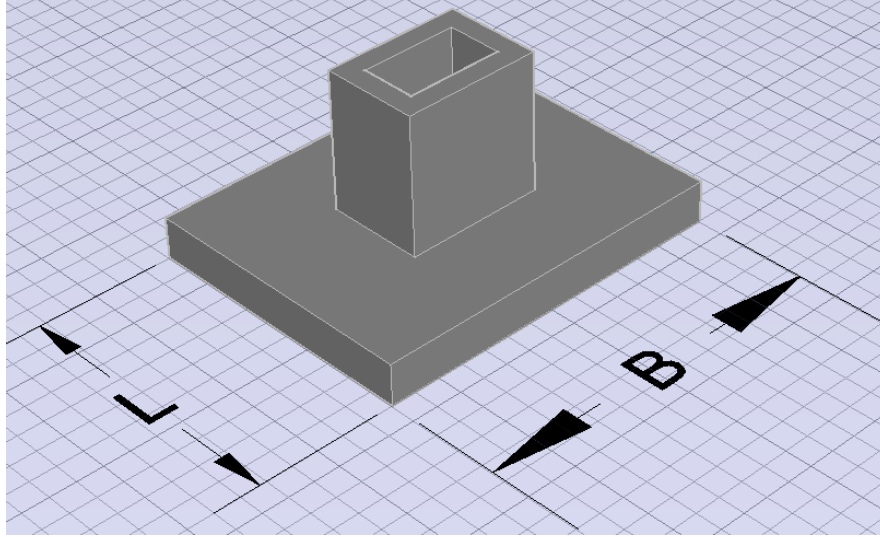


Figura VI.7: Vista isométrica de la fundación de las columnas.

Donde:

$$L = 750 \text{ [cm]}$$

$$B = 550 \text{ [cm]}$$

$$h = 80 \text{ [cm]}$$

La altura del cáliz es de 1,5 veces al ancho mayor de la columna. En este caso la altura del cáliz es $H = 1,5 \cdot 180 = 270 \text{ [cm]}$.

Para el diseño de las zapatas, se transforman las cargas de momento, axial y corte en la base de la columna a una carga axial excéntrica como muestra la Figura VI.8.

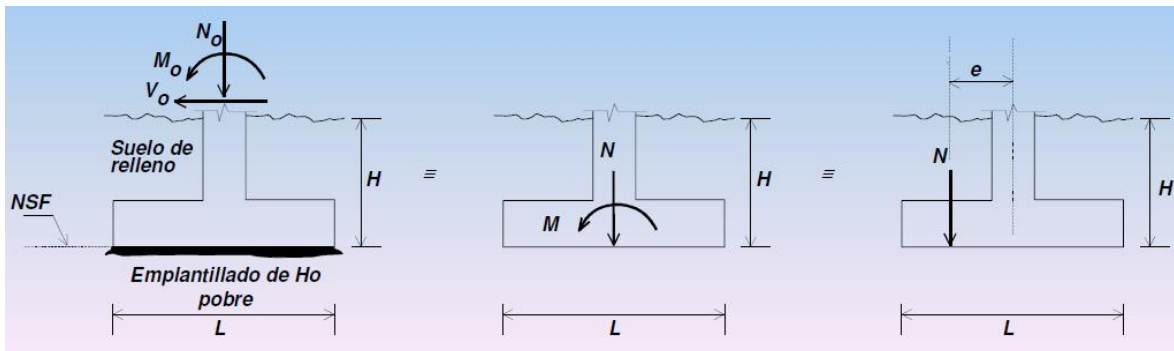


Figura VI.8: Transformación a carga normal excéntrica equivalente.

Las cargas en la base de la columna se muestran en la tabla

Tabla VI.5: Cargas en la base de la columna prefabricada.

No	-368,0	[tonf]
Mo	499,1	[tonf·m]
Vo	37,9	[tonf]

Las Ecuaciones 6.22 a la 6.28 transforman las cargas en la base de la columna a la carga axial excéntrica en la base de la fundación. Para el diseño de la fundación no se consideran los empujes pasivos del suelo.

$$N = N_o + \text{Peso fundación} + \text{Peso suelo sobre la fundación} \quad (6.22)$$

$$\text{Peso fundación} = \rho_f \cdot V_f = 2,5 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \right] \cdot 41,2 [\text{m}^3] = 103,0 [\text{tonf}] \quad (6.23)$$

$$\text{Peso suelo} = \rho_s \cdot V_s = 1,9 \left[\frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \right] \cdot 97,5 [\text{m}^3] = 185,3 [\text{tonf}] \quad (6.24)$$

$$N = 368,0 + 103,0 + 185,3 = 656,3 [\text{tonf}] \quad (6.25)$$

$$M = M_o + V_o \cdot H \quad (6.26)$$

$$M = 499,1 [\text{tonf} \cdot \text{m}] + 37,9 [\text{tonf}] \cdot 3,5 [\text{m}] = 631,8 [\text{tonf} \cdot \text{m}] \quad (6.27)$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{631,8}{656,3} = 0,96 [\text{m}] \quad (6.28)$$

Como la excentricidad calculada es inferior a $L/6$, la distribución de presiones bajo la zapata tiene la forma mostrada en La Figura VI.9.

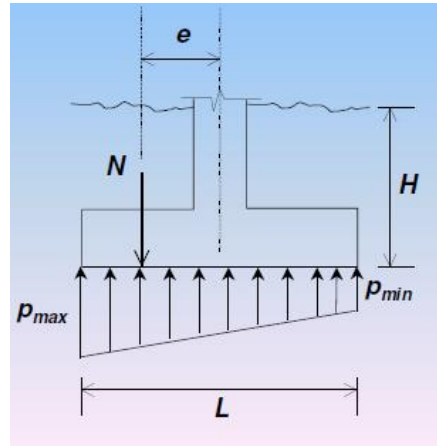


Figura VI.9: Distribución de presiones bajo la zapata aislada.

Donde:

$$p_{max}, p_{min} = \frac{N}{B \cdot L} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (6.29)$$

$$p_{max} = 2,82 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right], p_{min} = 0,37 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] \quad (6.30)$$

Como se comentó en la Sección V.1.3, la capacidad de soporte del suelo correspondiente a relleno estructural es de 3 [kgf/cm²]. Por lo tanto se cumple que la mayor presión de contacto en el suelo es menor a la capacidad de soporte de este.

En las Figura VI.10 a laFigura VI.12, se muestran los planos de las zapatas de fundación para las columnas prefabricadas con uniones postensadas sin adherencia. Las dimensiones se muestran en centímetros.

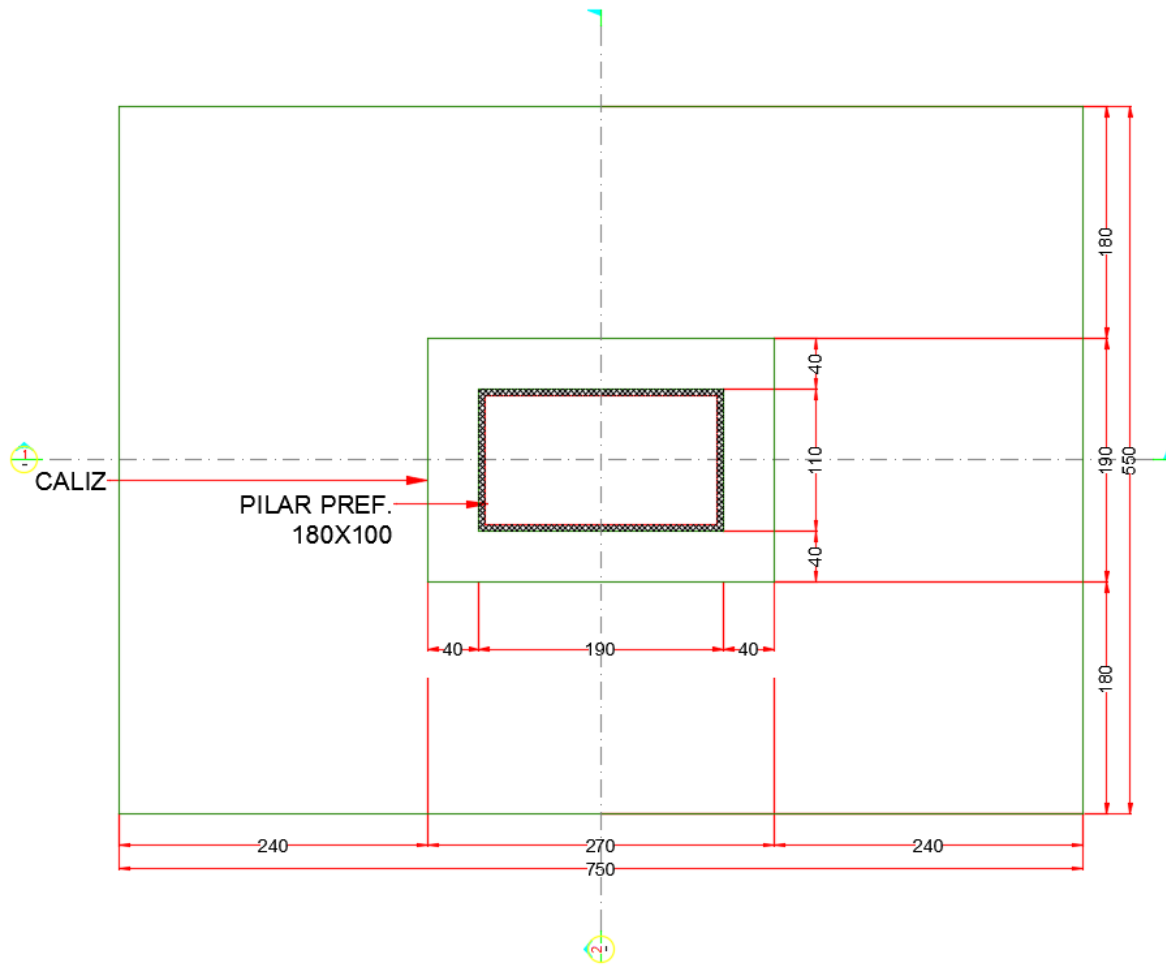


Figura VI.10: Vista en planta de la fundación.

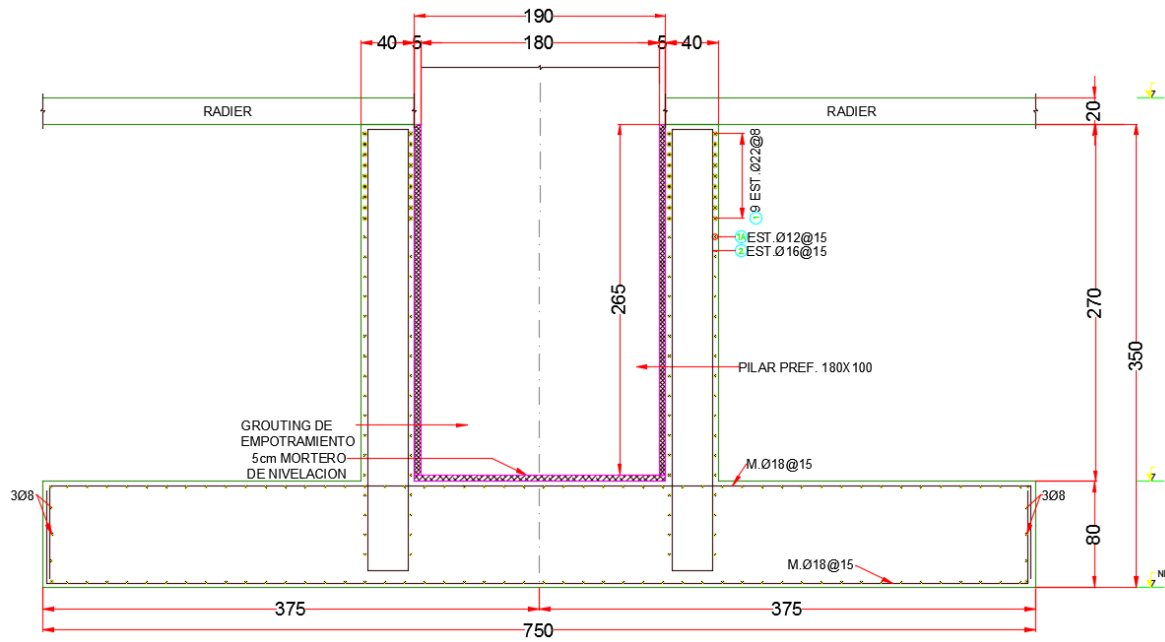


Figura VI.11: Elevación corte 1 de la fundación.

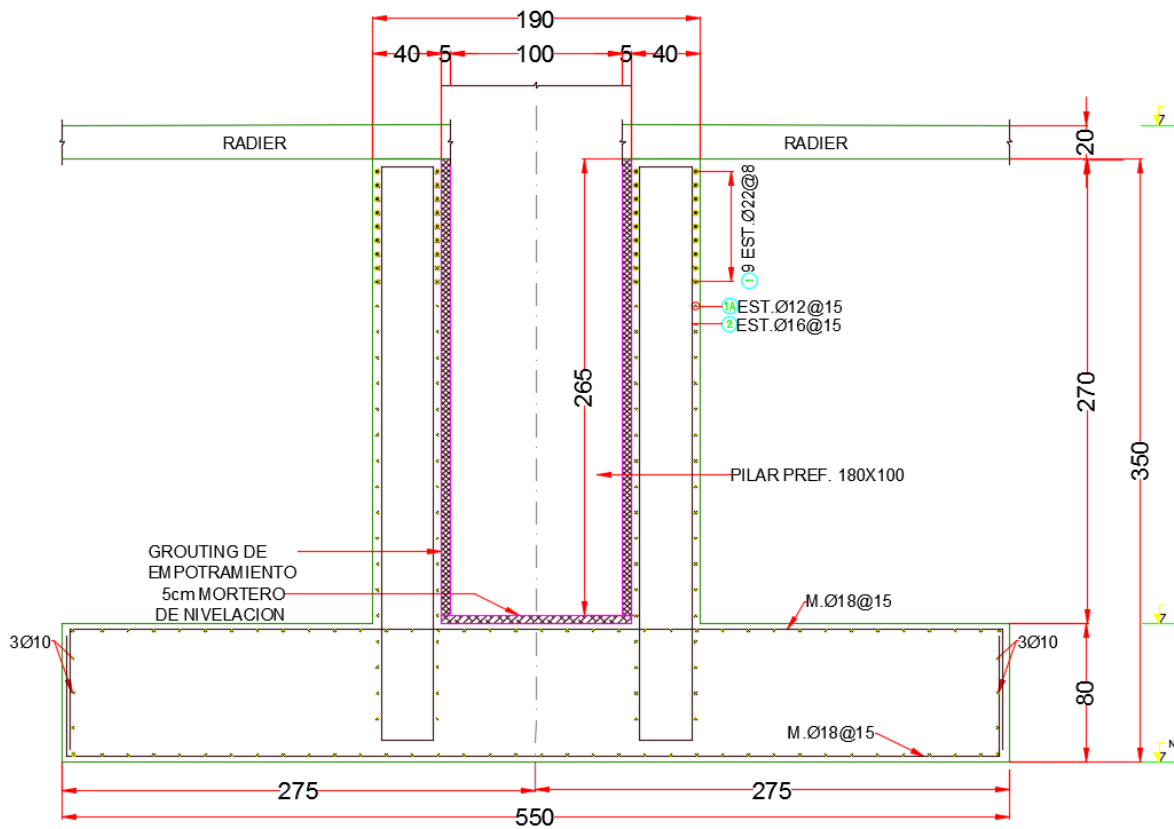


Figura VI.12: Elevación corte 2 de la fundación.

VI.2.7 Método de Construcción

Debido a la gran altura y peso de las columnas prefabricadas, 33,7 [m] y 161 [ton] respectivamente, el transporte de estas desde el lugar de fabricación hasta el lugar de emplazamiento de la nave, por la carretera El Cobre, sería impracticable. La solución propuesta consiste en una planta móvil a pie de obra donde construir y acopiar las columnas prefabricadas.

Debido al gran peso de las columnas, el izaje debe realizarse con dos grúas actuando a 1/5 de la luz como muestra la Figura VI.13.

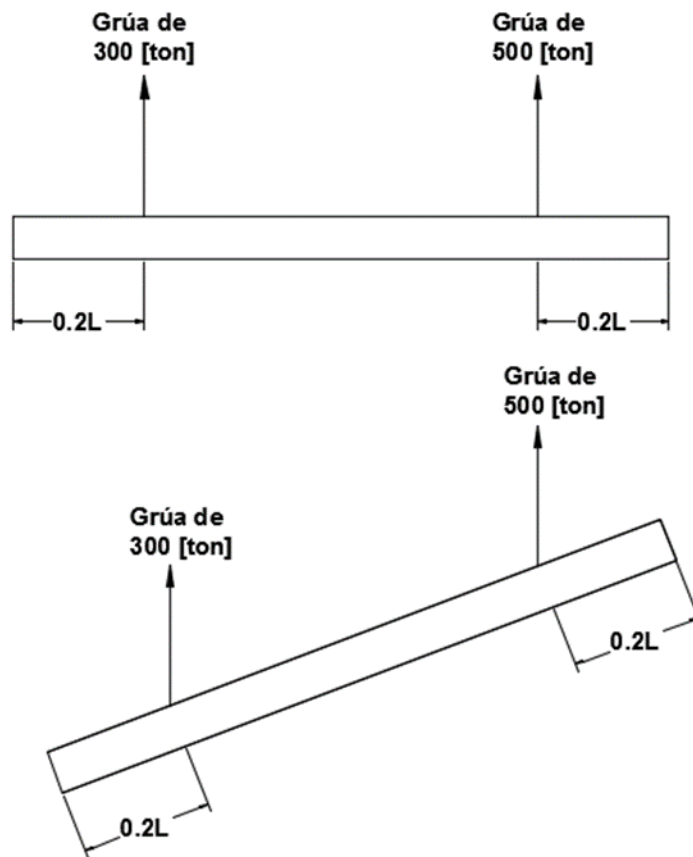


Figura VI.13: Izaje de columnas prefabricadas.

Otra posible alternativa consiste en la construcción de las columnas por partes, y luego unir las a pie de obra antes del postensado. Para las uniones de la enfierradura se sugiere el uso de uniones Cadweld.

VII. ANÁLISIS NO LINEAL

En este capítulo se describe el análisis no lineal de las 2 soluciones propuestas para el diseño de la nave de molienda de la planta de tratamiento de escorias. El objetivo es modelar el comportamiento de la estructura cuando sus elementos incursionan en el rango no lineal y determinar la capacidad ultima de desplazamiento de la estructura. Para ello se realizan un análisis estático no lineal o “pushover”.

El análisis estático no lineal o “pushover” de la estructura se hará con el programa SAP2000 y de acuerdo a las especificaciones del FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

VII.1. Solución en Acero

El análisis no lineal se realiza en la dirección transversal de la estructura. Las cargas de peso propio que no están en el plano en el que se hace el análisis se incluyen en los nodos como cargas puntuales mediante el concepto de áreas tributarias. Además, en ambas columnas se incluyen las cargas puntuales asociadas al peso del puente grúa descargado, el que se ubica a una altura de 29,3 [m] y tiene un peso de 12,75 [tonf] por nodo.

En la Figura VII.1 se muestra el marco transversal en estudio.

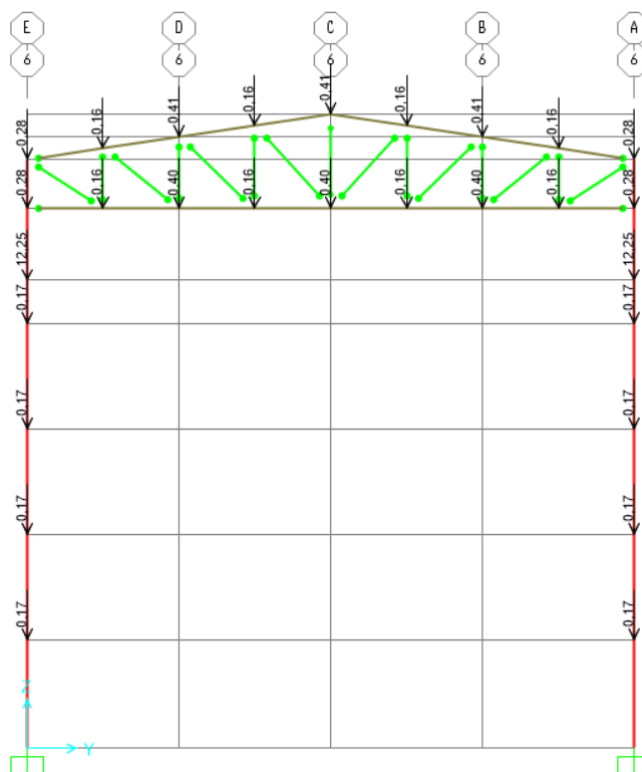


Figura VII.1: Elevación marco transversal analizado.

VII.1.1 Distribución de Cargas Laterales

La distribución vertical de cargas laterales considerada para el análisis estático no lineal corresponde a una distribución proporcional a la forma del periodo fundamental de vibración del marco en la dirección de estudio.

Esta carga se aumenta monotónicamente hasta que la estructura llega al colapso. Este puede ser simulado o no simulado. Se habla de mecanismo de colapso no simulado cuando la estructura puede considerarse inestable antes de que esta se convierta en un mecanismo.

En el caso del marco en estudio, se detiene el análisis cuando luego de formarse las rótulas plásticas en la base de ambas columnas, falla alguno de los nudos superiores formándose así un mecanismo de colapso no simulado.

VII.1.2 Propiedades de Rótula Plástica

Para realizar el análisis estático no lineal, es necesario definir el comportamiento inelástico de los elementos en el lugar donde se espera que se produzca la rótula plástica. Si se trata de un elemento tipo viga, basta con determinar la curva de momento rotación e ingresarla al programa SAP2000. En el caso de las columnas, en cambio, se debe determinar además el diagrama de interacción momento-carga axial.

Para el caso de la sección de la columna, las propiedades inelásticas se definen siguiendo las especificaciones del FEMA356 como se detalla en la siguiente sección.

Cabe destacar que debido a que es probable que los anclajes fluyan antes de la formación de la rótula plástica en la sección de la columna, se hace necesario modelar el comportamiento de los anclajes ante la rotación de la columna. El detalle de esta modelación también se describe en esta sección.

VII.1.2.1. Rótula Plástica en la Sección de las Columnas

Diagrama de interacción

La resistencia esperada en tracción se determina según la ecuación 7.1.

$$T_{CE} = A_g \cdot F_{ye} = 503,04 [cm^2] \cdot 1,5 \cdot 2531 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right] = 1909,8 [tonf] \quad (7.1)$$

Donde:

- T_{CE} : Resistencia en tracción esperada en la columna.
- F_{ye} : Resistencia de fluencia esperada del acero ($R_y \cdot F_y$).
- R_y : Factor para convertir la resistencia inferior de fluencia a la resistencia esperada ($R_y = 1,5$ para ASTM A36).
- A_g : Área bruta de la sección.

La resistencia esperada en compresión es el menor valor obtenido de los estados límites de pandeo de la columna, pandeo local del ala o pandeo local del alma según las especificaciones del AISC 2005, tomando $\phi = 1$.

Debido a la gran longitud no arriostrada del elemento, controla el estado límite de pandeo de la columna, cuyo valor se obtiene mediante las ecuaciones 7.2 a la 7.5.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 33,775}{0,471} = 71,7 \quad (7.2)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = 3913 \left[\frac{kgf}{cm^2}\right] \quad (7.3)$$

$$F_{cr} = Q \cdot \left[0,658 \frac{Q \cdot F_{ye}}{F_e}\right] \cdot F_{ye} = 2361 \left[\frac{kgf}{cm^2}\right] \quad (7.4)$$

$$P_{CL} = F_{cr} \cdot A_g = 1187 \left[\frac{kgf}{cm^2}\right] \quad (7.5)$$

La capacidad plástica de momento esperada cuando la carga axial en la columna es nula, se obtiene según la ecuación 7.6

$$M_{pCE} = Z \cdot F_{ye} = 849 [tonf \cdot m] \quad (7.6)$$

Los puntos intermedios del diagrama de interacción para tracción y compresión, están dados por la ecuación 7.7

$$M_{CE} = 1,18 \cdot Z \cdot F_{ye} \cdot \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \leq Z \cdot F_{ye} \quad (7.7)$$

Donde:

- M_{CE} : Resistencia a flexión esperada.
- Z : Módulo plástico de la sección.
- P : Fuerza axial en el diagrama de interacción (Tracción o compresión según corresponda).
- P_{ye} : resistencia esperada en el elemento (Tracción o compresión según corresponda).

Los valores obtenidos según la ecuación 7.7 para tracción y compresión respectivamente se muestran en la Tabla VII.1.

Tabla VII.1: Diagrama interacción sección columna.

P [tonf]	M [tonf·m]
-1187,6	0
-950,1	200,4
-712,6	400,8
-475,0	601,3
-237,5	801,7
0	849
382,0	801,7
763,9	601,3
1145,9	400,8
1527,9	200,4
1909,8	0

En la Figura VII.2 se muestra el diagrama de interacción obtenido para la columna según sus propiedades geométricas.

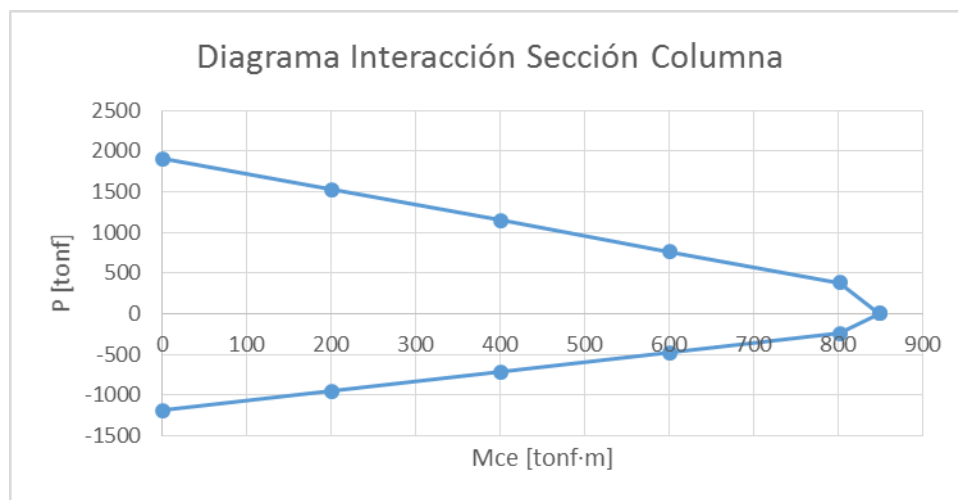


Figura VII.2: Diagrama de interacción sección columnas.

Momento rotación

Para definir el comportamiento de la sección luego de alcanzado el momento de fluencia para distintos valores de carga axial, FEMA 356 entrega la curva de momento-rotación generalizada mostrada en la Figura VII.3.

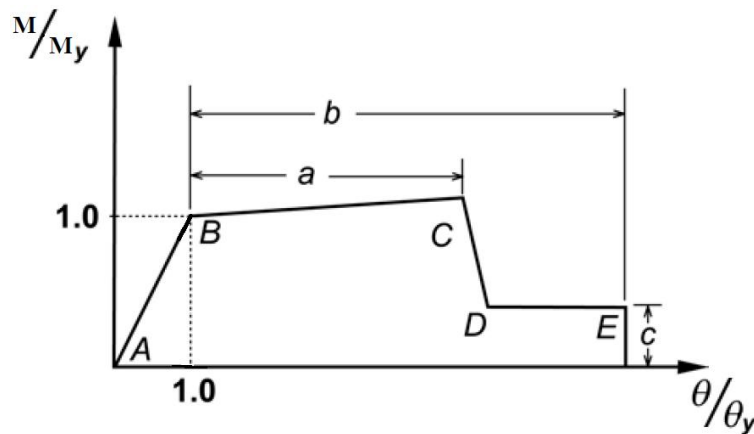


Figura VII.3: Relación generalizada de momento rotación de elementos de acero.

La pendiente de endurecimiento considerada entre los puntos B y C, es del 3% de la pendiente elástica.

Los valores de los parámetros a, b y c están tabulados dependiendo del tipo de elemento estructural, de la esbeltez de la sección y de la razón P/P_{CL} .

En la Tabla VII.2 se muestran los valores de a, b y c para columnas de acero en flexión para distintas razones P/P_{CL} .

Tabla VII.2: Parámetros de modelación para procedimientos no lineales.

Elemento - Acción	Parámetros de Modelación		
Columnas - Flexión	Rotación plástica [rad]		Proporción de resistencia residual
	a	b	c
$P/P_{CL} \leq 0,2$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0,2
$0,2 < P/P_{CL} \leq 0,5$	$1\theta_y$	$1,5\theta_y$	0,2

Para $P/P_{CL} > 0,5$, se supone un comportamiento controlado por fuerza (comportamiento frágil).

Las curvas de momento rotación consideradas para ambos rangos de carga axial se muestran en el gráfico de la Figura VII.4.

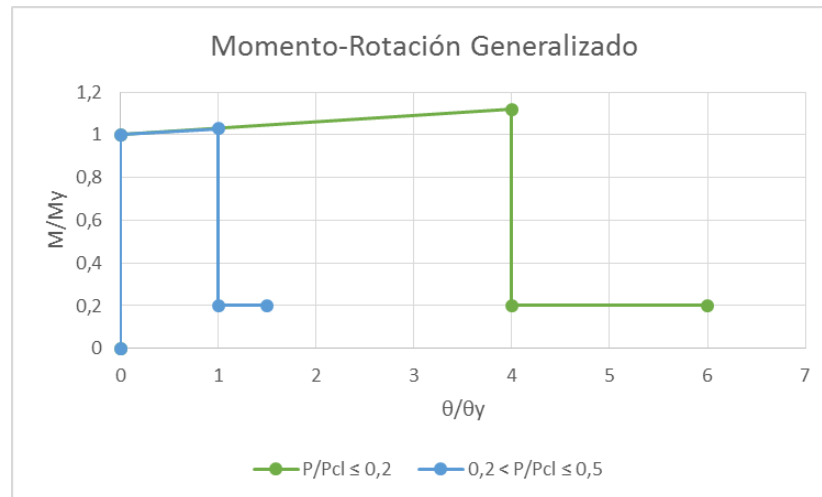


Figura VII.4: Relación de momento rotación considerada para la sección de la columna.

Las curvas de la Figura VII.4 están normalizadas en los ejes x e y por los valores de momento de fluencia (M_y) y rotación de fluencia (θ_y) respectivamente.

El momento de fluencia para distintas cargas axiales se obtiene del diagrama de interacción de la Figura VII.2, mientras que la rotación de fluencia θ_y se calcula según la ecuación 7.8.

$$\theta_y = \frac{Z \cdot F_{ye} \cdot l}{6 \cdot EI} = 0,021 \text{ [rad]} \quad (7.8)$$

VII.1.2.2. Rótula Plástica en la Base de las Columnas

Momento rotación

Para determinar la curva de momento rotación en la base de la columna, se debe considerar el comportamiento inelástico de los pernos de anclaje en conjunto con el del hormigón de la fundación.

Para esto se consideran las hipótesis de distribución triangular de cargas de compresión en el hormigón y de compatibilidad de deformaciones entre los pernos de acero y el hormigón mencionadas en la Sección V.2.6.2.

El modelo considera la fluencia y la fractura de los pernos de anclaje y la falla por compresión en el hormigón cuando el esfuerzo supera el límite $\sigma_c = 0,85f'_c$.

Para modelar la distribución triangular de compresión en el hormigón, se divide el pedestal de hormigón en 40 elementos de 4 [cm] cada uno como se muestra en la Figura VII.5.

En cada uno de los elementos de hormigón se supone una distribución de esfuerzos uniforme que se limita a $0,85f'_c$. Una vez superado este valor, se considera que el hormigón falla por aplastamiento y se desprecia la contribución del elemento en el modelo.

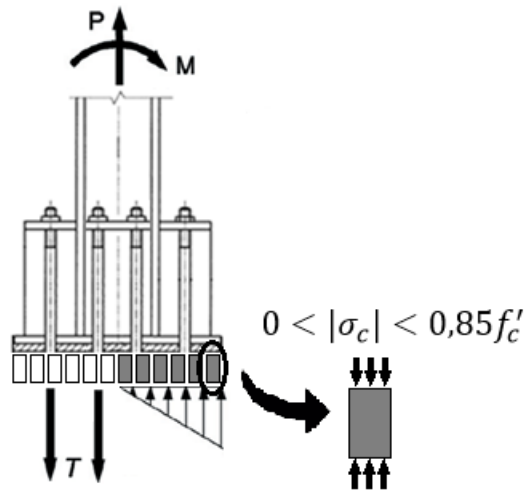


Figura VII.5: Esquema del modelo para la base de la columna.

El procedimiento utilizado es el mismo descrito en la Sección IV.2.3.2 para la determinación de la curva de momento-rotación de una unión postensada sin adherencia. En la Figura VII.6 se muestra el procedimiento utilizado.

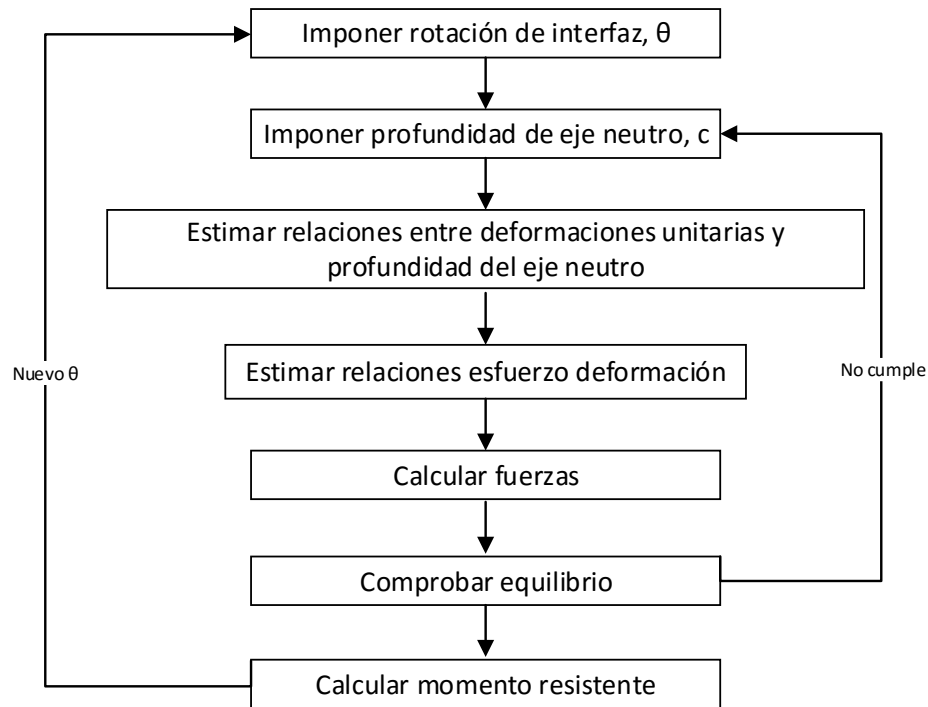


Figura VII.6: Procedimiento para determinar la curva de momento-rotación del anclaje de la columna.

Este procedimiento se hizo para distintos valores de carga axial en la columna. Esto con el fin de determinar los momentos de fluencia asociados a distintas cargas axiales para luego construir el diagrama de interacción de la unión. Los valores de carga axial considerados son:

- $P = -200 \text{ [tonf]}$
- $P = -50 \text{ [tonf]}$
- $P = 0 \text{ [tonf]}$
- $P = 50 \text{ [tonf]}$
- $P = 200 \text{ [tonf]}$
- $P = 400 \text{ [tonf]}$

En la Figura VII.7 se muestran las curvas de momento rotación obtenidas para los distintos valores de carga axial.

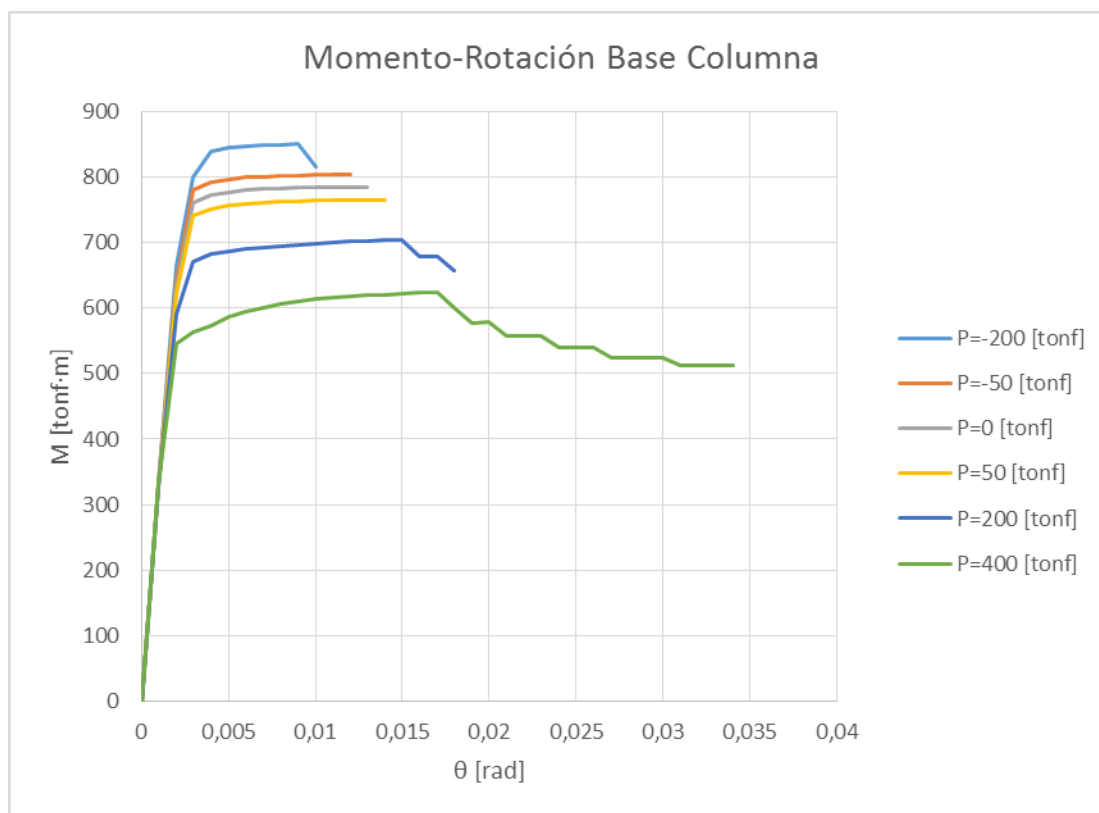


Figura VII.7: Curvas de momento-rotación en la base de la columna.

Diagrama de interacción

De las curvas de momento - rotación en la base de las columnas obtenidas en la sección anterior, se obtienen los momentos de fluencia mostrados en la Tabla VII.3.

Tabla VII.3: Momentos de fluencia para distintas cargas axiales.

P [tonf]	My [tonf·m]
-1187,6	0
-600,0	849,00
-400,0	849,00
-200,0	834,30
-50,0	780,90
0,0	760,20
50,0	738,00
200	668,00
400	555,30
825,0	0

Los momentos obtenidos corresponden al menor valor entre la fluencia de la hilera de pernos más alejada del centro, y la fluencia de la sección de la columna.

De los valores anteriores se desprende el diagrama de interacción de la Figura VII.8.

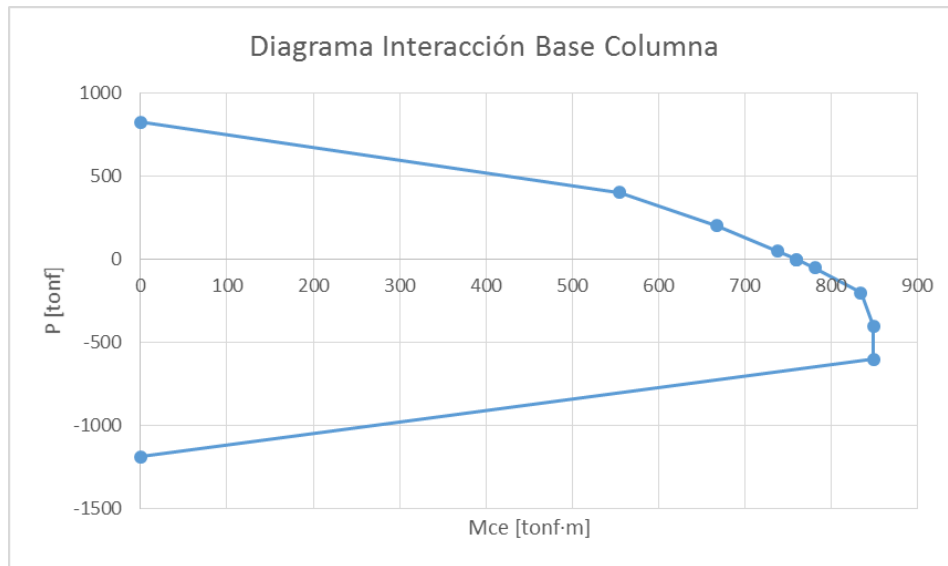


Figura VII.8: Diagrama de interacción base de la columna.

VII.1.3 Curva de Capacidad

En la Figura VII.9 se muestra el desplazamiento del nodo de control cuando se forma la primera rótula plástica.

El desplazamiento en el nodo de control es 0,94 [m].

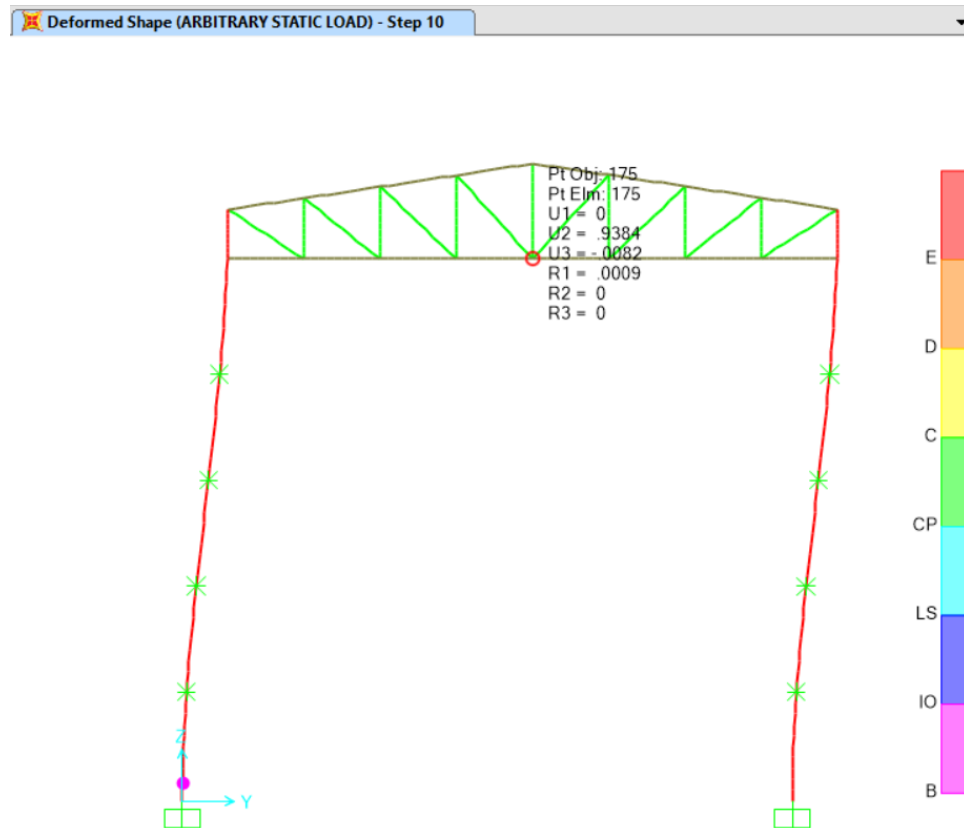


Figura VII.9: Formación de primera rótula en análisis estático no lineal.

En la Figura VII.10 se muestra el desplazamiento del nodo de control al momento del pandeo de la viga de techo.

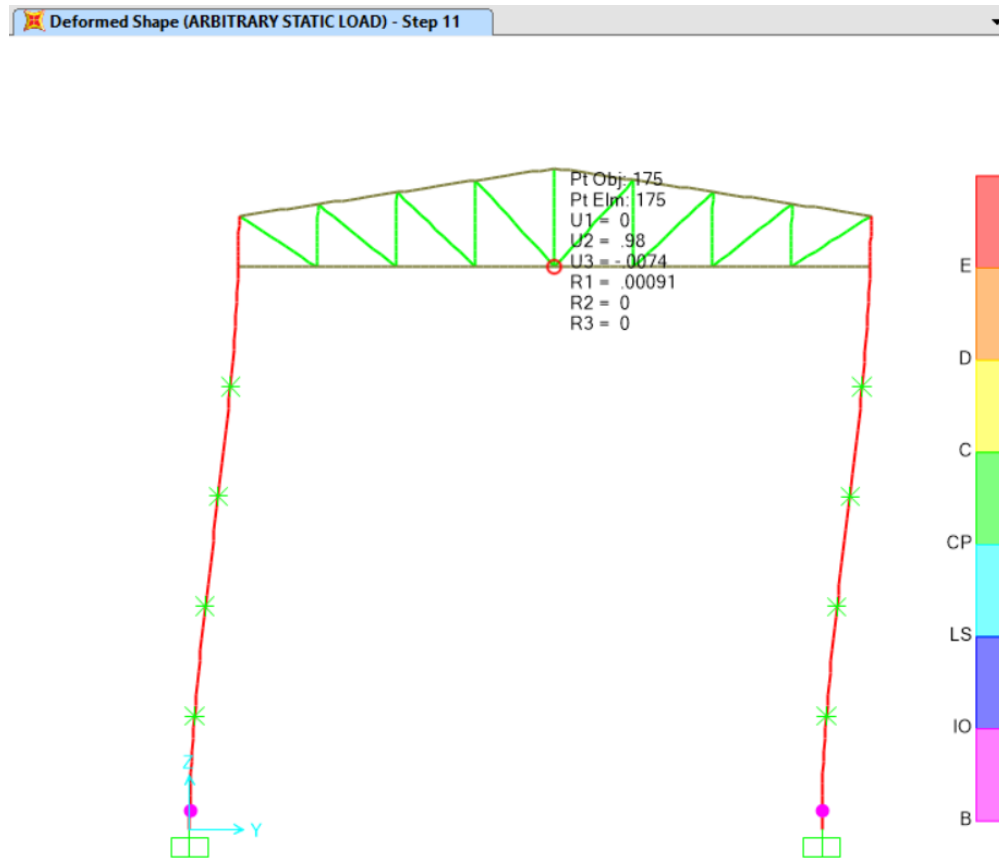


Figura VII.10: Desplazamiento máximo antes del pandeo de la viga de techo.

Los factores de utilización de los elementos al momento del pandeo de la viga de techo se muestran en la Figura VII.11. Estos factores de utilización se calculan usando el valor de fluencia esperado del acero y con factores de reducción de capacidad $\phi = 1$.

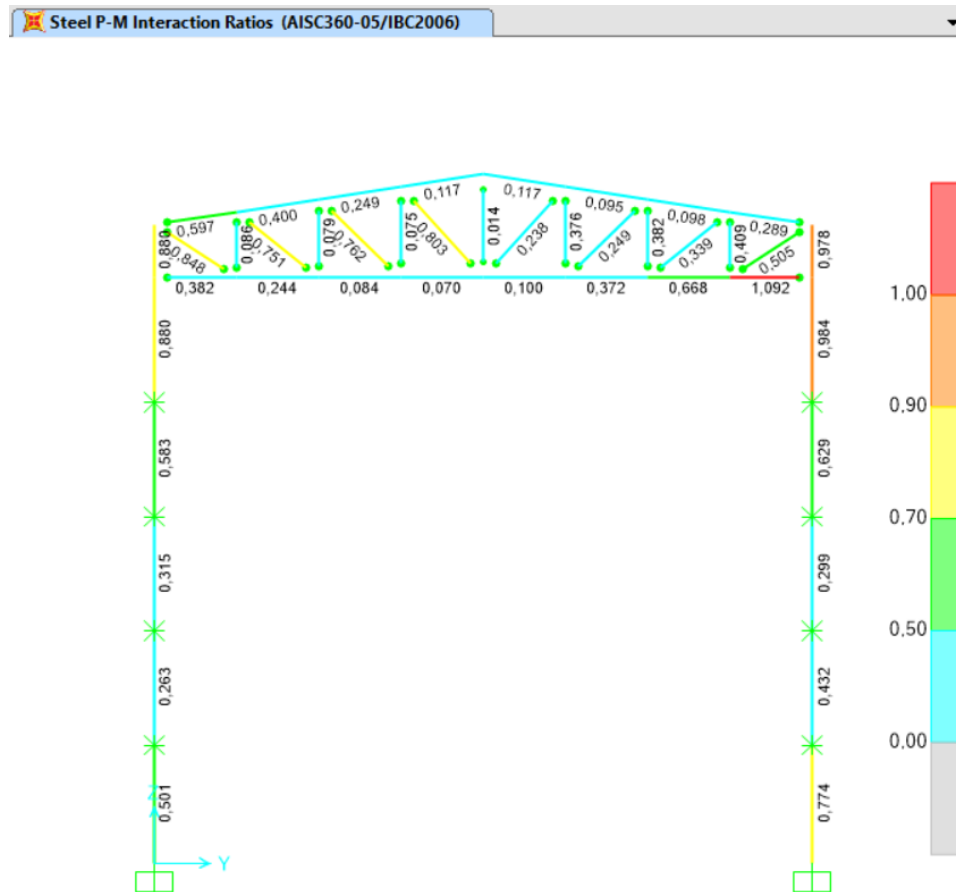


Figura VII.11: Factores de utilización en el desplazamiento máximo.

Se observa que la viga de techo en compresión supera su capacidad esperada antes de la formación de la rótula plástica en la sección de las columnas. Este mecanismo de falla se conoce como mecanismo de falla no simulado, porque si bien la estructura aún no se convierte en un mecanismo, es razonable considerar que esta ya llegó a su capacidad de desplazamiento última.

Finalmente la curva de capacidad obtenida con el análisis estático no lineal se muestra en la Figura VII.12.

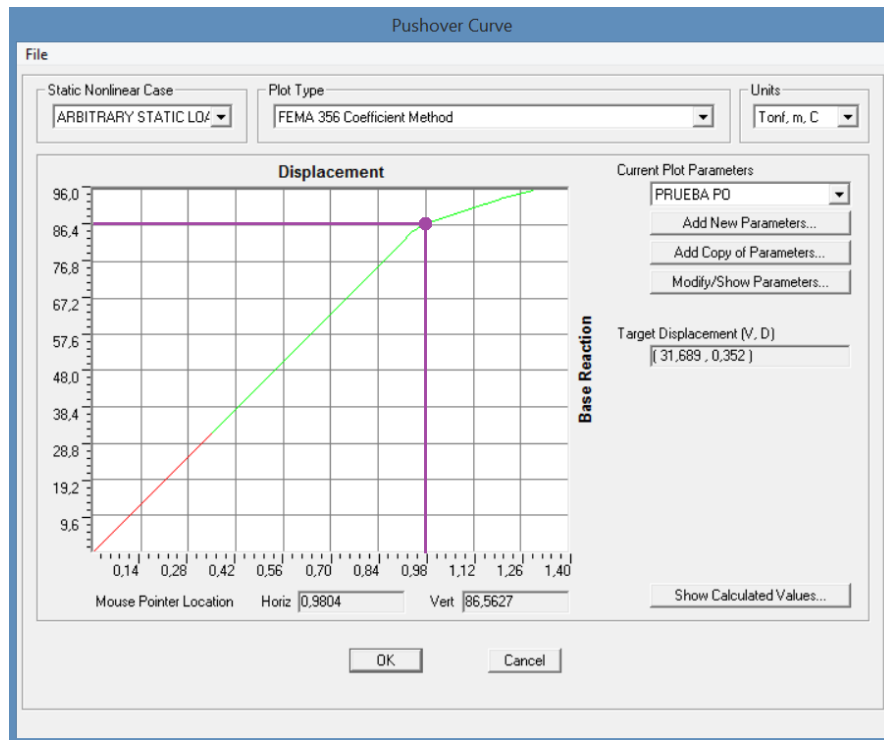


Figura VII.12: Curva de capacidad del marco en estudio.

El desplazamiento máximo del nodo de control, ubicado en el centro de masas del techo, es de aproximadamente 0,98 [m] al momento de formarse el mecanismo de colapso.

VII.1.4 Demanda de Desplazamiento

La demanda de desplazamiento lateral de la estructura se estima mediante el espectro elástico de desplazamiento dado por el decreto N°61, dado por la Ecuación 7.9.

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \cdot \alpha \cdot A_0 \cdot C_d^* [cm] \quad (7.9)$$

Donde T_n corresponde al periodo de vibración del mono n , A_0 a la aceleración efectiva máxima expresada en $[cm/s^2]$. C_d^* se obtiene de la Tabla VII.4.

Tabla VII.4: Valores coeficiente C_d^* .

Tipo de Suelo	C_d^*	Rango Períodos
A	1.0	$T_n \leq 0.23 \text{ seg}$
	$-0.055T_n^2 + 0.36T_n + 0.92$	$0.23 \text{ seg} < T_n \leq 2.52 \text{ seg}$
	$0.08T_n^2 - 0.9T_n + 3.24$	$2.52 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
B	1.0	$T_n \leq 0.47 \text{ seg}$
	$0.95T_n + 0.55$	$0.47 \text{ seg} < T_n \leq 2.02 \text{ seg}$
	$0.065T_n^2 - 0.75T_n + 3.72$	$2.02 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
C	1.0	$T_n \leq 0.65 \text{ seg}$
	$0.57T_n + 0.63$	$0.65 \text{ seg} < T_n \leq 2.02 \text{ seg}$
	$0.055T_n^2 - 0.63T_n + 2.83$	$2.02 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$
D	1.0	$T_n \leq 0.90 \text{ seg}$
	$1.1T_n$	$0.90 \text{ seg} < T_n \leq 1.75 \text{ seg}$
	1.93	$1.75 \text{ seg} < T_n \leq 5.00 \text{ seg}$

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo a la ecuación 7.10.

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0} \right)^3} \quad (7.10)$$

Los parámetros T_0 y p dependen del tipo de suelo y se obtienen de la Tabla VII.5.

Tabla VII.5: Parámetros del tipo de suelo.

Tipo de Suelo	S	T_0 seg	T' seg	n	p
A	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
B	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
C	1.05	0.40	0.45	1.40	1.6
D	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0
F	*	*	*	*	*

El espectro elástico de desplazamiento obtenido, junto con el desplazamiento esperado según el periodo natural en la dirección de estudio de la estructura se muestra en la Figura VII.13

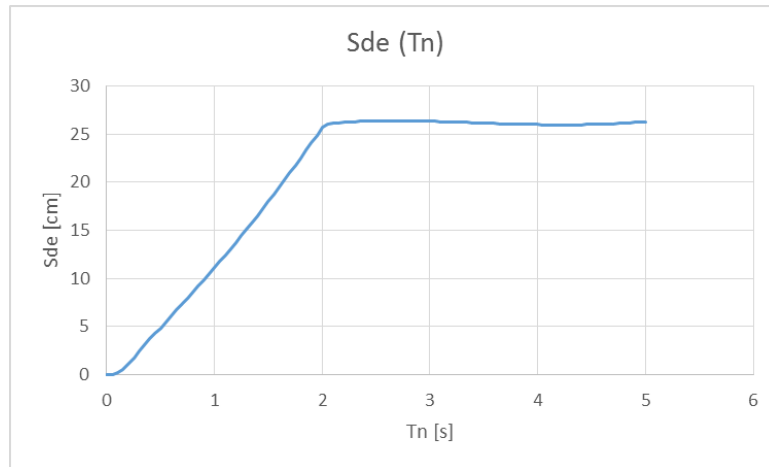


Figura VII.13: Espectro elástico de desplazamiento según decreto N°61.

Como se mostró en la Sección V.2.3, el período natural de la estructura en la dirección transversal es de 2,12 [s]. Por lo que el desplazamiento esperado según el espectro elástico de desplazamiento del decreto N°61 es de 26 [cm].

Sin embargo, el espectro elástico del decreto N°61 considera un factor de amortiguamiento del 5%. Y dado que la estructura en estudio tiene un factor de amortiguamiento del 2%, el desplazamiento obtenido del gráfico se corrige por el factor mostrado en la Ecuación 7.11.

$$S_{de}(\xi = 0,02) = S_{de}(\xi = 0,05) \cdot \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} = 26 \cdot \left(\frac{0,05}{0,02}\right)^{0,4} = 37,5 \text{ [cm]} \quad (7.11)$$

El desplazamiento último de la estructura de acero según el análisis estático no lineal es de 94 [cm]. Al ser superior a la demanda de 37,5 [cm], se concluye que el marco en estudio responde en el rango elástico frente sismo de diseño.

VII.2. Solución en Hormigón

Al igual que en la Sección VII.1, el análisis se realiza en la dirección transversal de la estructura y las cargas de peso propio que no está en el plano estudiado se incluyen en los nodos mediante el concepto de áreas tributarias (como muestra La Figura VII.14).

Además, en ambas columnas se incluyen las cargas puntuales asociadas al peso del puente grúa descargado, el que se ubica a una altura de 29,3 [m] y tiene un peso de 12,75 [tonf] por nodo.

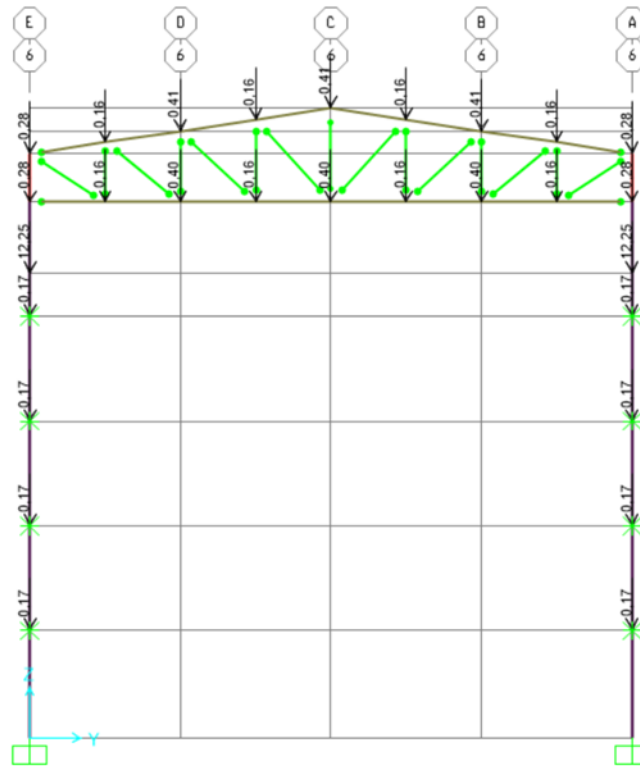


Figura VII.14: Elevación marco en estudio.

VII.2.1 Distribución de Cargas Laterales

Al igual que en la sección anterior, se utiliza una distribución vertical de cargas laterales proporcional a la forma del periodo fundamental de vibración del marco en la dirección de estudio.

VII.2.2 Propiedades de Rótula Plástica

Las propiedades inelásticas de las columnas se modelan de la misma forma que en la sección anterior. También se siguen las especificaciones del FEMA356, pero del capítulo de hormigón en lugar del de acero.

VII.2.2.1. Rótula Plástica en la Sección de las Columnas

Debido a que la sección de la columna se diseñó con un momento nominal 1,2 veces mayor que el de la unión diseñada para abrirse, se espera que la sección crítica sea justamente en los lugares diseñados para abrirse, por lo que no se considera la formación de rótulas plásticas en la sección de la columna.

VII.2.2.2. Rótula Plástica en la Base y Tope de las Columnas

Momento rotación

Para la modelación de la rótula plástica en la sección diseñada para abrirse se supuso que la curva momento-rotación es similar al de una columna de hormigón estándar dada por FEMA356, como se muestra en La Figura VII.15.

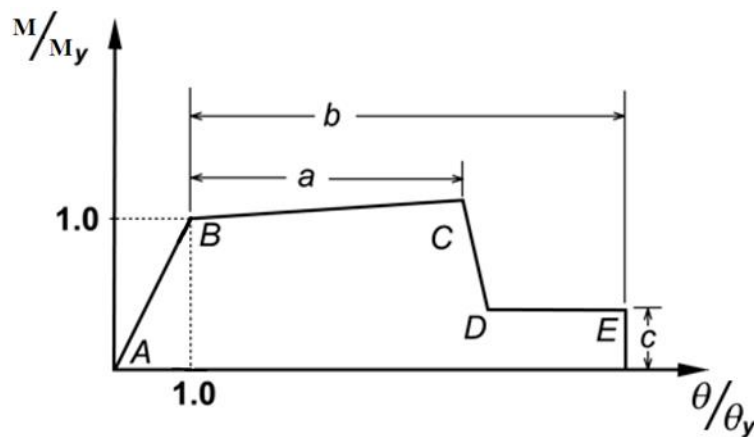


Figura VII.15: Relación generalizada de momento rotación de elementos de hormigón.

Donde:

- $a = 0,015$
- $b = 0,025$
- $c = 0,2$
- $C = 1,1$

Siguiendo esta suposición se tiene además que el momento nominal de la unión es 1,1 veces su momento de fluencia, por lo que de La Ecuación 7.12 se obtiene el momento de fluencia de la unión.

$$M_y = \frac{M_n}{1,1} = \frac{824,8}{1,1} = 749,8 \text{ [tonf} \cdot \text{m]} \quad (7.12)$$

Estos parámetros se ingresan al modelo SAP2000 como lo indica La Figura VII.16.

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0,2	-0,025
D-	-0,2	-0,015
C-	-1,1	-0,015
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1,1	0,015
D	0,2	0,015
E	0,2	0,025

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero
☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment Moment SF Positive Negative

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF Positive Negative

Figura VII.16: Parámetros curva momento rotación unión híbrida.

VII.2.3 Curva de Capacidad

En la Figura VII.17 se muestra el desplazamiento del nodo de control cuando se forma la primera rótula plástica.

El desplazamiento en el nodo de control es 0,27 [m].

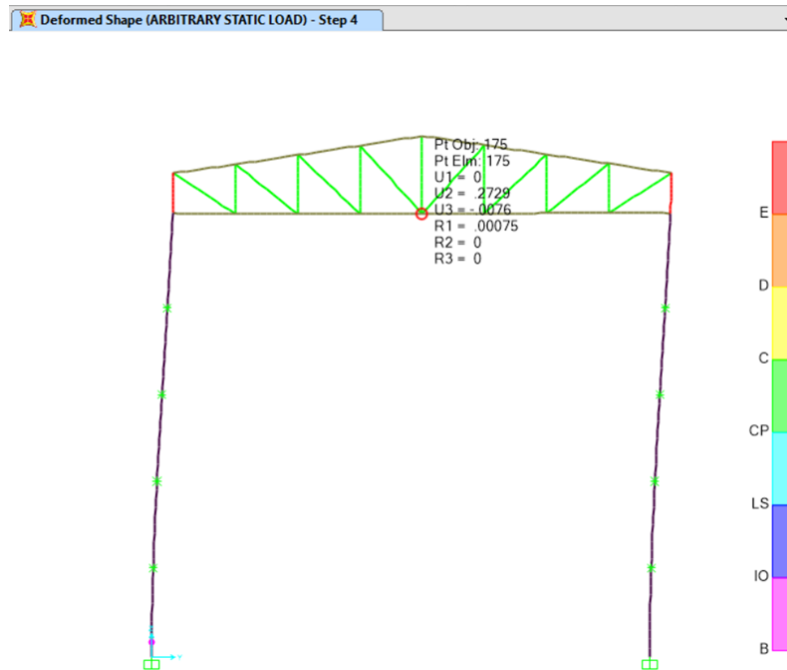


Figura VII.17: Formación primera rótula en análisis no lineal.

En la Figura VII.18 se muestra el desplazamiento del nodo de control al momento del pandeo de la viga de techo.

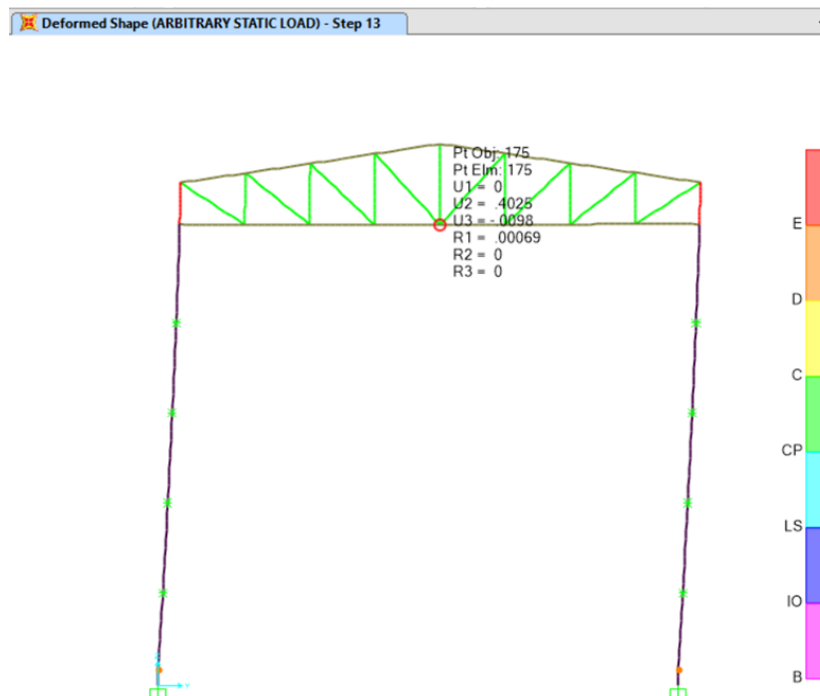


Figura VII.18: Desplazamiento máximo antes del pandeo de la viga de techo.

Los factores de utilización de los elementos al momento del pandeo de la viga de techo se muestran en la Figura VII.19. Estos factores de utilización se calculan usando el valor de fluencia esperado del acero y con factores de reducción de capacidad $\phi = 1$.

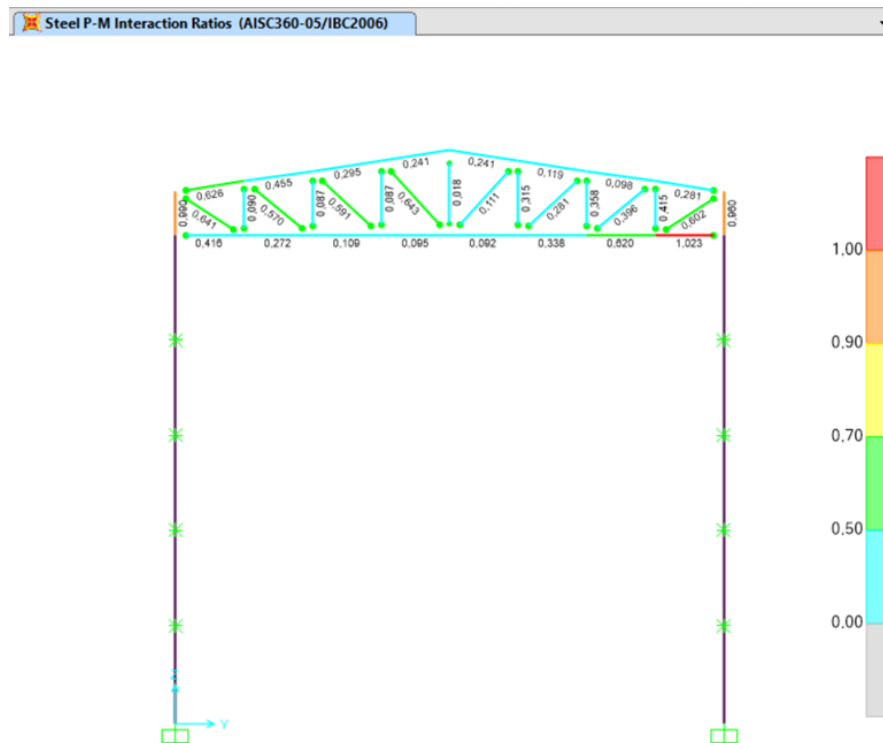


Figura VII.19: Factores de utilización en el desplazamiento máximo.

Se observa que la viga de techo en compresión supera su capacidad esperada antes de la formación de la rótula plástica en el tope de las columnas. En este punto se detiene el análisis porque es razonable considerar que la estructura llegó a su capacidad de desplazamiento última.

Finalmente la curva de capacidad obtenida con el análisis estático no lineal se muestra en la Figura VII.20.

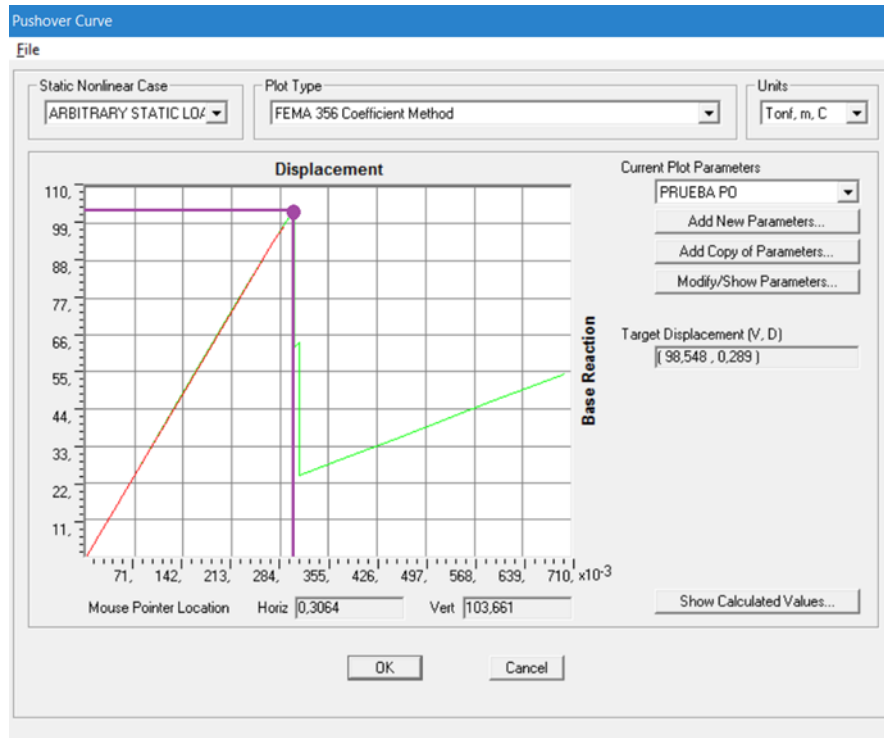


Figura VII.20: Curva de capacidad del marco en estudio.

El desplazamiento máximo del nodo de control, ubicado en el centro de masas del techo, es de aproximadamente 0,30 [m] al momento de formarse el mecanismo de colapso.

VII.2.4 Demanda de Desplazamiento

La demanda de desplazamiento lateral de la estructura, depende del tipo de suelo, por lo que es igual a la determinada en la sección anterior. La Figura VII.21 muestra el espectro elástico de desplazamiento dado por el decreto N°61.

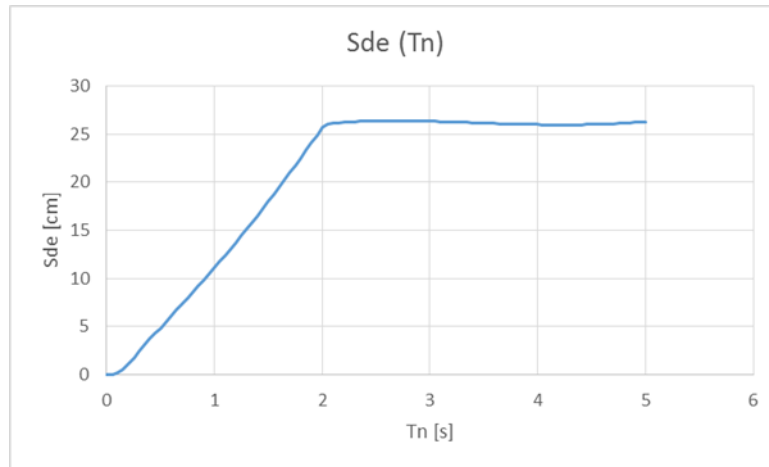


Figura VII.21: Espectro elástico de desplazamiento según decreto N°61.

Como se mostró en la Sección VI.2.3, el período natural de la estructura en la dirección transversal es de 1,38 [s]. Por lo que el desplazamiento esperado según el espectro elástico de desplazamiento del decreto N°61 es de 13 [cm].

Sin embargo, el espectro elástico del decreto N°61 considera un factor de amortiguamiento del 5%. Y dado que la estructura en estudio tiene un factor de amortiguamiento del 2%, el desplazamiento obtenido del gráfico se corrige por el factor mostrado en la Ecuación 7.13.

$$S_{de}(\xi = 0,02) = S_{de}(\xi = 0,05) \cdot \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} = 13 \cdot \left(\frac{0,05}{0,02}\right)^{0,4} = 18,8 [cm] \quad (7.13)$$

Además, para el caso de estructuras de hormigón armado, la demanda de desplazamiento correspondiente al periodo de mayor masa traslacional se debe multiplicar por el factor 1,3. Luego, el desplazamiento lateral del techo esperado de la estructura, se determina con la Ecuación 7.14.

$$\delta_u = 1,3 \cdot S_{de}(T) = 1,3 \cdot 18,8 = 24,4 [cm] \quad (7.14)$$

El desplazamiento último de la estructura de hormigón según el análisis estático no lineal es de 30 [cm]. Al ser superior a la demanda de 24,4 [cm], se concluye que el marco en estudio responde en el rango elástico frente sismo de diseño.

VIII. COMPARACIÓN DE COSTOS

VIII.1. Solución en Acero

El costo total de instalación de la estructura diseñada en la Sección VI, se determina considerando el costo directo por kilogramo de acero instalado correspondiente a 4.131,72 pesos chilenos (equivalente a 5,97 USD). Este costo directo se utiliza para presupuestos de obras en la División El Teniente y está basado en los costos de mano de obra, materiales y construcción de proyectos anteriores.

El costo directo considerado incluye la aplicación de pinturas anticorrosivas.

La Tabla VIII.1 muestra los costos de instalación por perfiles.

Tabla VIII.1: Costos de instalación perfiles de acero.

Extra pesado				
Elemento	Sección	ml	Peso [tonf]	Costo Instalación
Columnas Exteriores	H1100x600x394,9	810	320,0	\$ 1.916.250
Columnas de Viento	H1000x400x384,7	203	78,0	\$ 466.821
Vigas de Techo	H400x200x109,5	841	92,1	\$ 551.269
Pesado				
Elemento	Sección	ml	Peso [tonf]	Costo Instalación
Cerchas de Techo	H300x200x56,8	919	52,2	\$ 312.518
Liviano				
Vigas	H250x150x28,0	784	22,0	\$ 131.449
Vigas entre Marcos	H200x150x26,1	1080	28,2	\$ 168.790
Riostras Verticales	[]350x200x25,4	1541	39,1	\$ 234.315
Riostras de Techo	[]200x150x16,0	1227	19,6	\$ 117.569
		Total	651,1	\$ 3.898.982

El valor total de la construcción de la nave de acero es de aproximadamente 3.900.000 USD.

VIII.2. Solución en Hormigón

El presupuesto de las columnas prefabricadas con uniones postensadas sin adherencia se realizó con la empresa Tensocret, especializada en hormigón prefabricado en Chile.

La Tabla VIII.2 muestra el presupuesto para las columnas híbridas.

Tabla VIII.2: Presupuesto columnas híbridas.

PRESUPUESTO		Sección: 100/180	H=33,88 mts.
22 Columnas Híbridas		Hormigón aprox.: 61 m3. c/u	
		Peso Aprox.: 165 Ton.	
Se considera fabricar estas columnas en un lugar adecuado a pie de obra, con pavimento, suministro de vapor, agua potable y electricidad trifásica.			
	CANT	P.U. (UF)	Sub-Total
Fabricación y aperche	22	2.158,79	47.493,38
Traslado al frente de Obra	22	183,15	4.029,30
Montaje en Obra	22	294,78	6.485,16
	Sub-Total Neto	2.636,72	58.007,84
(*) Ciclo de producción, 1 columnas / 2 días			
Plazo PREFABRICADOS ESTRUCTURALES		semanas	15

Considerando el valor de la UF en 25.629 pesos chilenos, y el precio del dólar 692,3 pesos chilenos. El valor total de las columnas híbridas y de la nave industrial es 2.147.000 USD y 4.123.000 USD, respectivamente.

Este valor total de la solución en hormigón corresponde a un 6% más costosa que la solución en acero, pero cabe destacar que el hormigón tiene mejor desempeño frente a la corrosión que el acero y es más resistente al fuego. Por lo que presenta beneficios que no están considerados en el presupuesto.

IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La capacidad de desplazamiento de ambas estructuras estudiadas es superior a la demanda esperada según el espectro de desplazamiento del D.S N°61. En el caso de la solución en acero, la capacidad entregada por el análisis estático no lineal es de 98 [cm], mientras que la demanda esperada es de 26 [cm]. Para la solución con columnas de hormigón prefabricado con uniones postensadas sin adherencia, la capacidad entregada por el análisis estático no lineal es de 30 [cm], mientras que la demanda esperada es de 13 [cm].

El hecho de que ambas soluciones tengan una capacidad de desplazamiento mucho mayor que la demanda, se debe a que la Norma NCh2369 exige operación inmediata en las estructuras industriales luego de ocurrido un evento sísmico por lo que es habitual que las estructuras (sobre todo en minería) se diseñen con criterios más exigentes que en otro tipo de estructuras.

Cabe destacar que la División El Teniente de Codelco tiene criterios de diseño internos con restricciones de desplazamiento y deflexiones, en algunos casos más restrictivas que la misma NCh2369. Por lo tanto las estructuras acostumbran a estar más sobredimensionadas que estructuras industriales destinadas a otros usos.

Desde el punto de vista de costos de construcción, la solución en acero tiene un costo total de 3.886.000 dólares (considerando costo de materiales, mano de obra e instalación), mientras que la solución con columnas de hormigón tiene un costo total de 4.123.000 dólares. De los valores anteriores, los costos de las columnas de acero y las columnas prefabricadas de hormigón son 1.909.000 y 2.147.000 dólares, respectivamente.

Si bien la construcción con columnas de hormigón con uniones híbridas es aproximadamente 6% más costosa en comparación con la solución en acero, el hormigón tiene mejor desempeño frente a acciones externas como la corrosión y el fuego. Estas acciones externas tienen una directa repercusión en el periodo de vida útil de la estructura, y dado que las naves industriales de minería pueden permanecer en operación durante más de cien años en algunos casos, esta diferencia de costos es pequeña frente a los beneficios a largo plazo.

En cuanto a los tiempos de construcción, se estima que la fabricación y montaje de las columnas de acero y de las columnas de hormigón será 9 y 15 semanas, respectivamente. Este aumento en los tiempos de construcción no significa un problema para el proyecto dado que el edificio de molienda no se encuentra en la ruta crítica de este. Si así fuera, se recomendaría la solución en acero por sobre la de hormigón.

El edificio estudiado se diseñó para un ambiente de alta montaña, y cumple con las normas nacionales además de las internas de Codelco Chile. Por lo tanto su construcción es factible para otras naves industriales destinadas a minería en todo el territorio nacional.

X. REFERENCIAS

- 1 ACI 318S-08. "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural".
- 2 ACI T1.2-03. "Special Hybrid Moment Frames Composed of Discretely Jointed Precast and Post-Tensioned".
- 3 AISC (2005). "Specification for Structural Steel Buildings".
- 4 AISC (2006). "Design Guide 01: Base Plate and Anchor Rod Design".
- 5 AISC (2010). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings".
- 6 ANSWER INGENIERÍA (2014). "Memoria de Cálculo Proyecto MT1. Forestal y Papelera Concepción", Coronel, Chile.
- 7 BRUNEAU, M (2011). "Ductile Design of Steel Structures".
- 8 CELIK, O. & SRITHARAN S. (2004). "An Evaluation of Seismic Design Guidelines Proposed for Precast Concrete Hybrid Frame Systems".
- 9 CHAVEZ, N. (2011). "Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje". Memoria (Ingeniería Civil). Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil. Santiago, Chile.
- 10 CODELCO CHILE (2006). "Criterio de Diseño General Corporativo, Disciplina Civil Estructural". Vicepresidencia Corporativa de Proyectos, Santiago, Chile.
- 11 CODELCO CHILE (2016). "Mecánica de Suelos Proyecto Construcción Planta Tratamiento Escorias de Convertidores Teniente Etapa Factibilidad". Gerencia de Proyectos, Rancagua, Chile.
- 12 FEMA 356 (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings."
- 13 LEIVA, G. "Apuntes Fundaciones". UTFSM, Departamento de Obras Civiles. Valparaíso, Chile.
- 14 MARRIOTT, D. (2009). "The Development of High-Performance Post-Tensioned Rocking Systems for the Seismic Design of Structures". Thesis (PhD Civil Engineering). University of Canterbury. Christchurch, New Zealand.
- 15 NCh 431.Of2010. "Diseño Estructural – Cargas de Nieve". Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- 16 NCh 432.Of2010. "Diseño Estructural – Cargas de Viento". Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- 17 NCh 433.Of1996 Modificada en 2009. "Diseño Sísmico de Edificios". Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- 18 NCh 2369.Of2003. "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales". Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.

- 19 NCh 3171.Of2010. "Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas". Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- 20 NISTIR 5765 (1996). "Simplified Design Procedure for Hybrid Precast Concrete Connections".
- 21 PAMPANIN, S., PRIESTLEY M. J. N. & SRITHARAN, S. (2001). "Analytical Modelling of the Seismic Behaviour of Precast Concrete Frames Designed with Ductile Connections".
- 22 PARK, R. (2003). "The Fib State-of-The-Art Report on the Seismic Design of Precast Concrete Building Structures".
- 23 PAULAY, T. & PRIESTLEY M. J. N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings".
- 24 STESSA (2012). "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas". Santiago, Chile.
- 25 SRITHARAN, S. (1998). "Analysis of Concrete Bridge Joints Subjected to Seismic Actions".
- 26 THIERS, R. (2015). "Daños en Edificios de Hormigón Armado y su Relación con el Suelo – Terremoto de Chile 2010". Memoria (Magister Ingeniería Civil). UTFSM, Departamento de Obras Civiles. Valparaíso, Chile.

XI. ANEXOS

XI.1. Anexo A: Planos Estructurales Nave de Molienda en Acero

- Plano - 01
- Plano - 02

XI.2. Anexo B: Planos Estructurales Nave de Molienda con Columnas Prefabricadas de Hormigón Armado

- Plano - 03
- Plano - 04