

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

**UNIDAD DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“DESEMPEÑO SISMICO DE COLUMNAS CIRCULARES DE
CONCRETO POSTENSADO CON EL SISTEMA ADHERIDO Y NO
ADHERIDO EN PUENTES”**

**PARA OBTENER EL GRADO ACADÉMICO DE
MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERIA ESTRUCTURAL**

ELABORADA POR:

JOSE ATALAYA VILLANUEVA

ASESOR:

Msc. LEONARDO FLORES GONZALES

LIMA, PERÚ

2024

“DESEMPEÑO SISMICO DE COLUMNAS CIRCULARES DE
CONCRETO POSTENSADO CON EL SISTEMA ADHERIDO Y NO
ADHERIDO EN PUENTES”

JOSE ATALAYA VILLANUEVA

Presentado a la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en
cumplimiento parcial de los requerimientos para el grado académico de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERIA
ESTRUCTURAL

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

2024

Autor	: Ing. Jose Atalaya Villanueva
Recomendado	: Msc. Leonardo Flores González Asesor de la Tesis
Aceptado por	: Dra. Heddy Marcela Jimenez Yabar Directora (e) de la Unidad de Posgrado

@ 2024; Universidad Nacional de Ingeniería, el autor autoriza a la UNI-FIC a reproducir la tesis en su totalidad o en partes.



DEDICATORIA

Este trabajo lo dedico mucho a Dios, quien me ayudo y también a mis seres queridos familiares y amigos.



AGRADECIMIENTOS

Agradezco mucho el apoyo del Profesor Leonardo Flores, a quien conocí en la universidad quien me enseñó Matemáticas tanto en el pregrado como en el postgrado, asimismo al Profesor Miguel Torres, ya que su investigación constituyó la columna vertebral de esta tesis.



INDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
INDICE GENERAL	v
LISTA DE TABLAS.....	viii
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE SIMBOLOS	x
INTRODUCCIÓN.....	xiii
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT.....	xv

CAPITULO I: GENERALIDADES..... 1

1.1. EL POSTENSADO APLICADO A LA SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.	1
1.1.1. Sistemas de postensado.....	1
1.1.2. Beneficios del postensado en los elementos estructurales.....	1
1.1.3. Aplicaciones del postensado a la subestructura de puentes	2
1.1.4. Tipología de pilares en puentes.	3
1.2. DAÑOS SISMICOS EN PUENTES DEBIDO SISMOS IMPORTANTES	5
1.2.1. Sismo de Loma de Prieta.....	5
1.2.2. Sismo de Northridge	5
1.2.3. Sismo Hyogoken-Nanbu (Kobe).....	7
1.3. FACTORES QUE INFLUYEN LA RESISTENCIA DE LAS COLUMNAS.....	9
1.3.1. El recubrimiento en elementos de concreto.....	9
1.3.2. El refuerzo transversal	9
1.3.3. Niveles de carga axial	10
1.3.4. Los ciclos de carga lateral.....	10
1.3.5. Resistencias del concreto	10
1.4. INFLUENCIA DEL POSTENSADO EN LAS COLUMNAS.....	11
1.4.1. Ensayos experimentales en columnas de puentes.....	12
1.4.2. Causas asociadas a las fallas de los pilares con columnas.	19
1.5. DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS.	19
1.5.1. Objetivo general	19
1.5.2. Objetivo Especifico	20
1.6. HIPÓTESIS.	20



CAPITULO II: PROCEDIMIENTO DE ANALISIS Y DISEÑO DE PILARES SEGÚN AASTHO 2020.....	21
2.1. ANALISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS SEGÚN AASTHO 2020	21
2.1.1. El bloque de esfuerzos de Whitney.....	21
2.1.2. La resistencia axial y el diagrama de interacción de columnas.....	22
2.1.3. Factor de Resistencia - ϕ	24
2.1.4. Refuerzo mínimo y máximo en miembros	25
2.1.5. Amplificación de momentos y efectos de segundo orden	25
2.1.6. Criterios de ductilidad.....	27
2.2. PROPIEDADES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES	28
2.2.1. Concreto no confinado	28
2.2.2. Concreto a tracción (2013).....	28
2.2.3. Concreto confinado a compresión.....	28
2.2.4. Acero de refuerzo no presforzado ASTM A615	30
2.2.5. Acero de refuerzo presforzado ASTM A416 - Sistema adherido	31
2.2.6. Acero de refuerzo presforzado no adherido.....	32
 CAPITULO III: ANALISIS ESTATICO INCREMENTAL NO LINEAL, METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS BAJO CARGAS CICLICAS.	33
3.1. ANÁLISIS ESTÁTICO INCREMENTAL NO LINEAL (AEINL)	33
3.2. CURVA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y CURVA DE DEMANDA SISMICA	34
3.2.1. Curva de Capacidad estructural.....	34
3.2.2. Demanda sísmica	35
3.2.3. Espectro de demanda y espectro de demanda reducido	36
3.2.4. El factor de reducción por ductilidad.....	37
3.3. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO.	37
3.3.1. Conversión: curva de capacidad a espectro de capacidad.....	37
3.3.2. Procedimiento para la obtención del punto de desempeño.....	39
3.4. COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS BAJO CARGAS CICLICAS	41
3.4.1. Capacidad de flexo compresión en columnas	41
3.4.2. Capacidad a Flexo compresión en columnas de concreto armado.....	41
3.4.3. Capacidad a Flexo compresión en columnas de concreto postensado...	43
3.4.4. Capacidad de desplazamiento en columnas	47



CAPITULO IV: DESCRIPCION DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS EN SUB ESTRUCTURAS.....	52
4.1. PROCEDIMIENTO	52
4.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	52
4.3. MATERIALES DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES	54
4.4. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL Y EL DISEÑO ESTRUCTURAL	67
 CAPITULO V: MODELAMIENTO NO LINEAL Y DESEMPEÑO SISMICOS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES	74
5.1. MATERIALES DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES	74
5.2. MODELO NO LINEAL DE LOS PILARES DE CONCRETO ARMADO	75
5.3. MODELOS DE RÓTULAS EN COLUMNAS	76
5.3.1. MODELOS DE RÓTULAS PARA COLUMNAS	78
5.3.2. MODELOS DE PLASTICIDAD CONCENTRADAS DE PILARES	86
5.3.3. MEC EN PORTICOS DE CONCRETO ARMADO	88
5.3.4. MEC EN PORTICOS DE CONCRETO POSTENSADO CON EL SISTEMA ADHERIDO	90
5.3.5. MEC EN PORTICOS DE CONCRETO POSTENSADO CON EL SISTEMA NO ADHERIDO	93
 CONCLUSIONES	99
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	100
ANEXOS	103
ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	104
ANEXO 2: REPORTE DE CALCULO DE PERDIDAS FELT.....	105
ANEXO 3: DISEÑO DE COLUMNAS CON LA METODOLOGIA AASTHO 2020 ...	111
ANEXO 4: CALCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA	125



LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Dimensiones y propiedades de las cinco columnas Peer, Berry et al. (2004) (26)	12
Tabla 2. Características de los materiales y cuantías de refuerzo, Peer, Berry et al. (2004) (26)	13
Tabla 3 Distorsión y cociente de resistencia a flexión, Peer, Berry et al. (2004) (26)	13
Tabla 4 Propiedades de las columnas postensadas, Universidad Reno Nevada (26)	17
Tabla 5 Parámetros experimentales obtenidos por Rodrigues y Bertero 1996	30
Tabla 6 parámetros experimentales para el acero de presfuerzo (Naaman 2004)	31
Tabla 7 Resistencia nominal del acero de presfuerzo no adherido para vigas esbeltas	32
Tabla 8 Sectorización de la curva de Capacidad (SEAOC 1995).	40
Tabla 9 Fuerzas iniciales (P_i) y Fuerzas finales (P_f) de torones en columnas internas	59
Tabla 10 Fuerzas iniciales (P_i) y Fuerzas finales (P_f) de torones en columnas externas	60
Tabla 11 Cargas actuantes en base de columnas en modelos - Combinación Resistencia I	71
Tabla 12 Cargas actuantes en base de columnas en modelos - Combinación Evento Extremo I	71
Tabla 13 Periodos fundamentales y Desplazamientos elásticos por sismos	71
Tabla 14 Tabla de modelos Refuerzo longitudinal en columnas	73
Tabla 15 Cargas provenientes de la superestructura actuando en las vigas	76
Tabla 16 Diagrama Momento Curvatura - $P = 1095.30 \text{ t}$ – Columna Interior RC -H= 21.00m	79
Tabla 17 Diagrama Momento Curvatura - $P = 1336.00 \text{ t}$ – Columna Exterior RC -H= 21.00m	80
Tabla 18 Diagrama Momento Curvatura - $P = 1122.56 \text{ t}$ – Columna Interior PTADH = 21.00m	81
Tabla 19 Diagrama Momento Curvatura - $P = 1335.99 \text{ t}$ – Columna Interior PTADH = 21.00m	82
Tabla 20 Diagrama Momento Curvatura - $P = 1122.56 \text{ t}$ – Columna Exterior PT NADH = 21.00m	83
Tabla 21 Diagrama Momento Curvatura - $P = 1335.99 \text{ t}$ – Columna Exterior PT NADH = 21.00m	84
Tabla 22 Desplazamientos y ductilidades en-columnas de concreto armado	85
Tabla 23 Desplazamientos y ductilidades en-columnas de concreto postensado adherido	85
Tabla 24 Desplazamientos y ductilidades en-columnas de concreto postensado no adherido	86
Tabla 25 Obtención de la curva Bilineal en X (Longitudinal) - Modelo RC =21.00	88
Tabla 26 Obtención de la curva Bilineal en Y (Transversal) - Modelo RC =21.00	89
Tabla 27 Obtención de la curva Bilineal en X (Longitudinal) - Modelo PT ADH = 21.00	91
Tabla 28 Obtención de la curva Bilineal en Y (Transversal) - Modelo PT ADH = 21.00	92
Tabla 29 Obtención de la curva Bilineal en Y (Transversal) - Modelo PT NADH = 21.00	93
Tabla 30 Tabla resúmenes del AEINL en modelos RC	95
Tabla 31 Tabla resúmenes del AEINL en modelos PT - ADH	95
Tabla 32 Tabla resúmenes del AEINL en modelos PT - ADH	95



LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Múltiples niveles de protección contra la corrosión (30)	2
Figura 1.2 Aplicaciones del presfuerzo en subestructuras de puentes	3
Figura 1.3 Pilares tipo muro sólido.....	4
Figura 1.4 Pilares tipo martillo (una sola columna)	4
Figura 1.5 Pilares tipo pórtico (dos o más columnas)	4
Figura 1.6 Colapso del Viaducto de la calle Cypress (EQE International 1979) (8)	5
Figura 1.7 Colapso de tablero- Terremoto de Northridge.....	6
Figura 1.8 Pilar del puente Bull Creek Canyon (Priestley et al. 1994).	6
Figura 1.9 Paso a desnivel Mission-Gothic. Fallo por articulación plástica (izquierda) y fallo por efectos combinados flexión/cortante (derecha). (Priestley et al 1994). (8)	7
Figura 1.10 Fotografías después del sismo de Kobe en la vía de Hanshin (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers).....	8
Figura 1.11 Esquema del mecanismo de fallo en los pilares de la vía rápida de Hanshin	8
Figura 1.12 Esfuerzo del presfuerzo en el comportamiento de los lazos de histéresis de columnas reforzadas y presforzadas. (9).....	12
Figura 1.13 Momento vs distorsión de columnas de concreto armado (26).....	14
Figura 1.14 Relación M_{MAX}/M_{cd} calculada de acuerdo con el ACI-318 versus relación de carga axial de 62 columnas de la base de datos (Restrepo y Rodríguez, 2013) (21)	15
Figura 1.15 Comparación de resultados experimentales con los del diagrama de interacción carga-momento resistente creíble calculado de acuerdo con el procedimiento del ACI 318. (21)	16
Figura 1.16 Secciones de las columnas ensayadas en la universidad de Reno nevada (26)	17
Figura 1.17 Cortante-distorsión PT-HL, medido vs calculado (26)	18
Figura 1.18 Cortante-distorsión PT-LL, medido vs calculado (26).....	19
Figura 2.1 Distribución de Esfuerzo y Deformación - Simplificación del bloque de Whitney (16).....	21
Figura 2.2 Esfuerzos como función de la deformación de la fibra más extrema (16).....	22
Figura 2.3 Esfuerzos y fuerzas en columnas rectangular no esbelta cargada excéntricamente. (16)	23
Figura 2.4 Fuerzas y deformaciones en una sección circular.....	24
Figura 2.5 Variación ϕ con la deformación de la tracción neta ϵ_t y $d_t c$ para el refuerzo Gr60 y el acero de presfuerzo (1).....	24
Figura 2.6 Momento flector amplificado en diagrama de interacción. (16)	25
Figura 2.7 Factores de longitud efectiva (k) (16)	26
Figura 2.8 Modelo del concreto no confinado- Hognestad y M. Torres $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	28
Figura 2.9 Modelo de compresión para el concreto confinado Mander $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (*)	29
Figura 2.10 Curvas de esfuerzo deformación del acero de refuerzo.....	31
Figura 2.11 Curvas de esfuerzo - deformación del acero de presfuerzo adherido-Sistema adherido	31
Figura 2.12 Curvas de esfuerzo - deformación del acero de presfuerzo adherido-Sistema no adherido	32



LISTA DE SIMBOLOS

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.

A_e = Área de confinamiento efectivo.

A_g = Área de la sección circular

A_{st} = Área del acero de refuerzo longitudinal.

A_{ps} = Área del acero de presfuerzo.

A_v = Área de la barra del refuerzo transversal.

b = Ancho de la cara en compresión del miembro.

c = Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

c_c = Recubrimiento de concreto en la columna

C_n = Fuerza de compresión proporcionada por el concreto.

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d_{be} = Diámetro de la barra equivalente del refuerzo longitudinal.

d_{bh} = Diámetro de la barra del refuerzo transversal

d' = Distancia desde la fibra extrema en tracción hasta el centroide del refuerzo longitudinal en compresión.

d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de presfuerzo.

d_s = Diámetro del estribo o espiral entre los centros de la barra

D = Diámetro de la sección circular.

D_a = Desplazamiento lateral del nivel superior.

D_u = Desplazamiento lateral ultimo del nivel superior.

D_y = Desplazamiento lateral de fluencia del nivel superior.

D_{yf} = Desplazamiento lateral de fluencia por flexión.

D_{ye} = Desplazamiento lateral de fluencia por rotación.

D_p = Desplazamiento lateral de plástico del nivel superior

E_c = Módulo de Elasticidad del concreto.

E_s = Módulo de Elasticidad del acero de refuerzo.

E_{sec} = Módulo de Elasticidad secante

E_p = Módulo de Elasticidad del acero de presfuerzo.

f'_c = Resistencia del concreto a la compresión.

f'_{co} = Resistencia máxima del concreto no confinado a la compresión.

f_{pe} = Esfuerzo de compresión debido solo a las fuerzas efectivas del presfuerzo

f_{py} = Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo



- f_{pu} = Resistencia del última del acero de presfuerzo.
- f_s = Esfuerzo en el acero de refuerzo
- f_{se} = Esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo, después todas las pérdidas.
- f_{su} = Esfuerzo último del acero de refuerzo.
- f_y = Resistencia especificada de fluencia del acero no presforzado.
- f_{yh} = Resistencia especificada de fluencia del acero transversal.
- f_{yl} = Presión lateral de confinamiento
- H = Altura total de la columna.
- I_g = Momento de inercia de la sección bruta con respecto a su eje que pasa por su centroide, sin considerar el refuerzo.
- I_s = Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto a un eje que pasa por su centroide.
- k = Factor de longitud efectiva para elementos en compresión.
- k_e = Coeficiente de confinamiento efectivo.
- K_e = Rigidez elástica de la estructura
- L_p = Longitud de rótula plástica o plastificación.
- LL = Sobrecarga ya sea de camión de diseño o peatonal.
- M_{ACI} = Resistencia a la flexión calculado con las propiedades medidas de los materiales y con el criterio del ACI 318.
- M_{cd} = Resistencia a la flexión creíble calculados con las propiedades de los materiales medidas en el ensayo.
- M_{pr} = Resistencia probable a la flexión de los miembros.
- M_u = Momento amplificado según la combinación de diseño.
- n_b = Numero de barras del refuerzo longitudinal.
- P = Carga axial bajo la combinación del FEMA 356 para el AEINL
- P_u = Carga amplificada según la combinación de diseño.
- P_c = Carga critica de Euler para columnas.
- P_e = Fuerza efectiva postensada en la columna.
- r = Radio de giro para la sección de concreto.
- s' = Espaciamiento medido de centro a centro del refuerzo transversal.
- R_μ = Factor de reducción por ductilidad.
- S_a = Espectro elástico de aceleraciones.
- S_d = Espectro elástico de desplazamientos.
- SDL = Cargas muertas provenientes de la superestructura en los pilares
- T = Periodo de vibración elástico de la estructura.

- T_{efec} = Periodo de vibración efectivo de la estructura.
- T_s = Fuerza en el acero de refuerzo en la zona de tracción.
- T_{sn} = Fuerza en el acero de presfuerzo en la zona de tracción.
- T'_s = Fuerza en el acero de refuerzo en la zona de compresión.
- T'_{sn} = Fuerza en el acero de presfuerzo en la zona de compresión.
- V_b = Cortante Basal, obtenido de los AEINL.
- V_y = Cortante basal de fluencia correspondiente a su curva de capacidad.
- α = Factor para el cálculo de la rigidez post fluencia.
- β = Factor de reducción de la resistencia del concreto en tracción, igual a 0.90.
- β_d = Relación entre los máximos momentos debido a las cargas amplificadas permanentes y el máximo momentos de la carga total amplificada.
- ϵ_c = Deformación unitaria del concreto.
- δ_{ls} = Desplazamiento lateral en su extremo superior de la columna,
- ϵ_{cc} = Deformación unitaria máxima de compresión del concreto confinado.
- ϵ_{ce} = Deformación unitaria del concreto debido a la precompresión.
- ϵ_{co} = Deformación unitaria máxima de compresión del concreto no confinado.
- ϵ_{cr} = Deformación asociada al esfuerzo de fisuración f_{cr}
- ϵ_{cto} = Deformación máxima en tracción del concreto e igual a $2500\mu\epsilon_{cto}$
- ϵ_{cu} = Deformación unitaria ultima del concreto a compresión.
- ϵ_{ps} = Deformación unitaria del acero de presfuerzo.
- ϵ_{st} = Deformación unitaria del acero en tracción.
- ϵ_{sc} = Deformación unitaria del acero en compresión.
- ϵ_{sh} = Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
- ϵ_{su} = Deformación unitaria máxima del acero de refuerzo.
- ρ_{cc} = Relación entre el refuerzo longitudinal y el área del núcleo de concreto.
- ρ_l = Relación entre el refuerzo longitudinal dispuesto en el área bruta del concreto perpendicular a este refuerzo.
- ρ_s = Relación entre el volumen del refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por el espiral, medido hasta el diámetro exterior de la espiral.
- $\emptyset$ = Factor de reducción según sea la sollicitación sísmica
- ϕ_y = Curvatura de fluencia
- ϕ_u = Curvatura ultima
- μ = Ductilidad de la estructura.
- μ_{efec} = Ductilidad efectiva de la estructura.
- Δ_e = Desplazamiento elástico por efectos sísmicos.



INTRODUCCIÓN

La construcción de puentes en nuestro país ha tenido una creciente demanda en los últimos años, siendo una práctica ingenieril muy frecuente el empleo de elementos prefabricados postensados debido a que incrementan la rapidez del proceso constructivo, sin embargo, en el camino por también componentes postensados que conformen parte del sistema sismorresistente es necesario considerar dichas estructuras tengan un desempeño sísmico satisfactorio.

En el caso de las columnas que conforman el sistema sismorresistente en puentes, la aplicación del presfuerzo en elementos en compresión, puede parecer injustificable, sin embargo, durante un evento sísmico pueden llegar a alcanzar esfuerzos de tracción. En este caso el postensado introduce ventajas a las columnas de concreto, pues las hace trabajar como una sección no agrietada y bajo compresión, permitiendo así que toda la sección resista los esfuerzos de tracción, esto se vuelve significativo cuando predomina la flexión. El postensado proporciona un elemento homogéneo con una capacidad de pandeo confiable que es importante para columnas delgadas.

Para columnas prefabricadas sometidas a esfuerzos de tracción por causas del transporte y montaje, el postensado proporciona también, una mayor resistencia al agrietamiento durante la manipulación. Por lo tanto, podríamos considerar que las columnas de concreto postensado, pueden proporcionarnos un sin número de ventajas y posibilidades en condiciones sísmicas y arquitectónicas en donde las columnas reforzadas convencionales pueden resultar antieconómicas.



RESUMEN

El presente trabajo tiene por finalidad estudiar el desempeño sísmico en columnas circulares de concreto armado y presforzado en puentes, el postensado es un tipo de presfuerzo, del cual existen dos sistemas que son el sistema adherido y no adherido. Para ello se hizo la revisión a las normativas AASTHO y el ACI 318-19 para el diseño de estas y también para el estudio de su desempeño sísmico se consideró el procedimiento simplificado para el cálculo de la distorsión última y del momento máximo probable para columnas de concreto armado, basándonos en el modelo sugerido por el Dr. José Restrepo y el Dr. Mario Rodríguez y para columnas de concreto postensado por el Dr. Miguel Torres.

Para el análisis se consideró un puente cuya subestructura está conformada por pilares tipo pórtico (con columnas), los cuales se diseñarán para poder reproducir los modelos no lineales (no linealidad concentrada o rótulas plásticas), a partir de las propiedades constitutivas de los materiales (relaciones esfuerzo-deformación). y las expresiones de curvatura última y máximo momento probable que están calibradas para cargas laterales de naturaleza reversible o cíclicas.

Finally, by means of a nonlinear incremental static analysis (NLIA) and the Capacity Spectrum Method (CSM), the performance points and ductility levels of the structures will be found. This will allow us to understand which system presents a better seismic performance, the advantages and disadvantages of the use of prestressing in the columns.



ABSTRACT

The purpose of this work is to study the seismic performance of reinforced and prestressed concrete circular columns in bridges; post-tensioning is a type of prestressing, of which there are two systems: bonded and unbonded. For this purpose, the AASTHO and ACI 318-19 standards were reviewed for the design of these and also for the study of their seismic performance, the simplified procedure for the calculation of the ultimate distortion and the maximum probable moment for reinforced concrete columns was considered, based on the model suggested by Dr. José Restrepo and Dr. Mario Rodríguez and for post-tensioned concrete columns by Dr. Miguel Torres.

For the analysis we considered a bridge whose substructure is formed by gantry-type columns (with columns), which will be designed to reproduce the nonlinear models (concentrated nonlinearity or plastic hinges), based on the constitutive properties of the materials (stress-strain relationships) and the expressions of ultimate curvature and maximum probable moment that are calibrated for lateral loads of a reversible or cyclic nature.

Finally, through a nonlinear incremental static analysis (AEINL) and the Capacity Spectrum Method (MEC) the performance points and ductility levels of the structures will be found. Which will allow us to understand which system better seismic performance has, the advantages and disadvantages of using prestress in the columns.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. EL POSTENSADO APLICADO A LA SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.

1.1.1. Sistemas de postensado

Existen dos sistemas de postensado que son el sistema adherido y el sistema no adherido. En el sistema adherido existe compatibilidad de deformaciones entre el concreto y el acero de presfuerzo; dicha adherencia se logra por el cementante que circunda el cable dentro del ducto, el cual es inyectado después de aplicado el presfuerzo, consiguiendo la adherencia cuando se endurece. En el sistema no adherido no existe la compatibilidad de deformaciones; el tendón de presfuerzo se encuentra separado del concreto y tiene sus propias deformaciones.

El torón conformado por siete hebras de acero de alta resistencia según las especificaciones del estándar ASTM A416, los cuales pueden agruparse en tendones.

1.1.2. Beneficios del postensado en los elementos estructurales

El concreto postensado se ha utilizado ampliamente en superestructuras, pero ha tenido limitadas aplicaciones en subestructuras. Hay muchas ventajas tanto estructurales como económicas al emplear del concreto postensado en las subestructuras. En la Tabla 1.1 se indican algunos de los principales beneficios.

Tabla 1.1 Posibles beneficios del postensado (30)

Beneficios	Comportamiento estructural	Construcción	Durabilidad
Control de deflexiones	X		
Incremento de rigidez	X		
Reduce el agrietamiento	X		
Reduce la congestión de refuerzo pasivo	X	X	X
Mejora la integridad del elemento al permitir la continuidad del refuerzo	X		X
Empleo eficiente del acero de lata resistencia y del concreto	X		X
Permite una mejor continuidad entre componentes existentes y adicionales	X	X	X

El postensado normalmente se elige por razones estructurales (elementos más esbeltos, redundantes y resistentes) o de construcción (reducir los tiempos de cada etapa constructiva como el liberado del encofrado o estructuras temporales), los mismos factores pueden aumentar su durabilidad, por ejemplo, al reducir la cantidad y el ancho de cada grieta, esto incrementa su resistencia contra la corrosión. La reducción de la congestión del acero de refuerzo y su continuidad permite colocar y compactar el concreto con menos oportunidades de vacíos. El postensado también proporciona múltiples niveles de

protección contra la corrosión para el acero de presfuerzo, como se muestra en la Figura 1.1.

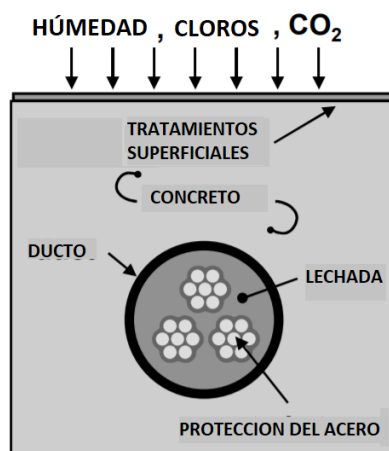


Figura 1.1 Múltiples niveles de protección contra la corrosión (30)

Las medidas de protección son superficiales como la aplicación de pinturas, el concreto en sí, el ducto, la lechada y los revestimientos de filamentos.

1.1.3. Aplicaciones del postensado a la subestructura de puentes

El postensado se ha utilizado satisfactoriamente en muchas subestructuras de puentes. Las posibles aplicaciones para el postensado son múltiples. Algunas contribuciones del postensado pueden ser:

- 1) El postensado proporciona un refuerzo continuo desde los volado hasta la cimentación, reduciendo los niveles de agrietamiento y de las deflexiones. La alta densidad de refuerzo pasivo en los nudos de la columna y volado son reducidos.
- 2) El postensado provee un refuerzo continuo en la subestructura otorgándole una mayor integridad, incluso suelen ser usados como refuerzos temporales durante la construcción.
- 3) El postensado mejora la continuidad de los elementos de concreto que han sido vaciado en dos etapas diferentes.

En la Figura 1.2 se muestran varias aplicaciones de postensado de la subestructura.

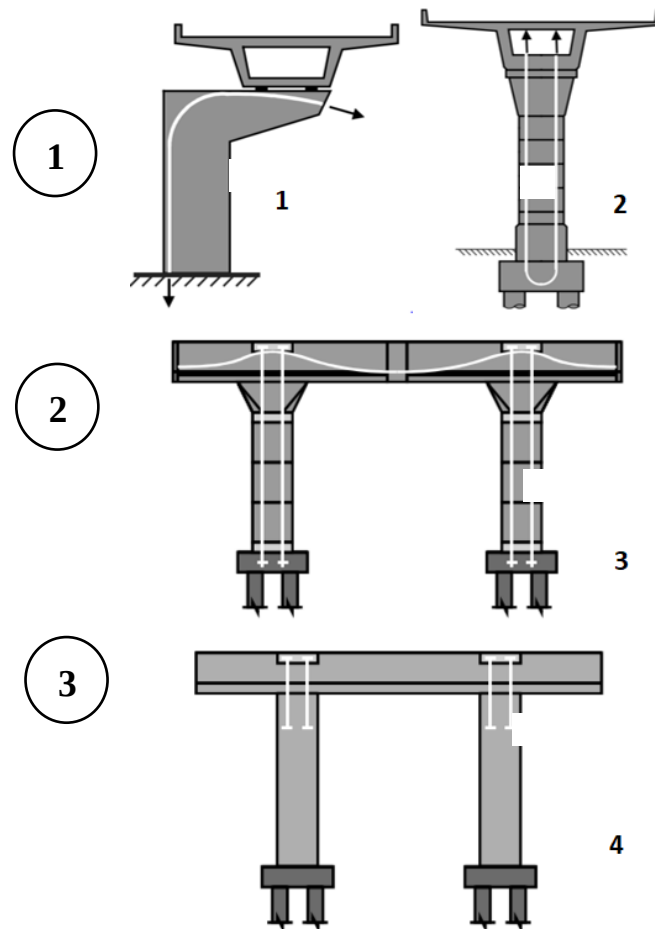


Figura 1.2 Aplicaciones del presfuerzo en subestructuras de puentes

1.1.4. Tipología de pilares en puentes.

Los pilares son los elementos estructurales que proporcionan el soporte vertical a la superestructura y tienen dos funciones principales: Transferir las cargas verticales de la superestructura a las cimentaciones y resistir las fuerzas sísmicas que actúan sobre el tablero. Existen muchas formas de definir los tipos de pilares: Por el tipo de conexión (monolítico o voladizo), por el tipo de sección (solidos, huecos, circulares, rectangulares, octagonales, hexagonales, etc.) y, por su configuración estructural (una o varias columnas). En la Figura 1.3 a la Figura 1.5 mostramos algunos tipos.

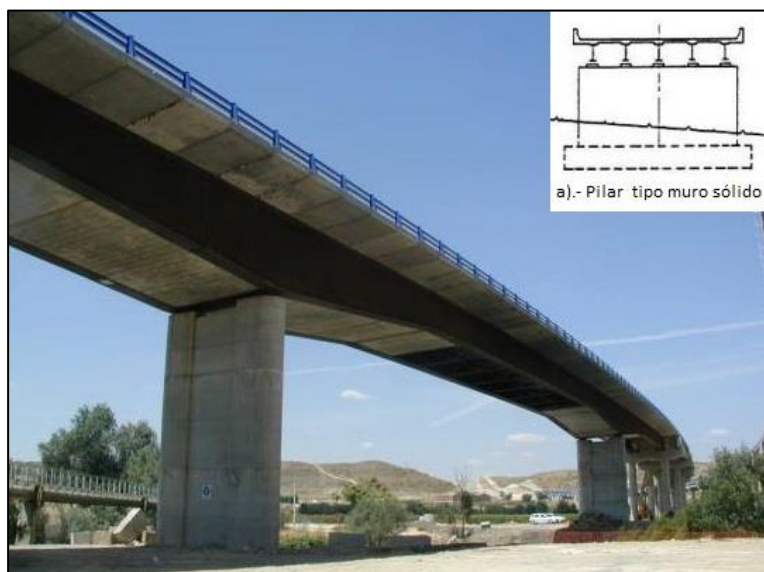


Figura 1.3 Pilares tipo muro sólido



Figura 1.4 Pilares tipo martillo (una sola columna)



Figura 1.5 Pilares tipo pórtico (dos o más columnas)

Los pilares tipo martillo se usan generalmente en zonas urbanas donde las limitaciones del espacio son determinantes, los pilares tipo pórtico está conformado por una viga de cabezal y columnas, los pilares tipo muro solido son usados sobre los ríos. La forma de la sección se diseña considerando los requerimientos arquitectónicos e hidráulico.

1.2. DAÑOS SISMICOS EN PUENTES DEBIDO SISMOS IMPORTANTES

Se describe el impacto de algunos eventos sísmicos en estructuras viales como puentes.

1.2.1. Sismo de Loma de Prieta

El 17 de octubre de 1989 se produjo un sismo en Loma de Prieta, California, con una Intensidad Modificada de Mercalli IX y una duración de fase intensa de casi 15 segundos. El fallo más relevante producido fue el colapso de 48 columnas de la estructura de doble cubierta del Viaducto de la calle Cypress como se muestra en la Figura 1.6, el fallo fue consecuencia a la falta del conocimiento de prácticas sismorresistentes en el momento de construcción del puente y el efecto de columnas cortas que presentaron fallos de las juntas superiores que ocasionaron el colapso del talero.



Figura 1.6 Colapso del Viaducto de la calle Cypress (EQE International 1979) (8)

1.2.2. Sismo de Northridge

El 17 de enero de 1994 se produjo un sismo en California, con una Intensidad Modificada de Mercalli IX. Se observaron daños en puentes diseñados y construidos entre la segunda mitad de los años sesenta y la primera mitad de los setenta. Algunas de las principales causas por las que fallaron fueron las grandes torsiones, la irregularidad en rigidez de la subestructura, el inadecuado ancho de apoyos y la presencia de sistemas resistentes construidos con códigos antiguos. El puente "Bull Creek Canyon Channel" presentó daños severos en sus pilares, incluyendo fractura del refuerzo transversal, torsión del refuerzo longitudinal y la pérdida de integridad del concreto confinado. La presencia de rótulas

inelásticas en varios pilares produjo el fallo de éstas como se muestra en la Figura 1.7. También se observó grandes desplazamientos en elementos que propiciaron el colapso del tablero tal como se aprecia en Figura 1.8

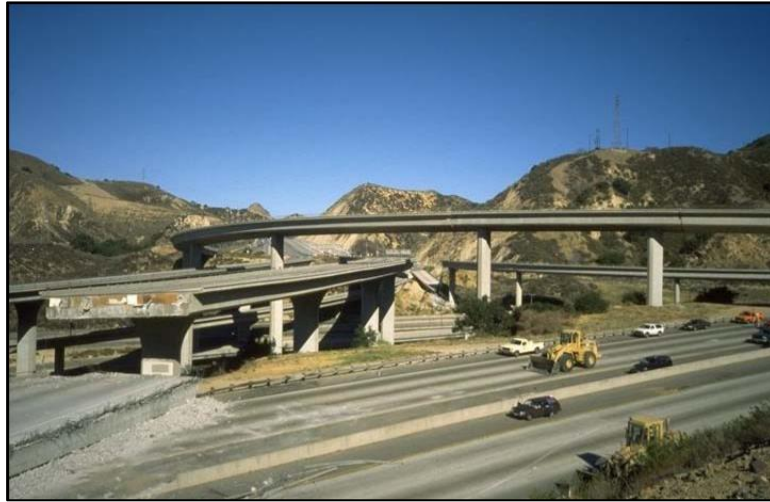


Figura 1.7 Colapso de tablero- Terremoto de Northridge.



Figura 1.8 Pilar del puente Bull Creek Canyon (Priestley et al. 1994).

En el puente “La Cienega-Venice”, algunas columnas se desintegraron en sus extremos superiores e inferiores, lo que sugiere fallos a flexión o fallos combinados por flexión y cortante. Los problemas en pilas también incluyeron presencia de articulaciones plásticas y degradación de resistencia por escaso refuerzo transversal en la parte central del pilar.

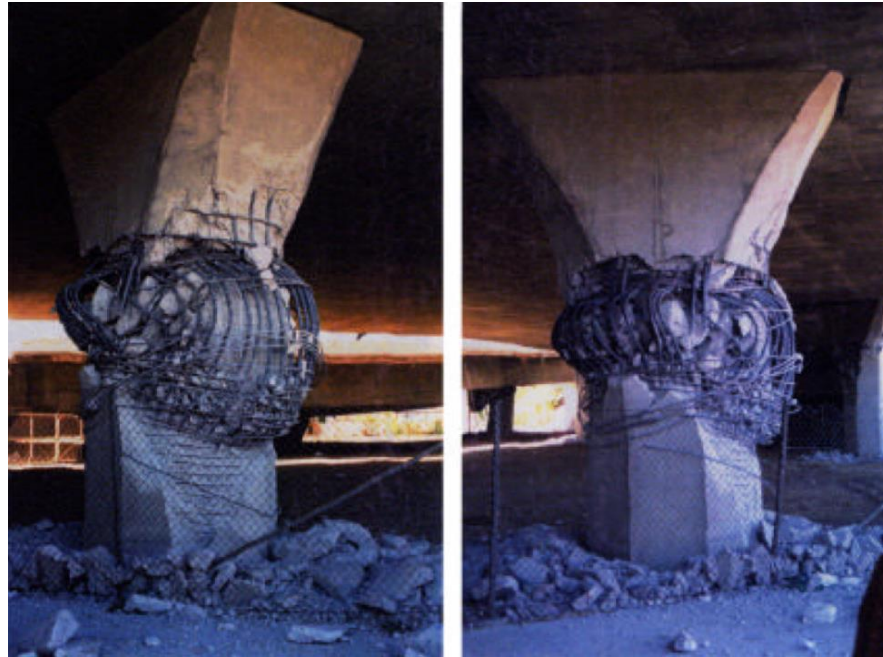


Figura 1.9 Paso a desnivel Mission-Gothic. Fallo por articulación plástica (izquierda) y fallo por efectos combinados flexión/cortante (derecha). (Priestley et al 1994). (8)

1.2.3. Sismo Hyogoken-Nanbu (Kobe)

El 17 de enero de 1995, Kobe sufrió un sismo de intensidad 7, en la escala japonesa. El sismo fue denominado sismo Hyogo-ken Nambu o el sismo de Kobe. Las causas del daño en la red de transporte fueron atribuidas a la cercanía las estructuras con la línea de falla, en importantes componentes verticales del movimiento del terreno, a los grandes asentamientos y al inadecuado detallado de las construcciones (refuerzo cortante en las zonas de confinamiento de los elementos y conexiones entre subestructura y superestructura). Los sistemas de transporte de las autopistas entre Nishinomiya y Kobe sufrieron daños considerables. Varias de las fallas se muestran en la Figura 1.10, con el mecanismo de falla en la Figura 1.11

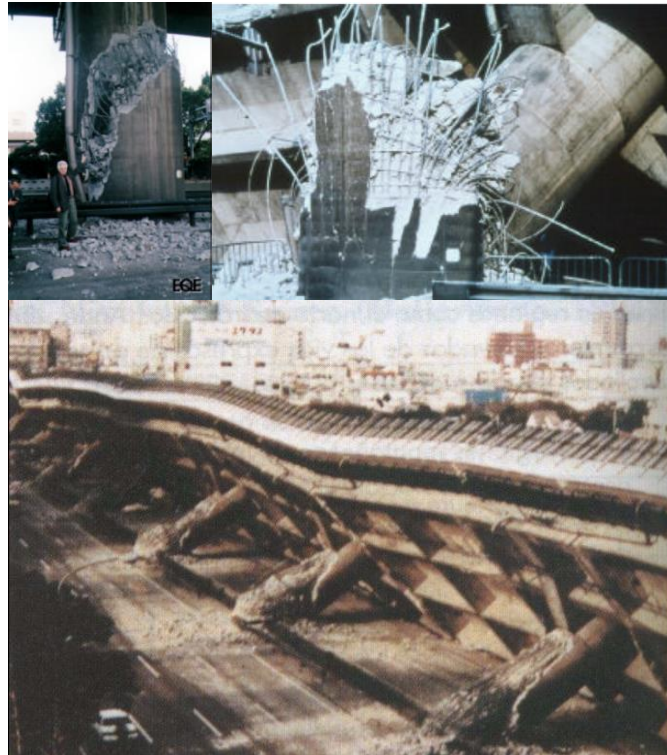
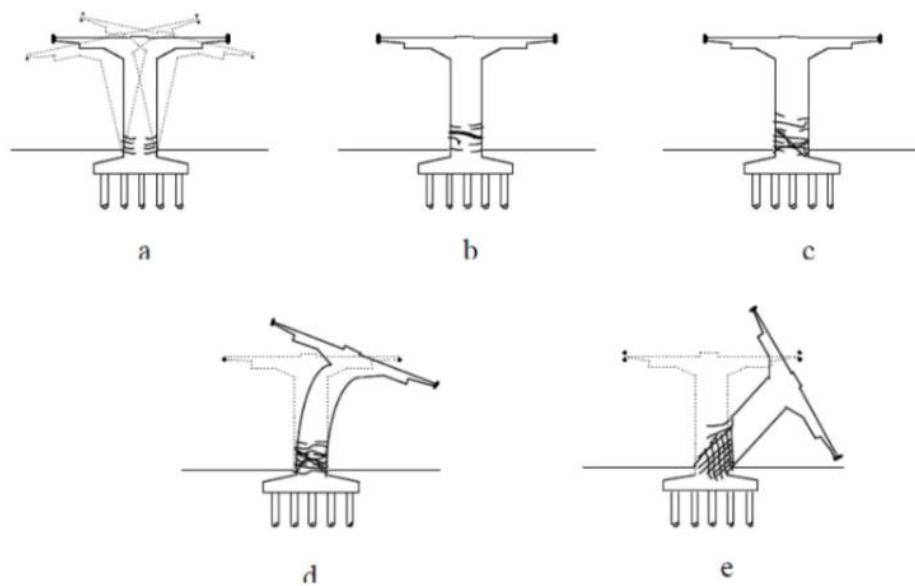


Figura 1.10 Fotografías después del sismo de Kobe en la vía de Hanshin (Architectural Institute of Japan Society of Civil Engineers)



a).-Aparecen grietas por flexión, b) agrietamiento de toda la sección, c) cambio de agrietamiento por flexión a cortante, d) desprendimiento del recubrimiento, colapso gradual por efectos P- δ , y e) ruptura de las barras principales de refuerzo (8)

Figura 1.11 Esquema del mecanismo de fallo en los pilares de la vía rápida de Hanshin

1.3. FACTORES QUE INFLUYEN LA RESISTENCIA DE LAS COLUMNAS

Se han realizado un gran número de ensayos experimentales en columnas sometidas a una carga vertical y a una carga lateral cíclica reversible para identificar y comprender los parámetros que influyen en su desempeño sísmico y de esa manera poder establecer ciertas recomendaciones constructivas y de diseño para conseguir una adecuada capacidad de deformación y resistencia. Las columnas son elementos estructurales sismo resistentes que trabajan a flexo compresión, su comportamiento sísmico está determinado por: La relación de lados de su sección transversal, el recubrimiento, el refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, el nivel de la carga axial a compresión, los ciclos de carga lateral y la resistencia a compresión del concreto.

1.3.1. El recubrimiento en elementos de concreto

El recubrimiento influye de manera significativa en el diagrama de momento-curvatura, ya que una repentina reducción en la capacidad de momento resistente se inicia con el desprendimiento del recubrimiento, al presentarse grandes deformaciones en las fibras extremas del concreto a compresión, estas fibras extremas se desprenden progresivamente fuera del acero de refuerzo transversal, esto se debe a que el confinamiento crean un plano de debilidad que tiende a precipitar el desprendimiento del recubrimiento. Asimismo, de la pérdida del recubrimiento también aumenta la posibilidad del pandeo local del refuerzo longitudinal y por ende una degradación súbita de su resistencia.

1.3.2. El refuerzo transversal

Con un aumento de la cuantía del refuerzo transversal en las zonas donde se desarrolla la plastificación, se incrementan la resistencia a la deformación del concreto. El refuerzo de transversal de confinamiento produce una presión lateral de restricción al núcleo de concreto, mejorando considerablemente su diagrama esfuerzo-deformación. Park, R y Paulay, T en 1978 (18) demostraron, mediante ensayos experimentales, que existe un incremento en resistencia bajo deformaciones elevadas, Rabbat, B y otros en 1986 (19) demostraron experimentalmente que existe un incremento en la resistencia añadiendo refuerzo transversal, en dichos ensayos la carga axial aplicada fue de 30% de la resistencia del área de concreto y con unas cuantías confinamiento de 0.74% y 1.60%, la columna con menor cantidad de confinamiento falló antes de llegar a la fluencia mientras que el espécimen con mayor cantidad de acero transversal mantuvo un comportamiento de histéresis estable. Por otra parte, Sugano, S e 1985 (24), ensayó una serie de columnas con diferentes cuantías de acero de refuerzo transversal y esfuerzos de fluencia, con una

misma cantidad de refuerzo longitudinal y resistencia de concreto, sometidas a un incremento de carga axial monótona. Todos los especímenes alcanzaron su máxima capacidad de deformación entre 0.003 y 0.005. Estas pruebas revelaron que al aumentar el refuerzo transversal mejora la resistencia y la capacidad de deformación de las columnas. En los ensayos realizados anteriormente se pudo apreciar que dentro de este parámetro están implícitos otros factores que pueden mejorar o perjudicar el comportamiento de los elementos como: el esfuerzo de fluencia, la configuración geométrica, la distribución y separación de los estribos.

1.3.3. Niveles de carga axial

Rabbat, B en 1986 (19) mediante ensayos experimentales en columnas demostró que los diferentes niveles de carga axial influyen en la capacidad de deformación, por medio de especímenes de columnas con una cuantía de confinamiento de 1.74% y cargas axiales de 10%, 20% y 30% de la resistencia del área de concreto, se observó que las columnas sometidas a un bajo nivel de carga axial desarrollaron un buen comportamiento a flexión y exhibieron una capacidad de deformación razonable bajo de carga laterales cíclicas hasta la falla, mientras que las columnas sometidas a una mayor carga axial; por otro lado, no desarrollaron un buen comportamiento a flexión. Investigaciones experimentales realizadas en Japón en columnas, revelaron que el comportamiento de las curvas de histéresis es sensible al historial de cargas, por lo que tienden a disminuir tanto la resistencia como su rigidez al incrementar el número de ciclos.

1.3.4. Los ciclos de carga lateral

Otani, S (17) en 1979 demostró mediante ensayos experimentales en columnas que las curvas de histéresis son sensibles al historial de cargas, por lo que tienden a disminuir su resistencia como su rigidez al incrementar el número de ciclos. Previamente Higashi en 1977, demostró que, al estar sometidas a un número de ciclos de carga, tiene una capacidad de desplazamiento menor que aquellos especímenes sometidos a cargas monotónicas crecientes, también se pudo observar que bajo cargas cíclicas se alcanza un nivel de degradación mayor.

1.3.5. Resistencias del concreto

El empleo de concretos de alta resistencia al tener un mayor módulo de elasticidad permite emplear menores secciones transversales que las de concreto convencional sujetas a las mismas sollicitaciones. Sin embargo con el empleo de concretos de alta resistencia es necesario tener mayor cautela en el armado para lograr la ductilidad requerida, tal como lo

mencionan Sheikh, S y Cusson, D, en 1994 (6), demostraron con sus ensayos experimentales que para columnas con concreto de alta resistencia, es necesaria una mayor cantidad de confinamiento en la zona de plastificación para lograr la ductilidad necesaria; debido a que los concretos de alta resistencia suelen presentar una falla frágil, consecuencia de que el árido y el cementante pueden tener la misma capacidad resistente, motivo por el cual el refuerzo transversal necesita mantener la integridad del núcleo confinado.

1.4. INFLUENCIA DEL POSTENSADO EN LAS COLUMNAS

En las columnas postensadas, la capacidad de desplazamiento puede ser mayor que en las columnas de concreto armado, y es posible reducir considerablemente los desplazamientos residuales después de estar sometidas a un evento sísmico severo.

Investigaciones recientes, demostraron que en las columnas postensadas existe una energía de disipación menor comparados con las columnas de concreto armado; esto se debe a la menor cantidad y tamaño de grietas presentadas en los especímenes con presfuerzo que en las de concreto armado durante los ciclos de carga y descarga. Además, Ikeda en 1998 (9) y, Mutsuyoshi en 2001 (31), realizaron varios ensayos de columnas de concreto armado y postensado, con las mismas características geométricas y resistencia, pero incrementando la cuantía del postensado. Se observó que a medida que aumenta la cuantía de postensado la capacidad de desplazamiento lateral es mayor, pero con una menor es la energía de disipación.

Las columnas de concreto armado presentan una histéresis con una gran capacidad de absorción de energía, pero con una degradación considerable en la capacidad de su carga axial, además de que presentan un mayor daño en cuanto a tamaño y espesor de grietas ocasionadas por flexión y cortante que las presentadas en columnas postensadas. Esto como consecuencia del presfuerzo que tiende a recuperar el estado de agrietamiento del elemento siempre y cuando no se presente el desprendimiento del recubrimiento y en consecuencia el pandeo del refuerzo longitudinal.

En la Figura 1.12 se puede observar los lazos de histéresis de una columna de concreto armado y dos de concreto postensado con diferente cuantía de presfuerzo, apreciándose que la columna de concreto armado tiene lazos de histéresis con gran disipación de energía, mientras que en las columnas postensadas se aprecia un deterioro de capacidad de disipación de energía; debido al estrangulamiento de los ciclos de histéresis que se atribuye a efectos de cortante o pérdida de adherencia. Sin embargo, las columnas presforzadas mostraron una mayor capacidad de deformación inelástica.

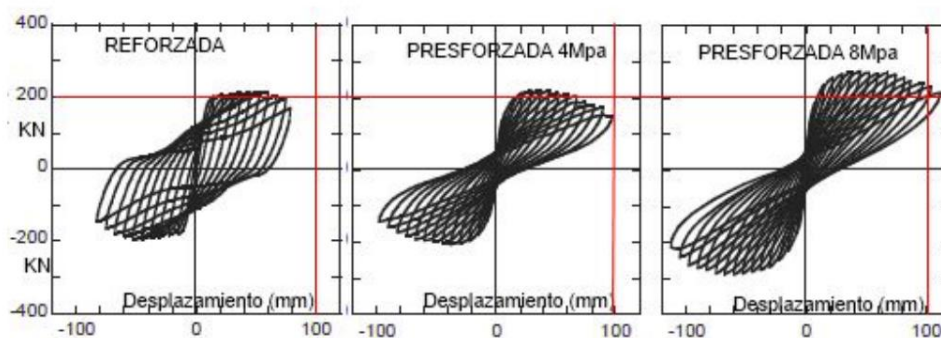


Figura 1.12 Esfuerzo del presfuerzo en el comportamiento de los lazos de histéresis de columnas reforzadas y presforzadas. (9)

En investigaciones realizadas por la asociación de ingeniería de concreto presforzado en Japón (JPCEA), se experimentaron con 22 columnas tanto postensadas como de concreto armado sometidas a carga axial y cargas laterales cíclicas, la cuantía de presfuerzo, carga axial y la resistencia del concreto, fueron las variables. Los resultados mostraron que el efecto provocado el postensado es significativamente diferente a medida que se incrementa la carga axial, debido a su baja capacidad de deformación. Así mismo, la capacidad de deformación aumenta a medida que se incrementa la cuantía de presfuerzo hasta alcanzar un punto óptimo. Por otro lado, incrementar la carga axial provoca que el factor de ductilidad disminuya considerablemente. Otras características importantes que presentaron los especímenes de prueba, fue que la resistencia de carga axial disminuye abruptamente en los especímenes de concreto armado, una vez que se presenta el pandeo local del refuerzo longitudinal, mientras que para las columnas postensadas no se presentó este efecto.

1.4.1. Ensayos experimentales en columnas de puentes.

- **Ensayos realizados por PEER para determinar su capacidad de deformación en columnas de concreto armado (26)**

El objetivo de los ensayos fue determinar la capacidad de deformación de 5 columnas de circulares de concreto armado.

Tabla 1 Dimensiones y propiedades de las cinco columnas Peer, Berry et al. (2004) (26)

Espécimen	L (mm)	D (mm)	M/VD	$P/(A_g \cdot f'_c)$
KOWALSKY U2	2438	457	5	0.041
NIST-F	9140	1520	6	0.069
LEH1015	6096	610	10	0.072
LEH430	2438	610	4	0.072
LEH815	4877	610	8	0.072

Tabla 2. Características de los materiales y cuantías de refuerzo, Peer, Berry et al. (2004) (26)

Espécimen	f_y (MPa)	f'_c (MPa)	d_b (mm)	ρ_l (%)	ρ_s (%)
KOWALSKY U2	565	34.2	19	2.07	0.86
NIST-F	475	35.8	43	2.00	0.64
LEH1015	462	31.0	16	1.50	0.71
LEH430	462	31.0	16	3.03	0.71
LEH815	462	31.0	16	1.50	0.71

La Tabla 3 indican los resultados calculados con el modelo bilineal carga-desplazamiento versus las distorsiones experimentales. También se muestra el cociente del momento flector, medido y calculado.

Tabla 3 Distorsión y cociente de resistencia a flexión, Peer, Berry et al. (2004) (26)

Espécimen	d_r (calculado)	d_r (medido)	$M_{medido}/M_{calculado}$
KOWALSKY U2	0.087	0.109	0.96
NIST-F	0.069	0.065	1.02
LEH1015	0.095	0.105	0.91
LEH430	0.055	0.073	0.99
LEH815	0.080	0.091	1.12

Se compararon con los resultados calculados con los obtenidos experimentalmente. La Figura 1.13 muestra los resultados calculados y medidos de momento – distorsión, para los 5 especímenes estudiados, con la capacidad de momento flector adimensionado con respecto del momento M_{ACI} , calculado con las propiedades medidas de los materiales y con el criterio del ACI 318.

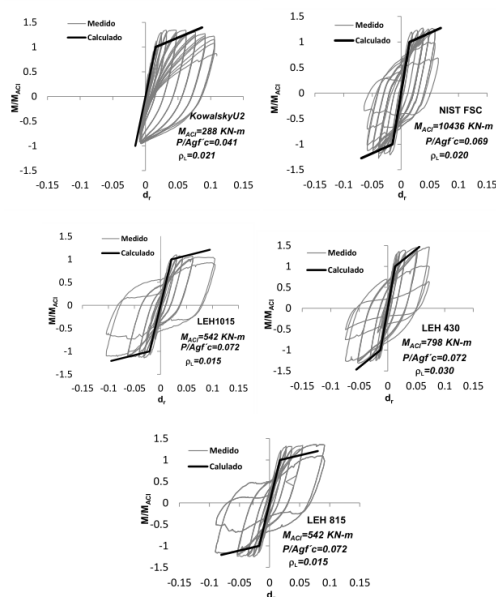


Figura 1.13 Momento vs distorsión de columnas de concreto armado (26)

Restrepo y Rodrigues investigaron sobre la resistencia a flexo compresión según los valores obtenidos de una base de datos de 32 columnas de concreto armado que habían sido ensayadas bajo cargas cíclicas, de sección cuadrada y rectangular, además ensayaron 30 columnas circulares elaborada por en el centro de investigación PEER (4), con el fin de tener una mayor certeza sobre su M_{pr} definido como el momento máximo calculado para la zona crítica de la sección, cuando éste es sometido a flexión en una dirección bajo la acción de carga axial o sin ésta. En el código ACI 318, el M_{pr} se emplea en el diseño por capacidad de vigas y columnas en pórticos dúctiles, esto con la finalidad de impedir que en las zonas donde se desarrollarán rótulas plásticas ocurra una falla frágil debido al esfuerzo por cortante durante evento sísmico intenso. De acuerdo con ACI 318, la fuerza cortante asociada a este momento máximo probable es el que se debe utilizar en el diseño de los elementos sísmicos, independientemente de las fuerzas cortantes obtenidas del análisis del sistema estructural. El M_{pr} puede ser calculado mediante el procedimiento proporcionado por el ACI 318, donde el esfuerzo resistente del acero de refuerzo se toma como $1.25 f_y$ (1). Sin embargo, estas especificaciones no consideran el incremento de la resistencia del concreto en el tiempo, ni la presencia de otros elementos estructurales que confinan a la columna, como el caso de conexiones viga–columna.

La base de datos empleada tiene un amplio intervalo de valores para la relación de carga axial, $P/Ag f'_c$, esta relación varía desde casi 0.00 hasta 0.74, en el caso de las columnas circulares, el 53% de estas columnas tuvieron valores para esta relación menores que 0.11, (debido a que la mayor parte de ensayos que se habían llevado a cabo fue para el estudio

de columnas circulares de puentes). Es de menester comentar también los resultados en relación a la esbeltez de la base de datos, M/VH , para el caso de las columnas rectangulares varió en el intervalo 2.2 a 4.1 y en las columnas circulares varió entre 2 y 10. En relación a la distorsión de las columnas θ_r , también se es necesario indicar que generalmente M_{MAX} se alcanza para valores de θ_r menores o muy cercanos al 2%, con lo cual se puede concluir que existe muy poco endurecimiento por deformación del refuerzo después de $\theta_r = 2\%$.

El momento flector M_{cd} se evaluó para las columnas de la base de datos empleada, la razón de valuar M_{cd} y no M_{pr} se debe a que se está empleo las resistencias medidas en el ensayo $\hat{f}_c$ y $\hat{f}_y$, para una mejor predicción del ACI 318 para M_{MAX} .

Para considerar el efecto de endurecimiento del acero longitudinal por deformación en la sección, de acuerdo con el ACI 318 se debiera haber empleado $1.25f_y$, sin embargo, se uso $\lambda_h \hat{f}_y$, para un mejor ajuste de la predicción de momentos con M_{MAX} , se consideró $\lambda_h = 1.15$. En la Figura 1.14 muestra la relación M_{MAX}/M_{cd} calculada versus $P/(A_g \hat{f}_c)$. Los resultados que se muestran indican que M_{MAX} es mayor que M_{cd} en la mayor parte de los casos, estos resultados son pocos seguros, considerando la filosofía del diseño por capacidad.

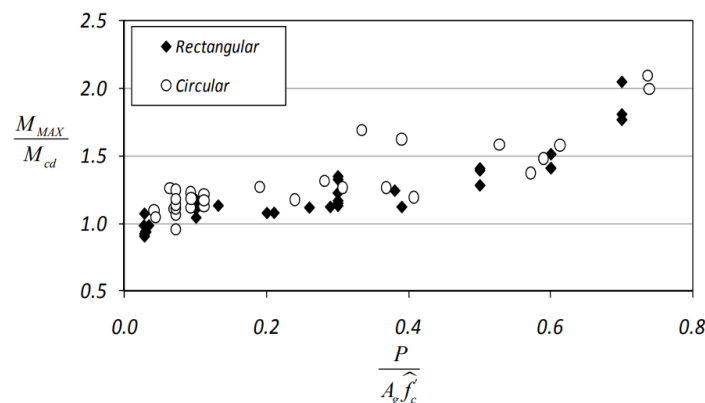


Figura 1.14 Relación M_{MAX}/M_{cd} calculada de acuerdo con el ACI-318 versus relación de carga axial de 62 columnas de la base de datos (Restrepo y Rodríguez, 2013) (21)

La Figura 1.15 muestran resultados que conllevan a la misma conclusión. En este caso se trata de seis columnas rectangulares de la base de datos, con las mismas características de dimensiones, materiales y refuerzo, pero sometidas a diferentes relaciones de carga axial P . La predicción del momento resistente, M_{cd} considerando el mismo procedimiento que en el ensayo anterior.

El refuerzo de confinamiento aquí fue menor al especificado en el ACI 318. Los resultados revelan que el ACI 318 subestima la resistencia a flexo compresión de columnas, apreciándose que las diferencias aumentan con el incremento de relación de carga axial. Los resultados evidencian que este incremento es consecuencia del confinamiento del elemento estructural elástico en la sección crítica de la columna (21). Se debe mencionar que en la obtención de M_{cd} de acuerdo con el ACI 318 se observó que ningún acero de refuerzo longitudinal alcanzó el esfuerzo de fluencia magnificado $\lambda_h \hat{f}_y$, lo que es contrario a lo observado en la evaluación de M_{MAX} , donde el acero longitudinal mostró claras incursiones inelásticas.

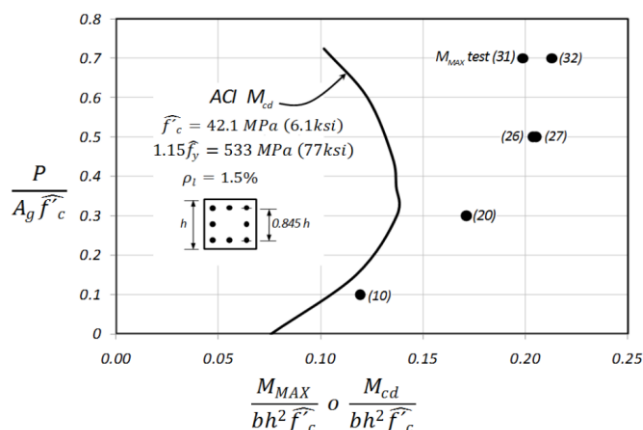


Figura 1.15 Comparación de resultados experimentales con los del diagrama de interacción carga- momento resistente creíble calculado de acuerdo con el procedimiento del ACI 318. (21)

- **Columnas de concreto presforzado no adherido Universidad de Reno, Nevada (26)**

En este ensayo se tenía por objetivo el cálculo de la curva de capacidad para columnas circulares presforzadas, con la finalidad de implementar los tendones postensados con el sistema no adherido en las columnas de puentes, se pudo concluir que el daño causado por un sismo puede ser significativamente menor que el de una columna de concreto armado, debido a que se reduce el desplazamiento residual, lo cual reducirá también la cantidad de daño. Asimismo, permitirá reparaciones más rápidas y un tiempo de cierre mínimo del puente.

Se seleccionaron dos columnas a escala 0.4 (PT-LL y PT-HL) postensadas con el sistema no adherido, siendo idénticas, excepto por la cantidad de refuerzo longitudinal que cruza la unión entre la base de la columna y la zapata como se muestra en la Figura 1.16. Para el modelamiento numérico de cada columna se empleó el software SAP2000, mostrando una estrecha correlación entre los resultados calculados y medidos. En la investigación se

realizaron varios modelos, teniendo como parámetros las cargas muertas axiales, la fuerza inicial de postensado, la ubicación del tendón y la resistencia del concreto. Para que las muestras sean modelos a escala real, se tuvo en cuenta la cantidad de postensado requerida en una columna a escala real. La cantidad de postensado necesaria en una columna a gran escala requiere que se extiendan tendones separados alrededor del centro de la sección transversal de la columna. Se incorporaron hilos engrasados y enfundados para su protección adicional contra la corrosión. La inserción de los tendones no adheridos mostró una reducción significativa en los desplazamientos residuales. El efecto de recentrado no fue tan dominante con un aumento en el refuerzo longitudinal. Una menor relación de refuerzo longitudinal también produjo una mayor ductilidad de desplazamiento.

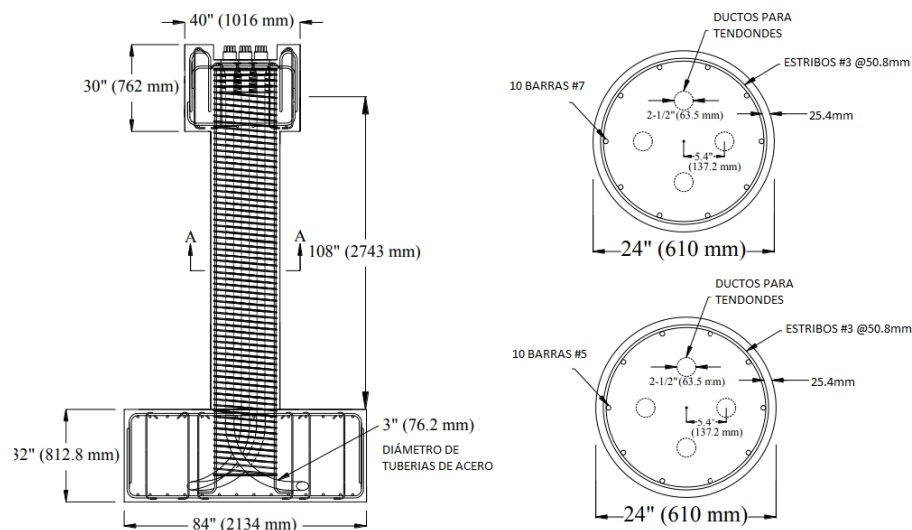


Figura 1.16 Secciones de las columnas ensayadas en la universidad de Reno nevada (26)

La Tabla 4 muestra que las propiedades más importantes de las columnas mencionadas,

Tabla 4 Propiedades de las columnas postensadas, Universidad Reno Nevada (26)

Columna	ρ_l	ρ_s	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	Presfuerzo Inicial (KN)	P (kN)	L (mm)	D (mm)	M/VD
PT-LL	0.685% (10#5)	1.00% (#3@51mm)	31.50	481.3	0.095Ag.f'c (864)	0.06Ag.f'c (543)	2743	610	4.50
PT-HL	1.330% (10#7)	1.00% (#3@51mm)	31.10	495.1	0.096Ag.f'c (868)	0.06Ag.f'c (543)	2743	610	4.50

La relación de la esbeltez, M/VD, de estas columnas muestran que las deformaciones más importantes son las debidas a la flexión, lo que lleva a que las deformaciones por corte sean poco importantes. A diferencia de los ensayos anteriores mencionados, estos especímenes tienen postensado no adherido.

A continuación, se muestra una comparación entre las relaciones cortante-distorsión envolventes medidas de las columnas postensadas (Figura 1.17 y Figura 1.18), indicadas con línea continua gris, versus las relaciones cortante-distorsión, calculadas con la propuesta en este estudio e indicadas con línea discontinua oscura y marcadores circulares.

Para el espécimen PT-HL la distorsión máxima calculada es 0.057 y de acuerdo con los resultados experimentales la distorsión asociada al inicio de la falla medida es de 0.07, por lo que el error entre estos es 22 %. En cuanto a la resistencia lateral, los resultados medidos versus los calculados son aproximadamente iguales, la resistencia calculada es igual a 254 kN y la resistencia medida es 262 kN, obteniendo un error de 3% (Figura 1.17), lo que muestra un resultado conservador.

Para el espécimen PT-LL, la distorsión máxima calculada es de 0.048 y la distorsión asociada al inicio de la falla medida es de 0.06, la diferencia es del orden de 25%. La resistencia calculada es aproximadamente 254 kN y la resistencia medida es de 263 kN, la diferencia es 3.4 %, (Figura 1.18), por lo que estos resultados demuestran que el procedimiento propuesto en esta investigación resulta ser conservador. La línea discontinua vertical, indica el inicio de la degradación de la resistencia en las columnas ensayadas, en ambos casos.

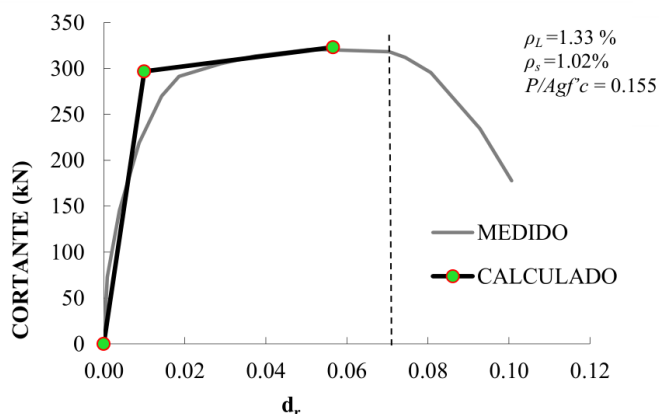


Figura 1.17 Cortante-distorsión PT-HL, medido vs calculado (26)

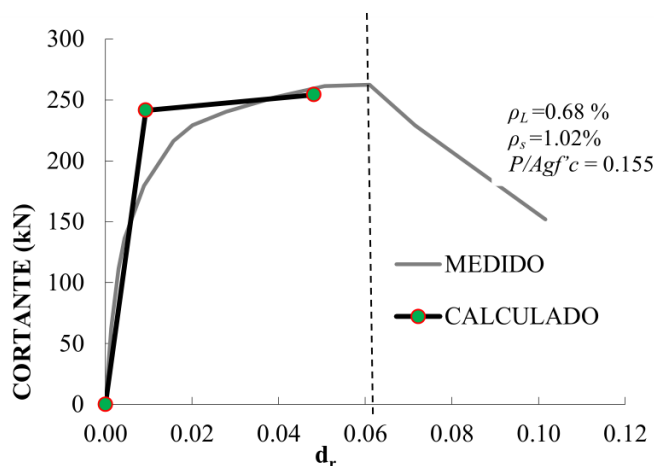


Figura 1.18 Cortante-distorsión PT-LL, medido vs calculado (26)

1.4.2. Causas asociadas a las fallas de los pilares con columnas.

Los pilares son considerados como la parte más vulnerable de un puente, debido a ello, se espera que se disipen la mayor parte de la energía sísmica. Las causas frecuentes que provocaron los daños ocurridos en pilares de diferentes puentes en el mundo, antes de una normativa de diseño por desempeño fueron:

- La reducida capacidad a flexión de las columnas. Esto se debe, en parte, al bajo nivel de fuerza lateral que se empleaba para su diseño.
- Porcentajes de acero longitudinal insuficiente, menores del 1%. Inclusive, en puentes construidos recientemente, la intensidad sísmica ha superado a las acciones de diseño que recomendaban los códigos correspondientes al sitio donde se ubicaba el puente. Los sismos de Taiwán (1999) y Kobe (1995) son ejemplos de esta afirmación.
- Finalmente, el traslape de las barras de refuerzo que se efectuaba en la zona de la articulación plástica, esta longitud de los traslapes resultó ser insuficiente para que las varillas puedan alcanzar la fluencia de manera que la ductilidad se reducía considerablemente. Pruebas experimentales muestran la baja capacidad de rotación que se alcanza en estos casos.

1.5. DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS.

1.5.1. Objetivo general

Estudiar el desempeño sísmico de un puente que posee columnas de concreto postensado con el sistema adherido y no adherido, comparándolos con las columnas de concreto armado.

1.5.2. Objetivo Especifico

El objetivo específico es determinar los niveles de desplazamiento efectivo y ductilidad efectiva en puentes que cuenten con columnas de concreto armado y concreto postensado adherido y no adherido, para ello se realizara:

- Un modelamiento del puente considerando que pilares tipo pórtico (de tres columnas) de diferentes alturas. luego se realizará el diseño con acero de refuerzo y con el acero de presfuerzo, considerando el sistema adherido y no adherido.
- Obtención de los diagramas momento curvatura de dichas secciones con la finalidad de reproducir el comportamiento no lineal, contemplando efectos de cargas cíclicas en las secciones de articulación, para ellos nos apoyaremos de las expresiones de Restrepo y Rodrigues y M.Torres, quienes ensayaron columnas bajo cargas cíclicas.
- Obtener la respuesta la curva de capacidad de las subestructuras para luego evaluar su desempeño sísmico por medio del Método del Espectro de Capacidad (MEC).
- Mostrar la influencia de los sistemas postensados en el comportamiento sísmico en el su desempeño sísmico, por medio de desplazamientos efectivos, ductilidades efectivas, periodos efectivos y factores de reducción efectivas.

1.6. HIPÓTESIS.

Las columnas presforzadas con el sistema adherido y no adherido pueden emular el comportamiento sísmico de los pórticos con el sistema de concreto armado, y además de ellos pueden proporcionar un mejor desempeño sísmico en los puentes.

CAPITULO II: PROCEDIMIENTO DE ANALISIS Y DISEÑO DE PILARES SEGÚN AASTHO 2020

2.1. ANALISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS SEGÚN AASTHO 2020

Para considerar los efectos en una columna sujeta a efectos de flexo compresión, se elabora un diagrama de interacción, considerando todas las combinaciones posibles de carga axial y momentos, teniendo estados de carga de compresión pura, flexo compresión, flexión pura y tracción, este último poco usual debido al efecto del presforzado. Figura 2.1

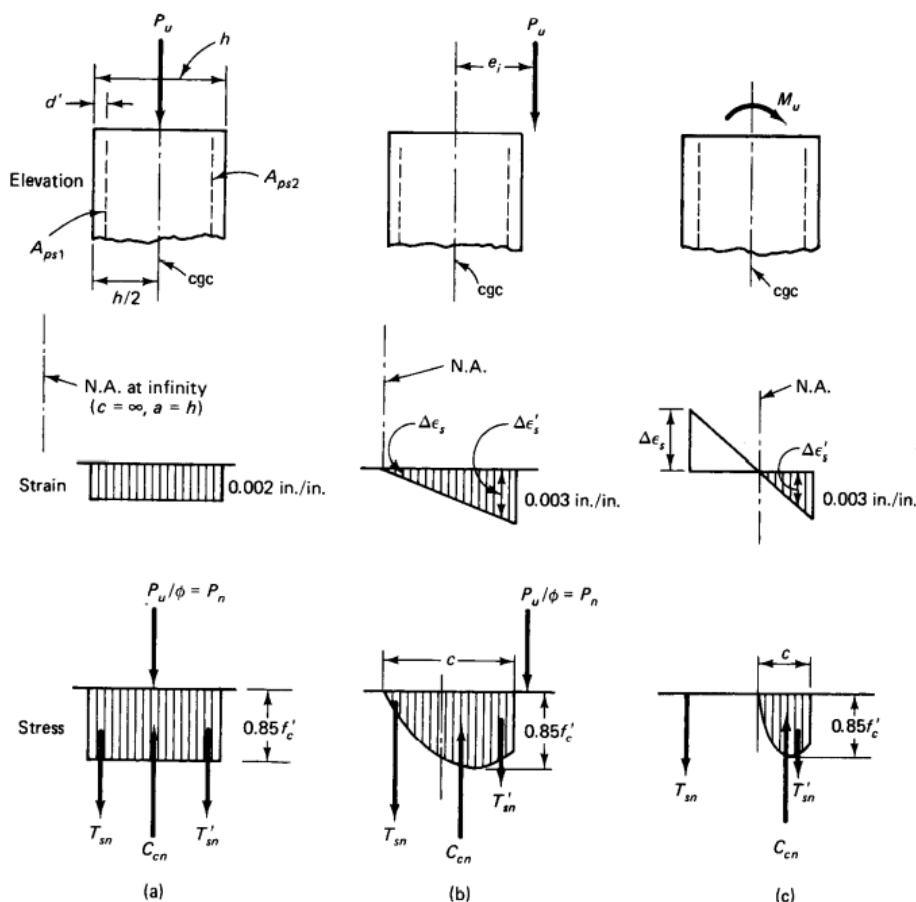


Figura 2.1 Distribución de Esfuerzo y Deformación - Simplificación del bloque de Whitney (16)

2.1.1. El bloque de esfuerzos de Whitney

El método más utilizado para determinar los esfuerzos dentro de una sección de concreto es el método del bloque de esfuerzos de Whitney. El concreto tiene una distribución de esfuerzos lineal hasta aproximadamente el 50% de la deformación máxima. Pasado este punto, el material se comporta de forma no lineal según lo mencionado por Park, R. y Paulay T (18). La Figura 2.2 muestra una combinación de los estados de esfuerzo con la

deformación en la fibra más extrema en compresión que oscila entre el 50% y el 100% de ϵ_{cu} . Se muestra que el cambio en la ubicación del eje neutro y la dimensión del brazo de momento se corresponde con el cambio en el perfil de esfuerzos.

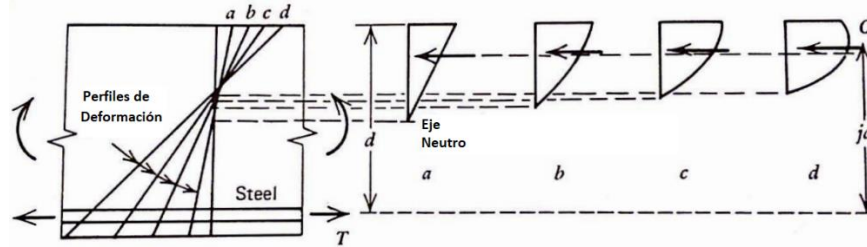


Figura 2.2 Esfuerzos como función de la deformación de la fibra más extrema (16)

Las expresiones del diagrama de Whitney se encuentran incluidos en distintos códigos de diseño, ya sea en el AASTHO 5.7.2.2 (1) o en el ACI 318-19, 22.2 (2).

2.1.2. La resistencia axial y el diagrama de interacción de columnas

Para una columna sujeta a una carga axial concéntrica, de compresión pura (P_n), la normativa AASTHO nos proporciona expresiones en función al tipo de confinamiento, incluyéndole el efecto del acero de presfuerzo en las ecuaciones:

Para elementos con armaduras en espiral:

$$P_n = 0.85[0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps}(f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})] \quad (\text{AASTHO 5.6.4.4. -2})$$

Para elementos con armaduras en estribos:

$$P_n = 0.80[0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps}(f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})] \quad (\text{AASTHO 5.6.4.4. -3})$$

Si la carga es excéntrica, se emplea un diagrama de interacción de cada sección transversal, donde se utiliza los mismos principios y ecuaciones definidos en la teoría de vigas, es decir por el método de bloques de tensión de Whitney.

En la Figura 2.3 se muestra que los esfuerzos y deformaciones en una columna rectangular.

$$C_n = 0.85f'_c ba, \quad T'_{sn} = A'_{ps}f'_{ps}, \quad T_{sn} = A_{ps}f_{ps}$$

Considerando el postensado con el sistema adherido, donde existe compatibilidad de deformaciones, el acero de presfuerzo A'_{ps} que esta en la zona de compresión tendrá una deformación y una fuerza efectiva, análogamente para el área del acero de presfuerzo A_{ps} que está en la zona de tracción:

$$\Delta\epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{P_e}{(A_{ps} + A'_{ps})E_{ps}}$$

$$\epsilon_{ce} = \frac{P_e}{A_c E_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right)$$

$$\Delta\epsilon'_{ps} = \epsilon_{cu} \left(\frac{c - d'}{c} \right) - \epsilon_{ce} \quad \Delta\epsilon_{ps} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d - c}{c} \right) + \epsilon_{ce}$$

Las fuerzas que se producen en el elemento serán las siguientes:

$$T'_{sn} = A'_{ps} E_{ps} \left[\epsilon_{pe} - \epsilon_{cu} \left(\frac{c - d'}{c} \right) + \epsilon_{ce} \right] \quad T_{sn} = A_{ps} E_{ps} \left[\epsilon_{pe} + \epsilon_{cu} \left(\frac{d - c}{c} \right) - \epsilon_{ce} \right]$$

Asimismo, para el acero de refuerzo, se tiene también:

$$T'_s = A'_s E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{c - d}{c} \right) \quad T_s = A_s E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

En una sección rectangular con refuerzo postensado simétrico se puede obtener un momento resistente:

$$M_n = C_n \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) - T'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Si deseamos generalizar para una columna con “m” tendones de refuerzo presforzado y “n” barras de refuerzo convencional se tiene:

$$y_o = \frac{0.85 f'_c b a \bar{y} + \sum_{i=1}^m A_{spi} d_{pi} + \sum_{i=1}^n A_{si} d_i}{0.85 f'_c b a + \sum_{i=1}^m A_{spi} + \sum_{i=1}^n A_{si}}$$

$$P_n = C_n + \sum_{i=1}^m T_{spi} + \sum_{i=1}^n T_{si}$$

$$M_n = C_n \left(y_o - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^m T_{spi} (d_{pi} - y_o) + \sum_{i=1}^n T_{si} (d_{si} - y_o)$$

$$T_{si} = A_s E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{d_i - c}{c} \right) \quad T_{spi} = A_{psi} E_{ps} \left[\epsilon_{pe} + \epsilon_{cu} \left(\frac{d_{pi} - c}{c} \right) - \text{sign}(d_{pi} - c) \epsilon_{ce} \right]$$

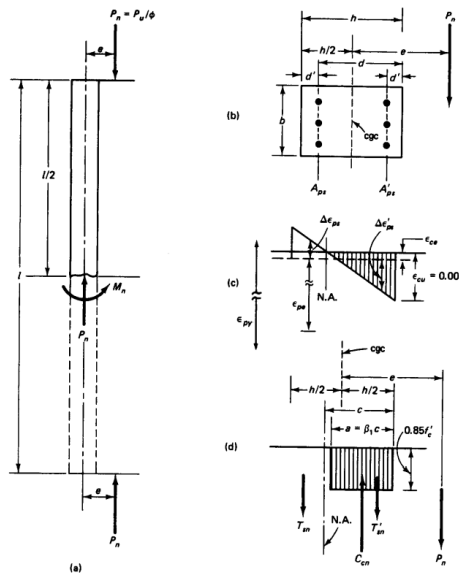


Figura 2.3 Esfuerzos y fuerzas en columnas rectangular no esbelta cargada excéntricamente. (16)

En una sección circular, la determinación del área en compresión y el brazo de momento del bloque de compresión presenta complejidades adicionales involucradas con la geometría irregular:

$$A_{cn} = D^2 \left(\frac{\theta - \sin(\theta) \cos(\theta)}{4} \right)$$

$$A_{cn} y_{bar} = D^3 \left(\frac{\sin^3(\theta)}{12} \right)$$

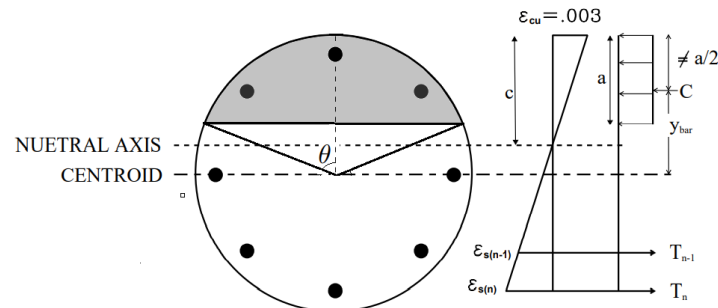


Figura 2.4 Fuerzas y deformaciones en una sección circular

2.1.3. Factor de Resistencia - ϕ

En elementos sujetos a flexión y una mínima carga axial, la falla es inicialmente por fluencia del refuerzo en tracción y se produce el incremento de la ductilidad. Por lo tanto, para cargas axiales relativamente pequeñas es razonable permitir un incremento del factor ϕ para elementos en flexión pura, en ese caso ϕ es 0.90 si es el caso de una columna de concreto armado y 1.00 es de concreto postensado. Para elementos en que se encuentran en la zona transición ϕ puede ser disminuyendo hasta 0.65 si el confinamiento es con estribos ó 0.70 si el confinamiento es con espirales. En el AASTHO en C5.5.4.2.1.1 (1) nos da una gráfica de la variación de ϕ

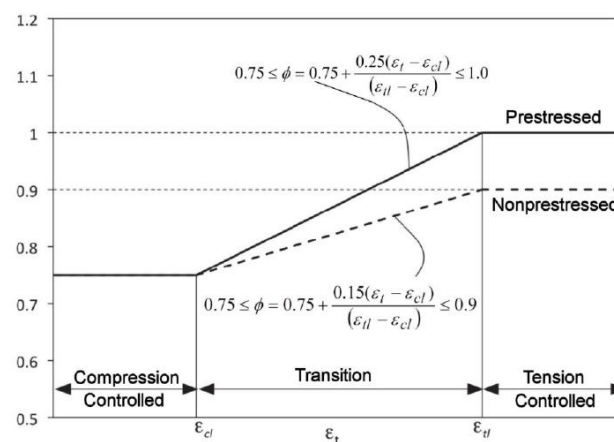


Figura 2.5 Variación ϕ con la deformación de la tracción neta ϵ_t y $\frac{d_t}{c}$ para el refuerzo Gr60 y el acero de presfuerzo (1)

2.1.4. Refuerzo mínimo y máximo en miembros

El área de refuerzo longitudinal presforzado y no presforzado máxima según las recomendaciones AASTHO son las siguientes:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps}f_{pu}}{A_gf_y} \leq 0.08 \quad (\text{AASTHO 5.6.4.2 - 1})$$

$$\frac{A_{ps}f_{pe}}{A_gf_c} \leq 0.30 \quad (\text{AASTHO 5.6.4.2 - 2})$$

Mientras que el área de refuerzo longitudinal presforzado y no presforzado mínima será según las recomendaciones AASTHO son las siguientes:

$$\frac{A_s f_y}{A_g f_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c} \geq 0.135 \quad (\text{AASTHO 5.6.4.2 - 3})$$

El mínimo número de barras de armadura longitudinal deberá ser seis para disposiciones circulares y cuatro para disposiciones rectangulares. El tamaño mínimo de barra será #5. Para puentes en la Zona Sísmica 1 se puede utilizar una sección efectiva reducida si la sección transversal es mayor que la requerida para resistir las cargas aplicadas. El mínimo porcentaje de refuerzo longitudinal total (presforzada y no presforzada) del área efectiva reducida será 1% o el valor obtenido de la ecuación 5.6.4.2-3 del reglamento, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

2.1.5. Amplificación de momentos y efectos de segundo orden

Las columnas esbeltas comprimidas, pueden pandearse antes de alcanzar el estado límite del material. La deformación en compresión bajo una carga de pandeo podría ser menor a su deformación ultima, como se muestra en la Figura 2.6.

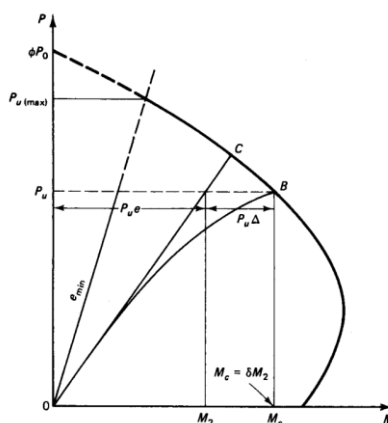


Figura 2.6 Momento flector amplificado en diagrama de interacción. (16)

El AASHTO – 5.6.4.3 considera los efectos de segundo orden como: La presencia de fuerzas axiales de compresión amplifican tanto la combadura tolerable de construcción

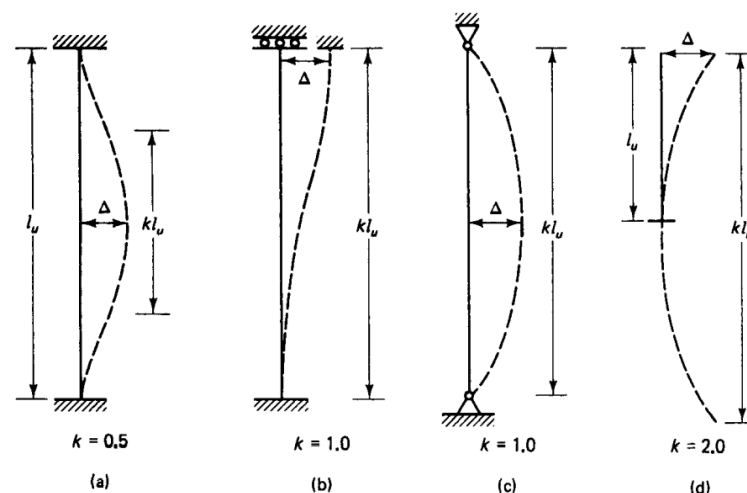
como la deformación debida a cargas no tangenciales actuando encima de la columna, ocasionando un incremento de la excentricidad de la fuerza axial con respecto a su eje. El efecto de sinergia de esta interacción reduce su rigidez. Para tomar en cuenta de manera aproximada este efecto se recurre a un análisis no lineal de grandes deflexiones, normalmente se recurre al procedimiento de amplificación del momento. La esbeltez de una columna depende de la expresión KH/r , para una columna en compresión arriostrada contra el desplazamiento lateral se puede ignorar el efecto de esbeltez si:

$$\frac{KH}{r} < 34 - \left[\frac{12M_{1b}}{M_{2b}} \right]$$

Donde M_{1b} = el menor momento en el extremo de la columna, positivo si la flexión es en simple curvatura, negativo si hay doble curvatura, M_{2b} = el mayor momento en el extremo de la columna, siempre positivo.

- Para columnas no arriostradas, el efecto de esbeltez se ignora si $KH/r < 22$. Si la esbeltez excede el valor, se usa el método de amplificación de momentos.
- En el caso de que $KH/r < 100$, en columnas no presforzadas se puede emplear un método aproximado para su diseño.
- El diseño se basa en una carga axial mayorada P_u , determinada mediante análisis elástico y un momento mayorado amplificado M_c , como se especifica en el Art. 4.5.3.2.2b.

El factor de longitud efectiva K que multiplican la longitud de la columna depende de las condiciones de borde. Según la Tabla C4.6.2.5-1 del AASTHO 4.6.2.5.



(a) Fijo-fijo, (b) Fijo-fijo con movimiento lateral (c) Rotulado-Rotulado (d) Fijo-Libre

Figura 2.7 Factores de longitud efectiva (k) (16)

Para los elementos sin desplazamiento, a menos que mediante un análisis se demuestre que es posible utilizar un valor menor $K = 1.0$.

Para los elementos que se desplazan, K se determina considerando debidamente los efectos de la fisuración y las armaduras sobre la rigidez relativa, y nunca se tomará menor que 1.0. En caso la esbeltez $KH/r > 100$ hay que hacer un análisis no lineal de segundo orden. La amplificación de momentos se considera como se sigue:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (\text{AASHTO 4.5.3.2.2b} - 1)$$

M_{2b} = Momento en columnas debido a las cargas de gravedad amplificadas que resultan de una deformación lateral despreciable, resultado de un análisis elástico de primer orden.

M_{2s} = Momento en la columna debido a cargas laterales o de gravedad que resultan en un desplazamiento lateral $\Delta \geq H/1500$.

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1 \quad (\text{AASHTO 4.5.3.2.2b} - 3)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1 \quad (\text{AASHTO 4.5.3.2.2b} - 4)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E_c I_g}{(KH)^2} \quad (\text{AASHTO 4.5.3.2.2b} - 5)$$

El valor C_m es típicamente 1.0, para elementos arriostrados contra el desplazamiento lateral se define como:

$$C_m = 0.60 + 0.40 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \geq 0.40 \quad (\text{AASHTO 4.5.3.2.2b} - 6)$$

Donde M_{1b} y M_{2b} son el menor y el mayor momento en los extremos, además (M_{1b}/M_{2b}) se considera como positivo si se genera una sola curvatura y negativo si es doble. Para calcular la rigidez a flexión de las columnas se considera las expresiones de AASHTO:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_{cs} I_s}{1 + \beta_d} \quad (\text{AASHTO 5.6.4.3} - 1) \quad EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} \quad (\text{AASHTO 5.6.4.3} - 2)$$

2.1.6. Criterios de ductilidad

El el confinamiento en espirales o zunchos en puentes ubicados en Zonas Sísmicas 2, 3 ó 4 deberá satisfacer los requisitos especificados en el Art. 5.10.11. Si el área de armadura en espiral y zunchos no está determinada por: requisitos de diseño sismo resistente, corte o torsión según Art. 5.8, ni requisitos mínimos según Art. 5.10.6, la relación entre la armadura en espiral y el volumen total del núcleo de concreto, medido entre las partes exteriores de los espirales, deberá satisfacer:

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_e} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (\text{AASHTO 5.7.4.6} - 1)$$

El refuerzo de confinamiento en la articulación plástica se determinará como sigue:

$$\rho_s \geq 0.16 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.15 - \frac{1.25P_u}{A_g f'_c} \right); \left(0.15 - \frac{1.25P_u}{A_g f'_c} \right) \geq 1.0$$

2.2. PROPIEDADES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES

2.2.1. Concreto no confinado

El modelo Hognestad, (1951) consiste en una parábola de segundo grado hasta alcanzar su resistencia máxima; después la curva descendente que se representa por medio de una recta. Comúnmente la deformación unitaria última ε_{cu} tiene como valor más aceptado 0.0038. Es un material que se comporta de forma adecuada a la compresión, pero débil en tracción.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_c \quad m = \frac{3f'_c}{20(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_o)}$$

2.2.2. Concreto a tracción (2013)

La curva esfuerzo-deformación del concreto en tracción puede idealizada mediante tramos de líneas rectas. Los parámetros siguientes describen dicha curva, esta expresión fue sugerida por Restrepo y Rodrigues en coordinación con M. Torres.

$$f_{ct}(\varepsilon_c) = \left(\frac{f_{cr}}{\varepsilon_{cr}} \right) \varepsilon_c \quad \text{si } \varepsilon_c < \varepsilon_{cr} \quad f_{ct}(\varepsilon_c) = \beta \left(\frac{\varepsilon_{cto} - \varepsilon_c}{\varepsilon_{cto} - \varepsilon_{cr}} \right) f_{cr} \quad \text{si } \varepsilon_{cr} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cto}$$

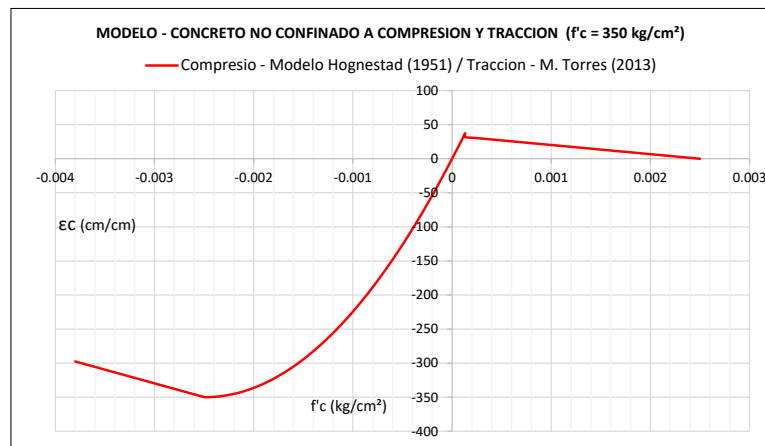


Figura 2.8 Modelo del concreto no confinado- Hognestad y M. Torres $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

2.2.3. Concreto confinado a compresión.

Mander et al. (1984), propuso un modelo de esfuerzo-deformación único para el concreto confinado aplicable a columnas circulares y rectangulares.

Considerando que la presión transversal máxima del acero de confinamiento solo se puede ejercer de manera efectiva en esa parte del núcleo de concreto donde el esfuerzo de

confinamiento se ha desarrollado completamente debido a la acción de arqueamiento el cual ocurre en forma de parábola con una pendiente de 45. A continuación se muestran algunas expresiones para el cálculo.

$$\rho_{cc} = \frac{A_{st}}{\frac{\pi}{4}(D - 2c_c - ds)^2}$$

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad A_e = \frac{\pi}{4}\left(D - 2c_c - ds - \frac{s'}{2}\right)^2$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2(D - 2c_c - ds)}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad \rho_s = \frac{4A_{sp}}{(D - 2c_c - ds)s'} \quad f'_l = \frac{k_e \rho_s f_{yh}}{2}$$

El modelo de esfuerzo-deformación para el concreto confinado de Mander basa en una ecuación sugerida por Popovics (1973). Para un ritmo de deformación lenta (cuasiestática) y una carga monotónica.

$$f_{cc} = f_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right)$$

$$f'_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_c = 15000 \sqrt{f'_{co}} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

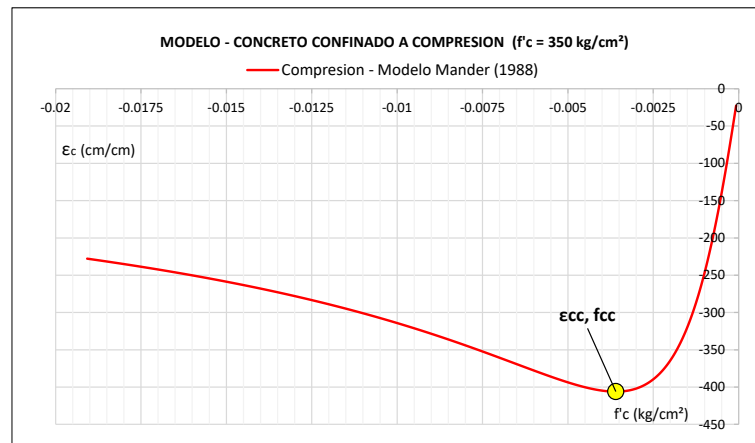


Figura 2.9 Modelo de compresión para el concreto confinado Mander $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (*)

(*) Se ha considerado $D = 200 \text{ mm}$, $A_{st} = 38\#14$, y un refuerzo transversal $= \emptyset 5/8" @ 10 \text{ cm}$

La f_{cc} está en función f_{cl} y del diámetro de la barra de confinamiento. La ε_{cu} ocurre cuando se fractura del acero de confinamiento y puede ser estimada igualando la capacidad de energía de deformación del acero transversal en la fractura con el incremento de energía absorbido por el concreto (Paulay y Priestley, 1992):

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$

2.2.4. Acero de refuerzo no presforzado ASTM A615

Mander et al. (1984), propuso un modelo del acero en tracción, específicamente la curva de endurecimiento, la cual inicia al final de la zona de fluencia ε_{sh} . Esta zona se ubica después de la planicie de la posfluencia, aquí la barra de acero vuelve a tener capacidad de absorber carga, debido al endurecimiento. Aquí las expresiones

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^p \quad p = \frac{\ln \left(\frac{f_{su} - f_{s1}}{f_{su} - f_y} \right)}{\ln \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_y} \right)}$$

Las variables f_{s1} y ε_{s1} son las coordenadas de un punto obtenido mediante una prueba experimental. La magnitud de f_s es aproximadamente el promedio de f_{su} y f_y . Rodríguez y Botero en 1996 realizaron pruebas experimentales en barras de refuerzo y obtuvieron los siguientes parámetros que se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5 Parámetros experimentales obtenidos por Rodrigues y Bertero 1996

Diámetro	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	ε_{sh}	ε_{su}	ε_{suu}	ρ
Pequeño	448.85	734.62	0.0088	0.1177	0.1493	3.474
Grande	451.99	729.22	0.0060	0.1420	0.1815	3.362

Asimismo, los ensayos realizados de barras de refuerzo bajo cargas monotónicas en compresión han sido menos frecuentes que los ensayos en tracción. Observando el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado, se ha supuesto tradicionalmente que las curvas de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo en compresión y tracción son iguales y con signos opuestos. Sin embargo, esto no es así según lo propuesto por Mander, Dood y Restrepo (1995) quienes han demostrado que, si se toma en cuenta la geometría instantánea de una barra corta que se ensaya en acero, mediante el empleo de coordenadas naturales, las curvas de acero en casos de tracción y compresión son básicamente diferentes.

$$f_{cs} = -f_s(1 + \varepsilon_{sc})^2 \quad \varepsilon_{cs} = \frac{-\varepsilon_{st}}{1 + \varepsilon_{st}}$$

En la Figura 2.10 muestra entonces los resultados de aplicar las expresiones mencionadas, esta función completa del modelo del acero de refuerzo.

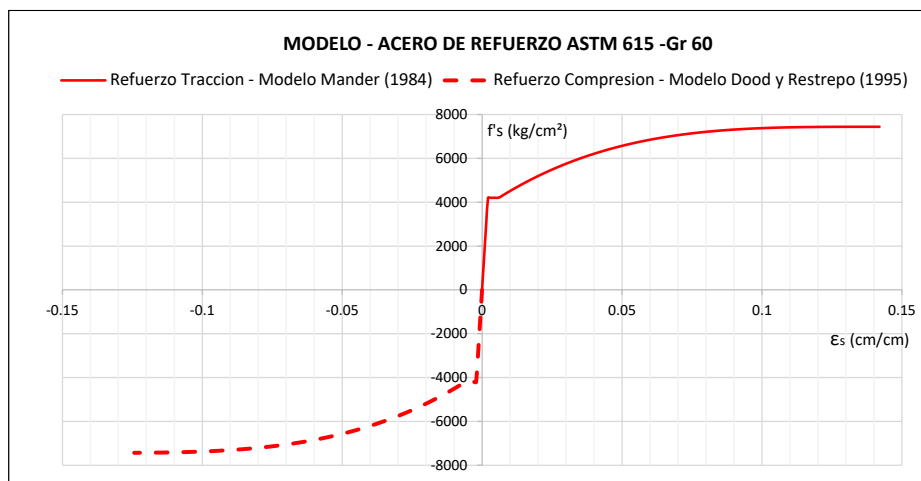


Figura 2.10 Curvas de esfuerzo deformación del acero de refuerzo

2.2.5. Acero de refuerzo presforzado ASTM A416 - Sistema adherido

Mattock et al. (1979) demostraron que la ecuación llamada “Power formula” propuesta por Menegotto et al (1973) (14) para representar las curvas de esfuerzo deformación en barras de refuerzo no presforzados, se puede aplicar en refuerzos de presfuerzo con aproximaciones bastante cercanas a los ensayos (Naaman, 2004).

$$f_p = \varepsilon_{ps} E_p \left[Q + \frac{1 - Q}{\left(1 + \left(\frac{E_{ps} \varepsilon_{ps}}{k f_{py}} \right)^R \right)^{\frac{1}{R}}} \right] \leq f_{pu}$$

Q, R y K son constantes obtenidos por medio de ensayos experimentales para determinar la curva de acero deformación para el acero de presforzado.

Tabla 6 parámetros experimentales para el acero de presfuerzo (Naaman 2004)

Acero de Presfuerzo ASTM 416 – Gr 270 ksi [1863 MPa]						
E_{ps}	f_{py}	f_{pu}	ε_{pu}	R	K	Q
27890	243.50	278.00	0.069	7.344	1.0618	0.01174

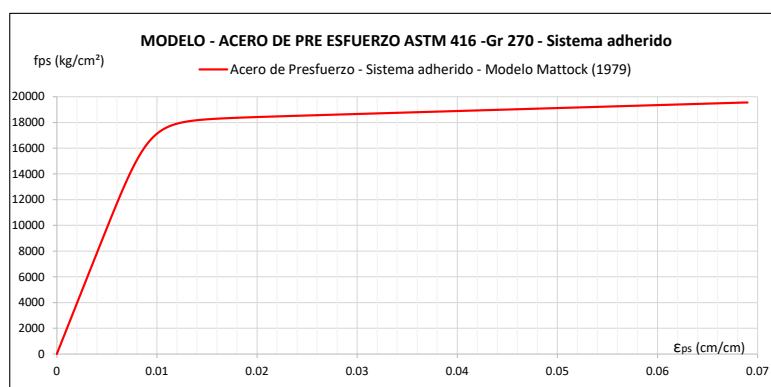


Figura 2.11 Curvas de esfuerzo - deformación del acero de presfuerzo adherido-Sistema adherido

2.2.6. Acero de refuerzo presforzado no adherido

Mojthaedi y Gamble (1978) (15) realizaron ensayos en losas planas en una sola dirección, luego, Wei Zhou and Wenzhong Zheng. (2004) (29), tras de ensayos experimentales en vigas continuas, concluyeron que la expresión de proporcionada por el ACI318 para determinar f_{ps} en el sistema no adherido proporciona resultados muy cercanos a los ensayos experimentales. En esta tesis se consideró en un modelo bilineal, una vez que el cable alcanza su máxima resistencia, continuara deformándose sin existir un incremento de carga, debido a que no existe compatibilidad de deformaciones.

Tabla 7 Resistencia nominal del acero de presfuerzo no adherido para vigas esbeltas

l_n/h	f_{ps}	
≤ 35	El menor de	$f_{se} + 70 + \frac{f'c}{100\rho_p}$
		$f_{se} + 420$
		f_{py}

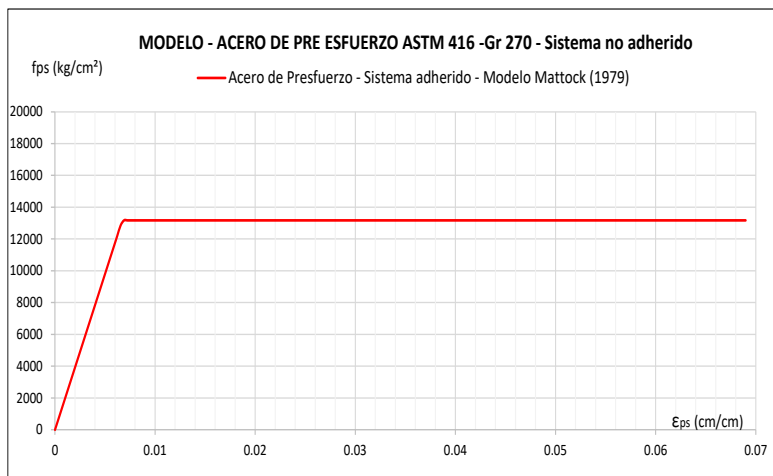


Figura 2.12 Curvas de esfuerzo - deformación del acero de presfuerzo adherido-Sistema no adherido

CAPITULO III: ANALISIS ESTATICO INCREMENTAL NO LINEAL, METODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS BAJO CARGAS CICLICAS.

3.1. ANÁLISIS ESTÁTICO INCREMENTAL NO LINEAL (AEINL)

El AEINL o pushover es una técnica sencilla para estudiar la capacidad - deformación de una estructura bajo una distribución supuesta de fuerzas laterales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de fuerzas que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su máxima capacidad. Este procedimiento identifica el punto de agrietamiento, fluencia y falla de los componentes estructurales, los estados límite de servicio y la relación de desplazamientos y cortantes

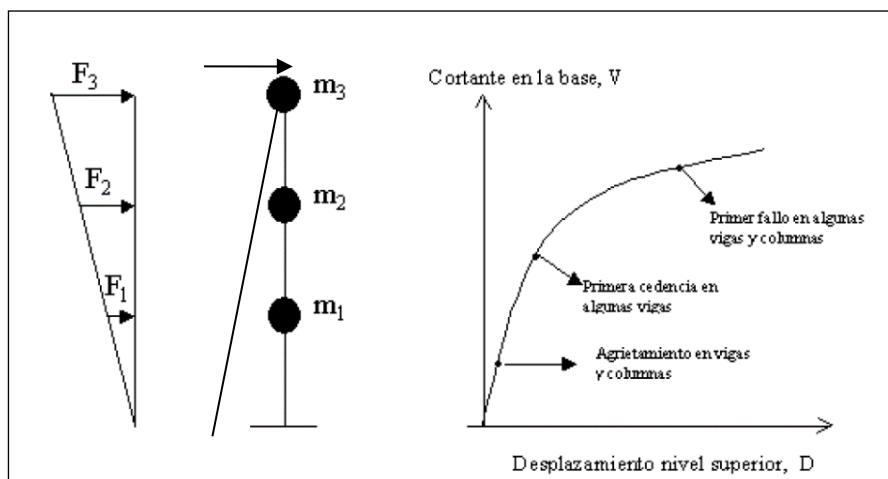


Figura 3.1 Análisis estático incremental no lineal o Pushover y Curva de Capacidad

Cerca del punto de fluencia, se asume que la resistencia de la estructura tendrá relación lineal de la rigidez, y en el trayecto del punto de fluencia al punto de capacidad última se considera que la estructura pasa de un estado puramente elástico a un estado plástico. Más allá de este punto se supone un remanente plástico de la estructura. No obstante, se debe tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones como: El hecho que solo se centra sólo en la energía de deformación y desprecia la energía asociada a las componentes dinámicas de fuerzas (la energía cinética y de amortiguamiento), además, los efectos de torsión producidos por las variaciones de rigidez no son considerados en un AEINL, ya que es un análisis bidimensional. Asimismo, los cambios progresivos de las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimentan fluencia no lineal no son considerados, así como se desprecian las cargas sísmicas verticales.

3.2. CURVA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y CURVA DE DEMANDA SISMICA

3.2.1. Curva de Capacidad estructural

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y rigidez de sus elementos. Para determinar la capacidad de una estructura más allá del límite elástico, se requiere de un AEINL en un modelo representativo de la estructura que considere su no linealidad, la curva de capacidad generalmente es representada con el cortante V_b obtenido para varios incrementos de carga lateral, con respecto a los desplazamientos o deformaciones D_a .

El procedimiento propuesto en el ítem 3.3.3.2.4 del FEMA 356 para la representación bilineal de la curva de capacidad se muestra a continuación:

1. Definir el desplazamiento último D_u y su correspondiente cortante basal ultimo V_u , en el momento que un elemento de la edificación haya alcanzado su resistencia última. Estos valores definen el punto B.
2. Calcular el área bajo la curva de capacidad, utilizando un método de integración.
3. Estimar el cortante de fluencia V_y' , este valor se elige arbitrariamente, y se define mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real (*Area.curva*) y la curva bilineal idealizada (*Area.bilineal*)
4. Calcular la rigidez lateral efectiva de la estructura o pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. La cual se obtiene uniendo, con una línea recta, desde el origen O y el punto sobre la curva de capacidad, con un cortante basal igual a $0.60V_y^i$. Para ello, son necesarios los siguientes pasos:
 - i. A partir de la curva, se determina el desplazamiento $D_{0.60y^i}$ correspondiente a un cortante basal $0.60V_y^i$
 - ii. La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral de la estructura y se calcula mediante la expresión:

$$K_e^i = \frac{0.60V_y^i}{D_{0.60Y}^i}$$

5. Cálculo del desplazamiento de fluencia D_y^i el cual se define:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

6. Definir la curva bilineal mediante las rectas OA y AB.
7. Calcular el factor reductor α de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente expresión:

$$\alpha^i = \frac{V_u / V_y^i - 1}{D_u / D_y^i - 1}$$

8. Calcular el área de la curva bilineal $\text{Área}_{bilineal}$.
9. Determinar el error $\mathcal{E}$ en la representación bilineal como:

$$\mathcal{E} = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \times 100$$

Si el error excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere una nueva iteración:

$$V_y^{i+1} = V_y^i \frac{\text{Área}_{curva}}{\text{Área}_{bilineal}}$$

Se repiten los pasos 4 y 8 con el valor de V_y^{i+1}

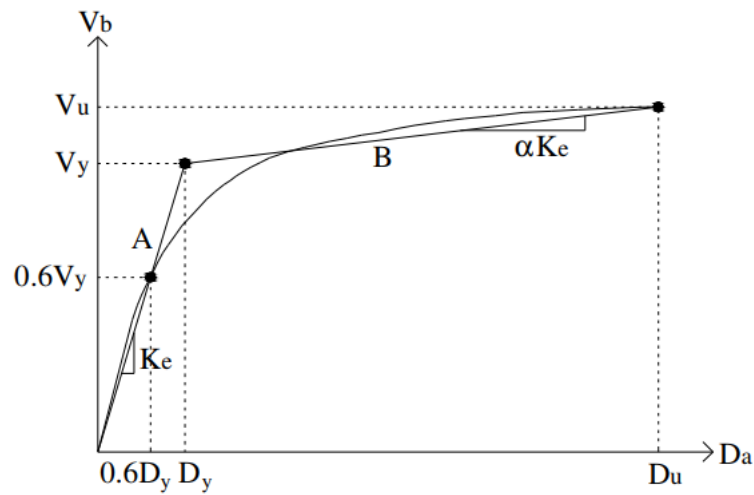


Figura 3.2 Curva de Fuerza desplazamiento bilineal idealizada

3.2.2. Demanda sísmica

La demanda queda representada por medio de un espectro de diseño, el cual presenta la respuesta máxima de modelo dinámico de 1 GDL como una función de sus frecuencias. En ingeniería sísmica, se emplea un espectro de respuesta de aceleraciones para el análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo cual se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (S_a vs S_d) para propósitos de diseños basados en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995) (3). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994).

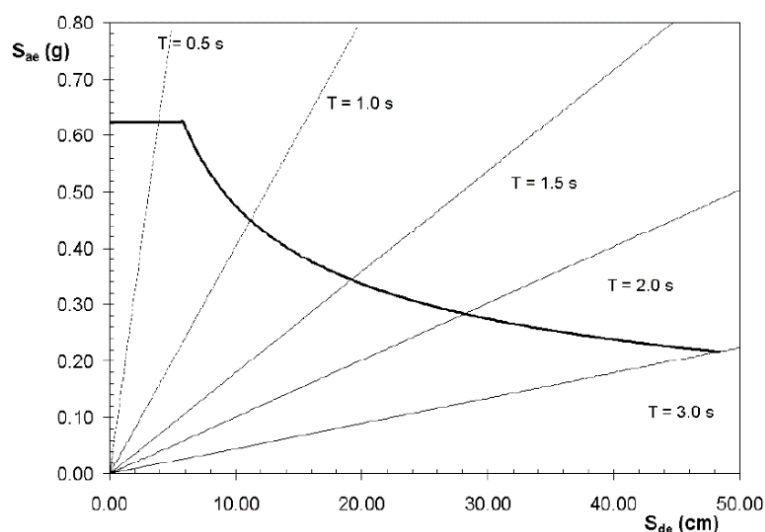


Figura 3.3 Espectro elástico de diseño en formato AD

El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato es:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

3.2.3. Espectro de demanda y espectro de demanda reducido

El espectro de diseño inelástico de la norma AASTHO, fue obtenido para 5% de amortiguamiento respecto del crítico, y debe reducirse para representar la demanda inelástica de la estructura. De acuerdo con la descripción del método de espectro de capacidad por el ATC-40, el espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histéretico equivalente β_{eq} , que representa los efectos de la disipación de energía por histéresis del sistema inelástico. Estudios realizados por Chopra y Goel (5) han mostrado que el método del espectro de capacidad, como el desarrollado por el ATC-40 para reducir el espectro de demanda elástica, producen resultados que difieren considerablemente de los proporcionados por otros autores y en algunos casos no converge a una solución. Krawinkler presentó las siguientes críticas al procedimiento:

- No hay justificación física para la relación entre la energía histerética disipada en la excitación máxima y el amortiguamiento viscoso equivalente, especialmente para grandes deformaciones inelásticas, es decir, cuestiona el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente para grandes deformaciones.
- El período asociado al punto de desempeño puede estar muy lejos de lo que se obtendría de un análisis inelástico dinámico.

Teniendo en cuenta lo antes dicho, Andrei Reinhorn recomienda que se mantenga el método de espectro de capacidad, en el formato ADRS, pero que el espectro de demanda

inelástico se le obtenga a partir del espectro elástico dividido por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, R_μ (Chopra y Goel, 1999). (23)

3.2.4. El factor de reducción por ductilidad

El factor de Reducción por ductilidad (R_μ) según Lee, Han, Oh (1999) (10) considera un modelo de histéresis que considera un incremento de rigidez en la postfluencia y el deterioro de la resistencia. La expresión que han propuesto depende de la ductilidad global de la estructura y de su periodo.

$$R_\mu = A_o [1 - e^{B_o T}]$$

$$A_o = 0.99\mu + 0.15$$

$$B_o = 23.69\mu^{-0.83}$$

3.3. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y PUNTO DE DESEMPEÑO.

Por medio de este método se puede determinar el punto de desempeño de una estructura sometida a sismos de diferente intensidad, superponiendo el espectro de capacidad y el espectro de demanda. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo se podría comportar la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico. Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad. La identificación de este punto permite comprender el comportamiento estructural cuando es sometida sismos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

3.3.1. Conversión: curva de capacidad a espectro de capacidad

Partiremos de la ecuación de movimiento planteada para realizar un análisis de superposición modal debido a un movimiento en la base:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g$$

Sea la solución la siguiente combinación lineal: $\{u\} = \sum_i a_i(t) \{\varphi_i\}$

Donde: $a_i(t)$ son funciones que dependen del tiempo y $\{\varphi_i\}$ las formas modales:

Remplazando en la ecuación se tiene:

$$\sum_i [M] \{\varphi_i\} \ddot{a}_i(t) + \sum_i [C] \{\varphi_i\} \dot{a}_i(t) + \sum_i [K] \{\varphi_i\} a_i(t) = -[M]\{1\}\ddot{u}_g$$

Pre multiplicando por $\{\varphi_j\}^T$ y modificando términos en cada expresión ($j=1, 2, \dots, n$)

$$\sum_i \{\varphi_j\}^T [M] \{\varphi_i\} \ddot{a}_i(t) + \sum_i \{\varphi_j\}^T [C] \{\varphi_i\} \dot{a}_i(t) + \sum_i \{\varphi_j\}^T [K] \{\varphi_i\} a_i(t) = -\{\varphi_j\}^T [M] \{1\} \ddot{u}_g,$$

Aplicando las condiciones de ortogonalidad y asumiendo un amortiguamiento clásico:

$$\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\} \ddot{a}_i(t) + \{\varphi_i\}^T [C] \{\varphi_i\} \dot{a}_i(t) + \{\varphi_i\}^T [K] \{\varphi_i\} a_i(t) = -\{\varphi_i\}^T [M] \{1\} \ddot{u}_g$$

Dividiendo entre $\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}$, se tiene:

$$\ddot{a}_i(t) + \frac{\{\varphi_i\}^T [C] \{\varphi_i\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} \dot{a}_i(t) + \frac{\{\varphi_i\}^T [K] \{\varphi_i\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} a_i(t) = -\frac{\{\varphi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} \ddot{u}_g$$

Luego definimos:

$$\frac{\{\varphi_i\}^T [C] \{\varphi_i\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} = 2\beta_i \omega_i \quad \frac{\{\varphi_i\}^T [K] \{\varphi_i\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} = \omega_i^2 \quad \frac{\{\varphi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} = \Gamma_i$$

Luego se ha desacoplado el sistema de varios grados de libertad (VGDL) en varios de sistemas de un solo grado de libertad (1GDL) según el nivel de pisos:

$$\ddot{a}_i(t) + 2\beta_i \omega_i \dot{a}_i(t) + \omega_i^2 a_i(t) = -\Gamma_i \ddot{u}_g$$

Siendo Γ_i el coeficiente de participación estática del modo i

Luego el factor de participación estática para el modo i=1, es:

$$\Gamma_i = \frac{\{\varphi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} = \left[\frac{\sum_i^n m_i \varphi_i}{\sum_i^n m_i \varphi_i^2} \right]$$

- Contribución modal a la fuerza sísmica del modo 01:**

$$\{F_1\} = S_{a1} \Gamma_1 [1]^T [M] [\varphi_1]$$

Donde $\{F_i\}$ es el vector de fuerzas modales obtenidas para la primera forma de modo y S_{a1} es la aceleración espectral correspondiente a la primera forma de modo:

Luego el cortante basal debido a estas fuerzas es: $V_1 = [1]^T \{F_1\} = S_{a1} \Gamma_1 [1]^T [M] [\varphi_1]$ luego reemplazando Γ_i :

$$\begin{aligned} V_1 &= S_{a1} \left(\frac{\{\varphi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} \right) [1]^T [M] [\varphi_1] = S_{a1} \left(\frac{\{\varphi_i\}^T [M] \{1\}}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} \right) \{\varphi_i\}^T [M] \{1\} \\ &= S_{a1} \left(\frac{(\{\varphi_i\}^T [M] \{1\})^2}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} \right) \end{aligned}$$

El término que multiplica a S_{a1} se denomina masa efectiva, que es la masa involucrada en la vibración del modo 01

$$M_{efectiva,i} = \left(\frac{(\{\varphi_i\}^T [M] \{1\})^2}{\{\varphi_i\}^T [M] \{\varphi_i\}} \right) = \left[\frac{\sum_i^n (m_i \varphi_i)^2}{\sum_i^n m_i \varphi_i^2} \right]$$

Si tuviéramos un sistema de 1GDL y una fuerza externa actuando sobre él, se produciría un cortante basal de igual magnitud, por tanto, para construir un sistema equivalente de 1GDL,

se adoptará el cortante basal de la estructura completa, como el cortante basal del sistema equivalente:

$$V_1 = S_{a1} M_{efectiva,i}$$

Para obtener un formato S_a vs S_d , definiremos la pseudo aceleración que experimentaría el sistema de 1GDL equivalente de la estructura como:

$$S_{a1} = V_1 / M_{efectiva}$$

- **Contribución modal al desplazamiento del modo 01:**

$$[d_i] = S_{d1} \Gamma_1 [\varphi_1]$$

Donde $\{d_i\}$ es el vector de desplazamientos modales obtenidos para la primera forma de modo y S_{d1} es el desplazamiento espectral correspondiente a la primera forma de modo: Debido a que $\{d_i\}$ es un vector de contribución modal para el desplazamiento del modo 01, solo nos interesa el desplazamiento del último nivel, de manera que se puede definir como un modelo de 1GDL, debe observarse que para realizar esto se está suponiendo que sólo el modo 1, es el único que contribuye y que representa la respuesta estructural.

$$[d_{techo}] = S_{d1} \Gamma_{,1} [\varphi_{1techo,1}] \quad \Gamma_{,1} [\varphi_{1techo,1}] \text{ se encuentra [1.3-1.5]}$$

$$S_{d1} = \frac{[d_{techo}]}{\Gamma_{,1} [\varphi_{1techo,1}]}$$

Por último, para desarrollar el espectro de capacidad es necesaria una conversión punto a punto a sus coordenadas espectrales de su primer modo. Es decir, todos los puntos de la curva de capacidad convertidos a espectro de capacidad son:

$$S_{d1} = \frac{[d_{techo}]}{\Gamma_{,1} [\varphi_{1techo,1}]} \quad S_{a1} = V_1 / M_{efectiva}$$

3.3.2. Procedimiento para la obtención del punto de desempeño

La obtención del punto de desempeño se encuentra siguiendo el procedimiento iterativo que a continuación se indica para obtener la curva mostrado en la Figura 3.4

- Se superpone el espectro de capacidad y el espectro de demanda elástico 5% en un solo gráfico.
- Se aplica una ductilidad del sistema μ .
- Se calcula el factor de reducción por ductilidad R_μ
- Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por R_μ

- Se determina el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico y se calcula la ductilidad efectiva μ_{ef} , dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia.
- Se compara la ductilidad efectiva con la ductilidad impuesta en el paso dos, si el error es menor a una tolerancia dada, se habrá encontrado el punto de demanda, caso contrario se repite desde el paso dos con la ductilidad efectiva calculada.

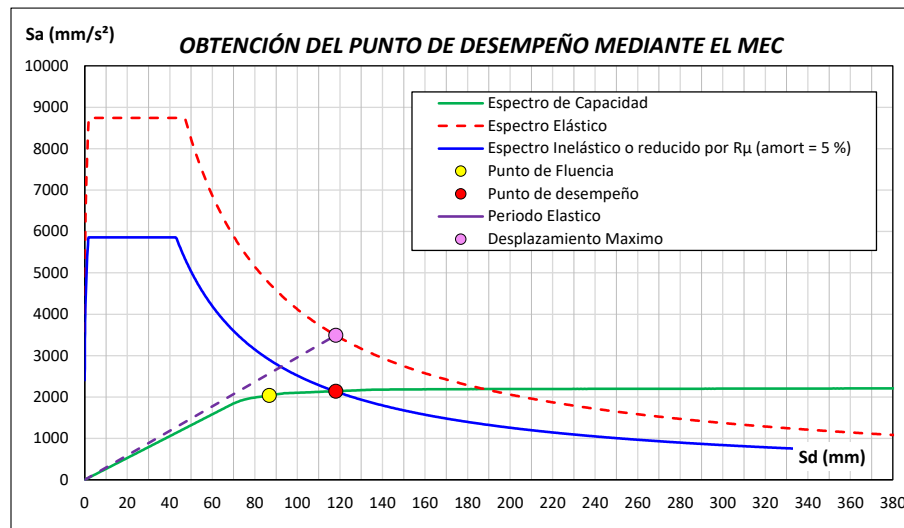


Figura 3.4 Punto de desempeño obtenido a partir de un valor propuesto

Determinado el punto de desempeño de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. Los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones a las cuales se asocia un nivel de desempeño. Este criterio de evaluación, propuesto por el comité VISION 2000 del SEAOC (24) propone que para cada nivel de desempeño le corresponde un rango de desplazamiento en el techo de la estructura que se indican en la Tabla 8 como también se puede ver gráficamente en la Figura 3.5

Tabla 8 Sectorización de la curva de Capacidad (SEAOC 1995).

Nivel de Desempeño	Rango de Desplazamiento
Operacional	(0)-(ΔFE)
Funcional	(ΔFE)-($\Delta FE+0.30 \Delta p$)
Seguridad	($\Delta FE+0.30 \Delta p$)-($\Delta FE+0.60 \Delta p$)
Cerca del colapso	($\Delta FE+0.60 \Delta p$)-($\Delta FE+0.80 \Delta p$)

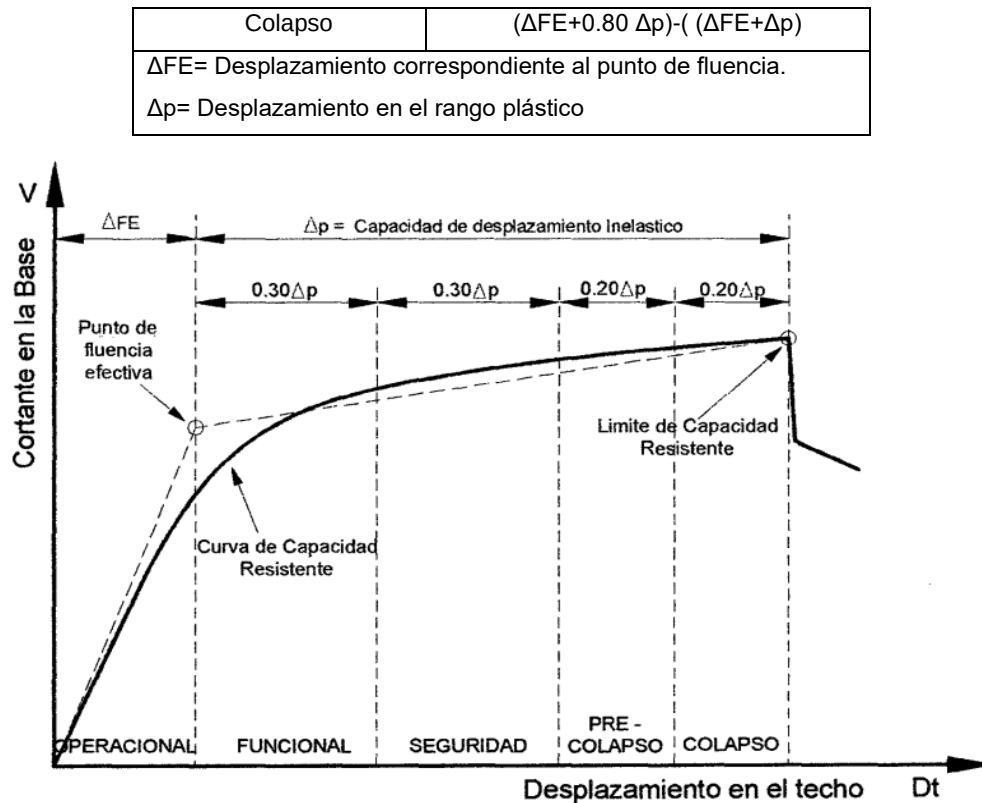


Figura 3.5 Sectorización de la curva de capacidad para niveles de desempeño según SEAOC 1995

3.4. COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS BAJO CARGAS CICLICAS

3.4.1. Capacidad de flexo compresión en columnas

En el diseño por desempeño se requiere un conocimiento de la resistencia a probable a flexión, ya que todas las consideraciones que proporcionan las guías de diseño como el ACI 318-14 y el AASTHO para estimar la resistencia y por ende la rigidez, no siempre están del lado conservador según los han demostrado los resultados obtenidos por Restrepo y Rodríguez (2013), lo cual nos conducen a subestimar la cortante de diseño sísmico y la capacidad de desplazamiento de las columnas en puentes, haciendo inseguro el diseño desde el punto del diseño por capacidad. A fin de tener una mayor precisión de la resistencia y rigidez de la estructura Restrepo y Rodríguez y también Torres (2013) proponen expresiones para la estimación de la capacidad probable a flexión de la sección de una columna de concreto armado y postensado, mediante un procedimiento simple y sencillo.

3.4.2. Capacidad a Flexo compresión en columnas de concreto armado

Restrepo y Rodríguez proponen determinar el momento máximo probable M_{pr} con la ayuda de un modelo estadísticamente calibrado, el cual representa en la Figura 3.6, basado en las siguientes hipótesis:

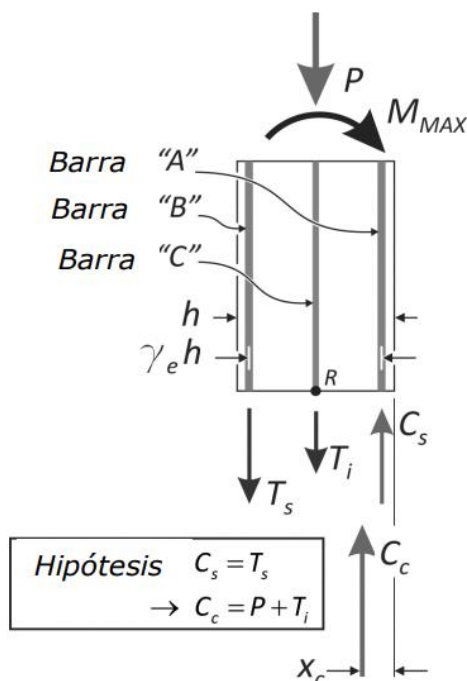


Figura 3.6 Fuerzas externas e internas resistentes en una columna simétrica (21)

- **Hipótesis 01:** "Las fuerzas C_s y T_s son iguales y opuestas, lo que lleva a que por equilibrio $C_c = P + T_i$ ". Esta hipótesis se basa en que se puede demostrar que, durante el comportamiento cíclico reversible de la sección crítica de la columna, los refuerzos de los lechos "A" y "B" deben llegar a la fluencia (Restrepo y Rodríguez, 2013). Es importante mencionar que esta conclusión indica un comportamiento bastante diferente al que se admite cuando se llevan a cabo cálculos convencionales de momento resistente de secciones de columnas, aún en los casos en que se emplean procedimientos elaborados de análisis momento-curvatura del tipo monotónico. Esto se debe a que estos procedimientos no son capaces de tomar en cuenta el comportamiento cíclico reversible que ocurre en una sección crítica de columna ante acciones sísmicas. (21)
- **Hipótesis 02:** "La fuerza T_i , actúa siempre en tracción". Esta hipótesis es estrictamente correcta cuando el eje neutro de la columna es de poca profundidad. Cuando el eje neutro se acerca o excede la mitad del peralte de la columna, la fuerza en el lecho denominado "C" es de compresión, lo que implicaría la hipótesis de que la fuerza T_i está siempre en tracción ya no sería correcta. Restrepo y Rodríguez (2013) han mostrado que, en este caso, el valor de la fuerza P es varias veces mayor que el valor de T_i , por

lo que la contribución del refuerzo en el lecho interior “C”, al momento resistente, no es relevante, comparado con la contribución de la fuerza axial P al momento resistente. Es decir, el error mencionado sería tolerable. De la primera hipótesis se tiene:

$$M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_i) \left(\frac{D}{2} - x_c \right)$$

La presentación adimensional en función del área total de refuerzo A_{st} y de $\hat{f}_y$ (suponiendo que todo el refuerzo se endurece con el factor λ_h). En el caso de columnas circulares es:

$$\frac{M_{cd}}{D^3 \hat{f}'_c} = \frac{\pi}{4} \lambda_h \rho_l \frac{\hat{f}_y}{\hat{f}_c} \left(k \gamma_e + (1 - 2k) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right) \right) + \frac{\pi}{4} \frac{P}{A_g \hat{f}'_c} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right)$$

Donde k es el valor del cociente entre el área del refuerzo longitudinal en el lecho exterior y A_{st} . El parámetro γ_e es el cociente entre la distancia del centroide de las barras exteriores “A” y “B” y diámetro de la columna D.

La expresión que propusieron tiene dos componentes, la primera representa la contribución del refuerzo y la segunda representa la contribución de la carga axial al momento respectivamente.

El parámetro κ depende de la forma en cómo se distribuye el refuerzo en la columna. En su estudio se consideró dos condiciones de armado de refuerzo longitudinal. Para columnas circulares se estudiaron los casos de seis y ocho barras, con valores para κ iguales a 1/3 y 1/4, respectivamente. Restrepo y Rodrigues (2013) han mostrado que el modelo propuesto es poco sensible a los diferentes casos mencionados de número de barras.

$$\gamma_e = \left\{ 1 - \frac{1}{D} [d_{be} + 2(d_{bh} + c_c)] \right\} \zeta$$

$$d_{be} = 2 \sqrt{\frac{\rho_l A_g}{\pi n_b}}$$

Donde n_b es el número de barras del modelo de sección en estudio 6 para columnas circulares. El parámetro $\zeta = \cos \left(\frac{\pi}{n_b} \right)$ para columnas circulares.

Emplearon la información de la base de datos de columnas para evaluar los valores de λ_h y x_c/D . minimizando el error $|M_{MAX} - M_{cd}|/M_{MAX}$ y obtuvieron una mejor precisión del valor de λ_h y x_c/D . Lo que llevo a $\lambda_h = 1.15$ y a las expresiones para x_c/D Para columnas circulares:

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P}{A_g \hat{f}'_c} + 0.07$$

3.4.3. Capacidad a Flexo compresión en columnas de concreto postensado

La Figura 3.7 muestra las fuerzas en el equilibrio de un segmento de columna de concreto presforzado. Las fuerzas actuantes P y M_{MAX} . Las dos hipótesis adoptadas Restrepo y Rodríguez (2013) para el cálculo de la capacidad resistente en flexión, M_{cd} , considerando las propiedades medidas de los materiales y el efecto del comportamiento cíclico no lineal del acero de refuerzo son:

- **Hipótesis 01:** “La fuerza en el acero en compresión, C_s , es igual a la fuerza del acero en tracción, T_s ”, y que ambas fluyen, lo que lleva a:

$$C_s = T_s = \frac{1}{3} \rho_l \hat{f}_y A_g$$

Se debe observar que en este modelo el acero de refuerzo se ha concentrado en partes iguales en tres lechos (Restrepo y Rodrigues, 2013).

- **Hipótesis 02:** “La segunda hipótesis es que el acero de refuerzo en el lecho intermedio siempre está en tracción”, y llega a la fluencia, lo que lleva a:

$$T_i = \frac{1}{3} \rho_l \hat{f}_y A_g$$

Combinando estas dos ecuaciones y para poder mantener el equilibrio se obtiene:

$$C_c = P + T_{PR} + T_{po} + T_i$$

A partir del equilibrio y estas hipótesis, Torres 2013 propone la expresión para columnas con presfuerzo, que se basa en la propuesta de Restrepo y Rodríguez (2013) para el cálculo del momento máximo M_{cd} en columnas de concreto armado, adicionándole el efecto de dos términos. El primero dado por la fuerza $T_{PR} + T_{po}$, y el segundo término adicional está dado por $T_{PR} - T_{po}$

$$M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_i) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} - T_{po}) y_p$$

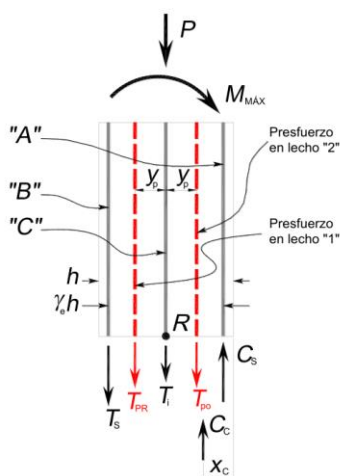


Figura 3.7 Fuerzas actuantes externas e internas en una columna de concreto presforzada simétricamente sometida a acciones laterales (27)

En columnas con acero de presfuerzo, la carga axial P se reemplaza por la carga axial P_T , la cual se define como:

$$P_T = P + T_{PR} + T_{po}$$

Para garantizar que el torón en tracción del lecho 1 no supera el límite nominal de proporcionalidad, es necesario revisar que la fuerza en el torón, T_{PR} , no exceda el valor de la fuerza F_{pp} . Esta fuerza se define como:

$$F_{pp} = f_{pp} \frac{A_{sp}}{2}$$

Donde f_{pp} es el límite proporcionalidad, A_{sp} es el área total de acero de presfuerzo en la sección, y el factor dos es debido a que en el modelo se está empleando dos capas de acero de presfuerzo. Para el cálculo de M_{cd} en columnas con presfuerzo, con base en que T_{PR} está limitada por F_{pp} , se considera que la fuerza T_{PR} es igual a:

$$T_{PR} = F_{pp}$$

Para una columna presforzada sometida a cargas laterales, es necesario conocer el valor de la fuerza ΔT_{PR} en el tendón de presfuerzo, cuando ésta alcanza su máxima resistencia a flexión con un desplazamiento δ_{ls} , el cual corresponde a la condición deformada cuando el torón crítico alcanza la fluencia o se alcanza el pandeo de la barra de refuerzo longitudinal más crítica, o cuando ocurra la fractura del refuerzo transversal, lo que ocurra primero. La Figura 3.8 (a) representa el estado sin deformar con el presfuerzo inicial, con el esfuerzo en el torón f_{ps} , y deformación en éste ε_{spo} . El estado deformado de la Figura 3.8 (b), con el incremento de esfuerzos en los torones de presfuerzo.

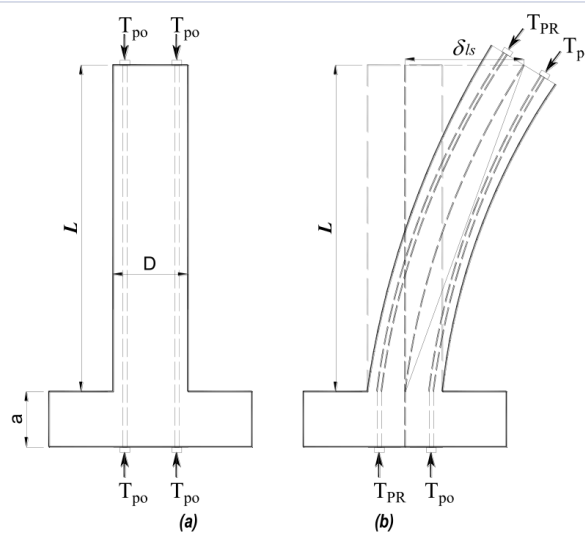


Figura 3.8 Estados de una columna con presfuerzo en las condiciones con y sin desplazamiento

a) Fuerza postensora con el sistema no adherido

Una columna con presfuerzo no adherido, en su condición deformada mostrada en la Figura 3.9, se produce una abertura con un ángulo igual a θ_{ls} en la base, el cual se define como:

$$\theta_{ls} = \frac{\delta_{ls}}{H}$$

La fuerza ΔT_{PR} se calcula con la deformación $\Delta \varepsilon_{spi}$, la cual es igual al incremento de deformaciones en el torón de presfuerzo para el estado de la columna deformada. Para estos cálculos se consideran las elongaciones en el torón, sometido a la fuerza T_{PR} , y el ángulo de abertura que ocurre en la base de la columna, θ , cómo se muestran en la Figura 3.9. Además, se considera que la profundidad del eje neutro en columnas circulares es igual a $2x_c$ (Restrepo et. al., 2014). Haciendo $\theta = \theta_{ls}$, y de acuerdo con la Figura 3.8 se obtiene:

$$\Delta \varepsilon_{spi} = \left(\frac{\delta_{ls}}{H} \right) \left(\frac{\frac{1}{2}D + y_p - 2x_c}{H + a} \right)$$

La fuerza ΔT_{PR} se define como:

$$\Delta T_{PR} = E_{ps} \Delta \varepsilon_{spi} \frac{A_{sp}}{2}$$

Combinando ambas expresiones:

$$\Delta T_{PR} = \left(\frac{\delta_{ls}}{H} \right) E_{ps} \left(\frac{\frac{1}{2}D + y_p - 2x_c}{H + a} \right) \frac{A_{sp}}{2}$$

Para garantizar que la fuerza en el torón con el incremento ΔT_{PR} no excede al correspondiente límite nominal de proporcionalidad se debe cumplir:

$$T_{po} + \Delta T_{PR} \leq F_{pp}$$

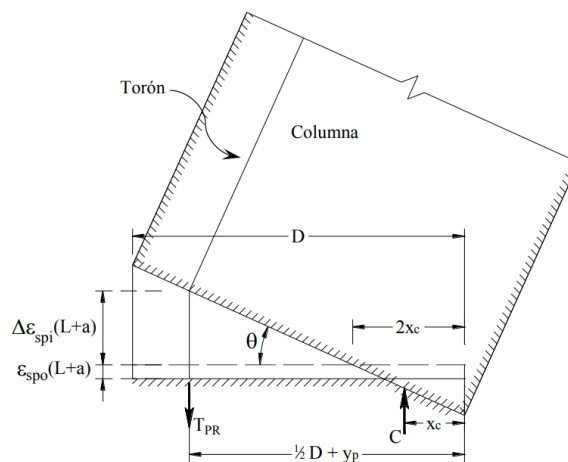


Figura 3.9 Rotación en la base de la columna y alargamientos en el torón no adherido (27)

b) Fuerza postensora con el sistema adherido

En el caso de una columna con presfuerzo adherido, cuando se produce δ_{ls} , el valor de la deformación del cable de presfuerzo se obtiene como se procede en una sección típica de un elemento de concreto armado. Para ello la ϕ de la sección en la base de la columna, se necesita considerar que $\phi = \phi_u$ asociada a uno de los tres modos de falla de la columna en el desplazamiento lateral δ_{ls} . Se emplea la hipótesis de que a la curvatura ϕ_u le corresponde un perfil de deformaciones con una forma semejante al de desplazamientos. Para la curvatura ϕ_u , la deformación en el cable de presfuerzo ubicado a una distancia $\frac{1}{2}D + y_p$ del extremo en compresión es $\Delta\epsilon_{spi}$. Si se considera además que la profundidad del eje neutro es $2x_c$, la deformación $\Delta\epsilon_{spi}$ del torón de presfuerzo adherido está dada por la siguiente expresión:

$$\Delta\epsilon_{spi} = \phi_u \left(\frac{1}{2}D + y_p - 2x_c \right)$$

La fuerza ΔT_{PR} se calcula de manera análoga al caso no adherido teniéndose:

$$\Delta T_{PR} = \phi_u E_{ps} \left(\frac{1}{2}D + y_p - 2x_c \right) \frac{A_{sp}}{2}$$

De la misma manera se debe garantizar que ΔT_{PR} no exceda F_{pp} :

La fuerza T_{PR} del cable de presfuerzo en ambos casos, adherido y no adherido, está definida como:

$$T_{PR} = f_p (\epsilon_{spo} + \Delta\epsilon_{spi}) \frac{A_{sp}}{2}$$

Esta expresión anterior indica que la fuerza T_{PR} depende de $\Delta\epsilon_{spi}$. Las ecuaciones para el cálculo de $\Delta\epsilon_{spi}$ tanto para una columna con presfuerzo no adherido o adherido, es necesario conocer el valor de la distancia x_c , que depende a su vez de la fuerza T_{PR} . Es decir, es necesario un procedimiento iterativo hasta llegar a la convergencia, ya que aún no se conoce la fuerza T_{PR} .

3.4.4. Capacidad de desplazamiento en columnas

En el diseño por capacidad, para estimar la deformación máxima en una columna, es necesario considerar los modos de falla de la sección, por pandeo de las barras de refuerzo longitudinal o por el aplastamiento del concreto confinado.

Las cargas sísmicas son del tipo cíclicas reversibles por lo que la posible fractura por pandeo del acero de refuerzo longitudinal se da principalmente por la acumulación de deformaciones en tracción y compresión en la barra, en cada ciclo de carga y descarga. Rodríguez et al. (1999), concluyo que entre los posibles factores que pueden producir el

pandeo de las barras, como la disminución de resistencia son: la pérdida de recubrimiento, la expansión lateral del concreto, la separación del refuerzo transversal y la naturaleza cíclica del comportamiento del refuerzo longitudinal, siendo estos dos últimos son los más relevantes.

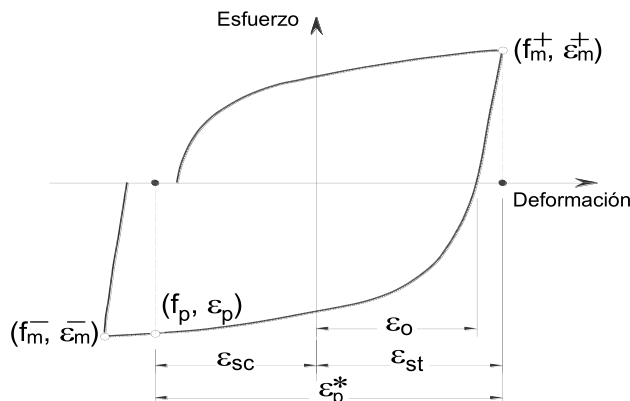


Figura 3.10 Curva esfuerzo-deformación histerética y parámetros de pandeo para barras con carga cíclica.

(26)

La Figura 3.10 muestra la curva histerética de esfuerzo-deformación correspondiente al inicio del pandeo de una barra de refuerzo sometida a cargas cíclicas reversibles, se puede observar que la barra alcanza en tracción la deformación máxima ϵ_{st} antes de empezar el semiciclo de descarga, y el pandeo ocurre en este medio ciclo para la deformación ϵ_{sc} . Un parámetro relevante en esta curva es la deformación de pandeo ϵ_p^* , la cual se define como $\epsilon_p^* = \epsilon_{st} + \epsilon_{sc}$

La ecuación propuesta inicialmente por Rodríguez et al. (1999) y consideraba ϵ_o^+ en lugar de ϵ_{st} , más adelante empleando lo mismos datos originales se reprodujeron los resultados con parámetro ϵ_p^* modificado en función de la relación s/d_b que se observa en la Figura 3.11, las líneas continuas son los valores de las deformaciones axiales en barras versus s/d_b , cuando se inicia el pandeo de la barra bajo carga de compresión monotónica empleando la teoría del módulo reducido (Rodríguez et al., 1999), k es el parámetro que permite encontrar la longitud efectiva de pandeo de una barra, que para el caso de una barra de refuerzo sería k_s . Se observa que esta predicción podría ser útil para obtener el valor de ϵ_p^* en una barra de refuerzo longitudinal en una columna de concreto si se pudiera conocer con el parámetro k .

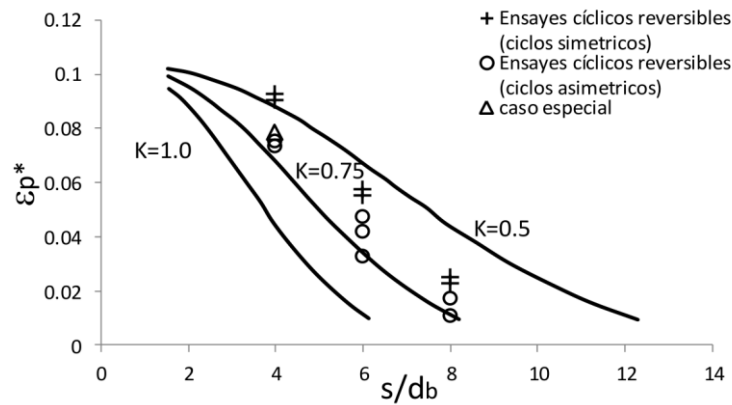


Figura 3.11 Parámetro ε_p^* modificado vs s/d_b (27)

La Figura 3.12 muestra las relaciones ε_p^* vs s'/d_b de los resultados experimentales mostrados. Además, esta figura muestra una línea continua que representa una cota inferior a esos resultados experimentales, la cual se expresa como:

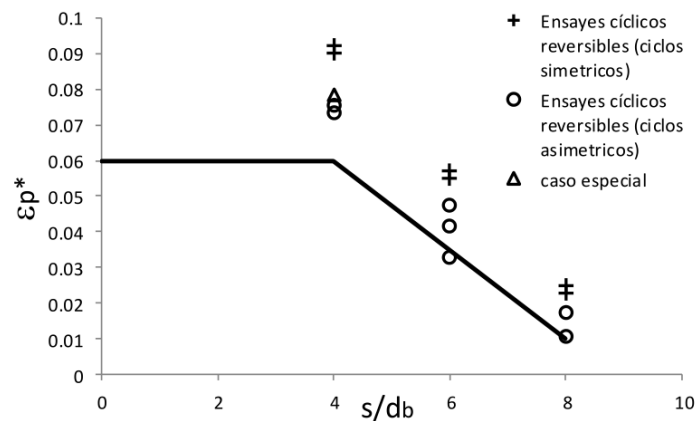


Figura 3.12 Modelo de predicción para ε_p^* y resultados experimentales (27)

$$\varepsilon_p^* = \frac{\left(11 - \frac{5s'}{4d_b}\right)}{100} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{2} \quad \varepsilon_{su} = 0.12.$$

La **Figura 3.13** (a) muestra de manera esquemática, un segmento de columna de concreto en la que actúan M y P . En particular analizando el comportamiento de las barras más extremas de la columna, barras A y B, debido a que son las que presentarían pandeo durante eventos sísmicos intensos. Estas barras están a una distancia a ejes igual a γD , donde γ depende la posición de las barras extremas críticas. Si suponemos que, durante un sismo, en el ciclo de inicio del pandeo de la barra de refuerzo longitudinal más crítica de la columna son del tipo simétrico, es decir que en ese ciclo se alcancen los momentos M^+ y M^- , entonces se obtendrían los perfiles de deformaciones mostrados en la Figura 3.13 (a). En el esquema con línea continua se muestra el perfil de deformaciones, línea “a”, causado por M^+ y P , haciendo que la barra B este en tracción, y alcance la deformación

ε_{st} , y una curvatura correspondiente es ϕ_u^* . Como la acción sísmica se caracteriza por ser reversible, la Figura 3.13 (b) muestra con línea discontinua, línea "b", el perfil de deformaciones correspondiente a las acciones M^- y P , el cual indica que la barra B alcanza una deformación en compresión igual a ε_{sc} y una la curvatura $-\phi_u^*$.

De la definición de curvatura, y de la Figura 3.13 (b), se obtiene la curvatura última asociada al inicio del pandeo de la barra longitudinal más crítica, ϕ_u^* .

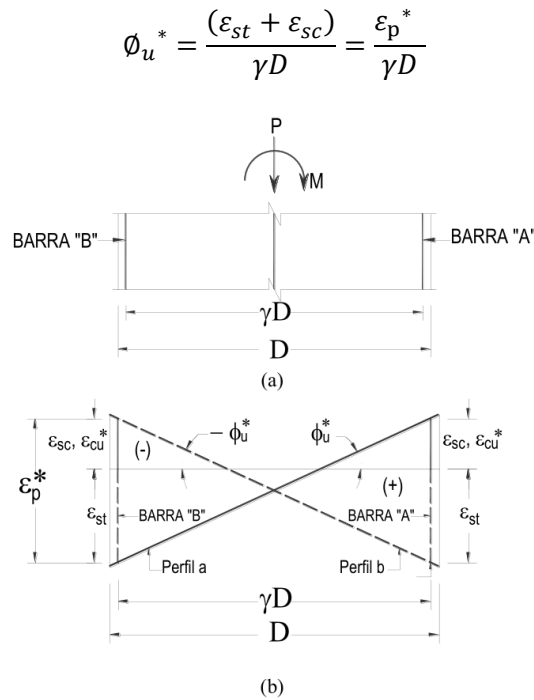


Figura 3.13 Equilibrio de fuerzas y perfil de deformaciones en una sección de columna (27)

Se debe considerar que la deformación máxima en compresión del concreto confinado correspondiente a la curvatura ϕ_u^* , ε_{cu}^* , sea menor a ε_{cu} , para considerar que primero ocurre el pandeo de la barra antes de la falla del concreto. Para ello, se requiere definir ε_{cu}^* , lo que se puede lograr considerando requerimientos de compatibilidad.

$$|\varepsilon_{cu}^*| = \varepsilon_{sc} \quad |\varepsilon_{cu}^*| \leq \varepsilon_{cu}$$

Para considerar que primero ocurre el pandeo de la barra antes de la falla del concreto se debe cumplir:

$$|\varepsilon_{cu}^*| \leq \varepsilon_{cu}$$

Las cargas sísmicas actuantes sobre la estructura son de naturaleza cíclica. En las regiones donde se concentran altos efectos locales, los materiales exhiben un comportamiento no lineal, por lo cual, para poder tener un conocimiento sobre el comportamiento más real, se hace necesario un modelo histerético.

Este comportamiento puede resumirse según las siguientes características:

- El cambio de rigidez como consecuencia de la fisuración del elemento del concreto armado.
- El efecto de la carga cíclica, en el segundo ciclo produce una degradación de la rigidez, atribuible a la deformación más grietas durante los ciclos sucesivos y una reducción de la rigidez debido al efecto de Bauschingers en el reforzamiento longitudinal.
- El historial de carga que se aplica y de la manera en que se encuentra distribuida el acero de refuerzo.

CAPITULO IV: DESCRIPCION DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS EN SUB ESTRUCTURAS.

4.1. PROCEDIMIENTO

Se procedió a elaborar un modelo de la superestructura típico conformado por vigas presforzadas y losa de concreto armado, incluyendo también el proceso constructivo típico para incluirlo el diseño de los dispositivos de apoyo de neopreno. Asimismo, se incorporaron las cargas gravitacionales, las sobrecargas móviles y de peatón, así como el espectro de diseño para realizar un análisis sísmico modal espectral.

Como resultado del análisis se obtendrán las fuerzas actuantes sobre la subestructura (pilares) y se procederá a realizar el diseño según lo especificado en la normativa AASTHO.

4.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

a) Características Geométricas de la superestructura

Longitud de viga postensada: Tramo 1 y 3 (30.11m) Tramo 2 (29.96m)

Longitud entre ejes de apoyo : 29.54 m

Número de tramos : 3

Número de vías : 2

Número de vigas postensadas : 6 vigas/tramo.

Ancho de tablero : 13.80 m

Ancho de calzada : 7.20 m

Tipo de Estructura : Puente tablero continuo.

b) Características Geométricas de la subestructura

La subestructura está conformada por pilares tipo pórtico de tres columnas, las cuales son circulares de 1.50m a 2.00m de diámetro y una viga cabezal de 1.50mx2.10m, la altura de las columnas son variables desde 12.00m a 24.00m, se considerará en el modelamiento las fundaciones como apoyos totalmente fijos a las rotaciones y desplazamientos en las zonas de los pilares.

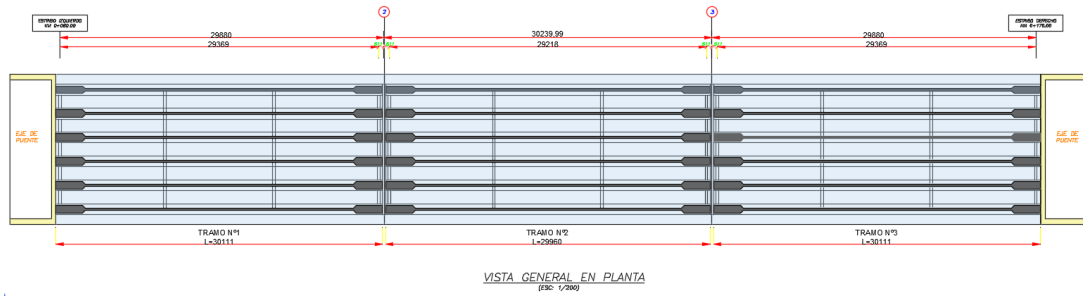


Figura 4.1 Vista en Planta del puente

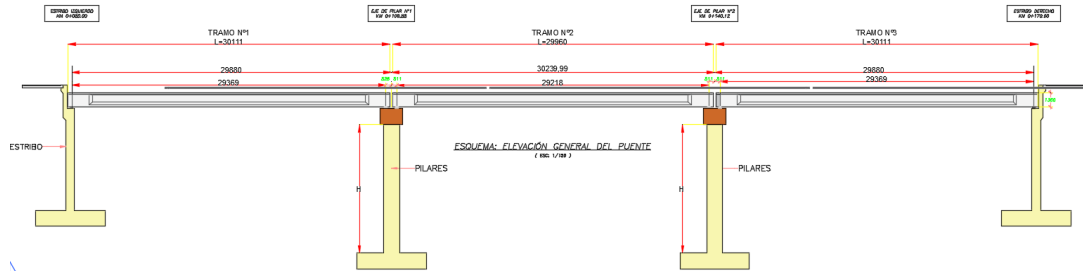


Figura 4.2 Elevación del puente

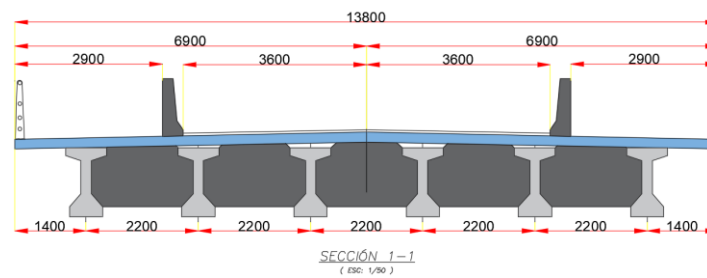


Figura 4.3 Sección transversal del puente-Centro de luz

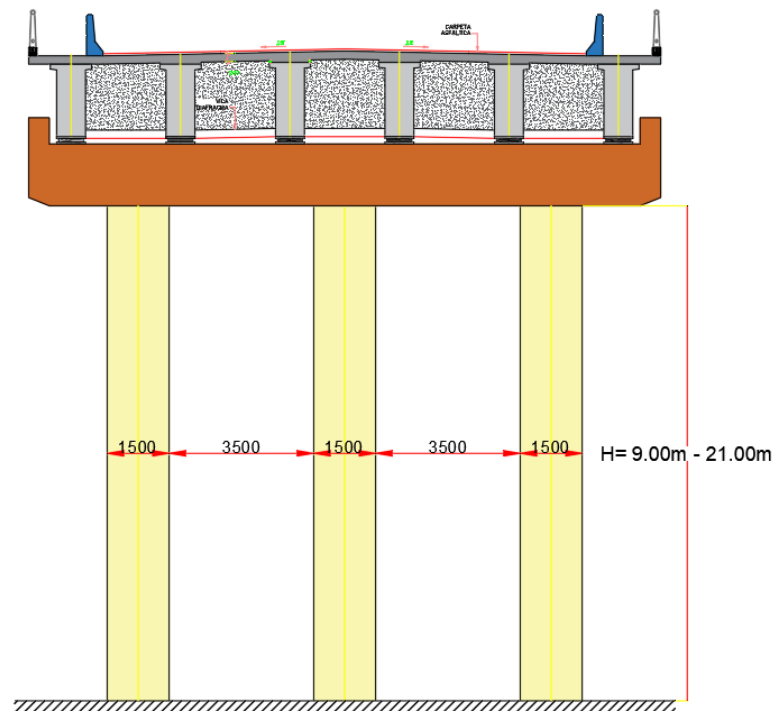


Figura 4.4 Elevación Transversal de Puente-Zona de Pilar.

4.3. MATERIALES DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

Concreto:

Pórticos interiores (pilares y cabezal): $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Losa de tablero y vigas diafragma: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Vigas prefabricadas: $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$

(Resistencia mínima al momento del tensado: $f_{ci} = 350 \text{ kg/cm}^2$)

Barreras: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Losas de aproximación: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:

ASTM A 615 Grado 60, $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Acero de post-tensado:

ASTM A 416 Grado 270, $f_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2$

a) Estados de carga

El cálculo de esfuerzos, deformaciones y fuerzas en el puente se ha realizado considerando los siguientes estados de cargas actuantes sobre el puente:

- DC: Es la carga muerta de los componentes estructurales. Se ha considerado el peso propio de la estructura con un peso unitario $\gamma_{concreto} = 2.50 \text{ ton/m}^3$.
- DW: Se ha considerado la carga producto de las barreras, la carpeta asfáltica, las barandas y las instalaciones interiores. El peso de las barreras se ha estimado en 1.20 t/m . La carpeta asfáltica considera un espesor de 0.05 m con una densidad de $\gamma_{asfalto} = 2.10 \text{ ton/m}^3$.
- LL+IM: El análisis por carga viva ha sido realizado aplicando la carga HL93 del artículo 3.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD la cual consiste en una combinación del camión de diseño con la carga distribuida de diseño de 9.3 kN/m . Al camión de diseño se le ha considerado un incremento de carga de $\text{IM}=33\%$ debido a las cargas dinámicas que genera, tal y como se especifica en el artículo 3.6.2.1 de la norma AASHTO LRFD

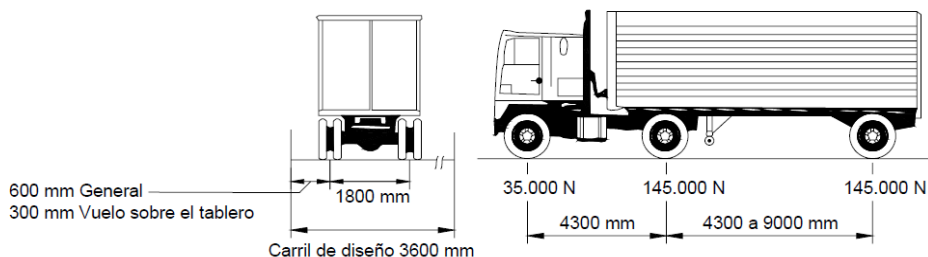


Figura 4.5 Camión de diseño HL93

- PL: Sobrecarga peatonal en los extremos del puente de 0.36 ton/m^2 , en 2.90m de ancho en cada extremo del tablero, según el AASTHO 3.6.1.2.



Figura 4.6 Sobrecarga Peonatal 360 kg/m^2

- EQ: Se ha considerado el espectro con un período de retorno de 1000 años. Se han combinado las acciones sísmicas con el resto de las acciones permanentes y sobrecargas. Se ha calculado la demanda con $\gamma_{EQ} = 0.5$.

Se definirán los siguientes parámetros para definir el espectro sísmico:

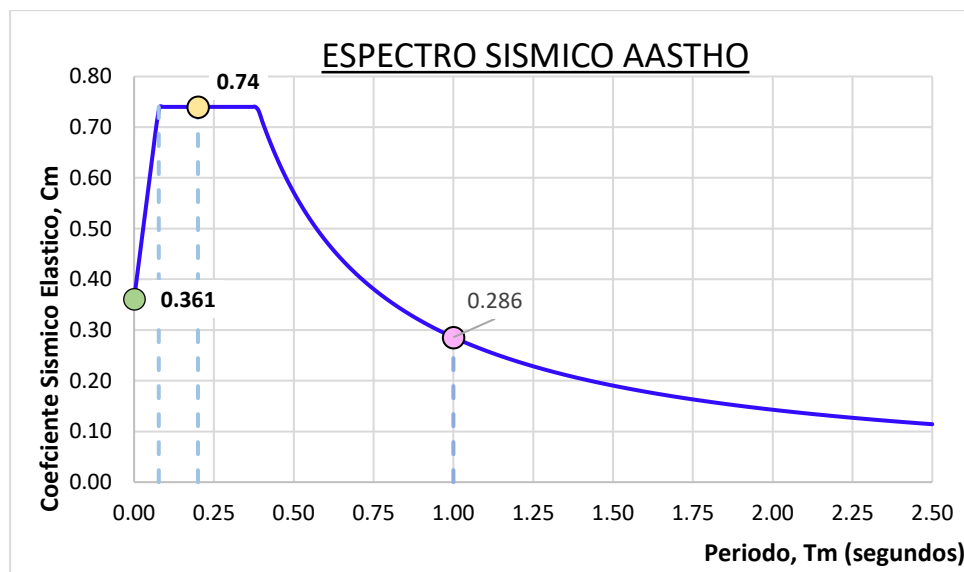


Figura 4.7 Espectro sísmico sobre el puente (Suelo=B, $PGA=0.31$, $S_s=0.74$, $S_1=0.21$)

Finalmente tendremos en el espectro sísmico, como se aprecia en la que emplearemos en el modelo computacional, el cual se colocara al modelo para poder incluirle en el diseño sísmico de los puentes.

b) Modelo Estructural

El modelo estructural para poder obtener las fuerzas será el software CSI-Bridge V24, el cual modelará el puente completo considerando las etapas constructivas y las propiedades de los materiales en el tiempo.

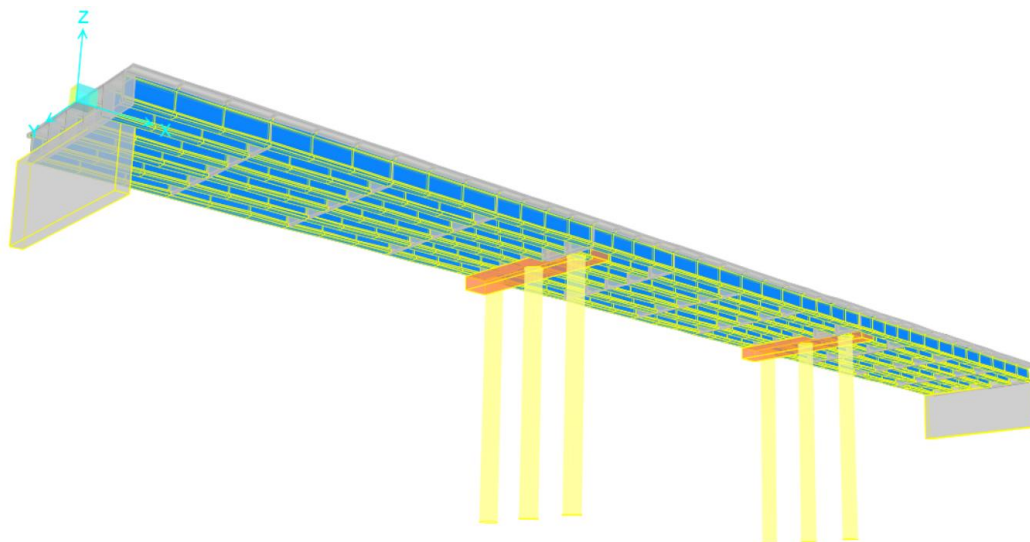


Figura 4.8 Puente modelado en el software CSI Bridge

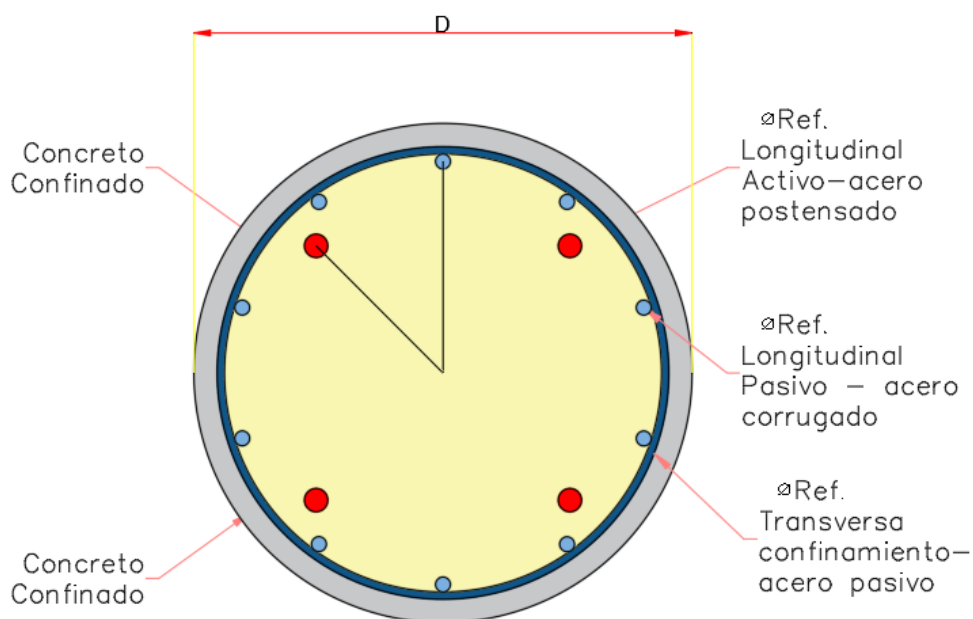


Figura 4.9 Disposición simétrica de acero de refuerzo y de presfuerzo en columnas

Propiedades geométricas de las secciones

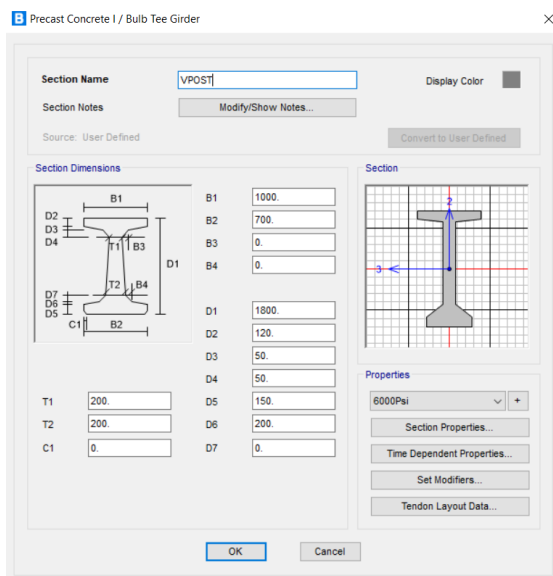


Figura 4.10 Sección de viga postensada centro de luz

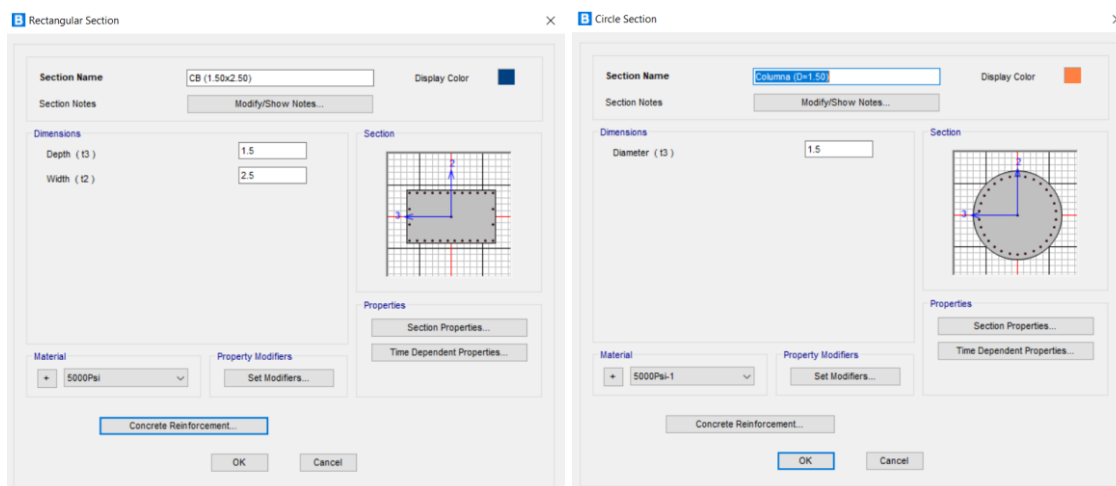


Figura 4.11 Sección de viga Cabezal y Columnas circulares

El análisis de las pérdidas de presforzado tanto para el sistema adherido y no adherido se han realizado con el software FELT, para poder encontrar las fuerzas promedio durante el tensado y las fuerzas estables o finales, después de las pérdidas a largo plazo. A continuación, mostraremos los reportes de pérdidas de fricción y a largo plazo para la columna de 21m de altura, se ha contemplado también el peralte de las vigas capiteles (1.50m) para la longitud del tendón.

Las fuerzas que puedan desarrollar cada tendón los cuales están formados por torones de 0.50" de diámetro, son la máximas capacidad permitiendo que los esfuerzos cumplan con los esfuerzos límites de nos indica el AASTHO 5.9.3, así como sus pérdidas.

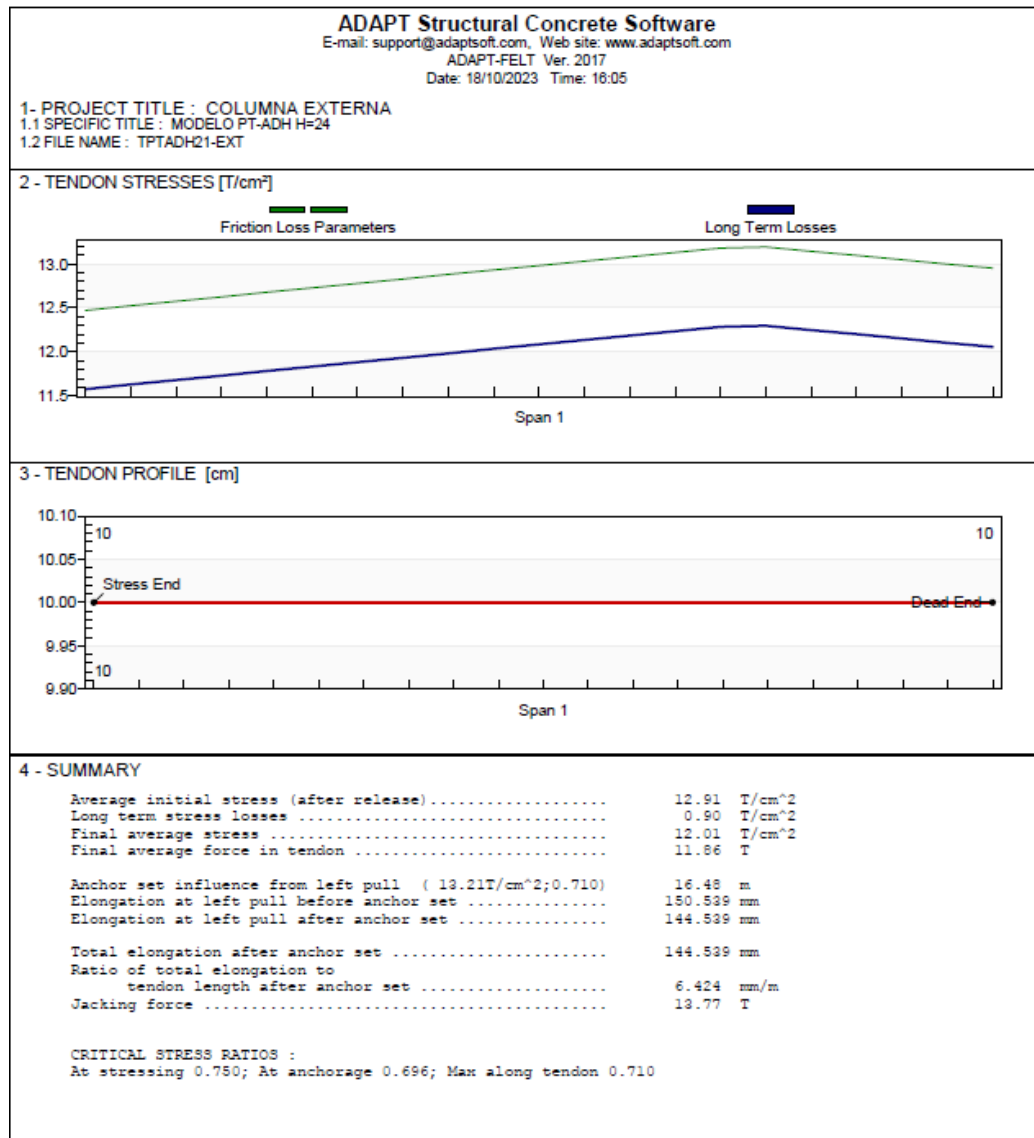


Figura 4.12 Reporte ADAPT FELT-Tendón Recto Sistema Adherido en Pilar (H=21.00m)

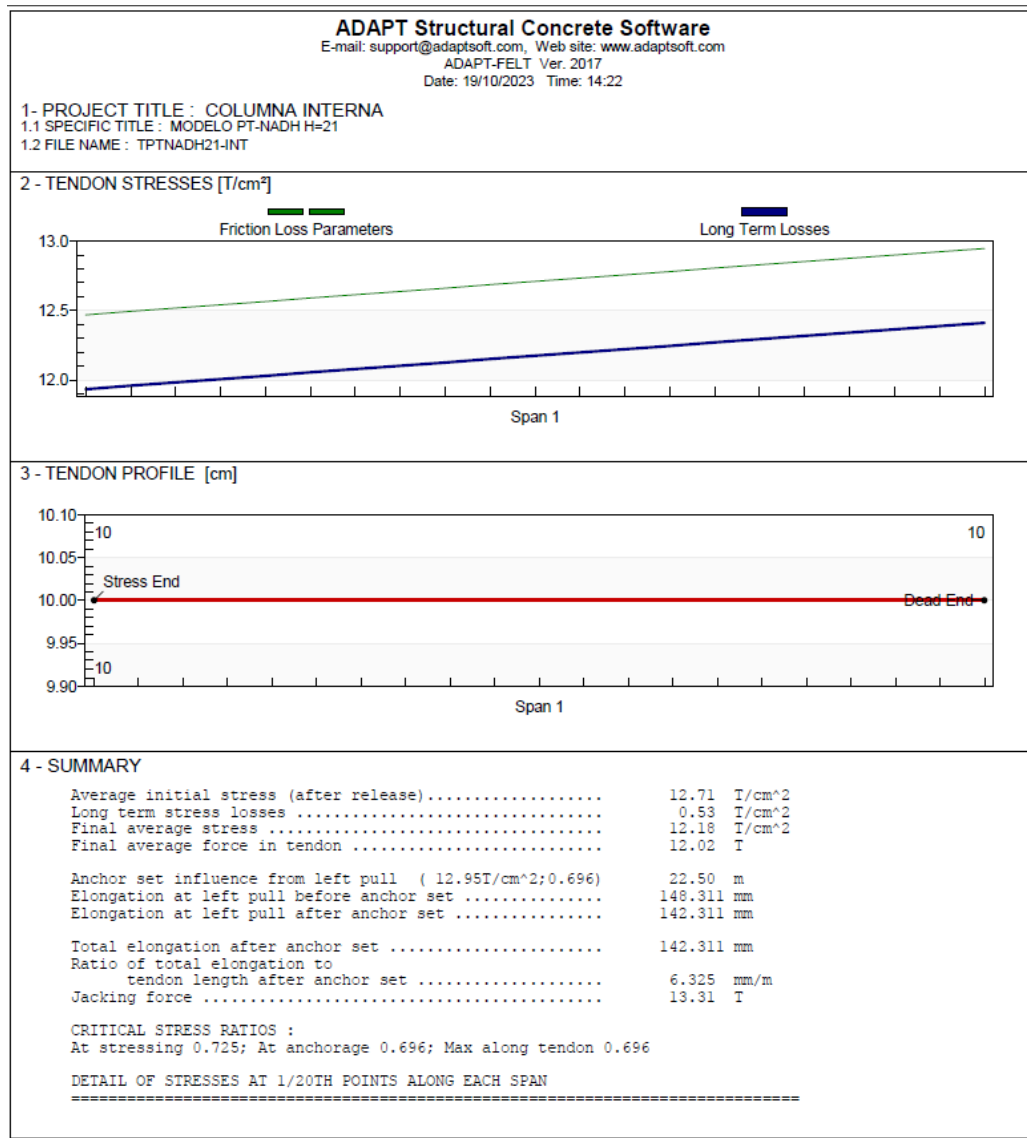


Figura 4.13 Reporte ADAPT FELT-Tendón Recto Sistema No Adherido en Pilar (H=21.00m)

A continuación, mostramos la una tabla resumen que indica las fuerzas de iniciales y las fuerzas finales de cada torón para las diferentes longitudes de columna.

En el sistema de presfuerzo las perdidas diferidas son dependientes del nivel de precompresión que existe ya sean por el tensado y las cargas muertas.

Tabla 9 Fuerzas iniciales (Pi) y Fuerzas finales (Pf) de torones en columnas internas

H (m)	COLUMNA INTERNA							
	PP	SDL	PT - ADHERIDO			PT-NO ADHERIDO		
	(t)	(t)	Pj (t) = %f _{pu} A _p	Pi (t)	Pf (t)	Pj (t) = %f _{pu} A _p	Pi (t)	Pf (t)
12.00	103.20	771.22	74.50%	12.50	11.54	74.50%	12.65	12.17
15.00	168.07	781.03	74.00%	12.50	11.76	73.50%	12.60	12.13
18.00	190.62	782.82	74.50%	12.64	11.89	73.00%	12.58	12.11
21.00	220.81	784.94	75.00%	12.74	11.92	72.50%	12.54	12.02
24.00	243.27	787.42	76.00%	12.91	12.08	72.50%	12.57	12.07

Tabla 10 Fuerzas iniciales (P_i) y Fuerzas finales (P_f) de torones en columnas externas

COLUMNA EXTERNA								
H (m)	PP	SDL	PT - ADHERIDO			PT-NO ADHERIDO		
	(t)	(t)	$P_j(t) = \%f_{pu}A_p$	$P_i(t)$	$P_f(t)$	$P_j(t) = \%f_{pu}A_p$	$P_i(t)$	$P_f(t)$
12.00	111.80	974.46	74.50%	12.50	11.41	74.50%	12.65	12.14
15.00	175.87	969.56	74.00%	12.50	11.69	73.50%	12.60	12.13
18.00	198.35	968.68	74.50%	12.64	11.82	73.00%	12.58	12.11
21.00	213.19	967.60	75.00%	12.74	11.86	72.50%	12.54	12.02
24.00	235.77	966.41	76.00%	12.91	12.02	72.50%	12.57	12.06

c) Propiedad de los materiales dependientes del tiempo

Curvas de Flujo Plástico y Contracción de Fragua (Creep y Shrinkage)

Para la determinación de los valores de Contracción y Fluencia Lenta (Creep y Shrinkage), se emplearon criterios que se establecen en la Normativa AASHTO – LRFD de Diseño para Puentes Sección 5.4.2.3.

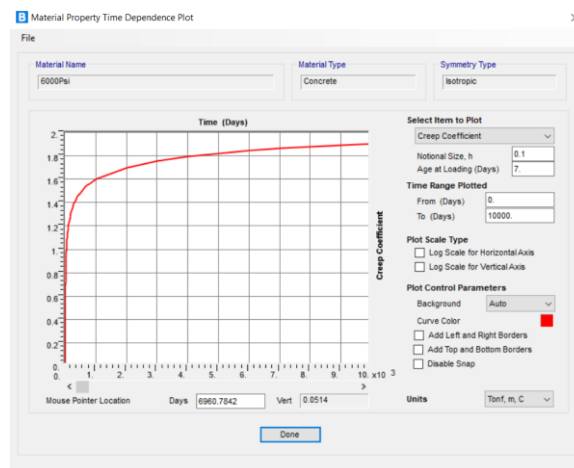


Figura 4.14 Gráfica de Flujo Plástico (Creep) – viga postensada $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$

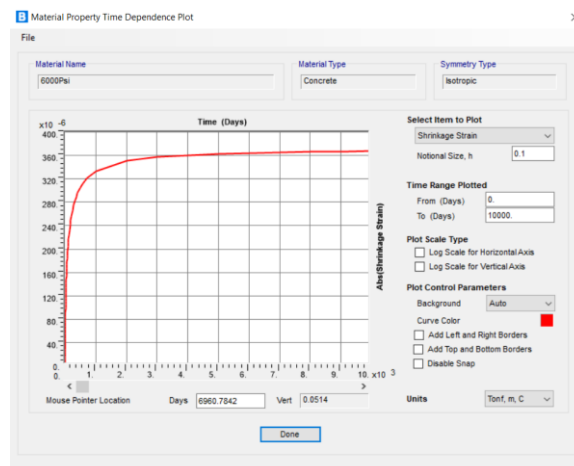


Figura 4.15 Gráfica de Contracción (Shrinkage)- viga postensada $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$

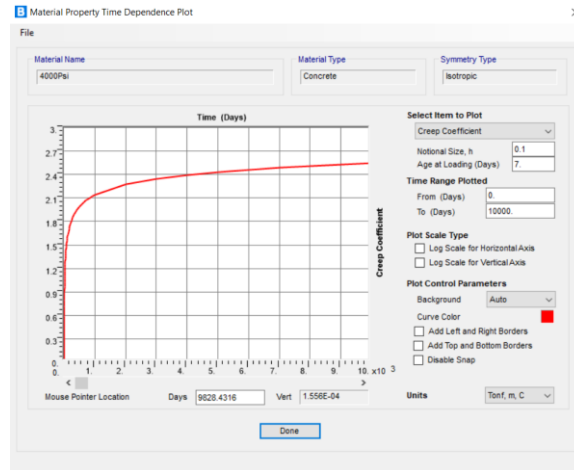


Figura 4.16 Gráfica de Flujo Plástico (Creep) – losa $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

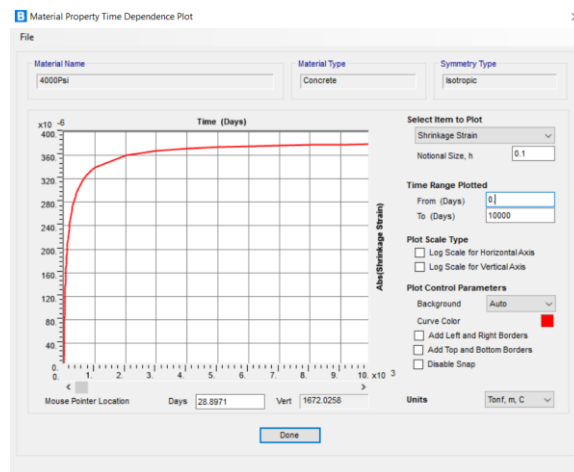


Figura 4.17 Gráfica de Contracción (Shrinkage)- losa $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Curva de la resistencia del material

Para la determinación de los valores de la curva dependiente del tiempo, se emplearon criterios que se establecen en la Normativa ACI -318.

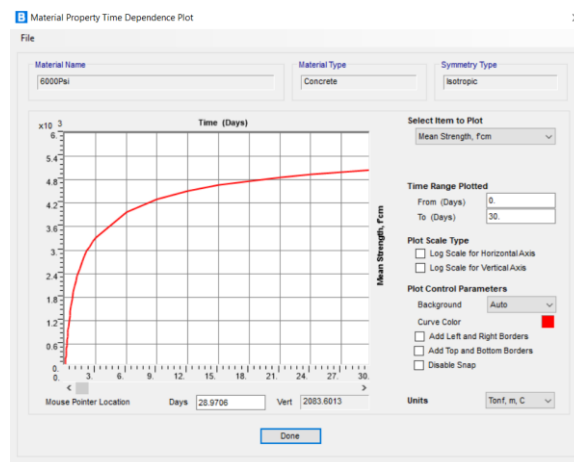


Figura 4.18 Curva de resistencia del concreto – viga postensada $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$

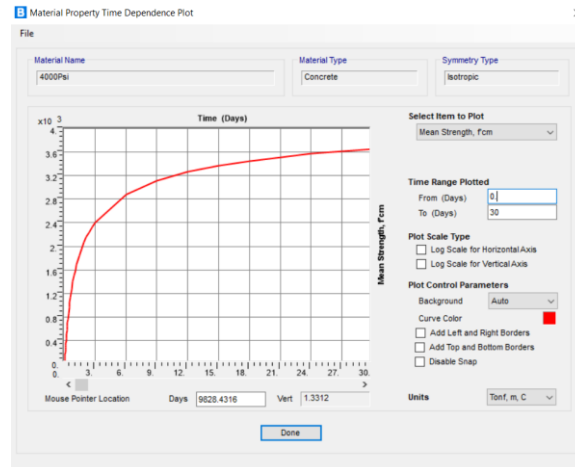


Figura 4.19 Curva de resistencia del concreto – losa $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Procedimiento Constructivo

Las etapas constructivas consideradas para el cálculo de las deformaciones por Creep, Shrinkage y Relajación de cable de presfuerzo son las típicas en la construcción de un puente con vigas prefabricadas postensadas. Con ello se ha determinado las rigideces de los dispositivos de apoyo de neopreno.

a) Cargas de Gravedad

A continuación, se muestran las cargas de gravedad sobre que actúan sobre la superestructura

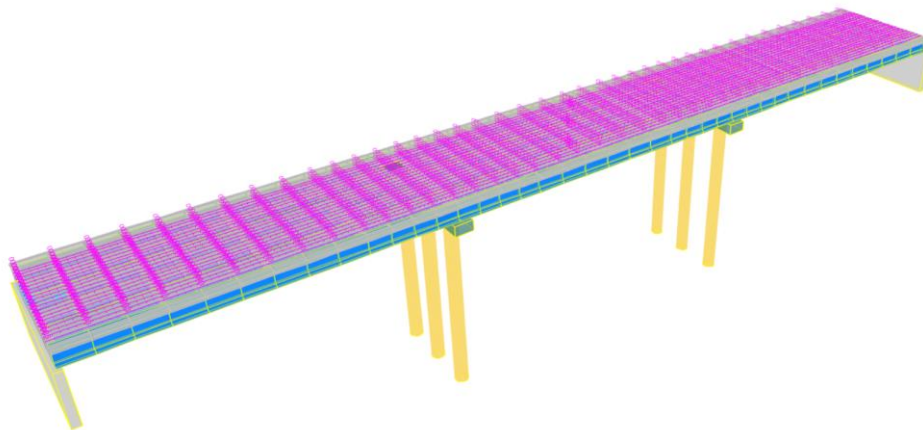


Figura 4.20 Carga de la carpeta asfáltica (0.110 t/m^2)

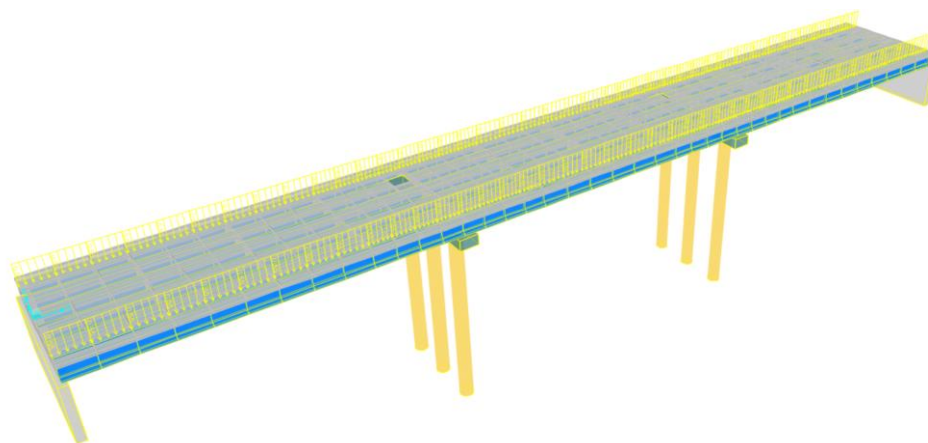


Figura 4.21 Carga de Barreras (0.770 t/m)

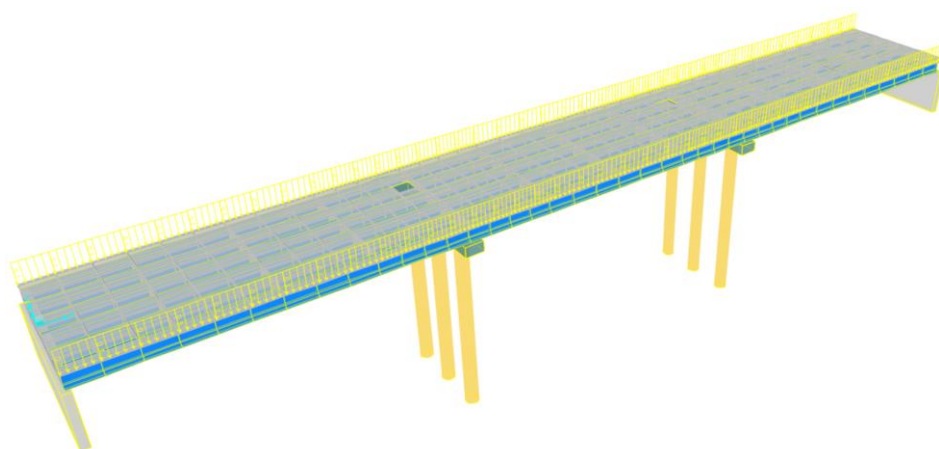


Figura 4.22 Cargas de Barandas (0.100 t/m)

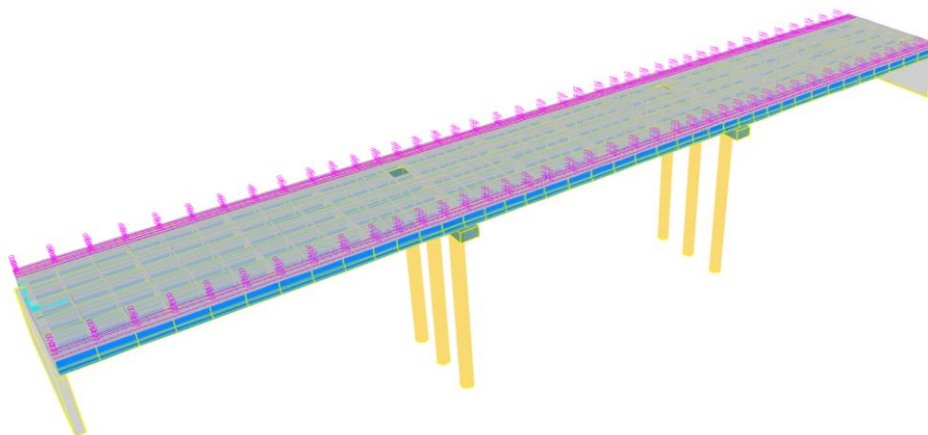


Figura 4.23 Cargas Peatonales (0.360 t/m²)

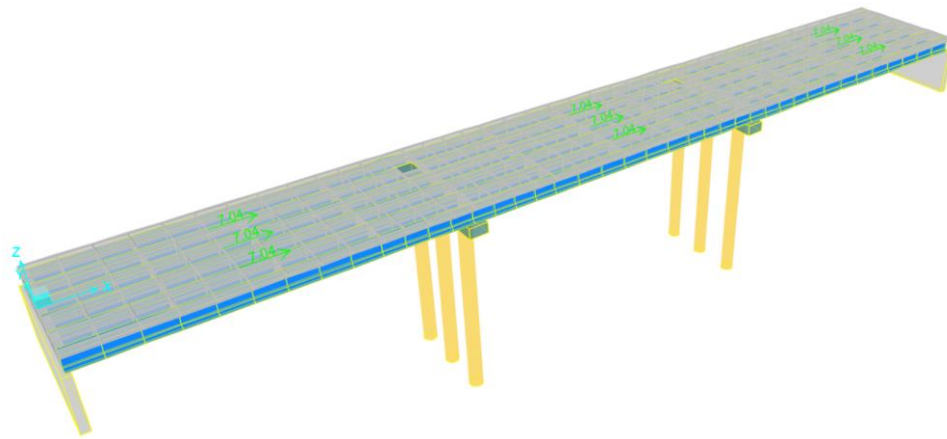


Figura 4.24 Cargas de Frenado (7.04 t)

b) Cargas Vehicular dinámica

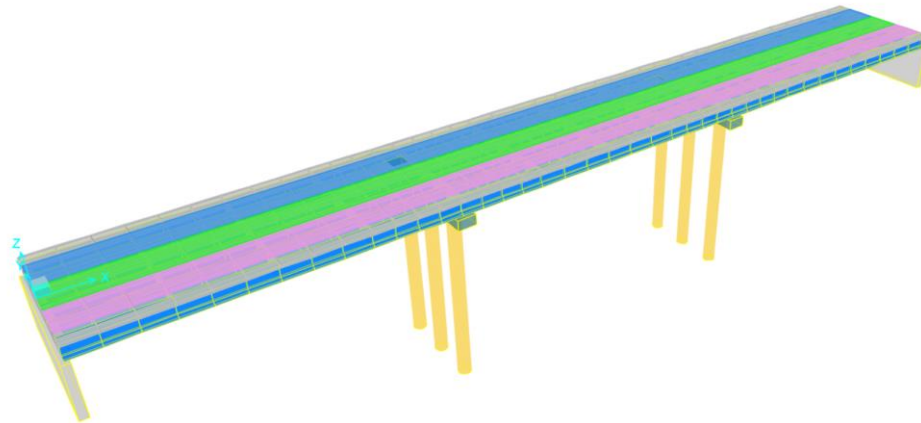


Figura 4.25 Carriles para la carga móvil HL93

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93K Design Type: Vehicle Live Units: Tonf, m, C

Source: Program Default Convert to User Defined

Notes: Notes...

Length Effects

Axle: None Modify/Show...

Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Straddle Reduction Factor:

☐ Vehicle Remains Fully in Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Interior Vertical Support Forces

☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity

Height - Axle Loads: 0.

Height - Uniform Loads: 0.

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

Figura 4.26 Camión de diseño HL93 – Truck

c) Apoyos elastoméricos

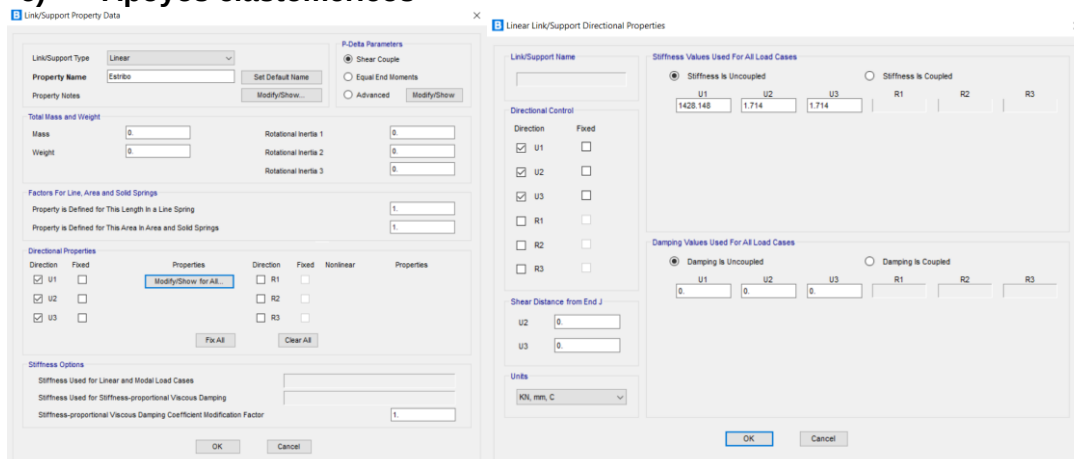


Figura 4.27 Modelamiento de link en la zona de estribos

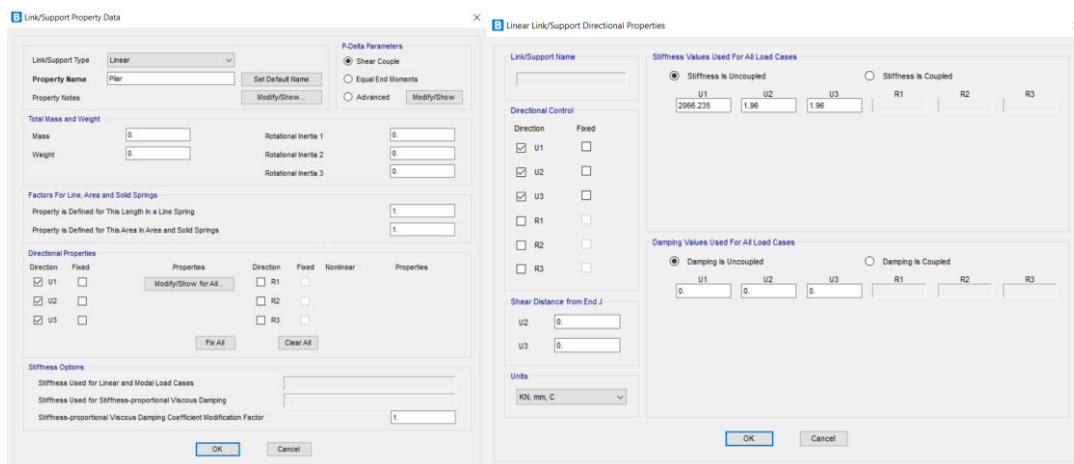


Figura 4.28 Modelamiento de link en zona de pilares

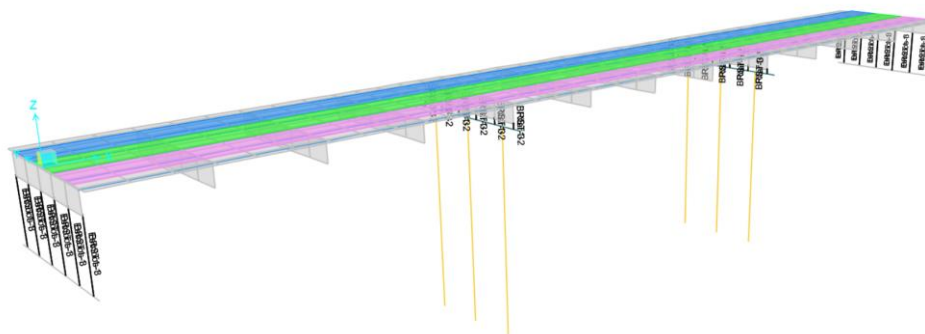


Figura 4.29 Modelamiento de los apoyos resortes incorporados en el modelo numérico

El cálculo de las propiedades las rigideces de los apoyos elastoméricos se han diseñado según la metodología AASTHO, según el procedimiento B, los detalles del cálculo no se muestran por no ser importante para cumplir el objetivo de la tesis, que es averiguar el desempeño sísmico de las columnas.

d) Análisis Modal espectral

B Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Modal Design...

Stiffness to Use:
☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
☐ Stiffness at End of Nonlinear Case
 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:
☒ Eigen Vectors
☐ Ritz Vectors

Mass Source: MSSSRC1

Number of Modes:
 Maximum Number of Modes: 36
 Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied:
☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:
 Frequency Shift (Center): 0.
 Cutoff Frequency (Radius): 0.
 Convergence Tolerance: 1.000E-09
☒ Allow Automatic Frequency Shifting

OK Cancel

Figura 4.30 Análisis modal del puente

B Response Spectrum AASHTO 2012 Function Definition

Function Name: AASHTO Function Damping Ratio: 0.05

Parameters:
☐ Ss, S1 and PGA from USGS - by Lat/Long
☐ Ss, S1 and PGA from USGS - by Zip Code
☒ Ss, S1 and PGA User Specified
 Site Latitude (degrees): ?
 Site Longitude (degrees): ?
 Site Zip Code (5-Digits): ?
 0.2 Sec Spectral Accel, Ss: 0.736
 1 Sec Spectral Accel, S1: 0.207
 Peak Ground Accel., PGA: 0.307
 Site Class: D
 Site Coefficient, Fa: 1.2112
 Site Coefficient, Fv: 1.986
 Site Coefficient, Fpga: 1.193
 Calculated Values for Response Spectrum Curve:
 $SDS = Fa * Ss$: 0.8914
 $SD1 = Fv * S1$: 0.4111
 Convert to User Defined

Define Function:

Period	Acceleration
0.	0.3663
0.0307	0.5413
0.0615	0.7164
0.0922	0.8914
0.4612	0.8914
0.6	0.6852
0.8	0.5139
1.	0.4111

 Add Modify Delete

Function Graph:

 Display Graph 0.0,0.0

OK Cancel

Figura 4.31 Espectro sísmico de diseño

e) Combinaciones de carga

Se considera las cargas mencionadas para el diseño de los pilares el efecto de las cargas de gravedad y sísmicas. Para poder encontrar el máximo efecto sobre los elementos consideraremos la envolvente de todos los efectos de los estados límites.

Se presentan las combinaciones de carga que producen las mayores solicitaciones o las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura.

Estado Límite	Combinación
Resistencia I – γ_p máx (diseño de tablero: losa y vigas, pórticos interiores y cimentación)	$1.25DC + 1.5DW + 1.75LL + 1.75PL$
Evento Extremo I - γ_p máx (diseño de pórticos interiores y cimentación)	$1.25DC + 1.5W + 0.5LL + 0.5PL \pm EQ$
Servicio I (verificación de esfuerzos en compresión en las vigas prefabricadas)	$DC + DW + LL + BR + PL$
Servicio III (verificación de esfuerzos en tracción en las vigas prefabricadas)	$DC + DW + 0.8LL + 0.8BR + 0.8PL$

El cálculo de los dispositivos elastoméricos, en la zona de estribos, así como el de los pilares se encuentra especificado en los anexos, a continuación, mostraremos manera de resumen los resultados del análisis y diseño.

4.4. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL Y EL DISEÑO ESTRUCTURAL

El modelamiento de los pilares del puente, considerando la misma superestructura y se realizaran considerando la variación de las alturas de 12.00m, 15.00m, 18.00m, 21.00m, 24.00m, 27.00m, 30.00m y 35.00m, a continuación, mostraremos algunos resultados de las fuerzas y momentos actuantes sobre las columnas por efectos de la combinación de Resistencia I y de Evento Extremo I.

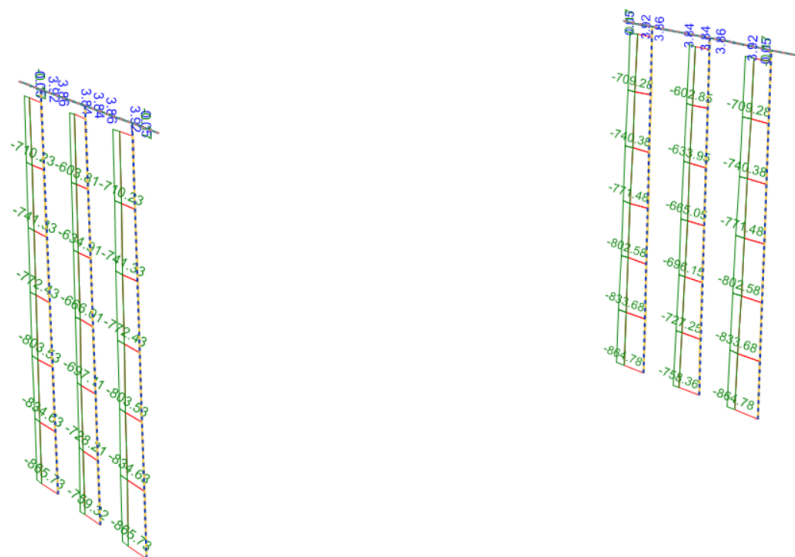


Figura 4.32 Fuerzas Axiales en Pilar (H=21.00m)-Resistencia (Fx)

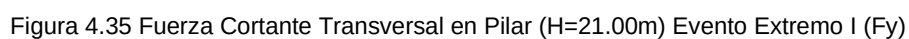




Figura 4.36 Fuerza Cortante Longitudinal en Pilar (H=21.00m) Resistencia (Fz)

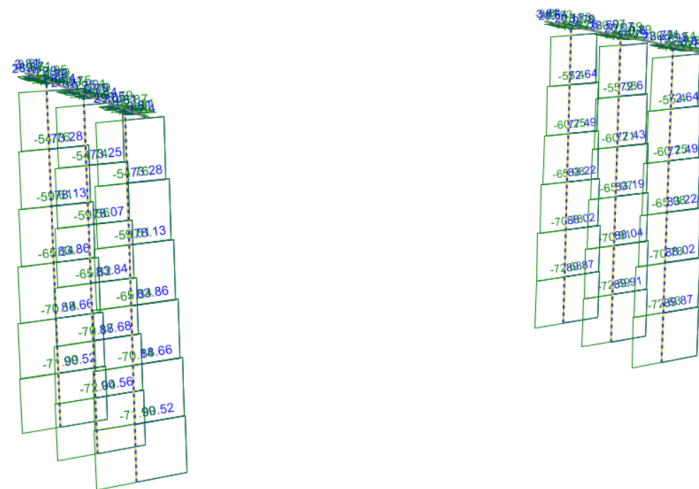


Figura 4.37 Fuerza Cortante Longitudinal en Pilar (H=21.00m) Evento Extremo I (Fz)

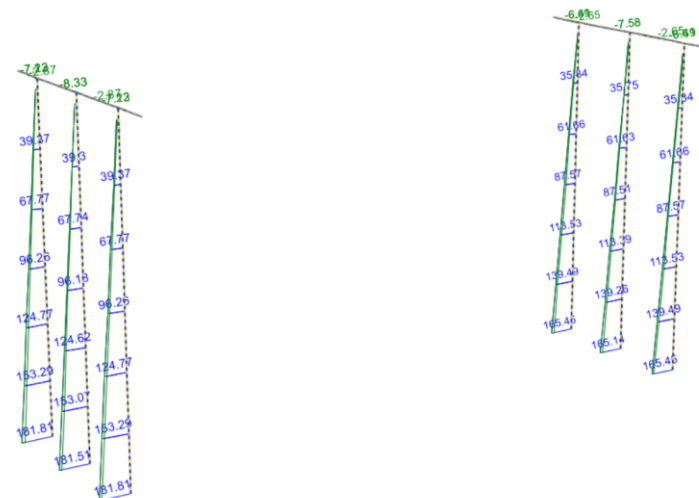


Figura 4.38 Momento Longitudinal en Pilar (H=21.00m) Resistencia (My)

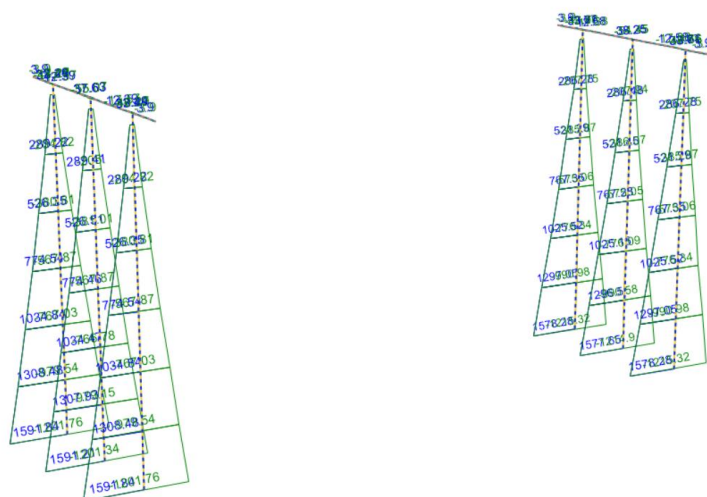


Figura 4.39 Momento Longitudinal en Pilar (H=21.00m) Evento Extremo I (My)

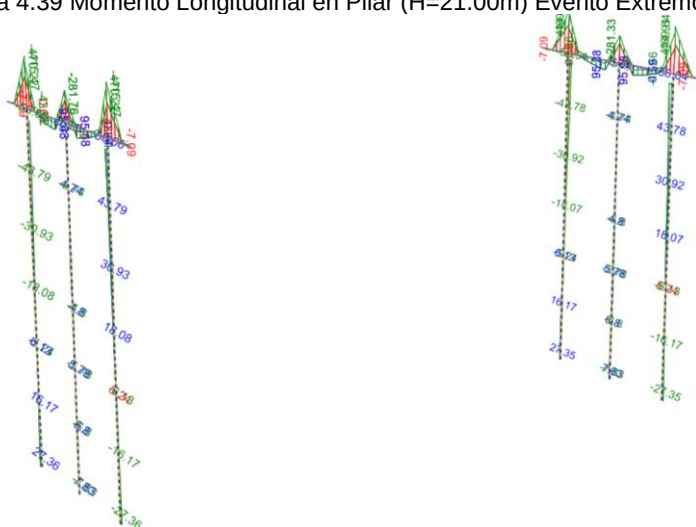


Figura 4.40 Momento Transversal en Pilar (H=21.00m) Resistencia (Mz)

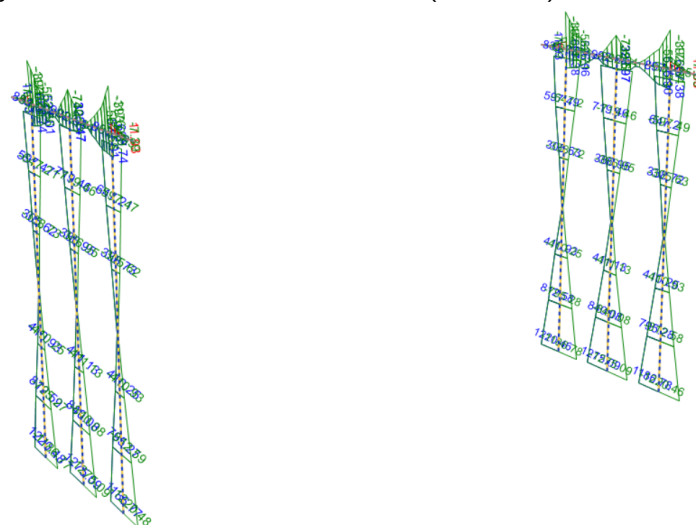


Figura 4.41 Momento Transversal en Pilar (H=21.00m) Evento Extremo I (Mz)

En las Tabla 11 y Tabla 12 se muestran los resultados de los efectos en la base de la columna (máximo efecto) interna y externa, para diferentes alturas para las combinaciones de Resistencia y Evento Extremo I, manera de resumen.

Tabla 11 Cargas actuantes en base de columnas en modelos - Combinación Resistencia I

COLUMNA INTERNA											
H (m)	D (cm)	RESISTENCIA I					EVENTO EXTREMO I				
		Pu (t)	Vux (t)	Vuy (t)	Mux (t-m)	Muy (t-m)	Pu (t)	Vux (t)	Vuy (t)	Mux (t-m)	Muy (t-m)
12	150	623.36	9.45	0.55	5.23	113.98	500.15	79.12	92.38	506.18	905.29
15	200	701.56	10.00	0.91	10.55	150.61	578.08	105.08	125.18	868.86	1421.34
18	200	730.31	9.37	0.62	9.13	169.25	606.29	101.98	129.69	1075.48	1589.76
21	200	759.32	8.62	0.44	7.83	181.51	635.59	72.04	118.97	1275.09	1591.21
24	200	787.10	7.79	0.33	6.70	187.46	663.81	81.61	137.62	1424.71	1570.23

Tabla 12 Cargas actuantes en base de columnas en modelos - Combinación Evento Extremo I

COLUMNA EXTERNA											
H (m)	D (cm)	RESISTENCIA I					EVENTO EXTREMO I				
		Pu (t)	Vux (t)	Vuy (t)	Mux (t-m)	Muy (t-m)	Pu (t)	Vux (t)	Vuy (t)	Mux (t-m)	Muy (t-m)
12	150	737.24	9.51	4.69	17.78	114.36	730.60	79.30	89.27	495.05	906.42
15	200	810.45	10.05	6.75	32.54	151.09	858.38	105.32	115.70	822.32	1426.16
18	200	838.16	9.40	5.10	29.75	169.63	944.71	102.02	120.99	1026.79	1591.05
21	200	865.73	8.64	4.02	27.36	181.81	1003.45	90.52	132.05	1220.48	1591.84
24	200	891.77	7.81	3.35	25.62	187.61	1056.99	81.55	124.90	1362.47	1570.23

• Verificación de Desplazamientos con el Criterio P-Delta

Para poder determinar el límite de desplazamiento en columnas requisitos p-delta (AASHTO 4.7.4.5) $\Delta P_u \leq 0.25 \phi M_n$

El control de desplazamientos tomara los periodos de las formas de modo en X (Longitudinal) y en Y (Transversal) y los desplazamientos elásticos producidos por los sismos en la dirección X y en la dirección Y.

Tabla 13 Periodos fundamentales y Desplazamientos elásticos por sismos

H (m)	Tx (s)	Ty (s)	Δx (mm)	Δy (mm)
12	1.567	1.490	48.620	15.580
15	1.527	1.482	38.790	13.744
18	1.577	1.497	62.110	24.429
21	1.633	1.525	79.794	36.908
24	1.713	1.545	106.233	55.250

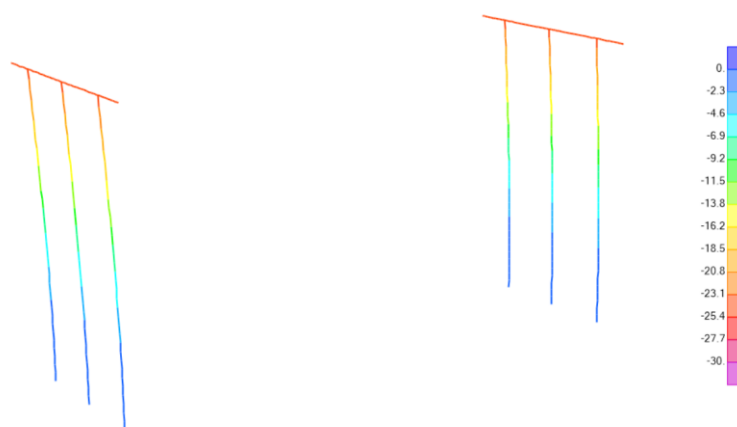


Figura 4.42 Primera forma de modo en Pilares (H=21.00m) $T_x = 1.633$ s

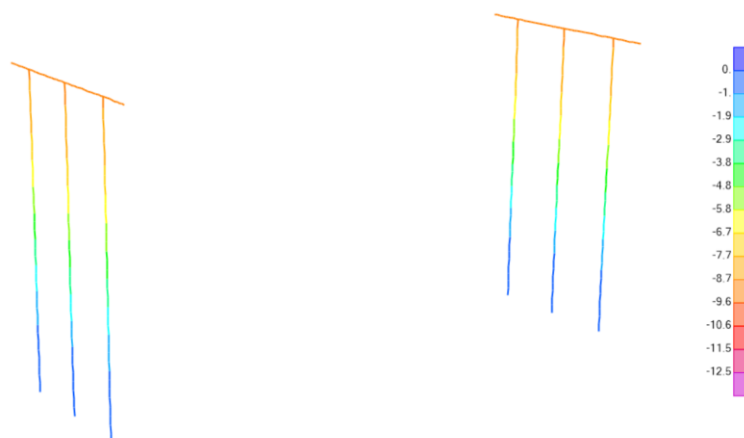


Figura 4.43 Primera forma de modo en Pilares (H=21.00m) $T_y = 1.525$ s

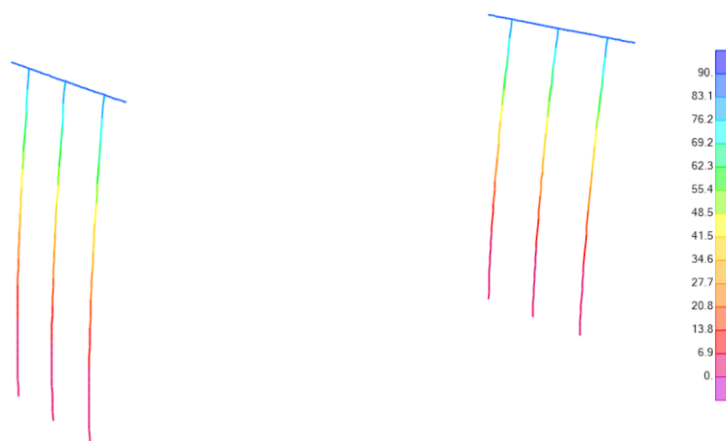


Figura 4.44 Desplazamiento en pilar (H=21.00m) en X por sismo (79.794mm)

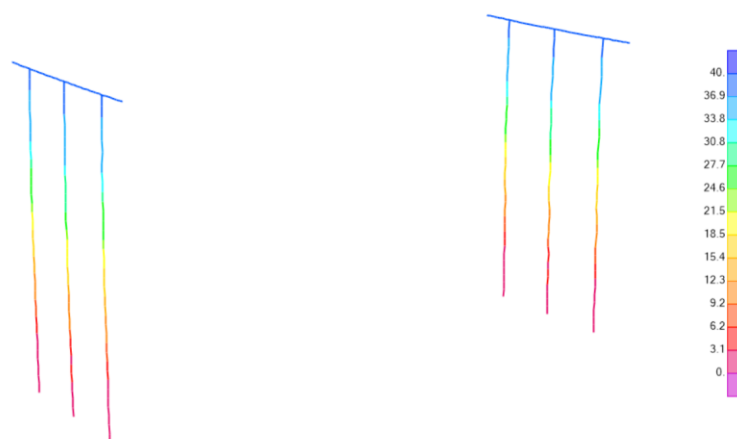


Figura 4.45 Desplazamiento en pilar (H=21.00m) en Y por sismo (36.908mm)

Se realizó el diseño según las especificaciones AASTHO de las columnas de los pilares, teniendo en la Tabla 14, los refuerzos longitudinales para las columnas de concreto armado (RC) de concreto postensado con el Sistema Adherido (PT-ADH) y concreto postensado con el Sistema No Adherido. (PT-NADH) en cada columna para el pilar.

El refuerzo de los pilares en la zona de la articulación plástica está conformado por estribos circulares de #5:1@0.05m y el rest@0.10m, el recubrimiento fue de 5cm para todos los casos. Se ha diseñado también las vigas cabezales que forman el pórtico, que tiene un refuerzo transversal #7 y longitudinal de 12#11 superior e inferior y refuerzo lateral de #8@0.40m. El refuerzo transversal es de 4 estribos #5@0.35m.

Tabla 14 Tabla de modelos Refuerzo longitudinal en columnas

Altura de Pilares (m)	Diámetro (m)	Modelo RC	Modelo PT-ADH	Modelo PT-NADH
H = 12.00	D = 1.50	$A_s = 26\#14$	$A_s = 24\#14 + A_{ps} = 4 \text{ de } 4\emptyset0.5"$	$A_s = 24\#14 + A_{ps} = 4 \text{ de } 4\emptyset0.5"$
H = 15.00	D = 2.00	$A_s = 25\#14"$	$A_s = 14\#14 + A_{ps} = 4 \text{ de } 8\emptyset0.5"$	$A_s = 14\#14 + A_{ps} = 8 \text{ de } 4\emptyset0.5"$
H = 18.00	D = 2.00	$A_s = 36\#14$	$A_s = 23\#14 + A_{ps} = 4 \text{ de } 8\emptyset0.5"$	$A_s = 23\#14 + A_{ps} = 8 \text{ de } 4\emptyset0.5"$
H = 21.00	D = 2.00	$A_s = 38\#14$	$A_s = 25\#14 + A_{ps} = 4 \text{ de } 10\emptyset0.5"$	$A_s = 25\#14 + A_{ps} = 8 \text{ de } 5\emptyset0.5"$
H = 24.00	D = 2.00	$A_s = 41\#14$	$A_s = 31\#14 + A_{ps} = 4 \text{ de } 10\emptyset0.5"$	$A_s = 31\#14 + A_{ps} = 8 \text{ de } 5\emptyset0.5"$

Los detalles del cálculo para los pilares de altura de 21m se muestran en los anexos, se ha seguido con el mismo procedimiento para el resto de los pilares según las solicitaciones de las combinaciones de carga que se indican en las Tabla 11y Tabla 12.

CAPITULO V: MODELAMIENTO NO LINEAL Y DESEMPEÑO SISMICOS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

En este capítulo desarrollaremos el modelo no lineal de los pilares y realizaremos un análisis por desempeño para poder determinar los desplazamientos y periodos efectivos debido al sismo de diseño que en este caso será el de demanda se obtendrán, los niveles de ductilidad y factores de reducción de ductilidad.

5.1. MATERIALES DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

Los modelos de los materiales con los que se definirán las rótulas plásticas son el modelo del concreto confinado y no confinado, el acero de refuerzo de Mander y el acero de alta resistencia para el presfuerzo.

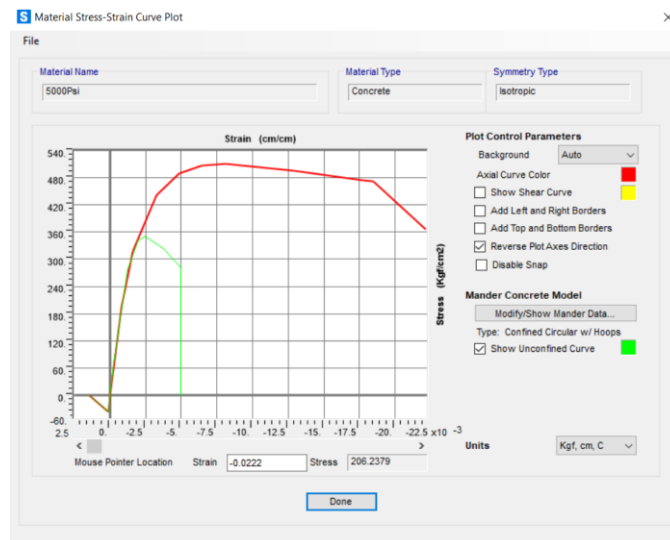


Figura 5.1. Modelo del concreto Mander–Confinado y No Confinado de la columna $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

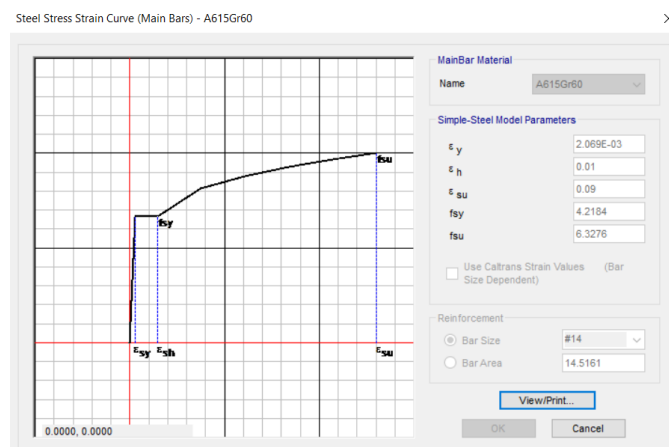


Figura 5.2 Modelo del Acero Mander – No lineal de la columna $f_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$

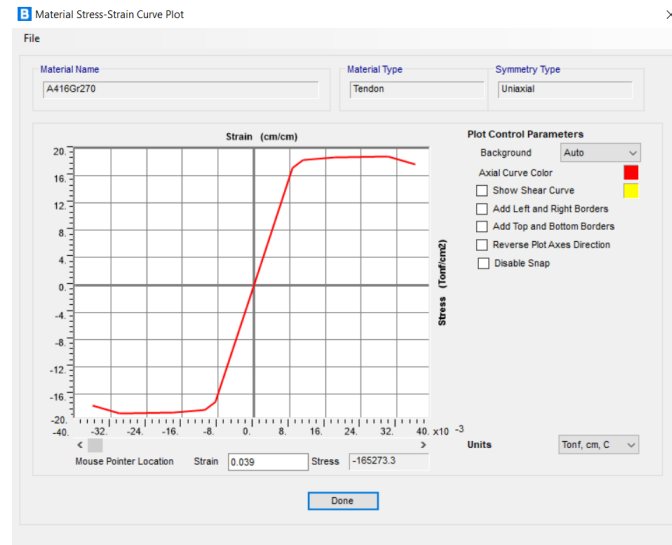


Figura 5.3 Modelo del Acero Presfuerzo Adherido– No lineal de la columna $f_{pu} = 18,900 \text{ kg/cm}^2$

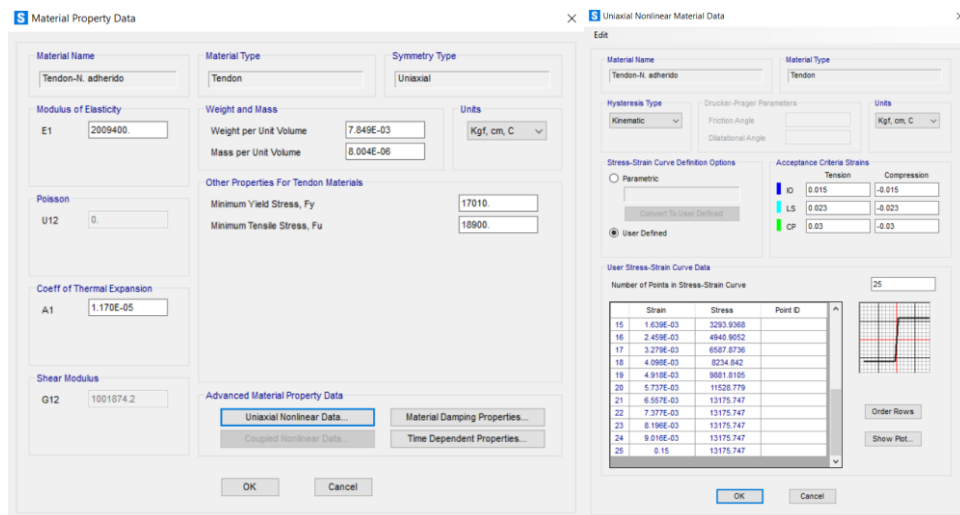


Figura 5.4 Modelo del Acero Presfuerzo No Adherido– No lineal de la columna $f_{pu} = 18,900 \text{ kg/cm}^2$

El modelo para el cable no adherido se ha basado en el modelo elastoplástico perfecto o bilineal proporcionado por el ACI 318-19 en 20.3.2.4.1, este modelo depende del f_{se} y del f_{py} así como de la esbeltes de la columna.

5.2. MODELO NO LINEAL DE LOS PILARES DE CONCRETO ARMADO

Los modelos no lineales de los pilares serán realizados en el software SAP2000, en los cuales se ha tomado las reacciones que se producen provenientes de la superestructura la cual es constante para todos los modelos. Se reproducirán tres tipos de pilares, pilares con columnas de concreto armado (RC), columnas de concreto postensado con el sistema adherido (PT-ADH) y columnas de concreto postensado con el sistema no adherido (PT-NADH). Variando las alturas desde 12m hasta 24m como se mencionó en el capítulo anterior. Las cargas para considerar serán peso propio de la subestructura, pilares y viga

cabezal (PP), las reacciones del peso de los componentes estructurales o cargas muertas super impuestas, superestructura, veredas, asfalto y barandas (SDL) las cargas transitorias, producidas por el camión de diseño (LL – TRUCK) y la sobrecarga peatonal (LL+PD), que serán las cargas vivas. Estas cargas gravitacionales definirán el estado de carga no lineal de partida (CGNL) de donde comienza el Análisis Estático Incremental No Lineal (AEINL) o Pushover, según lo indicado en FEMA 356-3.2.8 con un 110% de las cargas gravitacionales muertas y un 25% de las cargas vivas. Asimismo, un 100% de las cargas debido al presfuerzo o postensado, ya que esta magnitud es conocida y no está sujeta a variación estadística.

Tabla 15 Cargas provenientes de la superestructura actuando en las vigas

Carga	P1 (ton)	P2 (ton)	P3 (ton)	P4 (ton)	P5 (ton)	P6 (ton)
SDL	445.68	458.68	455.71	455.71	458.68	445.68
LL+ TRUCK	40.57	52.61	53.92	53.92	52.61	40.57
LL+ PED	10.21	3.71	3.06	3.06	3.71	10.21

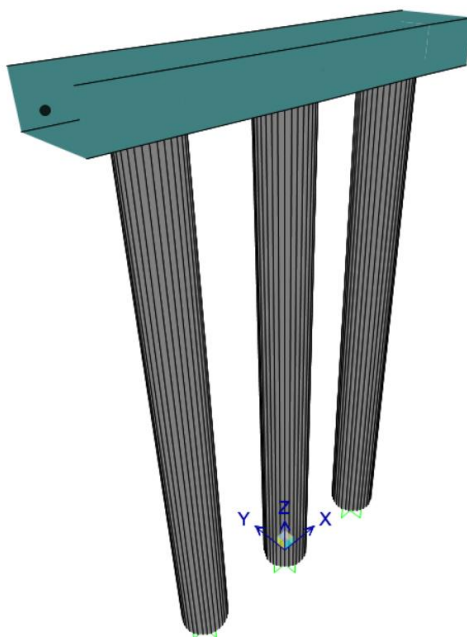


Figura 5.5 Modelo de pilares – Columnas circulares y viga cabezal.

5.3. MODELOS DE RÓTULAS EN COLUMNAS

Se considerará un modelo no lineal de plasticidad concentrada, es decir rótulas plásticas, las cuales incorporan el momento máximo probable o ultimo obtenidas por las expresiones de J. Restrepo M. Rodrigues para las columnas de concreto armado y M. Torres y M. Rodrigues, para las columnas de concreto presforzado (sistema Adherido y No adherido)

la curva esquelética será del tipo bilineal, que se considerara como la envolvente del diagrama histerético que se hubiera generado bajo cargas cíclica provenientes de un evento sísmico, tomando esta curva se procederá a realizar un AEINL de cada pilar con diferente altura. Considerado como carga axial de partida la combinación que recomienda el FEMA 356-3.2.8 la cual se denomino P.

Los detalles del cálculo de los momentos probables, así como los desplazamientos para los pilares con columnas de 21m de altura se muestran en los anexos, se procedió a realizar los mismos cálculos para diferentes cargas axiales y alturas

Se ha considerado las rótulas de la viga cabezal según el diseño que se ha obtenido del análisis anterior, se ha considerado un solo tipo de rótula bilineal para esto.

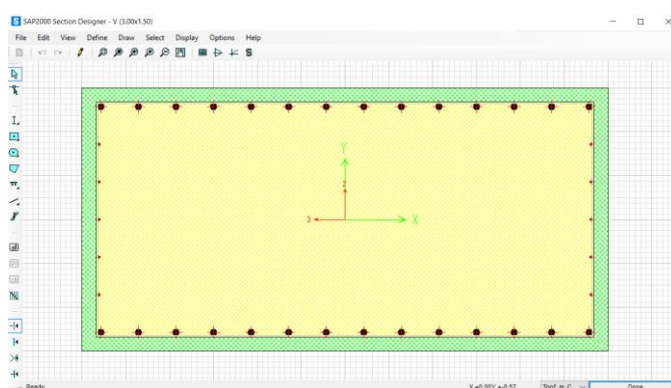


Figura 5.6 Sección de viga cabezal con refuerzo (2.00mx1.50m)

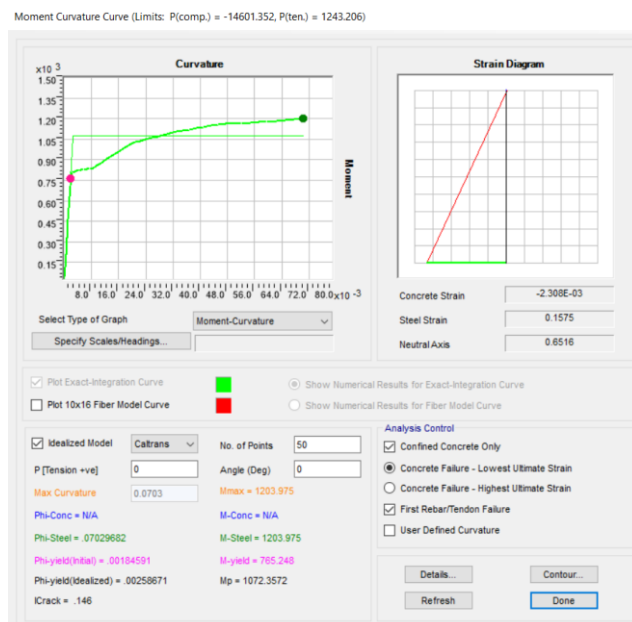


Figura 5.7 Diagrama de momento curvatura bilineal para la viga cabezal

Estos valores serán también incorporados en la viga cabezal, la cual será también modelada como un elemento de plasticidad concentrada, es decir con una rótula plástica la cual está ubicada a la mitad de su longitud de plastificación. (L_p)

5.3.1. MODELOS DE RÓTULAS PARA COLUMNAS

Los puntos del momento curvatura serán el Momento plástico y su curvatura (M_y ; ϕ_y) las cuales se obtendrán del módulo Section Designer del SAP2000, mientras que los Momentos máximo probable y la curvatura ultima (M_{pr} ; ϕ_u) serán obtenidos de las expresiones proporcionadas por Restrepo – Rodríguez y Miguel Torres para las columnas de concreto armado y postensado respectivamente.

Se modelarán las secciones según el diseño realizado considerando las propiedades no lineales de los materiales, el Concreto no confinado, Concreto confinado y el Acero refuerzo A615 Gr 60, en la rama de compresión y tracción. La carga axial P será variable con la finalidad de obtener un mayor número de puntos en el diagrama de interacción.

a) Rótulas en columnas de concreto armado

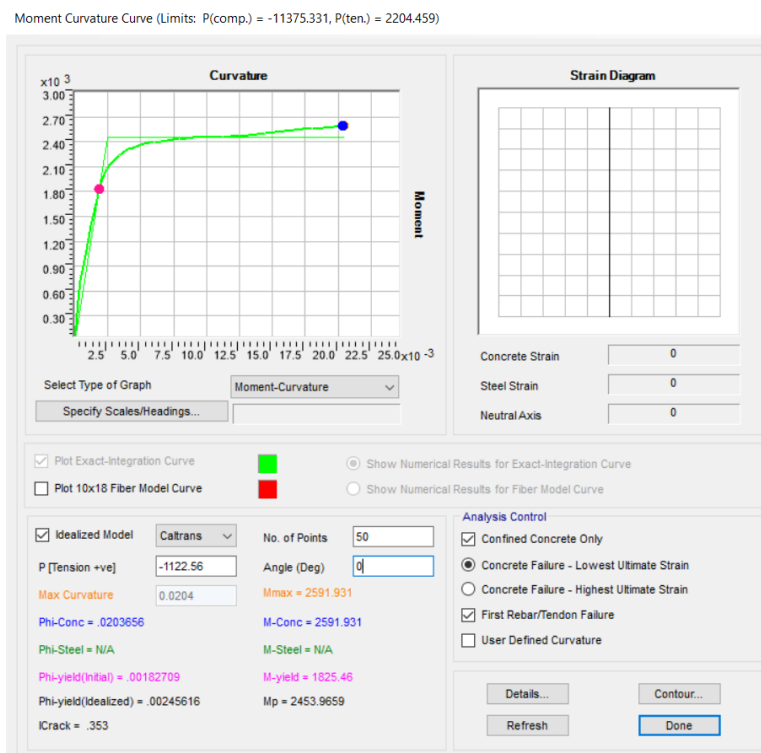


Figura 5.8 Diagrama de momento curvatura para la columna RC – H = 21.00m

Los momentos últimos serán determinados con las expresiones que nos proporcionan M Restrepo y M. Rodríguez (2013). Se ha procedido a realizar el análisis de este tipo de pilar de 5 alturas diferentes, según los diseños presentados, cada pilar tiene asociado una carga

axial diferente, haciéndose distinción entre columnas internas y columnas externas, considerando la carga axiales P que actúan sobre ellas.

$$M_{cd} = T_s \gamma_e h + (P + T_i) \left(\frac{h}{2} - x_c \right)$$

A continuación, mostraremos las rótulas de las en las columnas para los modelos de pilares concreto armado de 21m de altura.

Tabla 16 Diagrama Momento Curvatura - P = 1095.30 t – Columna Interior RC -H= 21.00m

CARGA AXIAL		Mp	Øy	Mu	Øu
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	449.02	2125.79	2.4206E-03	2767.15	2.4450E-02
0.60P	673.54	2245.57	2.4430E-03	2919.75	2.3097E-02
0.80P	898.05	2345.90	2.4525E-03	3066.51	2.1745E-02
1.00P	1122.56	2453.97	2.4562E-03	3207.42	2.0501E-02
1.10P	1234.82	2579.13	2.4733E-03	3275.69	1.9852E-02
1.20P	1347.07	2541.08	2.4652E-03	3342.49	1.9419E-02
1.30P	1459.33	2595.92	2.4791E-03	3407.84	1.8932E-02
1.40P	1571.58	2637.26	2.4777E-03	3471.72	1.8500E-02
1.50P	1683.84	2675.80	2.4889E-03	3534.14	1.8067E-02

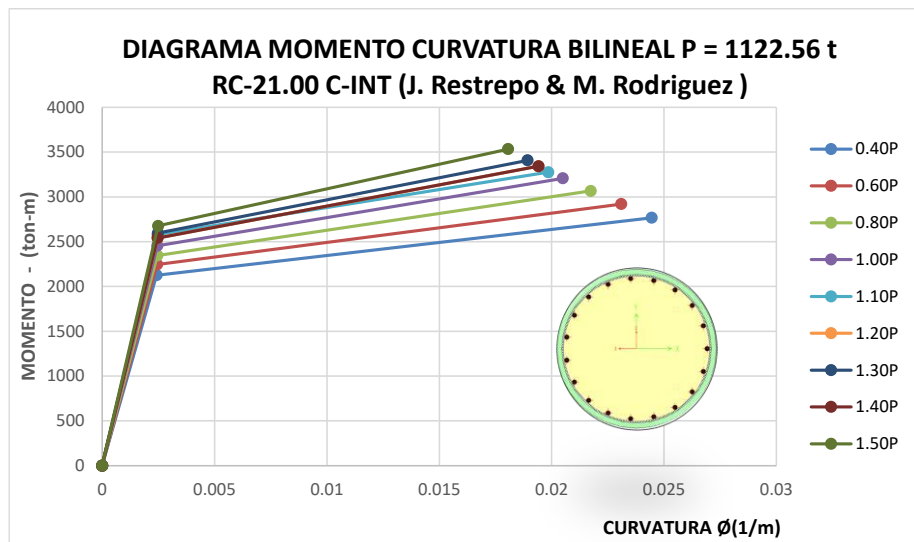


Figura 5.9 Momento Curvatura - Columna Interior RC -H= 21.00m

Tabla 17 Diagrama Momento Curvatura - P = 1336.00 t – Columna Exterior RC -H= 21.00m

CARGA AXIAL		Mp	ϕ_y	Mu	ϕ_u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	534.40	2166.75	2.4152E-03	2825.87	2.3963E-02
0.60P	801.59	2304.21	2.4430E-03	3004.17	2.2340E-02
0.80P	1068.79	2416.11	2.4561E-03	3174.20	2.0826E-02
1.00P	1335.99	2536.34	2.4642E-03	3335.96	1.9419E-02
1.10P	1469.59	2599.05	2.4780E-03	3413.74	1.8824E-02
1.20P	1603.19	2647.30	2.4974E-03	3489.44	1.8337E-02
1.30P	1736.79	2707.45	2.5063E-03	3563.13	1.7905E-02
1.40P	1870.39	2753.46	2.5111E-03	3634.65	6.8216E-03
1.50P	2003.99	2798.21	2.5188E-03	3704.15	1.6931E-02

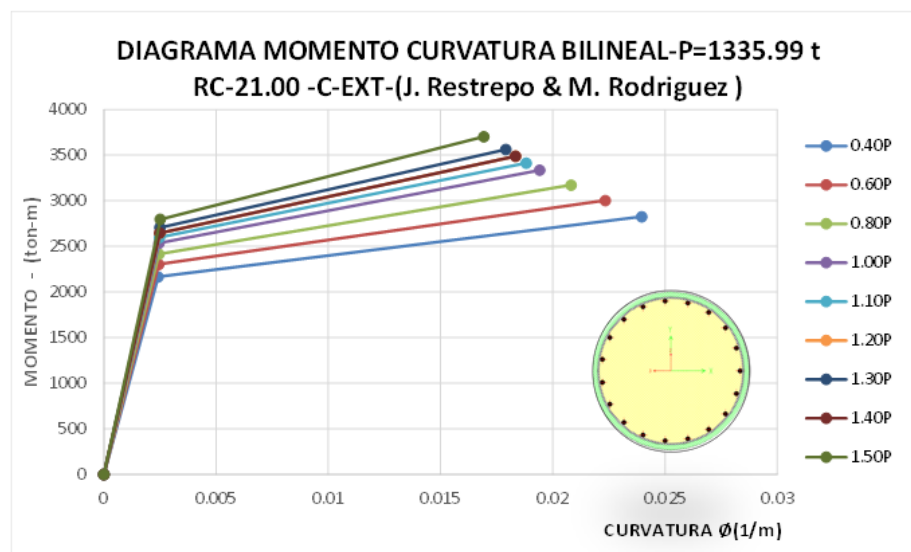


Figura 5.10 Momento Curvatura - Columna Exterior RC -H= 21.00m

b) Rótulas en columnas de concreto postensado con el sistema adherido

Se modelarán las secciones de concreto postensado con el sistema no adherido según el diseño realizado considerando las propiedades no lineales de los materiales

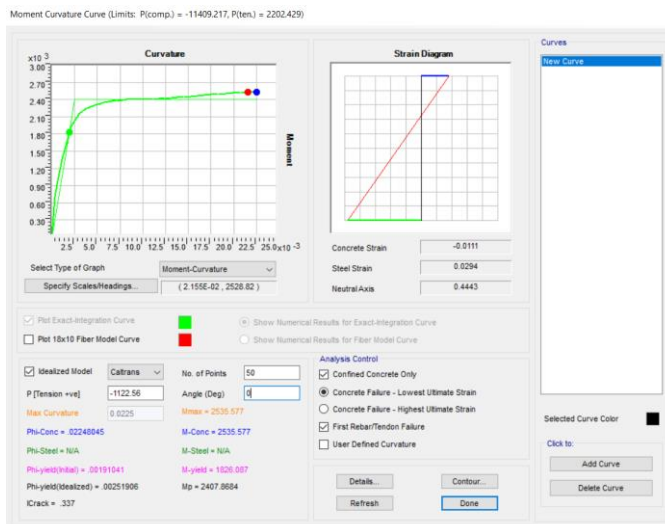


Figura 5. 11 Diagrama de momento curvatura para la columna PTADH – H = 21.00m

Los momentos últimos serán determinados con las expresiones que nos proporcionar Torres y Rodríguez (2013). Se ha procedido a realizar el análisis de este tipo de pilar de 5 alturas diferentes, según los diseños presentados, cada pilar tiene asociado una carga axial diferente, haciéndose distinción entre columnas internas y columnas externas, considerando la carga axiales P que actúan sobre ellas

$$M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_l) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} - T_{po}) \gamma_p$$

A continuación, mostraremos las rótulas de las en las columnas para los modelos de pilares concreto postensado con el sistema adherido de 21m de altura.

Tabla 18 Diagrama Momento Curvatura - P = 1122.56 t – Columna Interior PTADH = 21.00m

CARGA AXIAL		Mp	Øy	Mu	Øu
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	449.02	2052.21	2.4134E-03	2223.79	2.1508E-02
0.60P	673.54	2184.12	2.4578E-03	2366.76	2.1820E-02
0.80P	898.05	2298.17	2.4870E-03	2503.88	2.2195E-02
1.00P	1122.56	2407.87	2.5191E-03	2635.17	2.2624E-02
1.10P	1234.82	2455.13	2.5284E-03	2698.62	2.1927E-02
1.20P	1347.07	2503.08	2.5365E-03	2760.61	2.1498E-02
1.30P	1459.33	2547.95	2.5512E-03	2821.13	2.0962E-02
1.40P	1571.58	2604.92	2.5797E-03	2880.20	2.0533E-02
1.50P	1683.84	2647.63	2.5890E-03	2937.81	1.9782E-02

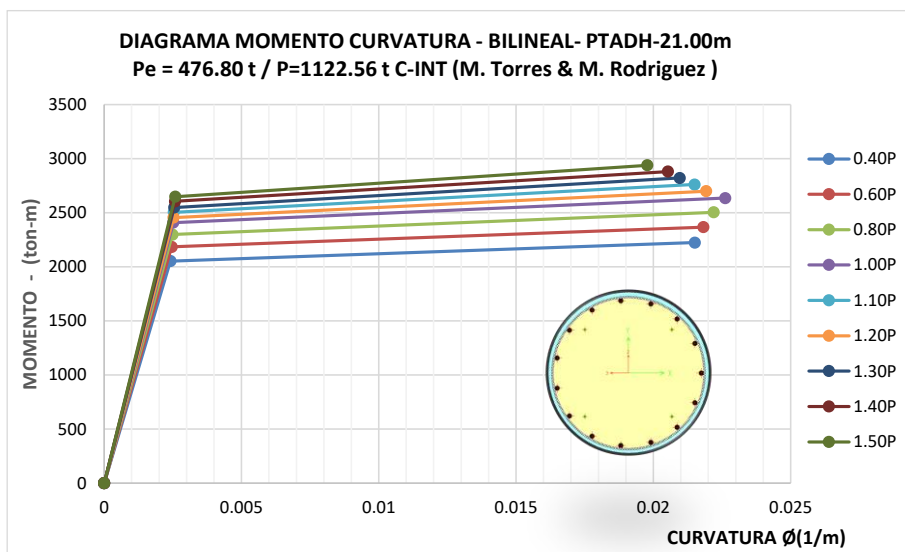


Figura 5.12 Momento Curvatura - Columnas Interior PT ADH - H = 21.00m

Tabla 19 Diagrama Momento Curvatura - P = 1335.99 t – Columna Interior PTADH = 21.00m

CARGA AXIAL		Mp	ϕ_y	Mu	ϕ_u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	534.40	2095.17	2.4247E-03	2279.05	2.1954E-02
0.60P	801.59	2246.43	2.4730E-03	2445.93	2.2356E-02
0.80P	1068.79	2378.04	2.5102E-03	2604.54	2.2838E-02
1.00P	1335.99	2490.67	2.5320E-03	2754.87	2.1444E-02
1.10P	1469.59	2557.81	2.5644E-03	2826.93	2.0855E-02
1.20P	1603.19	2609.06	2.5800E-03	2896.92	2.1015E-02
1.30P	1736.79	2659.25	2.5889E-03	2964.85	1.9729E-02
1.40P	1870.39	2707.81	2.6095E-03	3030.70	1.9246E-02
1.50P	2003.99	2753.98	2.6253E-03	3094.49	1.8710E-02

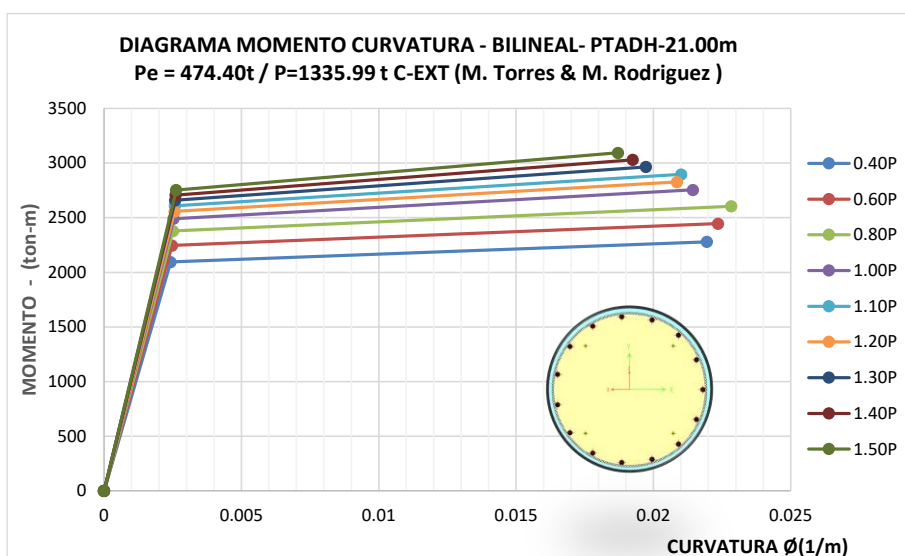


Figura 5.13 Momento Curvatura - Columnas Exterior PT ADH - H = 21.00m

c) Rótulas en columnas de concreto postensado con el sistema no adherido

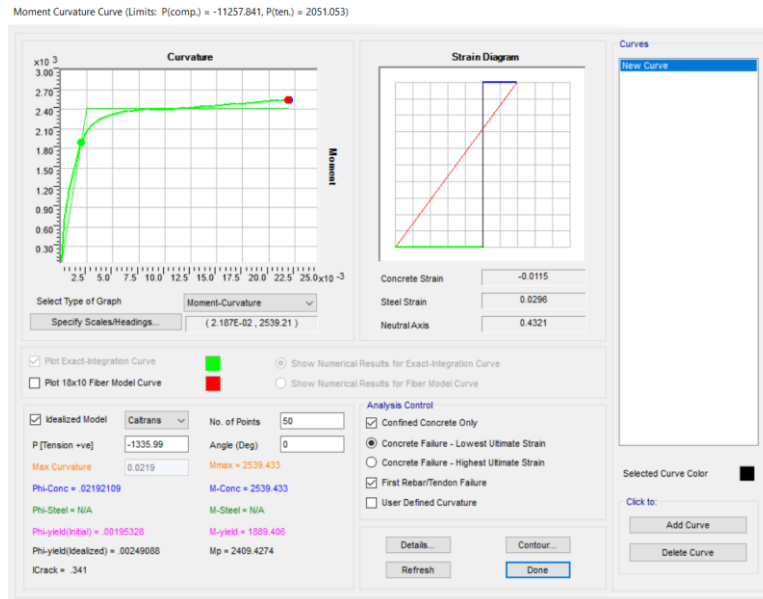


Figura 5.14 Diagrama de momento curvatura para la columna PT NADH – H = 21.00m

Los momentos últimos serán determinados con las expresiones que nos proporcionar Torres y Rodríguez (2013), El desplazamiento ultimo para las columnas son las que se han calculado anteriormente considerando el sistema no adherido, como primera iteración. Se ha procedido a realizar el análisis de este tipo de pilar de 5 alturas diferentes, según los diseños presentados, cada pilar tiene asociado una carga axial diferente, haciéndose distinción entre columnas internas y columnas externas, considerando la carga axiales P que actúan sobre ellas.

A continuación, mostraremos las rótulas de las en las columnas para los modelos de pilares concreto postensado con el sistema no adherido de 21m de altura.

Tabla 20 Diagrama Momento Curvatura - P = 1122.56 t – Columna Exterior PT NADH = 21.00m

CARGA AXIAL		Mp	ϕ_y	Mu	ϕ_u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	449.02	1986.25	2.4083E-03	2222.29	2.7878E-02
0.60P	673.54	2097.28	2.4121E-03	2365.08	2.6108E-02
0.80P	898.05	2215.19	2.4504E-03	2501.99	2.4661E-02
1.00P	1122.56	2318.21	2.4642E-03	2633.04	2.3160E-02
1.10P	1234.82	2365.75	2.4816E-03	2696.37	2.2570E-02
1.20P	1347.07	2414.46	2.4545E-03	2758.22	2.1980E-02
1.30P	1459.33	2461.17	2.4990E-03	2818.61	2.1444E-02
1.40P	1571.58	2503.86	2.5176E-03	2877.54	2.0855E-02
1.50P	1683.84	2559.89	2.5426E-03	2934.99	2.0318E-02

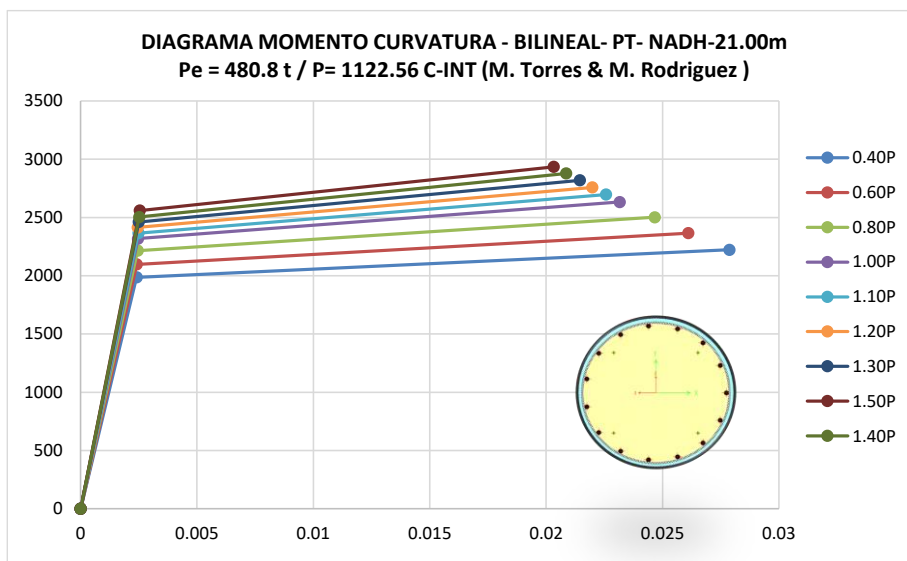


Figura 5.15 Momento Curvatura – Columnas Interior PT NADH - H = 21.00m

Tabla 21 Diagrama Momento Curvatura - P = 1335.99 t – Columna Exterior PT NADH = 21.00m

CARGA AXIAL		M_p	ϕ_y	M_u	ϕ_u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	534.40	2028.75	2.4141E-03	2277.28	2.7234E-02
0.60P	801.59	2170.65	2.4407E-03	2443.89	2.5251E-02
0.80P	1068.79	2294.26	2.4567E-03	2602.19	2.3535E-02
1.00P	1335.99	2409.43	2.4909E-03	2752.18	2.2034E-02
1.10P	1469.59	2465.70	2.5005E-03	2824.06	2.1337E-02
1.20P	1603.19	2516.47	2.5220E-03	2893.86	2.0747E-02
1.30P	1736.79	2580.46	2.5469E-03	2961.58	1.9782E-02
1.40P	1870.39	2630.18	2.5607E-03	3027.23	1.9621E-02
1.50P	2003.99	2677.15	2.5817E-03	3090.80	1.9085E-02

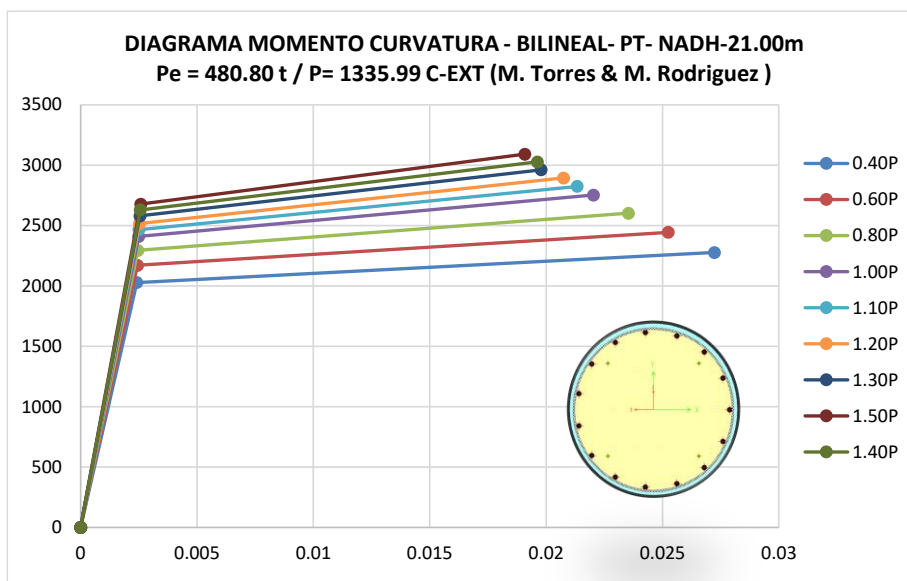


Figura 5. 16 Momento Curvatura – Columnas Exterior PT NADH - H = 21.00m

Se ha realizado el análisis correspondiente para cinco diferentes alturas de cada tipo de pilar, en la Tabla 22, Tabla 23 y Tabla 24 se muestran de manera resumida los desplazamientos de fluencia y los desplazamientos últimos, para una carga P , en modelos de concreto armado, concreto postensado con el sistema adherido y concreto postensado con el sistema no adherido respectivamente.

Tabla 22 Desplazamientos y ductilidades en-columnas de concreto armado

COLUMNAS INTERNAS							
H (m)	Dyf	Dy θ	Dy	Lp	Dp	Du	μ
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	$\Delta u/\Delta y$
12	0.1678	0.0138	0.1815	1.3512	0.3855	0.5670	3.1235
15	0.1773	0.0089	0.1862	1.5912	0.4698	0.6560	3.5233
18	0.2653	0.0153	0.2807	1.8312	0.6108	0.8915	3.1764
21	0.3611	0.0189	0.3799	2.0712	0.8241	1.2040	3.1692
24	0.4766	0.0232	0.4999	2.3112	1.0053	1.5052	3.0112
COLUMNAS EXTERNAS							
H (m)	Dyf	Dy θ	Dy	Lp	Dp	Du	μ
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	$\Delta u/\Delta y$
12	0.1703	0.0138	0.1841	1.3512	0.4408	0.6249	3.3950
15	0.1784	0.0089	0.1873	1.5912	0.2184	0.4438	2.3690
18	0.2659	0.0153	0.2813	1.8312	0.5799	0.8612	3.0619
21	0.3622	0.0189	0.3811	2.0712	0.7849	1.1660	3.0596
24	0.4786	0.0232	0.5018	2.3112	0.9697	1.4715	2.9323

Tabla 23 Desplazamientos y ductilidades en-columnas de concreto postensado adherido

COLUMNAS INTERNAS							
H (m)	Dyf	Dy θ	Dy	Lp	Dp	Du	μ
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	$\Delta u/\Delta y$
12	0.17368	0.01251	0.18619	1.36443	0.04319	0.22937	1.23195
15	0.17389	0.00492	0.17880	1.60443	0.01242	0.19123	1.06947
18	0.26696	0.00969	0.27666	1.84443	0.03083	0.30749	1.11145
21	0.37030	0.01229	0.38260	2.08443	0.04608	0.42867	1.12044
24	0.49206	0.01742	0.50949	2.32443	0.07247	0.58195	1.14224
COLUMNAS EXTERNAS							
H (m)	Dyf	Dy θ	Dy	Lp	Dp	Du	μ
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	$\Delta u/\Delta y$
12	0.16924	0.01251	0.18175	1.36443	0.08767	0.26941	1.48237
15	0.17740	0.00492	0.18232	1.60443	0.01304	0.19536	1.07153
18	0.27010	0.00969	0.27980	1.84443	0.03341	0.31320	1.11939
21	0.37220	0.01229	0.38450	2.08443	0.05085	0.43535	1.13226
24	0.48614	0.01742	0.50356	2.32443	0.13509	0.63866	1.26828

Tabla 24 Desplazamientos y ductilidades en-columnas de concreto postensado no adherido

COLUMNAS INTERNAS							
H (m)	D _{yf}	D _{yθ}	D _y	L _p	D _p	D _u	μ
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	Δu/Δy
12	0.16726	0.01206	0.17932	0.96000	0.29057	0.46990	2.62037
15	0.17404	0.00474	0.17879	1.20000	0.35562	0.53441	2.98910
18	0.26223	0.00935	0.27158	1.44000	0.54080	0.81238	2.99133
21	0.36223	0.01186	0.37409	1.68000	0.72898	1.10307	2.94866
24	0.48429	0.01680	0.50110	1.92000	0.90952	1.41062	2.81506
COLUMNAS EXTERNAS							
H (m)	D _{yf}	D _{yθ}	D _y	L _p	D _p	D _u	μ
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	Δu/Δy
12	0.16726	0.01206	0.17932	0.96000	0.28963	0.46896	2.61513
15	0.17353	0.00474	0.17827	1.20000	0.38463	0.56290	3.15753
18	0.26513	0.00935	0.27448	1.44000	0.51940	0.79387	2.89230
21	0.36624	0.01186	0.37810	1.68000	0.68605	1.06415	2.81448
24	0.48631	0.01680	0.50311	1.92000	0.86875	1.37186	2.72675

5.3.2. MODELOS DE PLASTICIDAD CONCENTRADAS DE PILARES

En el modelamiento de los pilares se ha realizado en SAP2000 considerando como modelos no lineales de plasticidad concentrada, añadiremos los estados de carga no lineal que AEINL en ambas direcciones ortogonales, es decir, en la dirección longitudinal y transversal del puente, estos análisis consideran los efectos P-delta y grandes deformaciones. Se ha considerado para AEINL un patrón de cargas en la sobre los nodos superiores en las columnas, estos análisis son controlados por desplazamientos, para ello se ha considerado los máximos desplazamientos D_u según las expresiones calculadas M. Torres y M. Rodrigues o hasta donde finalice o se evidencia una discontinuidad en la curva de capacidad.

Las cargas de gravedad de inicio son una combinación considerando las cargas muertas amplificadas un 110% y las sobrecargas reducidas un 25%, en el caso de los pilares postensados se consideró la acción del presfuerzo sin alterar debido a que este efecto no es variable y se mantiene constante.

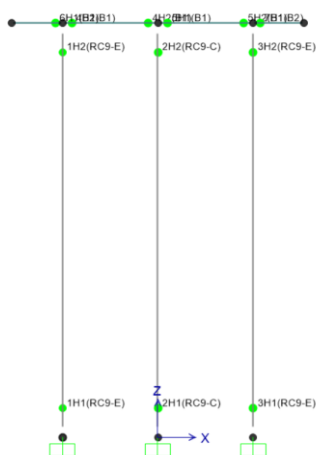


Figura 5.17 Modelo de plasticidad concentrada de RC=21.00 m

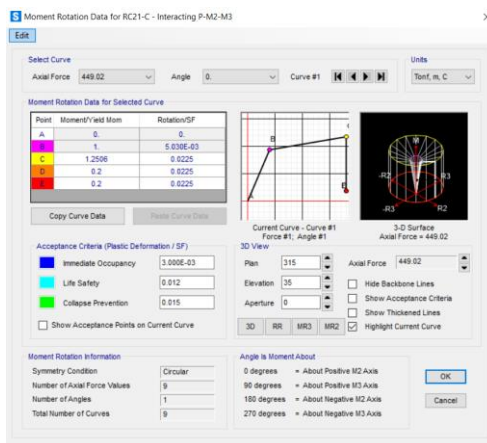


Figura 5.18 Incorporación de la Rótula Plástica de Columna Interior RC =21.00m

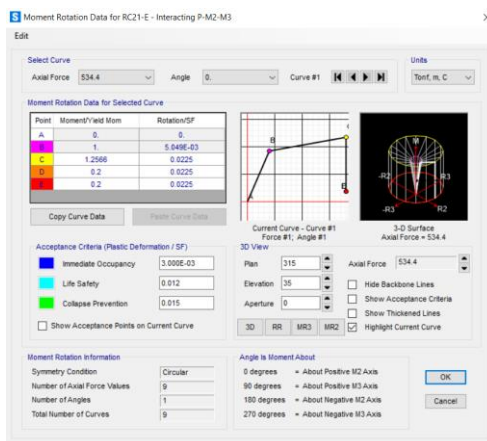


Figura 5.19 Incorporación de la Rótula Plástica de Columna Exterior RC =21.00m

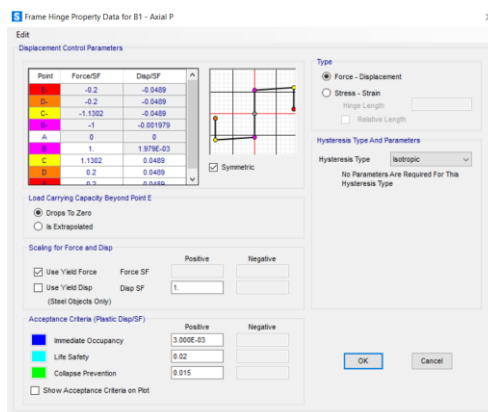


Figura 5.20 Incorporación de la Rótula Plástica de Viga cabezal

Mediante el método de espectro de capacidad se encontrará los niveles de ductilidad efectiva (μ_{efec}), el periodo efectivo (T_{efec}) y el factor de reducción de ductilidad (R_μ).

Para la aproximación bilineal, se tomó la curva de capacidad que proporciona el SAP2000, luego mediante el proceso de iteración descrito en el ítem 3.3.3.2.4 del FEMA 356 se obtendrá la curva bilineal.

5.3.3. MEC EN PORTICOS DE CONCRETO ARMADO

Mediante el MEC para los modelos de pilares con columnas de concreto armado en la dirección longitudinal y transversal del puente, a continuación, mostramos el resumen del análisis del pilar de 21m de altura.

Tabla 25 Obtención de la curva Bilineal en X (Longitudinal) - Modelo RC =21.00

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	300.000	326.467	340.790	348.065	351.641	353.351	354.172	354.565	354.752	354.842
0.6Vy	180.000	195.880	204.474	208.839	210.984	212.011	212.503	212.739	212.851	212.905
Δ1	103.774	113.102	117.766	121.264	122.430	122.430	122.430	122.430	122.430	122.430
Δ2	104.940	114.268	118.932	122.430	123.596	123.596	123.596	123.596	123.596	123.596
V1	178.718	194.759	202.780	208.795	210.937	210.937	210.937	210.937	210.937	210.937
V2	180.724	196.764	204.785	210.937	212.942	212.942	212.942	212.942	212.942	212.942
Δ0.6	104.519	113.754	118.751	121.288	122.458	123.055	123.341	123.478	123.543	123.575
Ke	1.722	1.722	1.722	1.722	1.723	1.723	1.723	1.723	1.723	1.723
Δy	174.199	189.589	197.919	202.146	204.096	205.091	205.568	205.797	205.906	205.958
Area Curva	340413.0	340413.0	340413.0	340413.0	340413.0	340413.0	340413.0	340413.0	340413.0	340413.0
Area Bilineal	312815.7	326105.6	333297.9	336951.3	338765.1	339623.9	340036.0	340233.1	340327.3	340372.2
Error (%)	8.107%	4.203%	2.090%	1.017%	0.484%	0.232%	0.111%	0.053%	0.025%	0.012%

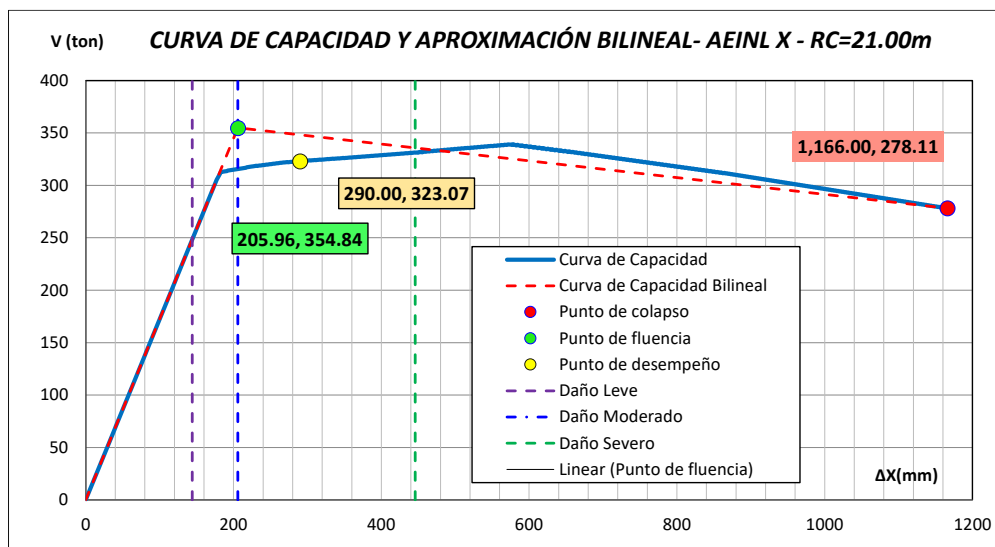


Figura 5.21 Curva Bilineal en X (Longitudinal) -Modelo RC= 21.00

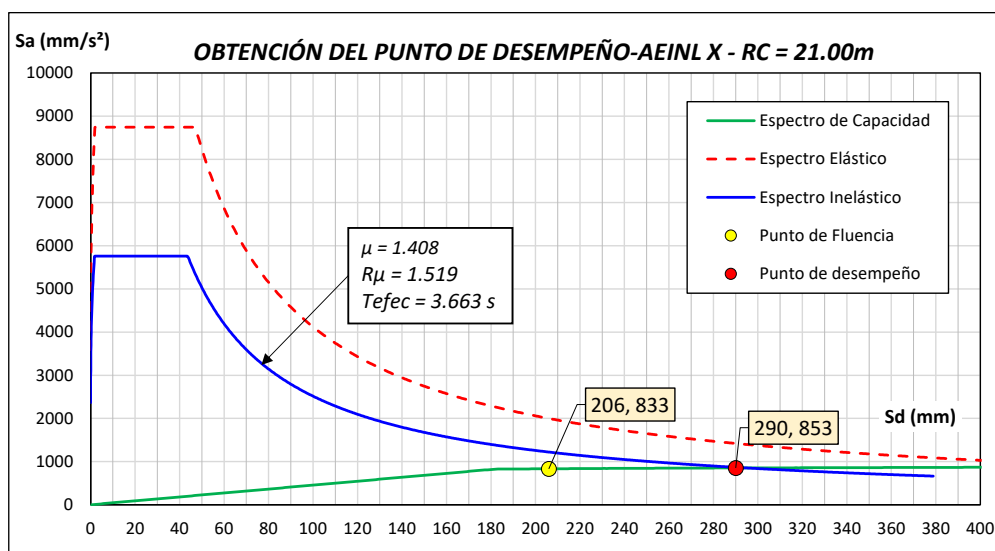


Figura 5.22 MEC en X (Longitudinal) - Modelo RC = 21.00

Tabla 26 Obtención de la curva Bilineal en Y (Transversal) - Modelo RC =21.00

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	600.000	703.129	759.304	786.345	798.585	803.973	806.314	807.326	807.762	807.950
0.6Vy	360.000	421.877	455.582	471.807	479.151	482.384	483.788	484.396	484.657	484.770
Δ1	55.968	65.296	71.126	73.458	74.624	74.624	75.790	75.790	75.790	75.790
Δ2	57.134	66.462	72.292	74.624	75.790	75.790	76.956	76.956	76.956	76.956
V1	356.285	415.667	452.781	467.626	475.049	475.049	482.472	482.472	482.472	482.472
V2	363.708	423.090	460.204	475.049	482.472	482.472	489.895	489.895	489.895	489.895
Δ0.6	56.552	66.272	71.566	74.115	75.268	75.776	75.997	76.092	76.133	73.435
Ke	6.366	6.366	6.366	6.366	6.366	6.366	6.366	6.366	6.366	6.366
Δy	94.253	110.453	119.277	123.525	125.447	126.294	126.661	126.820	126.889	122.391
Area Curva	764261.3	764261.3	764261.3	764261.3	764261.3	764261.3	764261.3	764261.3	764261.3	764261.3
Area Bilineal	652166.1	707719.5	737980.0	752547.0	759139.9	762042.2	763303.3	763848.7	764083.8	768250.6
Error (%)	14.667%	7.398%	3.439%	1.533%	0.670%	0.290%	0.125%	0.054%	0.023%	-0.522%

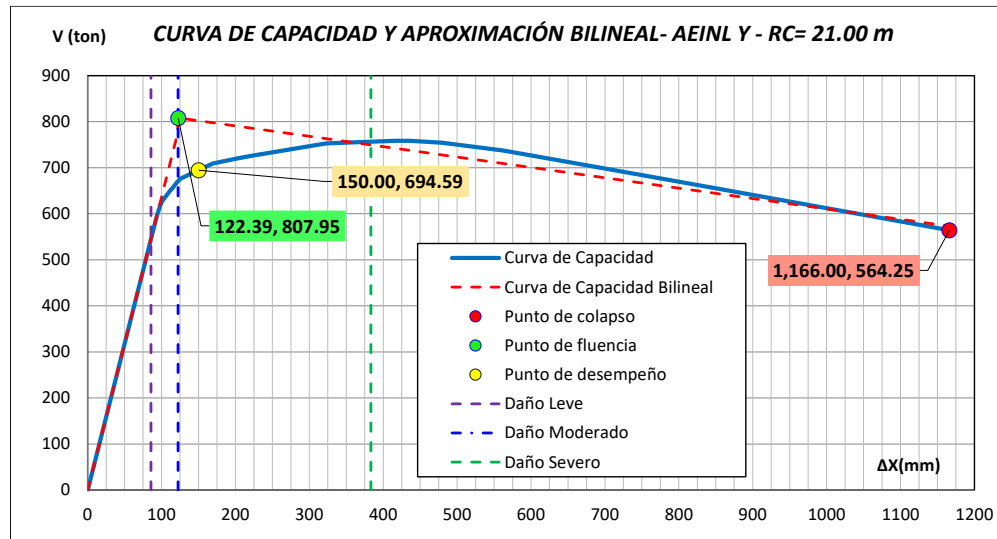


Figura 5.23 Curva Bilineal en Y (Transversal) -Modelo RC= 21.00

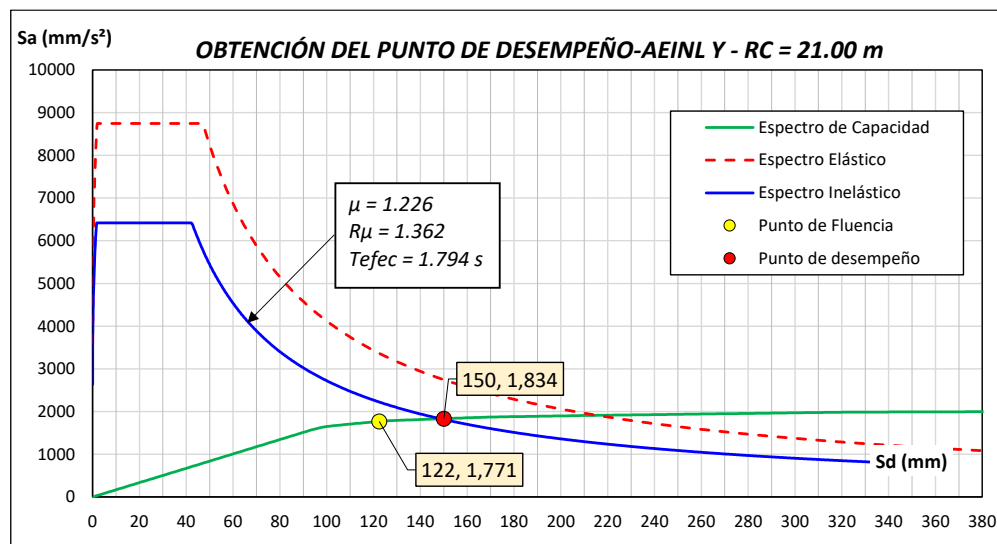


Figura 5.24 MEC en Y (Transversal) - Modelo RC = 21.00

5.3.4. MEC EN PORTICOS DE CONCRETO POSTENSADO CON EL SISTEMA ADHERIDO

Mediante el MEC para los modelos de pilares con columnas de concreto postensado con el sistema adherido en la dirección longitudinal y transversal del puente, a continuación, mostramos el resumen del análisis del pilar de 21m de altura.

Tabla 27 Obtención de la curva Bilineal en X (Longitudinal) - Modelo PT ADH = 21.00

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	300.000	302.657	304.644	305.886	306.659	307.140	307.438	307.622	307.737	307.807
0.6Vy	180.000	181.594	182.786	183.531	183.995	184.284	184.463	184.573	184.642	184.684
Δ1	102.709	103.995	104.424	104.852	105.281	105.281	105.281	105.281	105.710	105.710
Δ2	103.138	104.424	104.852	105.281	105.710	105.710	105.710	105.710	106.139	106.139
V1	179.598	181.294	182.124	182.953	183.782	183.782	183.782	183.782	184.611	184.611
V2	180.427	182.124	182.953	183.782	184.611	184.611	184.611	184.611	185.440	185.440
Δ0.6	102.917	104.150	104.766	105.152	105.392	105.541	105.633	105.690	105.726	105.748
Ke	1.749	1.744	1.745	1.745	1.746	1.746	1.746	1.746	1.746	1.746
Δy	171.528	173.584	174.611	175.253	175.653	175.901	176.055	176.151	176.210	176.246
Area Curva	105076.8	105076.8	105076.8	105076.8	105076.8	105076.8	105076.8	105076.8	105076.8	105076.8
Area Bilineal	104154.4	104391.6	104650.2	104811.8	104912.5	104975.0	105013.8	105037.8	105052.7	105061.9
Error (%)	0.878%	0.652%	0.406%	0.252%	0.156%	0.097%	0.060%	0.037%	0.023%	0.014%

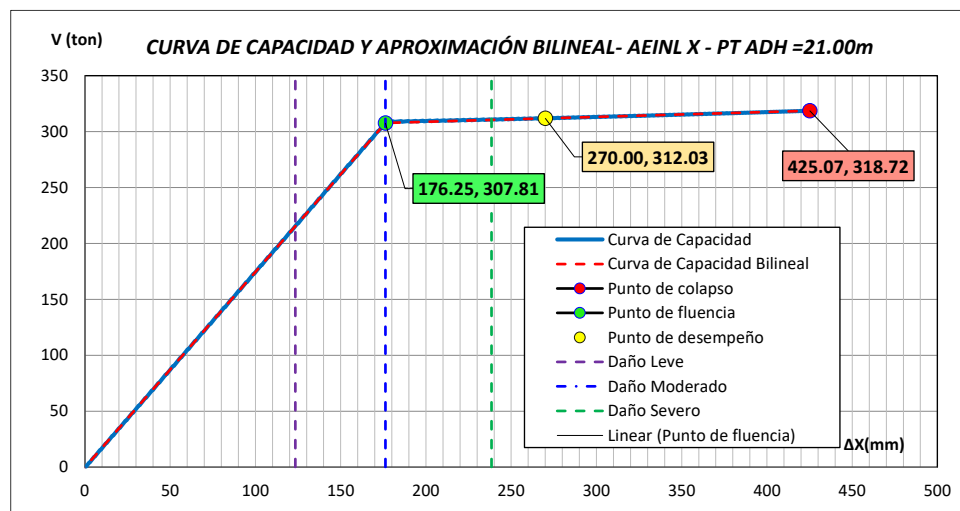


Figura 5.25 Curva Bilineal en X (Longitudinal) -Modelo PT ADH= 21.00

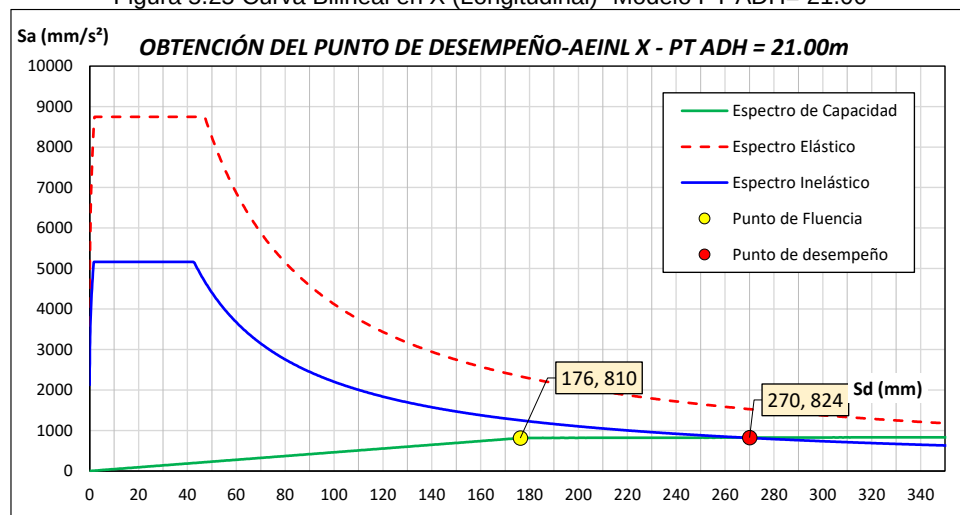


Figura 5.26 MEC en X (Longitudinal) - Modelo PT ADH = 21.00

Tabla 28 Obtención de la curva Bilineal en Y (Transversal) - Modelo PT ADH = 21.00

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	600.000	535.184	501.866	484.315	474.753	468.979	465.679	463.777	462.676	462.037
0.6Vy	360.000	321.110	301.120	290.589	284.852	281.387	279.407	278.266	277.606	277.222
$\Delta 1$	72.546	62.687	58.829	56.257	54.971	54.542	54.113	53.684	53.684	53.684
$\Delta 2$	72.975	63.115	59.257	56.685	55.399	54.971	54.542	54.113	54.113	54.113
V1	358.691	319.198	300.635	289.570	283.382	281.319	279.257	277.194	277.194	277.194
V2	360.162	321.261	302.698	290.322	285.445	283.382	281.319	279.257	279.257	279.257
$\Delta 0.6$	72.928	63.084	58.929	56.837	55.276	54.556	54.144	53.907	53.770	53.690
Ke	4.936	5.090	5.110	5.113	5.153	5.158	5.160	5.162	5.163	5.163
Δy	121.546	105.140	98.215	94.729	92.127	90.927	90.241	89.845	89.617	89.484
Area Curva	181208.8	181208.8	181208.8	181208.8	181208.8	181208.8	181208.8	181208.8	181208.8	181208.8
Area Bilineal	203155.0	193238.9	187775.7	184858.7	183439.8	182493.1	181951.9	181640.0	181459.5	181354.7
Error (%)	-12.111%	-6.639%	-3.624%	-2.014%	-1.231%	-0.709%	-0.410%	-0.238%	-0.138%	-0.080%

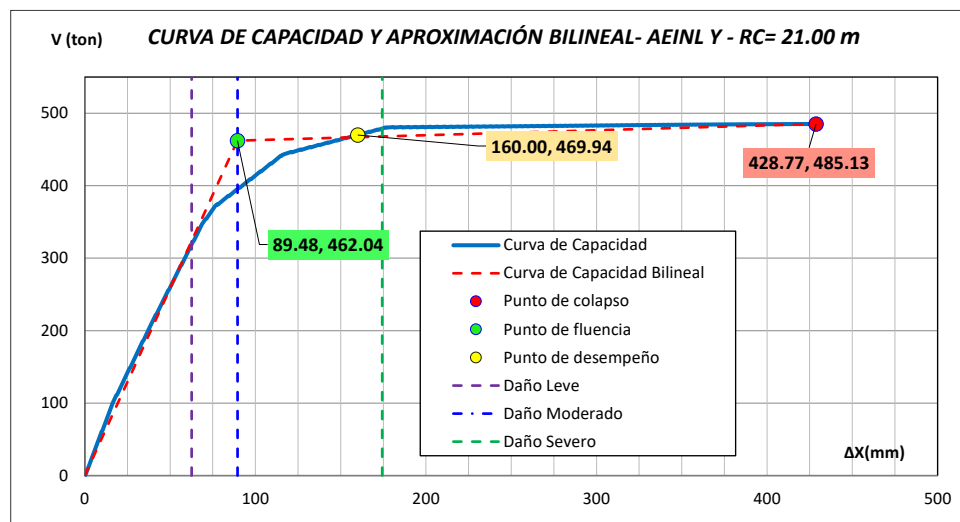


Figura 5.27 Curva Bilineal en Y (Transversal) -Modelo PT ADH= 21.00

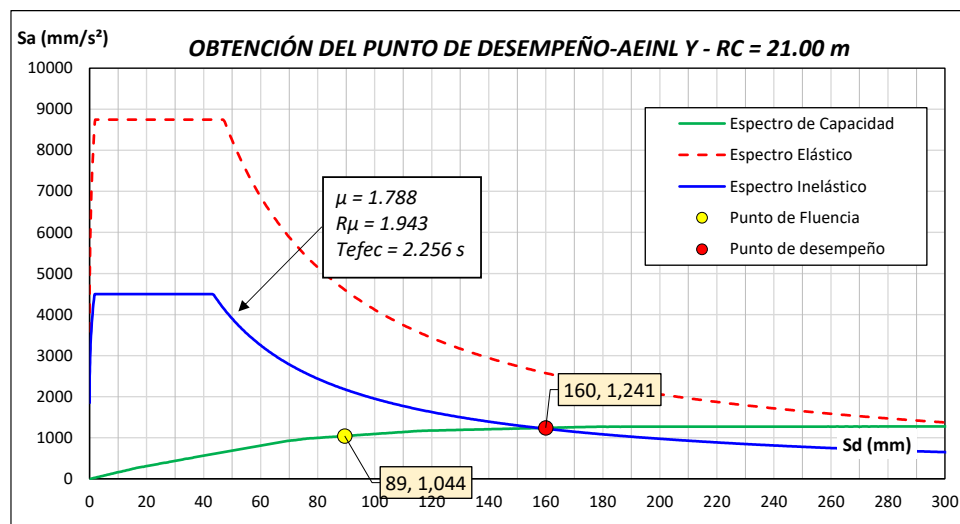


Figura 5.28 MEC en Y (Transversal) - Modelo PT ADH = 21.00

5.3.5. MEC EN PORTICOS DE CONCRETO POSTENSADO CON EL SISTEMA NO ADHERIDO

Mediante el MEC para los modelos de pilares con columnas de concreto postensado con el sistema no adherido en la dirección longitudinal y transversal del puente, a continuación, mostramos el resumen del análisis del pilar de 21m de altura.

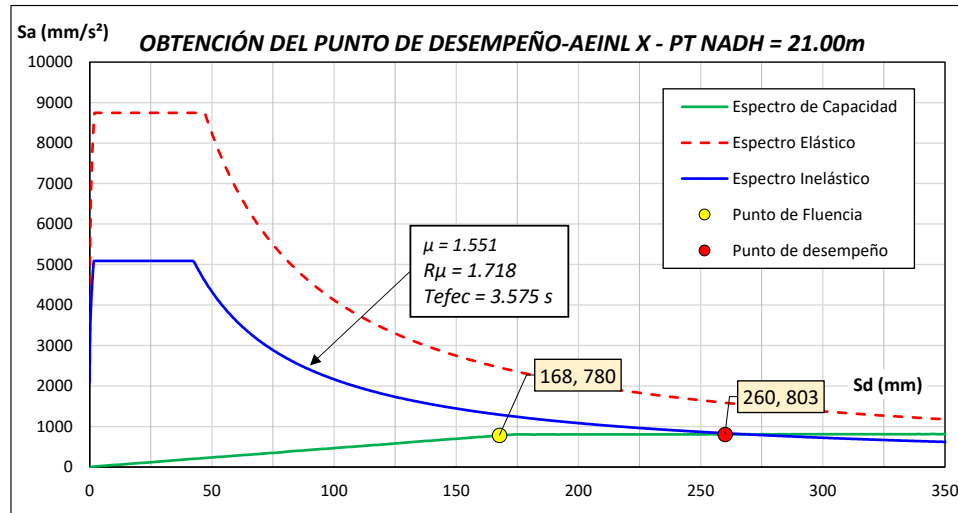


Figura 5.29 MEC en X (Longitudinal) - Modelo PT NADH = 21.00

Tabla 29 Obtención de la curva Bilineal en Y (Transversal) - Modelo PT NADH = 21.00

Iteración	I 01	I 02	I 03	I 04	I 05	I 06	I 07	I 08	I 09	I 10
Vy	600.000	530.286	496.980	480.274	471.497	466.773	463.866	462.334	461.489	461.022
0.6Vy	360.000	318.172	298.188	288.164	282.898	280.064	278.320	277.400	276.893	276.613
Δ1	73.013	61.508	57.673	55.372	54.605	53.838	53.071	53.071	53.071	53.071
Δ2	73.780	62.275	58.440	56.139	55.372	54.605	53.838	53.838	53.838	53.838
V1	358.841	315.070	296.559	285.452	281.750	280.390	276.688	276.688	276.688	276.688
V2	361.479	318.772	300.261	289.155	285.452	281.750	280.390	280.390	280.390	280.390
Δ0.6	73.350	62.150	58.010	55.934	54.843	53.654	53.409	53.218	53.113	53.055
Ke	4.908	5.119	5.140	5.152	5.158	5.220	5.211	5.212	5.213	5.214
Δy	122.250	103.584	96.684	93.223	91.405	89.423	89.015	88.697	88.522	88.426
Area Curva	343308.0	343308.0	343308.0	343308.0	343308.0	343308.0	343308.0	343308.0	343308.0	343308.0
Area Bilineal	388441.0	366315.6	355249.4	349698.6	346782.7	345459.1	344446.0	343936.5	343655.8	343500.7
Error (%)	-13.147%	-6.702%	-3.478%	-1.861%	-1.012%	-0.627%	-0.332%	-0.183%	-0.101%	-0.056%

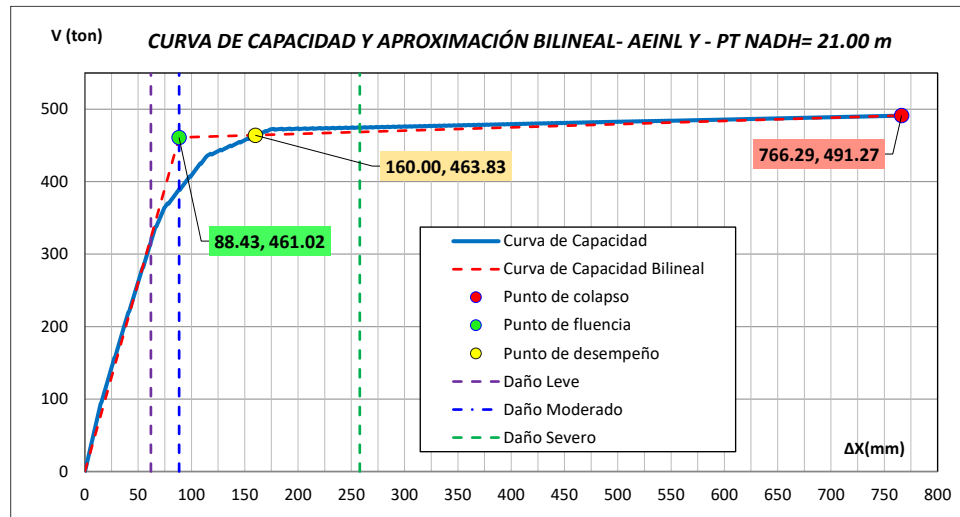


Figura 5.30 Curva Bilineal en Y (Transversal) -Modelo PT NADH= 21.00

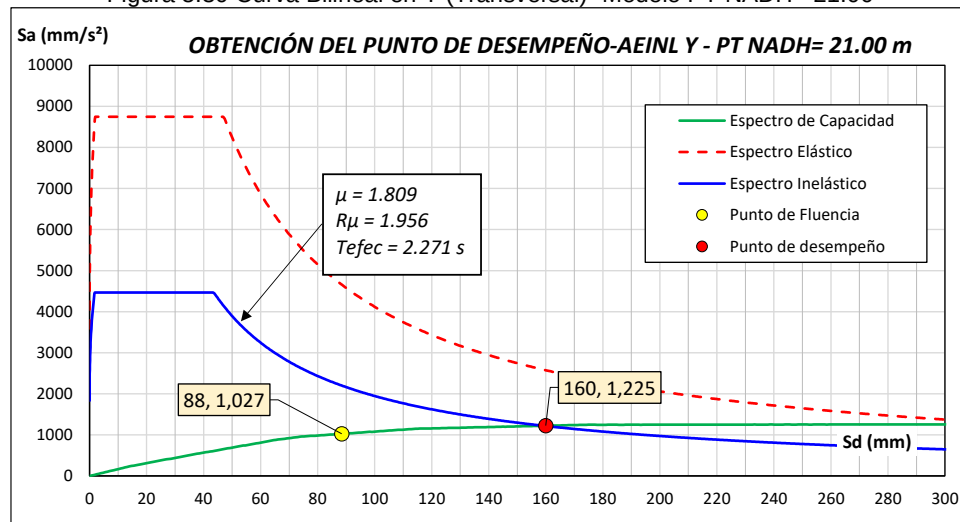


Figura 5.31 MEC en Y (Transversal) - Modelo PT NADH = 21.00

De los AEINL realizados para los diferentes modelos se presentan las siguientes tablas resúmenes con los parámetros obtenidos de los cálculos.

Tabla 30 Tabla resúmenes del AEINL en modelos RC

MODELOS RC - AEINL X (Longitudinal)									
H (m)	Vy (t)	Δy (m)	Δfec (m)	Δu (m)	Vu (t)	Tefec (s)	μ_{fec}	μ	R μ
12	285.18	106.17	208.00	567.00	306.37	3.098	1.959	5.340	2.416
15	369.00	77.50	170.00	631.00	358.63	2.601	2.194	8.142	2.310
18	373.92	135.32	215.00	861.00	363.49	2.910	1.589	6.363	1.717
21	354.84	205.96	290.00	1166.00	278.11	3.663	1.408	5.661	1.519
24	309.14	273.56	345.00	1471.00	296.01	4.245	1.261	5.377	1.396
MODELOS RC - AEINL Y (Transversal)									
H (m)	Vy (t)	Δy (m)	Δfec (m)	Δu (m)	Vu (t)	Tefec (s)	μ_{fec}	μ	R μ
12	650.81	61.90	110.00	567.00	615.81	1.540	1.777	7.832	1.540
15	798.89	49.17	93.00	631.00	704.85	1.314	1.981	12.833	1.963
18	851.39	86.67	118.00	861.00	771.27	1.493	1.362	9.934	1.493
21	807.95	122.39	150.00	1166.00	564.25	1.794	1.226	9.527	1.362
24	696.05	160.22	178.00	1471.00	562.16	2.066	1.111	9.181	1.255

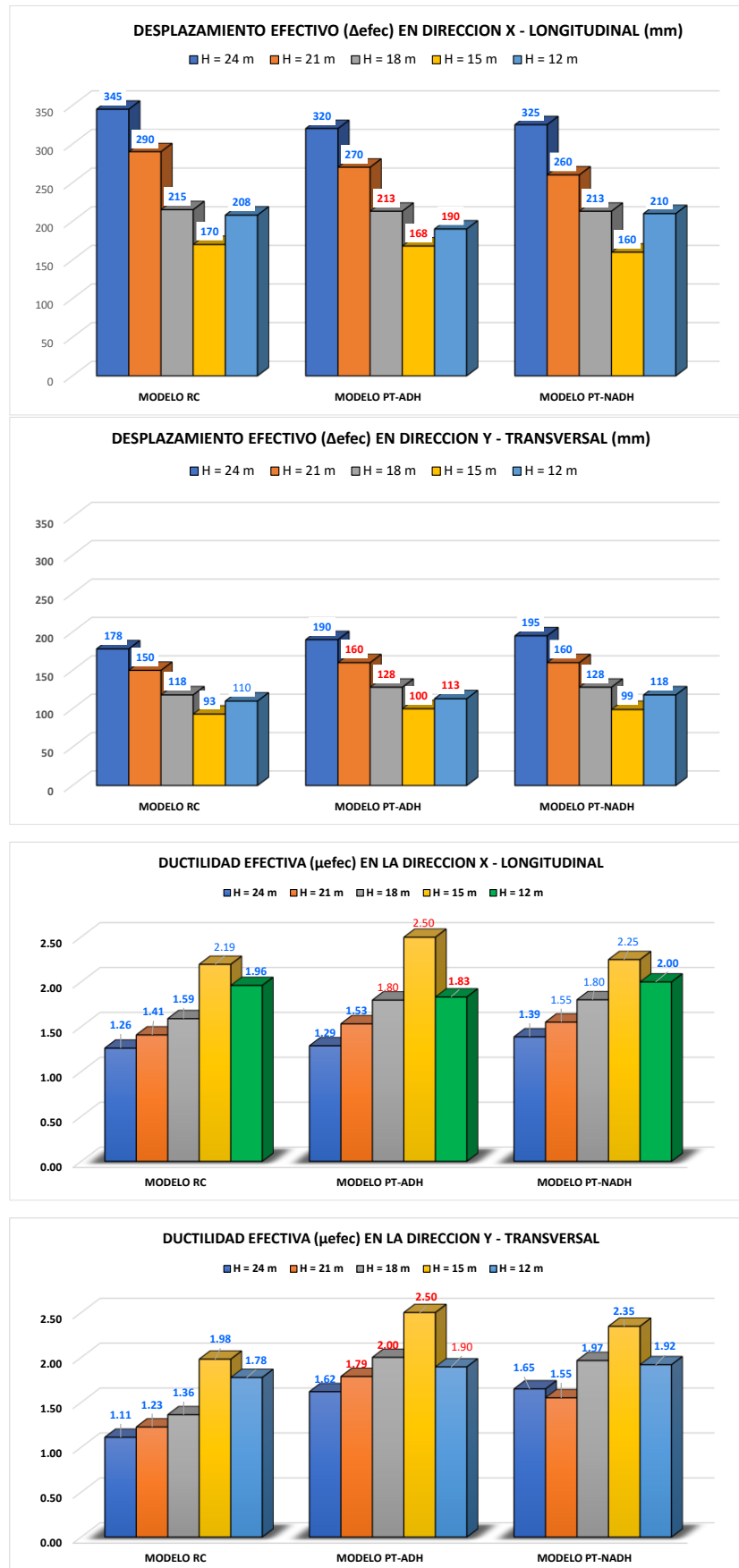
Tabla 31 Tabla resúmenes del AEINL en modelos PT - ADH

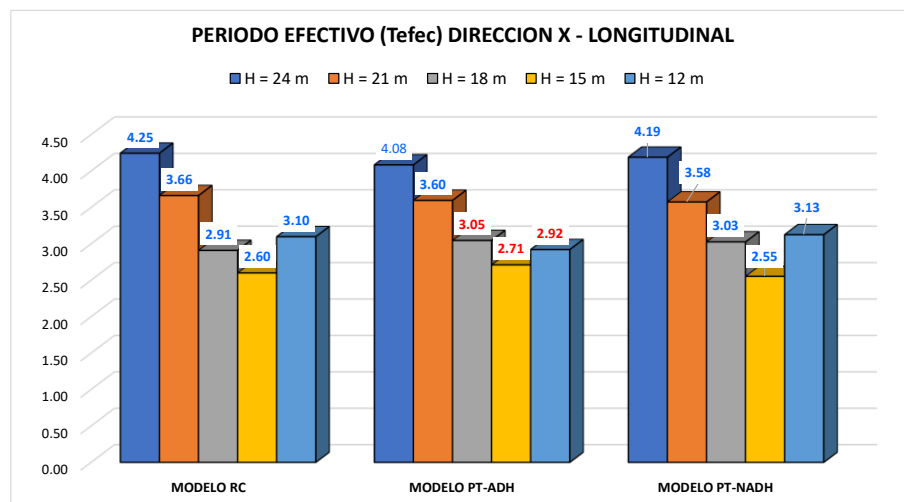
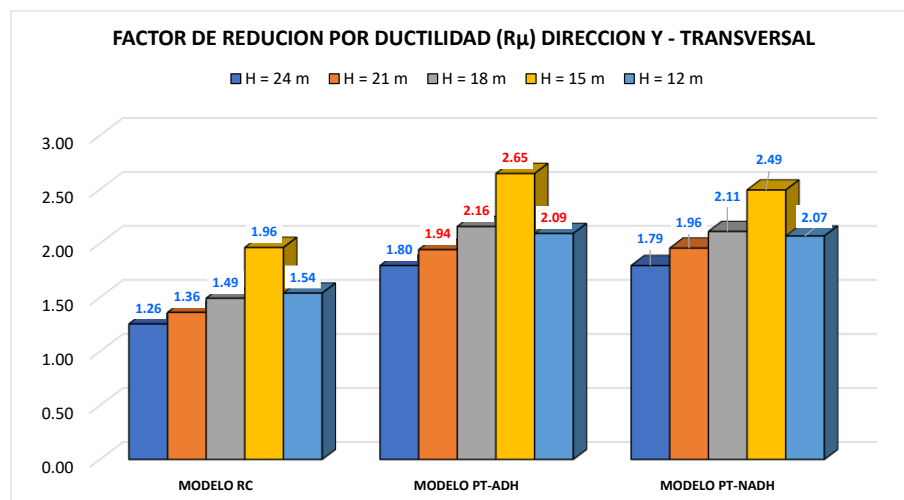
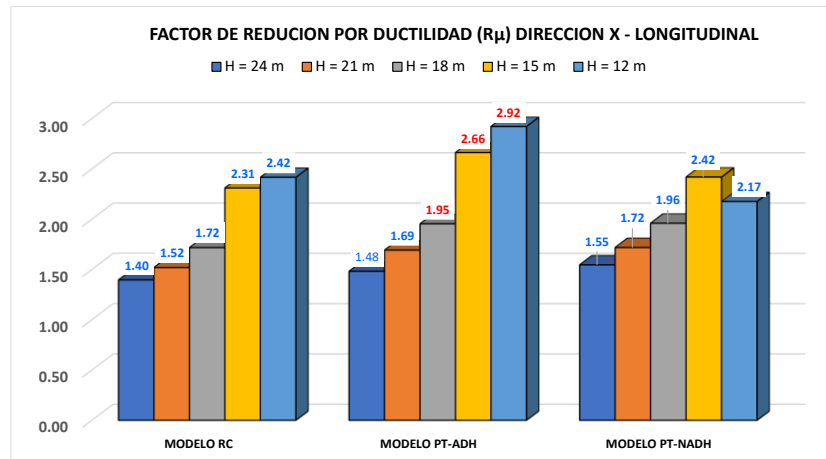
MODELOS PT ADH - AEINL X (Longitudinal)									
H (m)	Vy (t)	Δy (m)	Δfec (m)	Δu (m)	Vu (t)	Tefec (s)	μ_{fec}	μ	R μ
12	282.64	103.80	190.00	228.55	308.48	2.921	1.831	2.202	2.921
15	324.97	67.29	168.00	191.23	330.94	2.711	2.496	2.842	2.662
18	333.24	118.60	213.00	307.48	340.88	3.046	1.796	2.593	1.954
21	307.81	176.25	270.00	425.07	318.72	3.597	1.532	2.412	1.693
24	285.10	248.71	320.00	577.29	318.06	4.084	1.287	2.321	1.482
MODELOS PT ADH - AEINL Y (Transversal)									
H (m)	Vy (t)	Δy (m)	Δfec (m)	Δu (m)	Vu (t)	Tefec (s)	μ_{fec}	μ	R μ
12	526.23	59.62	113.00	229.27	575.09	1.679	1.895	3.846	2.092
15	541.43	39.98	100.00	191.23	551.98	1.617	2.501	4.783	2.648
18	512.85	63.96	128.00	307.49	533.70	1.884	2.001	4.808	2.157
21	462.04	89.48	160.00	428.77	485.13	2.256	1.788	4.792	1.943
24	412.51	117.32	190.00	582.11	467.30	2.629	1.619	4.962	1.795

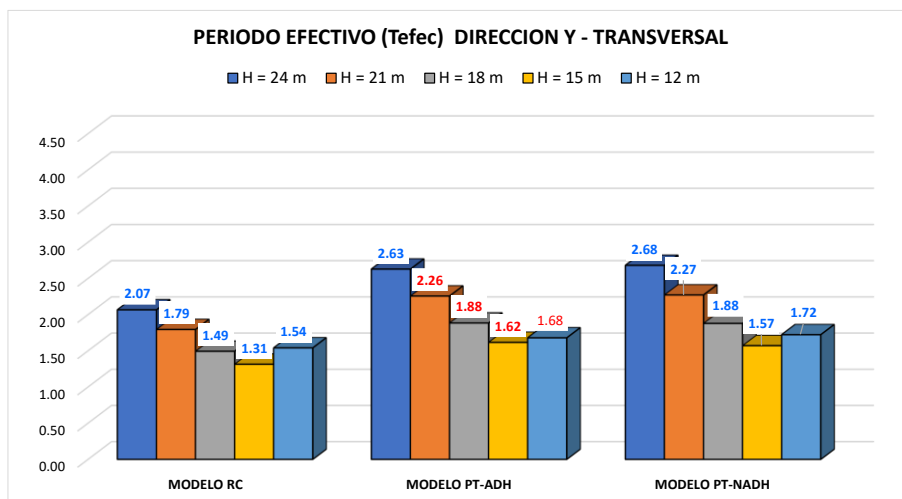
Tabla 32 Tabla resúmenes del AEINL en modelos PT - ADH

MODELOS PT NADH - AEINL X (Longitudinal)									
H (m)	Vy (t)	Δy (m)	Δfec (m)	Δu (m)	Vu (t)	Tefec (s)	μ_{fec}	μ	R μ
12	286.52	105.12	210.00	436.89	304.48	3.126	1.998	4.156	2.175
15	345.98	71.20	160.00	556.99	378.58	2.554	2.247	7.823	2.419
18	334.41	118.35	213.00	792.98	364.15	3.027	1.800	6.701	1.960
21	295.14	167.60	260.00	1059.97	342.46	3.575	1.551	6.324	1.718
24	272.14	234.31	325.00	1373.96	315.49	4.190	1.387	5.864	1.546
MODELOS PT NADH - AEINL Y (Transversal)									
H (m)	Vy (t)	Δy (m)	Δfec (m)	Δu (m)	Vu (t)	Tefec (s)	μ_{fec}	μ	R μ
12	542.62	61.50	118.00	368.60	566.71	1.722	1.919	5.994	2.069
15	570.91	42.18	99.00	556.34	611.77	1.571	2.347	13.191	2.495
18	523.67	65.09	128.00	664.92	553.20	1.878	1.966	10.215	2.111
21	461.02	88.43	160.00	766.29	491.27	2.271	1.551	8.666	1.956
24	417.62	118.17	195.00	852.02	439.67	2.681	1.650	7.210	1.795

A continuación, mostraremos en forma de grafica de barras el análisis comparativo sobre los resultados obtenidos del AEINL en los modelos analizados.







CONCLUSIONES

1. Del análisis se puede observar que para una misma acción sísmica los pilares de concreto armado producen desplazamientos poco mayores que los pilares de concreto presforzado, esto es debido a la fuerza de presfuerzo que tiende a restituir el elemento a su posición original, sin embargo, dada distribución de los tendones tanto adherido como no adherido de manera concéntrica no se pueden apreciar una variación significativa del mismo. En la presente tesis hemos contemplado una distribución concéntrica de los tendones debido a que se ha entendido la naturaleza cíclica del sismo y se ha deseado evaluar la incidencia del presfuerzo axial en las rótulas.
2. Es posible emular niveles de ductilidad de los pilares de concreto armado considerando, para una acción sísmica los pilares de concreto presforzado obtuvieron niveles de ductilidad efectiva superiores a los pilares de concreto armado, esto siendo en los pilares postensados con el sistema no adherido mayores, esto también es función a la cantidad de presfuerzo que se induce a las pilares a mayor presfuerzo mayor ductilidad siempre que no supere la limitante proporcionada por la normativa el AASTHO 5.7.4.2.
3. Los factores de reducción por ductilidad resultan ser mayores en los pilares de concreto pre esforzado que en los de concreto armado, esto implica que para el diseño de una columna presurizada admitirá un R mayor bajo una acción sísmica. Considerado que dicho factor de ductilidad se ha calculado siguiendo las expresiones de Leen, Haanr & Oh (1999) (10)
4. Los pilares de concreto armado resultan ser más flexibles que los pilares de concreto presforzado, esto puede verse en el periodo efectivo que desarrollan bajo una misma acción sísmica.
5. Entre los sistemas de pre-esfuerzos a emplear se pudo observar mediante la Sectorización de la curva de Capacidad según el SEAOC -1995, para estimar el nivel de daño, muestra que los desplazamientos efectivos por el sistema no adherido se encuentran en su totalidad en la zona de daño moderado, mientras que el del sistema adherido los desplazamientos ubican en la zona de daños severos. Esto es algo que nos permite incidir en la reducida ductilidad que tiene el acero de presfuerzo y que, al encontrarse adherido, no es capaz de soportar altas deformaciones locales que se producen en las zonas de rótulas plásticas. El sistema no adherido por el contrario no experimenta compatibilidad de deformaciones con el concreto, permitiendo redistribuir sus altos esfuerzos a lo largo de su longitud.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1) **AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION (2020)**, "American Association of State Highway and Transportation Officials 2020, Washington
- 2) **ACI 318. (2019)**, Requisitos de Reglamento para el Concreto Estructural (ACI318-S19), American Concrete Institute. Michigan.
- 3) **ATC-40. (2019)**, "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", California Seismic Safety Commission, Volume 01 Redwood City, California 1996
- 4) **BERRY, M.; PARRISH, M.; Y EBERHARD, M. (2004)**, Peer Structural Performance Database User's Manual (Version 1.0), Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- 5) **CHOPRA, A. K GOEL, R. (2000)** "Capacity-Demand diagram methods based on elastic design spectrum", Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.
- 6) **CUSON D., PAULTRE P. (1994)**, Stress-strain model for confined high strength concrete, Journal of Structural, V.121, ACSE.
- 7) **FEMA 356. (2000)** "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA, Washington, D.C.
- 8) **GOMEZ C., BARBAT A. H., OILER S. (2000)**, Vulnerabilidad de Puentes de Autopista, Un estado del arte. Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería, Edificio C1, Campus Norte UPC; Barcelona España.
- 9) **IKEDA, ET AL (1998)**, Seismic Performance of Prestressed Concrete Piers. Road Engineering Association and Asia (REAAA) Conference 10th, Tokyo Japan.
- 10) **LEE L., HAN S., AND OH (1999)**, Determination of ductility factor considering different hysteretic models", Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Vol 28 pp 957-977.
- 11) **MATTOCK, A.H. (1989)**, Flexural strength of prestressed concrete sections by programable calculator. PCI Journal 24-1: 32-54.
- 12) **MANDER J, PRIESTLEY M Y PARK, R. (1988)**, Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete. Journal of the Structural Division, ASCE 114.8, 1804-1826.
- 13) **MARTINEZ, ODAIR. (2013)**, "Evaluación Del Comportamiento Ante Cargas Laterales de Columnas Para Puentes, Prefabricados de Concreto, de Sección Hueca Postensadas", UNAM, Ciudad de México.
- 14) **MENEGOTTO, M. Y, P.E, PINTO. (1973)**, "Method analysis for cyclically loaded RC. Plane Frames. Including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal Forced and bending elastic", IASBE Preliminary report symposium on

resistance and ultimate deformability of structure under well-defined repeated loads, pp 15-22, Lisboa-Portugal.

15) **MOJTHAHEDI, S AND GAMBLE, W (1978)**, "Ultimate steel stressed in unbonded prestressed concrete". ASCE, vol 104, issue 7, USA

16) **NAWY, E. G. (2010)**, "Prestressed Concrete A Fundamental Approach", Fifth Edition, Prentice Hall, New Jersey, USA.

17) **OTANI, S. (1981)**, "Histeresis de modelos de hormigón Armado para el análisis de respuesta al terremoto", Facultad de ingeniería de la Universidad de Tokio, vol XXXVI, N°02, Japón.

18) **PARK, R Y PAULAY, T. (1978)**, "Estructuras de concreto reforzado", Noriega (Ed), 4ta Edición, Limusa.

19) **RABBAT, B. G., et al (1986)**, "Seismic behavior of lightweight and a normal weight concrete", Journal Proceedings- ACI, USA.

20) **RODRIGUES M Y BOTERO J. (1997)**. Evaluación del Comportamiento de Barras de acero de refuerzo sometido a cargas monotónicas y cíclicas reversibles incluyendo pandeo, Revista de Ingeniería Sísmica N°56, 9-27, Instituto de Ingeniería de la UNAM, Ciudad de México.

21) **RODRIGUES M Y RESTREPO, J. (2012)**, Evaluación de la capacidad máxima de los elementos de flexo compresión en los elementos de concreto reforzado basado en resultados experimentales y analíticos, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Instituto de Ingeniería de la UNAM- México.

22) **RODRIGUES M Y HOYOS. P, (2012)**. Evaluación del modo de fallas por pandeo del acero de refuerzo longitudinal en elementos de concreto reforzado sometido a acciones sísmicas, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Instituto de Ingeniería de la UNAM- México.

23) **SANTANA, R. (2016)** "Desempeño Sísmico de Estructuras de Albañilería Confinada, UNI, Lima, Perú.

24) **SEAOC (1995)** "Performance Based Seismic Engineering of Buildings", SEAOC-Vision 2000- California-USA.

25) **SUGANO, S. (1996)** "Seismic behavior of reinforced concrete column which used ultra-high-strength concrete, Senior Chief researcher, research and development institute, Takenaka corporation, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Japan

26) **TORRES, M Y RODRIGUES, M. (2013)**. Capacidad de desplazamiento lateral para columnas de concreto reforzado y presforzado en regiones sísmicas. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.



- 27) **TORRES, M Y RODRIGUES, M, (2013).** Resistencia a flexión y capacidad de deformación de columnas sísmicas para puentes de concreto reforzado y presforzado en zonas sísmicas, Instituto de Ingeniería, UNAM, México 2013.
- 28) **TORRES, M. (2013)** “Estudio analítico-experimental de columna-cimentación prefabricada para puentes urbanos de concreto reforzado en zonas sísmicas”, Tesis para optar el grado de Doctor en Ingeniería, UNAM, C.U. México. 2013.
- 29) **WEI ZHOU, WENZONG ZHENG (2004)** “Unbonded tendon stressed in continuous post-tensioning beams”, Strcutural Journal – ACI, vol 111, issue 3, p 525. USA.
- 30) **WEST J.S, LAROSCHE C.J, KOESTER B.D, BREEN J.E & KREGER, M.E. (2013).** State of the Art Report about Durability of the Postensioning Bridge Substructure, Bureau of engineering Research, The University Texas at Austin.
- 31) **ZATAR, W Y MUTSUYOSHI, H. (1998)** “Seismic Behavior of Partially Prestressed Concrete Piers, Proc. Of 2nd Symposium of ductility Design Method for Bridge, JSCE, pp 189-192, Japon.



ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA								
Problema General	Objetivos	Marco Teórico	Hipótesis	Variables	Indicadores		Metodología	
					Definición	Medida		
Problema Principal 1.- ¿Cuál es el momento último resistente o el momento máximo probable de una columna de concreto armado y de concreto postensado, que conforman la subestructura de un puente, este diseño incluye el sísmo según una ubicación. 2.- ¿Cuál es el momento último resistente o el momento máximo probable de una columna de concreto armado y de concreto postensado, que conforman la subestructura de un puente, este diseño incluye el sísmo según una ubicación. 3.- ¿Cuál es el momento último resistente o el momento máximo probable de una columna de concreto armado y de concreto postensado, que conforman la subestructura de un puente, este diseño incluye el sísmo según una ubicación.	Objetivo General 1.- Determinar las ventajas en el desempeño sísmico del concreto postensado con el sistema no adherido aplicado a la subestructura del puente, en el empleo de un puente. Objetivos Específicos 1.- Realizar el diseño de columnas de concreto armado y concreto postensado, que conforman la subestructura de un puente, este diseño incluye el sísmo según una ubicación. 2.- Obtener curvas histeréticas de dichas secciones con la finalidad de reproducir la realidad durante el sísmo y compararla con las expresiones determinadas por la investigación realizada por Torres (2013) 3.- Obtener la respuesta (desplazamientos y fuerzas) y el desempeño sísmico del puente, con pilares convencionales y con postensado no adherido	El postensado es el método preforzado que consiste en tensar los tendones y anclarlos en los extremos del elemento después de que el concreto ha fraguado y ha alcanzado una resistencia necesaria. Sin embargo el acero de alta resistencia posee poca ductilidad, por lo que en regiones de alta sismicidad no son considerados como parte del sistema resistente a cargas laterales.	Hipótesis Generales 1.- El acero de refuerzo que podemos incluir en las columnas es posible permite obtener elementos con una menor cantidad de acero convencional y más esbelto, al mismo tiempo con un desempeño sísmico similar a las columnas convencionales de concreto armado	Variables independientes 1.- La estructura es un puente de tres tramos, el cual tendrá subestructura conformada por pilares tipo pórtico de dos a mas columnas diseñadas bajo una mismo las mismas solicitaciones. 2.- Los materiales como el concreto y el acero pasivo (no preforzado) son de la misma calidad en ambos modelos. 3.- Dimensiones de las columnas.	Definición 1.- Fuerza postensora La fuerza que esta determinada para satisfacer las condiciones de servicio y de rotura.	Medida	Fuentes de Información Reglamentos AASHTO en el diseño de las columnas que conforman los pilares de un puente.	Recopilar información sobre las consideraciones de diseño en columnas con postensado no adherido. Realizar el diseño columnas que conforman los pilares de un puente considerando las variables mencionadas.
Problemas Específicos 1.- ¿Cuál es el momento último resistente o el momento máximo probable de una columna de concreto armado y de concreto postensado, que conforman la subestructura de un puente, este diseño incluye el sísmo según una ubicación. 2.- ¿Cuál es el momento último resistente o el momento máximo probable de una columna de concreto armado y de concreto postensado, que conforman la subestructura de un puente, este diseño incluye el sísmo según una ubicación. 3.- ¿Cuál es el momento último resistente o el momento máximo probable de una columna de concreto armado y de concreto postensado, que conforman la subestructura de un puente, este diseño incluye el sísmo según una ubicación.	Objetivo Específicos 1.- Realizar el diseño de columnas de concreto armado y concreto postensado, que conforman la subestructura de un puente, este diseño incluye el sísmo según una ubicación. 2.- Obtener curvas histeréticas de dichas secciones con la finalidad de reproducir la realidad durante el sísmo y compararla con las expresiones determinadas por la investigación realizada por Torres (2013) 3.- Obtener la respuesta (desplazamientos y fuerzas) y el desempeño sísmico del puente, con pilares convencionales y con postensado no adherido	Comportamiento de las secciones 1.- Conociendo el comportamiento de los materiales, mediante modelos no lineales, que conforman las columnas en donde se han de generar las rotulas plásticas, es posible establecer los mecanismos de falla de los pórticos y niveles de ductilidad. 2.- Durante un evento sísmico las zonas donde se producen las no linealidades serán el las caras que cercanas a los nudos que conforman a los pórticos. 3.- AEINL es una metodología rápida y sencilla para averiguar el comportamiento no lineal de la estructura, entender su desempeño sísmico, como su ductilidad y los desplazamientos máximos alcanzados.	Hipótesis Específicas 1.- Los modelos matemáticos no lineales de cada material que conforma la sección incluyendo el acero de refuerzo sometidas a una carga lateral cíclica pueden determinar un diagrama histerético representativo de su comportamiento. 2.- Durante un evento sísmico las zonas donde se producen las no linealidades serán el las caras que cercanas a los nudos que conforman a los pórticos. 3.- AEINL es una metodología rápida y sencilla para averiguar el comportamiento no lineal de la estructura, entender su desempeño sísmico, como su ductilidad y los desplazamientos máximos alcanzados.	Variables dependientes 1.- Fuerza postensora en el puente y cantidad de refuerzo pasivo en la columna 2.- Cantidad del acero de refuerzo en las columnas de acero de refuerzo. 3.- Niveles de ductilidad y desplazamientos de las columnas, también del puente	Definición 1.- Diagrama histerético, carga cíclica, momento máximo probable, máximo desplazamiento y ductilidad, de una columna con concreto armado y con concreto postensado. 2.- AEINL o Pushover de los puentes. 3.- MEC, para determinar el desempeño estructural	Manuales de programación de softwares.	Emplear software especializados para poder modelar los efectos no lineales en una sección cíclica, las cuales se aplica una carga sísmica, que son de naturaleza cíclica, las cuales proporcionarán un modelo mas representativo. Emplear un Software especializado para poder realizar un AEINL o Pushover y finalmente determinar los niveles de ductilidad y desplazamientos mediante el Método del Espectro de Capacidad (MEC).	



ANEXO 2: REPORTE DE CALCULO DE PERDIDAS FELT

6 - DETAILED RESULTS

```

-----
|                                ADAPT CORPORATION                                |
| 1733 Woodside Road, Suite 220, Redwood City, CA 94061 USA                    |
| Tel: (650) 306 2400, Fax: (650) 306 2401                                    |
| E-mail: support@adaptsoft.com, Web site: www.adaptsoft.com                    |
|-----|
|                                ADAPT-FELT Standard 2017                        |
| ADAPT POST-TENSIONING STRESS LOSS & ELONGATION PROGRAM                      |
| This program calculates the long-term and immediate stress losses in a post-  |
| tensioned tendon. It outputs the elongations at the stressing ends and the    |
| final stress profile along the tendon.                                       |
|-----|
DATE: Sep 20, 2022                                     TIME: 14:31:47

PROJECT TITLE :
COLUMNA POSTENSADA-ADH-H=21.00m

SPECIFIC TITLE :
H=21.00+1.50m+1.00m

LONG - TERM LOSS CALCULATIONS :

INPUT PARAMETERS :
Post-tensioning system ..... BONDED
Type of strand ..... LOW LAX
Ultimate strength of strand ..... 18.90 T/cm^2
Modulus of elasticity of strand ..... 2009.40 T/cm^2
Initial stress in strand (at release) ..... 12.98 T/cm^2

Concrete strength at 28 days ..... 350.00 Kg/cm^2
Average weight of concrete ..... NORMAL
Estimated age of concrete at stressing ..... 5 days
Modulus of elasticity of concrete at stressing ..... 251.00 T/cm^2
Modulus of elasticity of concrete at 28 days ..... 281.00 T/cm^2
Estimate of average relative humidity ..... 80. %
Volume to surface ratio of member ..... 37.50 cm

Initial stress in concrete due to prestressing * ..... 23.12 Kg/cm^2
Initial stress in concrete due to selfweight * ..... -20.45 Kg/cm^2
Concrete stress due to superimposed sustained loading * ..... -2.03 Kg/cm^2
* Concrete stresses refer to height at tendon centroid
  Compressive stresses shown positive

CALCULATED VALUES :
Elastic shortening ..... 0.01 T/cm^2
Shrinkage ..... 0.03 T/cm^2
Creep ..... 0.01 T/cm^2
Relaxation ..... 0.24 T/cm^2
Total long-term stress losses ..... 0.29 T/cm^2

FRICTION & ELONGATION CALCULATIONS :

INPUT PARAMETERS :
Coefficient of angular friction (meu) ..... 0.14000 /radian
Coefficient of wobble friction (K) ..... 0.00330 rad/m
Ultimate strength of strand ..... 18.90 T/cm^2
Ratio of jacking stress to strand's ultimate strength ..... 0.74
Anchor set ..... 0.60 cm
Cross-sectional area of strand ..... 0.987 cm^2
Total Number of Strands per Tendon ..... 1
STRESSING ..... AT RIGHT END

LEGEND :
P ..... = Tendon profile type defined as: 1=reversed parabola;
        2=partial/regular parabola; 3=harped; 4=general; 5=straight;
        6=extended reversed parabola; 7=cantilever down
X1/L etc = horizontal distances to control points in geometry of the
        tendon divided by span length
Stresses tabulated are after anchor set but before long-term losses.

TENDON ID, GEOMETRY AND STRESS PROFILE (H21-TADH)

```

```

      LENGTH      < TENDON HEIGHT cm.>  Horizontal ratios  <- STRESS (T/cm^2)->
SPAN  m      P  start center right  X1/L X2/L X3/L      start center right
-1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8-----9-----10-----11-----12-
1    23.50  5*
-----
      23.50 m (total length of tendon)

```

```

SUMMARY :
Average initial stress (after release)..... 12.94 T/cm^2
Long term stress losses ..... 0.29 T/cm^2
Final average stress ..... 12.65 T/cm^2
Final average force in tendon ..... 12.49 T

Anchor set influence from right pull ( 13.25T/cm^2;0.701) 16.46 m
Elongation at right pull before anchor set ..... 157.385 mm
Elongation at right pull after anchor set ..... 151.385 mm

Total elongation after anchor set ..... 151.385 mm
Ratio of total elongation to
tendon length after anchor set ..... 6.442 mm/m
Jacking force ..... 13.80 T

```

CRITICAL STRESS RATIOS :
At stressing 0.740; At anchorage 0.685; Max along tendon 0.701

DETAIL OF STRESSES AT 1/20TH POINTS ALONG EACH SPAN

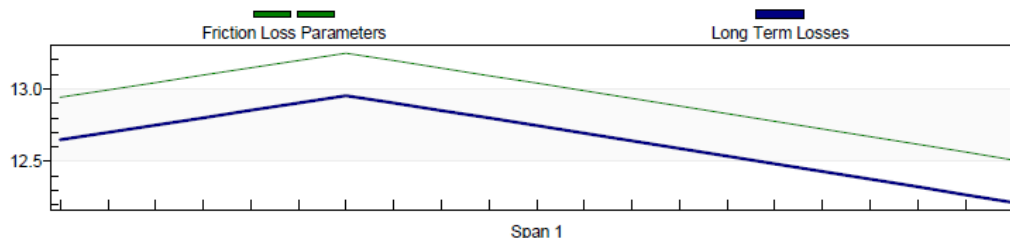
Units are in T/cm^2

X/L	Span 1
0.00	12.94
0.05	12.99
0.10	13.04
0.15	13.09
0.20	13.14
0.25	13.20
0.30	13.25
0.35	13.19
0.40	13.14
0.45	13.09
0.50	13.04
0.55	12.99
0.60	12.93
0.65	12.88
0.70	12.83
0.75	12.78
0.80	12.72
0.85	12.67
0.90	12.62
0.95	12.56
1.00	12.51

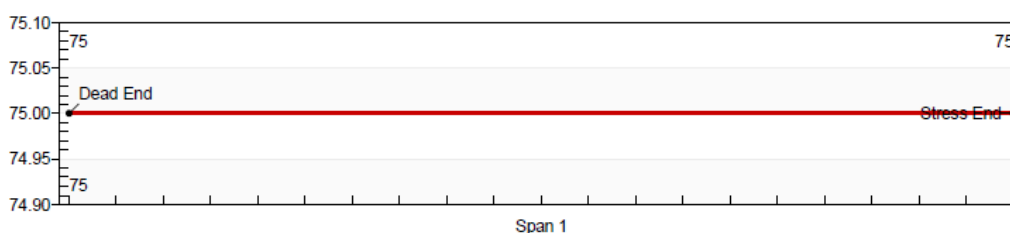
ADAPT Structural Concrete Software
E-mail: support@adaptsoft.com, Web site: www.adaptsoft.com
ADAPT-FELT Ver. 2017
Date: 20/09/2022 Time: 14:31

1- PROJECT TITLE : COLUMNA POSTENSADA-ADH-H=21.00m
1.1 SPECIFIC TITLE : H=21.00+1.50m+1.00m
1.2 FILE NAME : H21-TADH

2 - TENDON STRESSES [T/cm²]



3 - TENDON PROFILE [cm]



4 - SUMMARY

Average initial stress (after release)	12.94	T/cm ²
Long term stress losses	0.29	T/cm ²
Final average stress	12.65	T/cm ²
Final average force in tendon	12.49	T
Anchor set influence from right pull (13.25T/cm ² ;0.701)	16.46	m
Elongation at right pull before anchor set	157.385	mm
Elongation at right pull after anchor set	151.385	mm
Total elongation after anchor set	151.385	mm
Ratio of total elongation to tendon length after anchor set	6.442	mm/m
Jacking force	13.80	T

CRITICAL STRESS RATIOS :

At stressing 0.740; At anchorage 0.685; Max along tendon 0.701



```

1733 Woodside Road, Suite 220, Redwood City, CA 94061 USA
Tel: (650) 306 2400, Fax: (650) 306 2401
E-mail: support@adaptsoft.com, Web site: www.adaptsoft.com
-----
ADAPT-FELT Standard 2017
ADAPT POST-TENSIONING STRESS LOSS & ELONGATION PROGRAM
This program calculates the long-term and immediate stress losses in a post-
tensioned tendon. It outputs the elongations at the stressing ends and the
final stress profile along the tendon.
-----
DATE: Sep 20, 2022                                TIME: 14:35:26

PROJECT TITLE :
COLUMNNA POSTENSADA-NADH-H=21.00m

SPECIFIC TITLE :
H=21.00+1.50m+1.00m

LONG - TERM LOSS CALCULATIONS :

INPUT PARAMETERS :
Post-tensioning system ..... UNBONDED
Type of strand ..... LOW LAX
Ultimate strength of strand ..... 18.90 T/cm^2
Modulus of elasticity of strand ..... 2009.40 T/cm^2
Estimate of initial average compression ..... 25.43 Kg/cm^2

Concrete strength at 28 days ..... 350.00 Kg/cm^2
Average weight of concrete ..... NORMAL
Estimated age of concrete at stressing ..... 5 days
Modulus of elasticity of concrete at stressing ..... 251.00 T/cm^2
Modulus of elasticity of concrete at 28 days ..... 280.60 T/cm^2
Estimate of average relative humidity ..... 80. %
Volume to surface ratio of member ..... 37.50 cm

CALCULATED VALUES :
Elastic shortening ..... 0.10 T/cm^2
Shrinkage ..... 0.03 T/cm^2
Creep ..... 0.29 T/cm^2
Relaxation ..... 0.23 T/cm^2
-----
Total long-term stress losses ..... 0.66 T/cm^2

FRICTION & ELONGATION CALCULATIONS :

INPUT PARAMETERS :
Coefficient of angular friction (meu)..... 0.07000 /radian
Coefficient of wobble friction (K)..... 0.00160 rad/m
Ultimate strength of strand ..... 18.90 T/cm^2
Ratio of jacking stress to strand's ultimate strength ..... 0.73
Anchor set ..... 0.60 cm
Cross-sectional area of strand ..... 0.987 cm^2
Total Number of Strands per Tendon..... 1
STRESSING ..... AT RIGHT END

LEGEND :
P ..... = Tendon profile type defined as: 1=reversed parabola;
2=partial/regular parabola; 3=harped; 4=general; 5=straight;
6=extended reversed parabola; 7=cantilever down
X1/L etc = horizontal distances to control points in geometry of the
tendon divided by span length
Stresses tabulated are after anchor set but before long-term losses.

TENDON ID, GEOMETRY AND STRESS PROFILE (H21-TNADH)

LENGTH < TENDON HEIGHT cm.> Horizontal ratios <- STRESS (T/cm^2)->
SPAN m P start center right X1/L X2/L X3/L start center right
-1-----2-----3-----4-----5-----6-----7-----8-----9-----10-----11-----12-
1 23.50 5* 13.28 13.03 12.77
-----
23.50 m (total length of tendon)

SUMMARY :
Average initial stress (after release)..... 13.03 T/cm^2
Long term stress losses ..... 0.66 T/cm^2
Final average stress ..... 12.37 T/cm^2
Final average force in tendon ..... 12.21 T

```




Minimum initial stress (after release).....	12.77	T/cm ²
Long term stress losses	0.66	T/cm ²
Final minimum stress	12.11	T/cm ²
Final minimum force in tendon	11.96	T
Anchor set influence from right pull (13.28T/cm ² ;0.703)	23.50	m
Elongation at right pull before anchor set	158.361	mm
Elongation at right pull after anchor set	152.361	mm
Total elongation after anchor set	152.361	mm
Ratio of total elongation to tendon length after anchor set	6.483	mm/m
Jacking force	13.62	T

CRITICAL STRESS RATIOS :

At stressing 0.730; At anchorage 0.703; Max along tendon 0.703

DETAIL OF STRESSES AT 1/20TH POINTS ALONG EACH SPAN

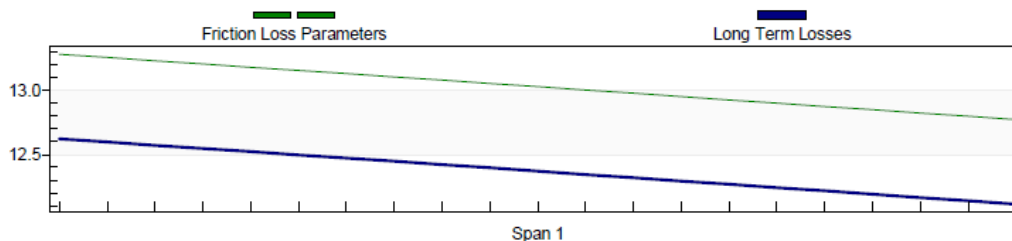
Units are in T/cm²

X/L	Span 1
0.00	13.28
0.05	13.26
0.10	13.23
0.15	13.21
0.20	13.18
0.25	13.16
0.30	13.13
0.35	13.10
0.40	13.08
0.45	13.05
0.50	13.03
0.55	13.00
0.60	12.98
0.65	12.95
0.70	12.93
0.75	12.90
0.80	12.88
0.85	12.85
0.90	12.82
0.95	12.80
1.00	12.77

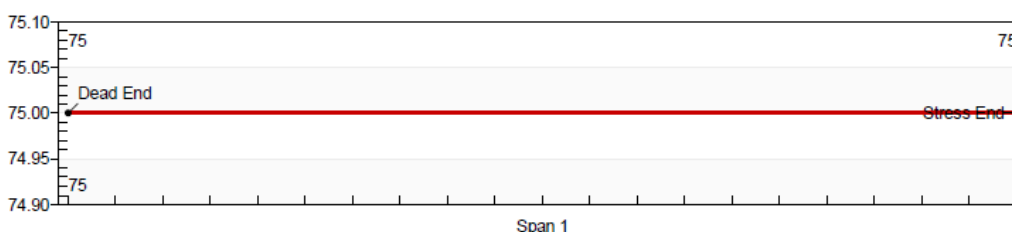
ADAPT Structural Concrete Software
E-mail: support@adaptsoft.com, Web site: www.adaptsoft.com
ADAPT-FELT Ver. 2017
Date: 20/09/2022 Time: 14:36

1- PROJECT TITLE : COLUMNA POSTENSADA-NADH-H=21.00m
1.1 SPECIFIC TITLE : H=21.00+1.50m+1.00m
1.2 FILE NAME : H21-TNADH

2 - TENDON STRESSES [T/cm²]



3 - TENDON PROFILE [cm]



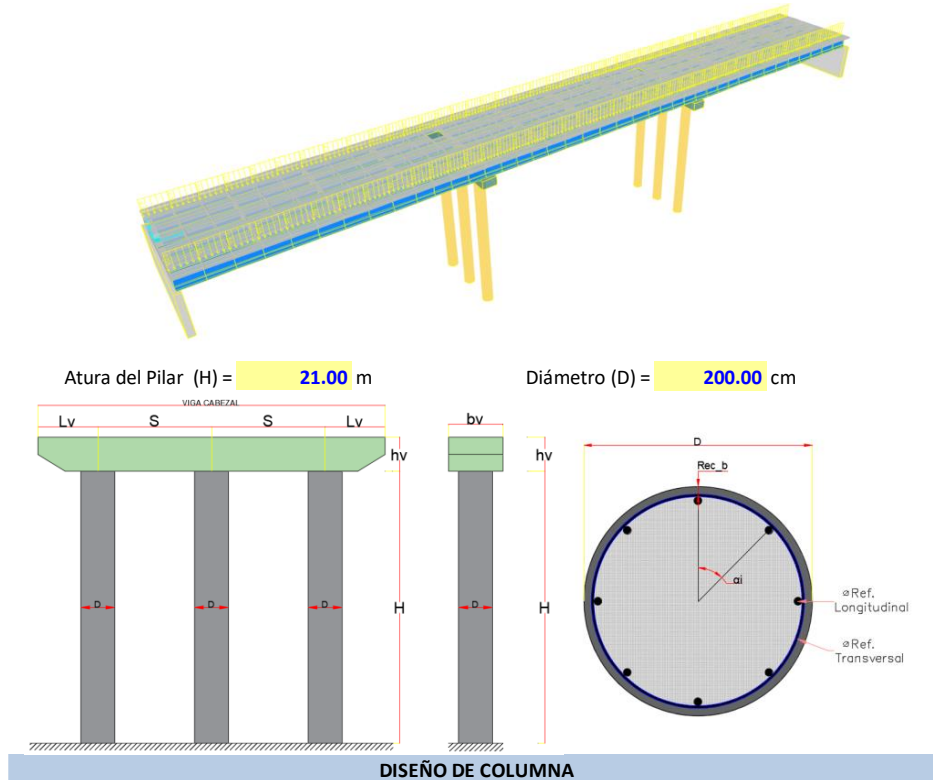
4 - SUMMARY

Average initial stress (after release).....	13.03	T/cm ²
Long term stress losses	0.66	T/cm ²
Final average stress	12.37	T/cm ²
Final average force in tendon	12.21	T
Anchor set influence from right pull (13.28T/cm ² ;0.703)	23.50	m
Elongation at right pull before anchor set	158.361	mm
Elongation at right pull after anchor set	152.361	mm
Total elongation after anchor set	152.361	mm
Ratio of total elongation to tendon length after anchor set	6.483	mm/m
Jacking force	13.62	T

CRITICAL STRESS RATIOS :
At stressing 0.730; At anchorage 0.703; Max along tendon 0.703

ANEXO 3: DISEÑO DE COLUMNAS CON LA METODOLOGIA AASTHO 2020

DISEÑO DE COLUMNAS SUBESTRUCTURA APORTICADA SEGUN AASTHO - RC - H = 21.00



01.-PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE LA COLUMNA

Concreto en Columna

Concreto $f'_c = 350$ kg/cm²

Resistencia del Concreto a los 28 días

$\epsilon_{cu} = 0.0030$ cm/cm

Deformación unitaria última del concreto

Acero de refuerzo No Presforzado en Columna

Recubrimiento = 5.00 cm

Recubrimiento al estribo.

de Barras = 38.00

Número de barras de acero longitudinal

A. Longitudinal $f_y = 4200$ kg/cm²

Fluencia del acero de refuerzo longitudinal

A. Estribos $f_y = 4200$ kg/cm²

Fluencia del acero de refuerzo transversal

ϕ Barras = 1 3/4"

Dímetro del acero de refuerzo.

Refuerzo Transversal en Columna

Ref. Transversal = Estribos

Tipo de refuerzo transversal o por corte.

ϕ Espiral o Estribo = 3/4"

Dímetro del estribo o espiral

Espaciamiento = 10.00 cm

Espaciamiento de estribos en región de rotulas plasticas.

Espaciamiento = 10.00 cm

Espaciamiento en la zona elastica.

02.-CARGAS ACTUANTES EN COLUMNA

Resistencia I : 1.25DC+1.50DW+1.75LL+1.75FR

Columna Interior

$M_{uy} = 181.51$ t-m

Momento Flector en la dirección longitudinal

$M_{ux} = 7.83$ t-m

Momento Flector en la dirección transversal

$V_{ux} = 0.44$ t

Cortante de la zona de articulación plastica en x.

$V_{uy} = 8.61$ t

Cortante de la zona de articulación plastica en y.

$P_u = 759.32$ t

Carga Axial

Columna exterior

$M_{uy} = 181.81$ t-m

Momento Flector en la dirección longitudinal

$M_{ux} = 27.36$ t-m

Momento Flector en la dirección transversal

$V_{ux} = 4.02$ t

Cortante de la zona de articulación plastica en x.

$V_{uy} = 8.64$ t

Cortante de la zona de articulación plastica en y.

$P_u = 865.33$ t

Carga Axial

Evento Extremo I : 1.25DC+1.50DW+0.50LL+1.50FR+1.0EQ

Columna Interior

M _{uy} =	1591.21 t-m	Momento Flector en la direccion longitudinal
M _{ux} =	1275.09 t-m	Momento Flector en la direccion transversal
V _{ux} =	132.05 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en X
V _{uy} =	90.56 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en Y
P _u =	579.66 t	Carga Axial

Columna exterior

M _{uy} =	1591.84 t-m	Momento Flector en la direccion longitudinal
M _{ux} =	1220.48 t-m	Momento Flector en la direccion transversal
V _{ux} =	124.00 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en X
V _{uy} =	90.52 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en Y
P _u =	1003.45 t	Carga Axial

3.-DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

CONSIDERACIONES DE REFUERZO MINIMO

Para zonas sísmicas 3 y 4 el AASTHO 5.10.11.4.1 indica: El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que **0,01 ni mayor que 0,06** veces el área transversal bruta, A_g.

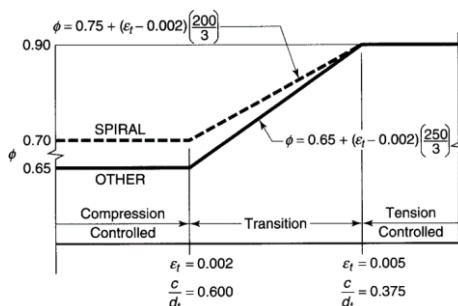
$$A_{st}/A_g = 0.015 \quad A_{ps} = 0.00 \text{ cm}^2$$

Acero minimo $\frac{A_s f_y}{A_g f_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c} \geq 0.135$ (AASTHO 5.7.4.2 - 3) $\frac{A_s f_y}{A_g f_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c} = 0.178$ BIEN

Acero Maximo $\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08$ (AASTHO 5.7.4.2 - 1) $\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} = 0.015$ BIEN

Condicion del acero de presfuerzo. $\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f_c} \leq 0.30$ (AASTHO 5.7.4.2 - 2)

Factores de reducción (AASTHO 5.5.4.2.1) ϕ Compresión = 0.65 ϕ Tracción = 0.90



CALCULO DEL CENTROIDE PLASTICO

$$y_o = \frac{0.85 f'_c b a \bar{y} + \sum_{i=1}^m A_{spi} d_{pi} + \sum_{i=1}^n A_{si} d_i}{0.85 f'_c b a + \sum_{i=1}^m A_{spi} + \sum_{i=1}^n A_{si}} \quad y_o = 104.61 \text{ cm}$$

CALCULO CARGA AXIAL MAXIMA COMPRESION PURA.

$$P_n = 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})] \quad (\text{AASTHO 5.7.4.4. -2})$$

Considerando refuerzo con espirales

$$P_n = 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})] \quad (\text{AASTHO 5.7.4.4. -2})$$

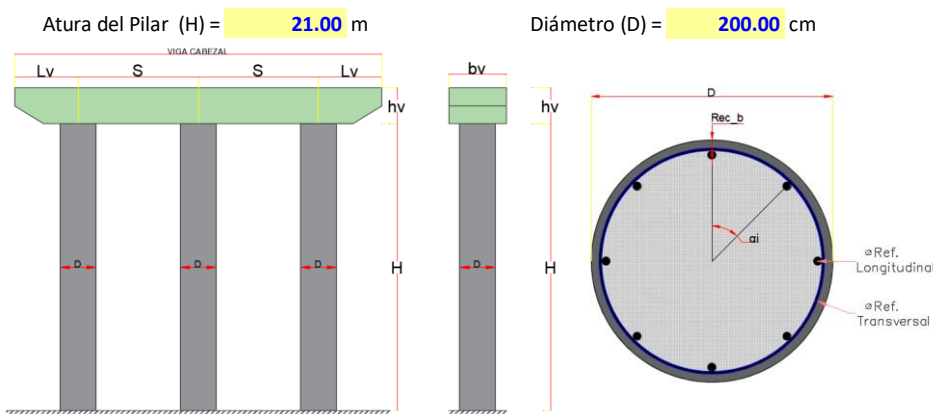
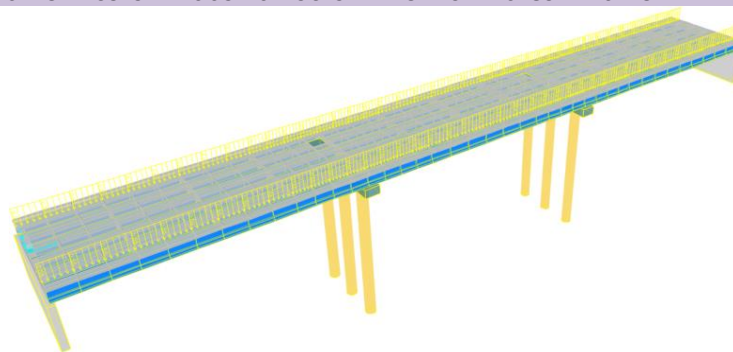
Considerando refuerzo con estribos

Donde k = 0.80 o 0.85, dependiendo del confinamiento de ser espirales o estribos

Pon = 11163.00 t

kPon = 8930.40 t

DISEÑO DE COLUMNAS SUBESTRUCTURA APORTICADA SEGUN AASTHO - PT - H = 21.00



DISEÑO DE COLUMNA

01.-PROPIEDADES DEL LOS MATERIALES DE LA COLUMNA

Concreto en Columna

Concreto $f'_c = 350$ kg/cm²

Resistencia del Concreto a los 28 días

Acero de refuerzo No Presforzado en Columna

Recubrimiento = 5.00 cm

Recubrimiento al estribo.

de Barras = 25.00

Numero de barras de acero longitudinal

A. Longitudinal $f_y = 4200$ kg/cm²

Fluencia del acero de refuerzo longitudinal

A. Estribos $f_y = 4200$ kg/cm²

Fluencia del acero de refuerzo transversal

Ø Barras = 1 3/4"

Diametro del acero de refuerzo.

Refuerzo Transversal en Columna

Ref. Transversal = Estribos

Tipo de refuerzo transversal o por corte.

Ø Espiral o Estribo = 3/4"

Diametro del estribo o espiral

Espaciamiento = 10.00 cm

Espaciamiento de estribos en region de rotulas plasticas.

Espaciamiento = 10.00 cm

Espaciamiento en la zona elastica.

Refuerzo Longitudinal Presforzado en Columna.

$r = 9.10$ cm

Radio de distribucion de tendones < D

Tendones = 4.00

Numero de tendones de acero de presfuerzo.

Torones/tendon = 10.00

Numero de torones/tendon de acero de presfuerzo.

A. Longitudinal $f_{pu} = 18900.00$ kg/cm²

Esfuerzo de rotura del acero de presfuerzo.

A. Longitudinal $f_{py} = 17010.00$ kg/cm²

Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo.

$E_{ps} = 2009400.00$ kg/cm²

Modulo de elasticidad del acero presfuerzo.

Ø toron = 0.50"

Diametro de acero del toron de presfuerzo.

Presfuerzo = 12.49 t/tendón

Fuerza efectiva de los tendones.

Ø Tendón = 7.00 cm

Diametro del ducto del Tendon

02.-CARGAS ACTUANTES EN COLUMNA

Resistencia I : 1.25DC+1.50DW+1.75LL+1.75FR

Columna Interior

$M_{uy} = 181.51$ t-m

Momento Flector en la direccion longitudinal

$M_{ux} = 7.83$ t-m

Momento Flector en la direccion transversal

$V_{ux} = 0.44$ t

Cortante de la zona de articulacion plastica en x.

$V_{uy} = 8.61$ t

Cortante de la zona de articulacion plastica en y.

$P_u = 759.32$ t

Carga Axial

Columna exterior

$M_{uy} =$	181.81 t-m	Momento Flector en la direccion longitudinal
$M_{ux} =$	27.36 t-m	Momento Flector en la direccion transversal
$V_{ux} =$	4.02 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en x.
$V_{uy} =$	8.64 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en y.
$P_u =$	865.33 t	Carga Axial

Evento Extremo I : 1.25DC+1.50DW+0.50LL+1.50FR+1.0EQ

Columna Interior

$M_{uy} =$	1591.21 t-m	Momento Flector en la direccion longitudinal
$M_{ux} =$	1275.09 t-m	Momento Flector en la direccion transversal
$V_{ux} =$	132.05 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en X
$V_{uy} =$	90.56 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en Y
$P_u =$	579.66 t	Carga Axial

Columna exterior

$M_{uy} =$	1591.84 t-m	Momento Flector en la direccion longitudinal
$M_{ux} =$	1220.48 t-m	Momento Flector en la direccion transversal
$V_{ux} =$	124.00 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en X
$V_{uy} =$	90.52 t	Cortante de la zona de articulacion plastica en Y
$P_u =$	1003.45 t	Carga Axial

3.-DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

CONSIDERACIONES DE REFUERZO MINIMO

Para zonas sismicas 3 y 4 el AASTHO 5.10.11.4.1 indica: El área de la armadura longitudinal no deberá ser menor que **0,01 ni mayor que 0,06** veces el área transversal bruta, A_g .

$$A_{st}/A_g = \mathbf{0.012} \quad A_{ps} = \mathbf{39.48 \text{ cm}^2}$$

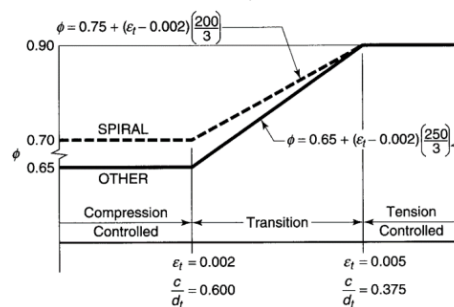
Acero minimo $\frac{A_s f_y}{A_g f_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c} \geq 0.135$ (AASTHO 5.7.4.2 - 3) $\frac{A_s f_y}{A_g f_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_c} = \mathbf{0.216 \text{ BIEN}}$

Acero Maximo $\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0.08$ (AASTHO 5.7.4.2 - 1) $\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} = \mathbf{0.080 \text{ BIEN}}$

Condicion del acero de presfuerzo. $\frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f_c} \leq 0.30$ (AASTHO 5.7.4.2 - 2)

Condicion del acero de presfuerzo $\mathbf{0.040 \text{ BIEN}}$

Factores de reducción (AASTHO 5.5.4.2.1) ϕ Compresión = $\mathbf{0.65}$ ϕ Tracción = $\mathbf{1.00}$



CALCULO DEL CENTROIDE PLASTICO

$$y_o = \frac{0.85 f'_c b a \bar{y} + \sum_{i=1}^m A_{spi} d_{pi} + \sum_{i=1}^n A_{si} d_i}{0.85 f'_c b a + \sum_{i=1}^m A_{spi} + \sum_{i=1}^n A_{si}} \quad \mathbf{y_o = 100.00 \text{ cm}}$$

CALCULO CARGA AXIAL MAXIMA COMPRESION PURA.

$$P_n = 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})] \quad \text{(AASTHO 5.7.4.4. -2)}$$

Considerando refuerzo con espirales

$$P_n = 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})] \quad \text{(AASTHO 5.7.4.4. -2)}$$

Considerando refuerzo con estribos

Donde k = 0.80 o 0.85, dependiendo del confinamiento de ser espirales o estribos

$$\mathbf{P_{on} = 10656.02 \text{ t}}$$

$$\mathbf{kP_{on} = 8524.82 \text{ t}}$$

DIAGRAMA DE INTERACCION

Fuerzas del prefuerzo

$$T'_{sn} = A'_{ps} E_{ps} \left[\epsilon_{pe} - \epsilon_{cu} \left(\frac{ci - di'}{ci} \right) + \epsilon_{ce} \right] \quad T_{sn} = A_{ps} E_{ps} \left[\epsilon_{pe} + \epsilon_{cu} \left(\frac{di - ci}{ci} \right) - \epsilon_{ce} \right]$$

Fuerzas del resfuerzo

$$T_s = A_s E_s \epsilon_{cu} \left(\frac{di - ci}{ci} \right)$$

Fuerza Axial

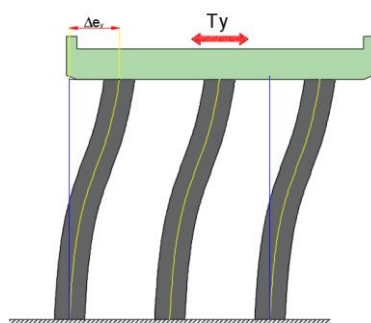
$$P_n = C_n + \sum_{i=1}^m T_{spi} + \sum_{i=1}^n T_{si}$$

Momento Flector

$$M_n = C_n \left(y_o - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^m T_{spi} (d_{pi} - y_o) + \sum_{i=1}^n T_{si} (d_{si} - y_o)$$

EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN - ESBELTEZ

Cálculo de esbeltez en la dirección Transversal (Pórtico no arriostrado)



$k_y = 1.20$ Factor de longitud efectiva
 $H = 2100.00$ Altura de la columna
 $r = 50$ Radio de curvatura

$$\frac{kH}{r} = 50.40$$

$$\frac{kH}{r} > 22 \text{ Si es columna Esbelta}$$

$$\text{Capacidad } M_{cb} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

Resistencia I-Columna Interior

$$M_{2s} = 7.83 \text{ t-m}$$

$$M_{2b} = 0.00 \text{ t-m}$$

Resistencia I-Columna Exterior

$$M_{2s} = 58.40 \text{ t-m}$$

$$M_{2b} = 0.01 \text{ t-m}$$

Evento Extremo I-Columna Interior

$$M_{2s} = 23.52 \text{ t-m}$$

$$M_{2b} = 1154.56 \text{ t-m}$$

Evento Extremo I-Columna Exterior

$$M_{2s} = 2.95 \text{ t-m}$$

$$M_{2b} = 1065.85 \text{ t-m}$$

M_{2s} = Momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas, que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo

M_{2b} = Momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ_s , mayor que $L_u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.

β_d = Relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo.

Análisis Para Resistencia I -Columna interior

$$M_{du} = 0.00 \text{ t-m}$$

$$M_u = 7.83 \text{ t-m}$$

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0.000$$

Determinando el EI como el mayor valor de :

$$EI = \frac{0.20E_c I_c + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad \gamma \quad EI = \frac{0.40E_c I_c}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0.20E_c I_c + E_s I_s}{1 + \beta_d} = 4.904.E+09 \text{ t-cm}^2$$

$$EI = \frac{0.40E_c I_c}{1 + \beta_d} = 8.816.E+09 \text{ t-cm}^2$$

Se consideramos EI : 8.816.E+09 t-cm²

$$\text{Carga Critica Euler } P_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = 13701.7 \text{ ton}$$

$$C_m = 1.00$$

$$\sum P_u = 2489.99 \text{ t}$$

$$\sum P_e = 41105.0 \text{ t}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1.00$$

$$\delta_b =$$

$$1.060$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum \phi P_e}} \geq 1.00$$

$$\delta_s =$$

$$1.064$$

$$M_{ct} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 8.338 \text{ t-m}$$

Analisis Para Resistencia I -Columna exterior

$$M_{du} = 16.78 \text{ t-m} \quad M_u = 27.36 \text{ t-m} \quad \beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0.613$$

Determinando el EI como el mayor valor de :

$$EI = \frac{0.20E_cI_c + E_sI_s}{1 + \beta_d} \quad \gamma \quad EI = \frac{0.40E_cI_c}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0.20E_cI_c + E_sI_s}{1 + \beta_d} = 4.348.E+09 \text{ t-cm}^2 \quad EI = \frac{0.40E_cI_c}{1 + \beta_d} = 5.465.E+09 \text{ t-cm}^2$$

Se consideramos EI : 5.465.E+09 t-cm² Carga Critica Euler $P_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = 8493.1 \text{ ton}$

$$C_m = 1.00 \quad \Sigma P_u = 2489.99 \text{ t} \quad \Sigma P_e = 25479.2 \text{ t}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_b = 1.068 \quad \delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_s = 1.108$$

$$M_{ct} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 64.739 \text{ t-m}$$

Analisis Para Evento Extremo I- Columna Interior

$$M_{du} = 0.00 \text{ t-m} \quad M_u = 1220.48 \text{ t-m} \quad \beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0.000$$

Determinando el EI como el mayor valor de :

$$EI = \frac{0.20E_cI_c + E_sI_s}{1 + \beta_d} \quad \gamma \quad EI = \frac{0.40E_cI_c}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{\frac{E_cI_c}{5} + E_sI_s}{1 + \beta_d} = 4.348.E+09 \text{ t-cm}^2 \quad EI = \frac{\frac{E_cI_c}{2.5}}{1 + \beta_d} = 8.816.E+09 \text{ t-cm}^2$$

Se consideramos EI : 8.816.E+09 t-cm² Carga Critica Euler $P_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = 13701.7 \text{ ton}$

$$C_m = 1.00 \quad \Sigma P_u = 2586.56 \text{ t} \quad \Sigma P_e = 40547.6 \text{ t}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_b = 1.045 \quad \delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_s = 1.068$$

$$M_{ct} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 1231.411 \text{ t-m}$$

Analisis Para Evento Extremo I- Columna exterior

$$M_{du} = 16.78 \text{ t-m} \quad M_u = 1220.48 \text{ t-m} \quad \beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0.014$$

Determinando el EI como el mayor valor de :

$$EI = \frac{0.20E_cI_c + E_sI_s}{1 + \beta_d} \quad \gamma \quad EI = \frac{0.40E_cI_c}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{\frac{E_cI_c}{5} + E_sI_s}{1 + \beta_d} = 4.348.E+09 \text{ t-cm}^2 \quad EI = \frac{\frac{E_cI_c}{2.5}}{1 + \beta_d} = 8.697.E+09 \text{ t-cm}^2$$

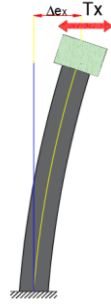
Se consideramos EI : 8.697.E+09 t-cm² Carga Critica Euler $P_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = 13515.9 \text{ ton}$

$$C_m = 1.00 \quad \Sigma P_u = 2586.56 \text{ t} \quad \Sigma P_e = 40547.6 \text{ t}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_b = 1.080 \quad \delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_s = 1.068$$

$$M_{ct} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 1154.483 \text{ t-m}$$

Cálculo de esbeltez en la dirección Longitudinal (Pórtico no arriostrado)



$$k = 2.10 \text{ Factor de longitud efectiva}$$

$$H = 2100.00 \text{ Altura de la columna}$$

$$r = 50 \text{ Radio de curvatura}$$

$$\frac{kH}{r} = 88.20$$

$$\frac{kH}{r} > 22 \text{ Si es columna Esbelta}$$

$$\text{Capacidad } M_{cl} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s},$$

Resistencia I- Columna Interior

$$M_{2s} = 16.90 \text{ t-m}$$

$$M_{2b} = 164.61 \text{ t-m}$$

Resistencia I-Columna Exterior

$$M_{2s} = 17.12 \text{ t-m}$$

$$M_{2b} = 164.70 \text{ t-m}$$

Evento Extremo I-Columna Interior

$$M_{2s} = 9.41 \text{ t-m}$$

$$M_{2b} = 1487.85 \text{ t-m}$$

Evento Extremo I-Columna Exterior

$$M_{2s} = 9.47 \text{ t-m}$$

$$M_{2b} = 1488.37 \text{ t-m}$$

M_{2s} = Momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas, que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo

M_{2b} = Momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ_s , mayor que $L_u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo.

β_d = Relación entre los máximos momentos debidos a la carga permanente mayorados y el máximo momento debido a la carga total mayorado; siempre positivo.

Análisis Para Resistencia I - Columna Interior

$$M_{du} = 6.41 \text{ t-m}$$

$$M_u = 181.51 \text{ t-m}$$

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0.035$$

$$\text{Determinando el } EI \text{ como el mayor valor de: } EI = \frac{0.20E_c I_c + E_s I_s}{1 + \beta_d} \text{ y } EI = \frac{0.40E_c I_c}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0.20E_c I_c + E_s I_s}{1 + \beta_d} = 4.258.E+09 \text{ t/cm}^2$$

$$EI = \frac{0.40E_c I_c}{1 + \beta_d} = 8.515.E+09 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{Se consideramos } EI : 8.515.E+09 \text{ t/cm}^2 \text{ Carga Critica de Euler } P_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = 4321 \text{ ton}$$

$$C_m = 1.00$$

$$\sum P_u = 2489.99 \text{ t}$$

$$\sum P_e = 12964.19 \text{ t}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1.00$$

$$\delta_b = 1.213$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}} \geq 1.00$$

$$\delta_s = 1.238$$

$$M_{cl} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 220.62 \text{ t-m}$$

Análisis Para Resistencia I - Columna Exterior

$$M_{du} = 6.40 \text{ t-m}$$

$$M_u = 181.81 \text{ t-m}$$

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0.035$$

$$\text{Determinando el } EI \text{ como el mayor valor de: } EI = \frac{0.20E_c I_c + E_s I_s}{1 + \beta_d} \text{ y } EI = \frac{0.40E_c I_c}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{0.20E_c I_c + E_s I_s}{1 + \beta_d} = 4.258.E+09 \text{ t/cm}^2$$

$$EI = \frac{0.40E_c I_c}{1 + \beta_d} = 8.516.E+09 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{Se consideramos } EI : 8.516.E+09 \text{ t/cm}^2 \text{ Carga Critica de Euler } P_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = 4322 \text{ ton}$$

$$C_m = 1.00$$

$$\sum P_u = 2489.99 \text{ t}$$

$$\sum P_e = 12964.19 \text{ t}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1.00$$

$$\delta_b = 1.250$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}} \geq 1.00$$

$$\delta_s = 1.238$$

$$M_{cl} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} = 225.25 \text{ t-m}$$

Analisis Para Evento Extremo I-Interior

$$M_{du} = 6.41 \text{ t-m} \quad M_u = 1591.21 \text{ t-m} \quad \beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0.004$$

Determinando el EI como el mayor valor de : $EI = \frac{0.20E_cI_c + E_sI_s}{1 + \beta_d}$ y $EI = \frac{0.40E_cI_c}{1 + \beta_d}$

$$EI = \frac{0.20E_cI_c + E_sI_s}{1 + \beta_d} = 4.348.E+09 \text{ t-cm}^2 \quad EI = \frac{0.40E_cI_c}{1 + \beta_d} = 8.781.E+09 \text{ t-cm}^2$$

Se consideramos EI : 8.781.E+09 t/cm² Carga Critica Euler $P_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = 4456 \text{ ton}$

$$C_m = 1.00 \quad \sum P_u = 2586.56 \text{ t} \quad \sum P_e = 40547.6 \text{ t}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_b = 1.045 \quad \delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_s = 1.068$$

$$M_{ct} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}, = 1564.571 \text{ t-m}$$

Analisis Para Evento Extremo I-Exterior

$$M_{du} = 6.40 \text{ t-m} \quad M_u = 1591.21 \text{ t-m} \quad \beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = 0.004$$

Determinando el EI como el mayor valor de : $EI = \frac{0.20E_cI_c + E_sI_s}{1 + \beta_d}$ y $EI = \frac{0.40E_cI_c}{1 + \beta_d}$

$$EI = \frac{0.20E_cI_c + E_sI_s}{1 + \beta_d} = 4.348.E+09 \text{ t-cm}^2 \quad EI = \frac{0.40E_cI_c}{1 + \beta_d} = 8.781.E+09 \text{ t-cm}^2$$

Se consideramos EI : 8.781.E+09 t/cm² Carga Critica Euler $P_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL_u)^2} = 4456 \text{ ton}$

$$C_m = 1.00 \quad \sum P_u = 2586.56 \text{ t} \quad \sum P_e = 40547.6 \text{ t}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_b = 1.080 \quad \delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}} \geq 1.00 \quad \delta_s = 1.068$$

$$M_{ct} = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}, = 1617.845 \text{ t-m}$$

El momento combinado por Resistencia I - Columna Interior

$$P_u = 759.32 \text{ t} \quad \sqrt{M_{cl}^2 + M_{ct}^2} = 220.77 \text{ t-m}$$

El momento combinado por Resistencia I - Columna Exterior

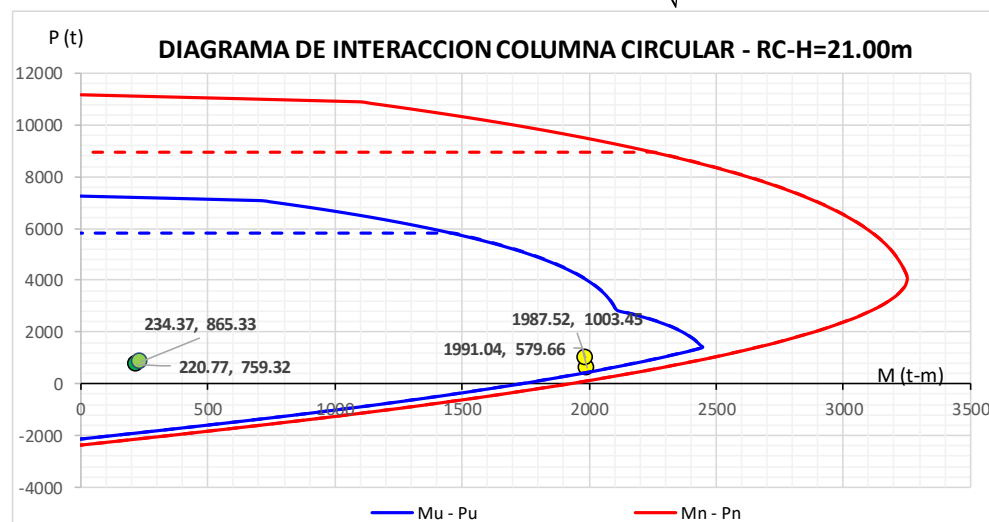
$$P_u = 865.33 \text{ t} \quad \sqrt{M_{cl}^2 + M_{ct}^2} = 234.37 \text{ t-m}$$

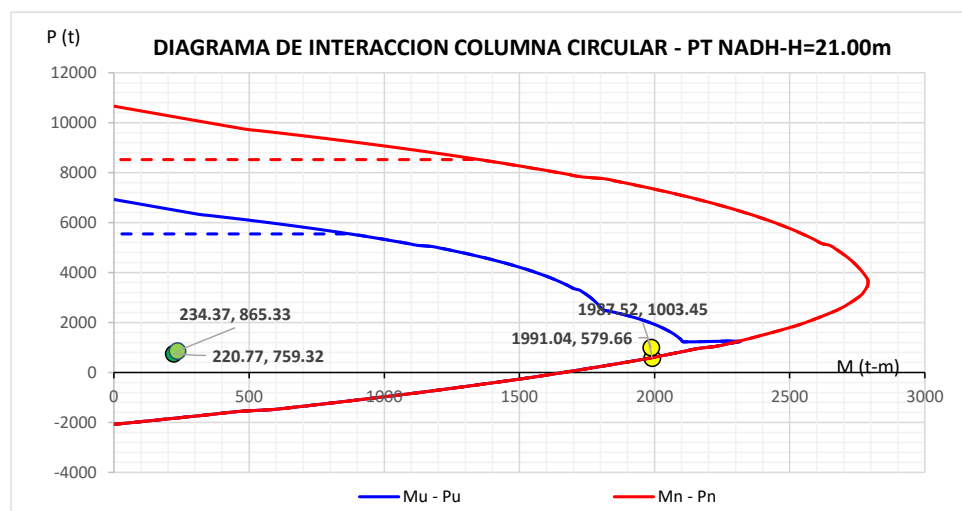
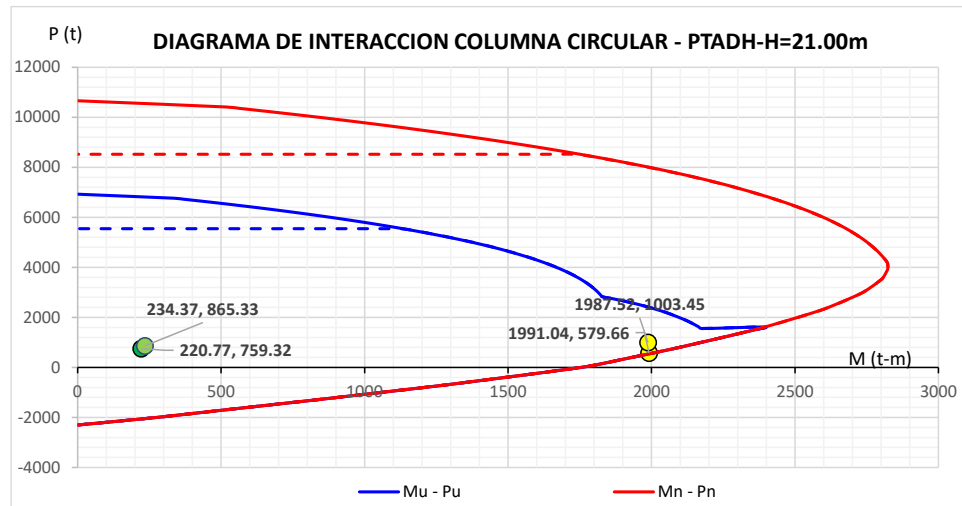
El momento combinado por Evento Extremo I - Columna Interior

$$P_u = 579.66 \text{ t} \quad \sqrt{M_{cl}^2 + M_{ct}^2} = 1991.04 \text{ t-m}$$

El momento combinado por Evento Extremo I - Columna Exterior

$$P_u = 1003.45 \text{ t} \quad \sqrt{M_{cl}^2 + M_{ct}^2} = 1987.52 \text{ t-m}$$





01.2 DESPLAZAMIENTO EN COLUMNAS REQUISITOS P-DELTA (AASTHO 4.7.4.5)

$$\Delta P_U < 0.25 \phi M_n$$

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

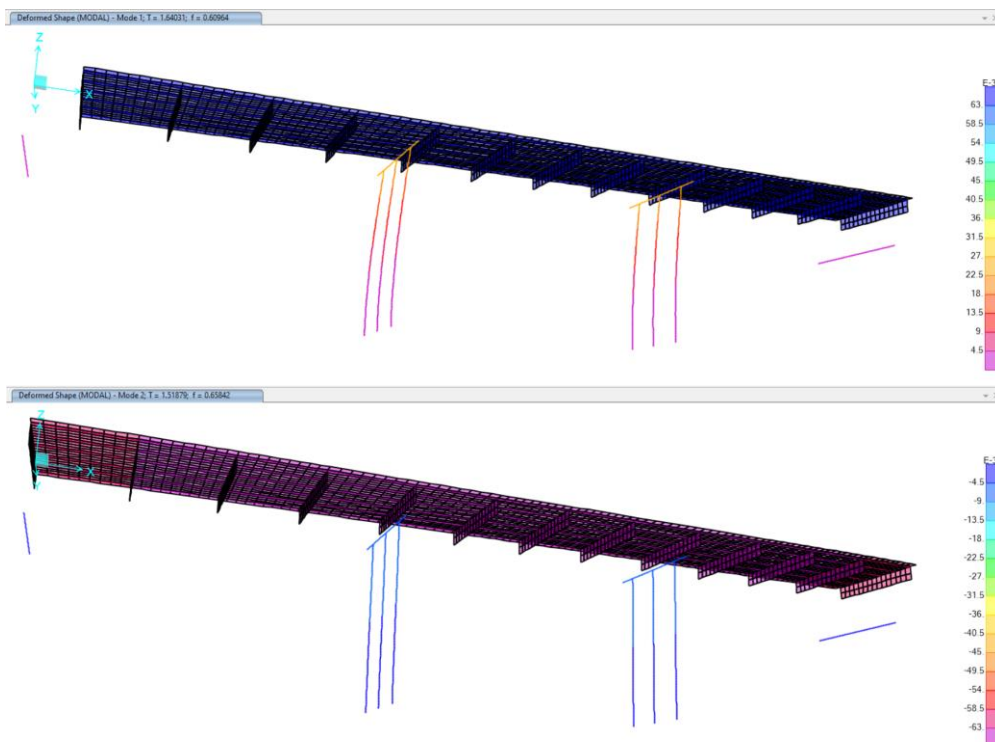
Units: As Noted Filter:

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	1	1.640311	0.7265	0	0	0.7265	0	0	0
MODAL	Mode	2	1.518794	0	0.661025	1.915E-20	0.7265	0.661025	1.916E-20	0.16387
MODAL	Mode	3	1.192057	2.161E-17	2.546E-18	1.321E-20	0.7265	0.661025	3.238E-20	1.214E-18
MODAL	Mode	4	0.554794	1.489E-19	1.015E-16	2.3E-05	0.7265	0.661025	2.3E-05	1.051E-15
MODAL	Mode	5	0.546107	0.099744	0	2.55E-20	0.826244	0.661025	2.3E-05	0
MODAL	Mode	6	0.415344	3.258E-18	1.015E-20	0.045356	0.826244	0.661025	0.045379	3.717E-17
MODAL	Mode	7	0.373311	0	0.179172	1.191E-20	0.826244	0.840198	0.045379	0.014494
MODAL	Mode	8	0.373288	6.632E-20	2.377E-16	1.054E-19	0.826244	0.840198	0.045379	2.868E-17
MODAL	Mode	9	0.366921	1.567E-18	0.007748	9.242E-18	0.826244	0.847946	0.045379	0.023379
MODAL	Mode	10	0.330405	2.7E-05	1.206E-17	3.416E-18	0.826271	0.847946	0.045379	1.567E-16
MODAL	Mode	11	0.302651	8.273E-16	2.779E-16	9.116E-16	0.826271	0.847946	0.045379	3.445E-15
MODAL	Mode	12	0.279042	0	0.001321	0	0.826271	0.849267	0.045379	0.003184
MODAL	Mode	13	0.243272	4.595E-18	1.029E-17	0	0.826271	0.849267	0.045379	1.506E-16
MODAL	Mode	14	0.243261	1.743E-16	7.406E-10	3.326E-16	0.826271	0.849267	0.045379	0.000158
MODAL	Mode	15	0.240141	2.167E-16	1.404E-17	0.41221	0.826271	0.849267	0.45759	8.748E-17

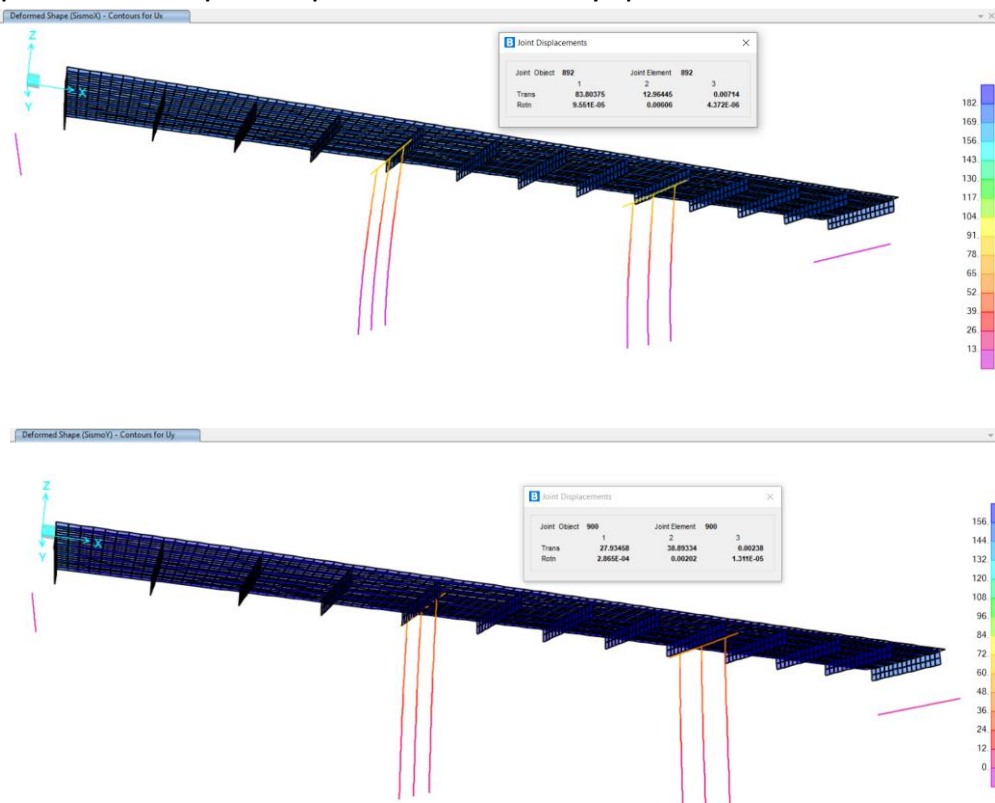
Record: << < 36 > >> of 36

Add Tables... Done

Periodos de vibración en las direcciones X e Y en el puente. (Formas de modo 01 y 02)



Desplazamientos en los pilares del puente en las direcciones X y Y por acciones sísmicas.



En el cual	$\Delta = R_d \Delta_e$	
$\Delta_{ex} =$	79.79 mm	Desplazamiento calculado por análisis sísmico elástico longitudinal
$\Delta_{ey} =$	36.91 mm	Desplazamiento calculado por análisis sísmico elástico Transversal
$T_x =$	1.633 seg	Período Fundamental de vibración longitudinal.
$T_y =$	1.525 seg	Período Fundamental de vibración transversal.
$T_s =$	0.741 seg	Periodo de esquina especificado en AASTHO 2.4.3.11.3.2
$R =$	3.50	R-factor especificado en Artículo 2.4.3.11.6
$P_u =$	865.33 ton	Carga axial sobre la columna o pilar
$\phi =$	0.90	Factor de resistencia a la flexión para columnas especificada AASTHO 5.10.11.4.1.b
$M_n =$	1329.71 ton-m	Resistencia nominal a la flexión de la columna o pilar calculada con la carga axial sobre la columna o pilar

Si $T < 1.25T_s$ entonces $R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1.25T_s}{T} + \frac{1}{R}$

$T > 1.25T_s$ entonces $R_d = 1$ Si tiene $R_{dx} = \mathbf{1.000}$ $R_{dy} = \mathbf{1.000}$

$\Delta_x = 0.7979414 \text{ m}$	Desplazamiento del punto de contra flexión en la columna o pilar a el punto de fijeza para la fundación,
$\Delta_y = 0.0369 \text{ m}$	Desplazamiento del punto de contra flexión en la columna o pilar a el punto de fijeza para la fundación,

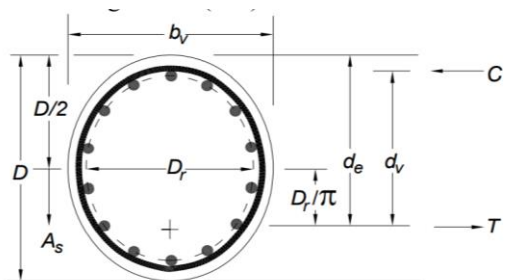
$\Delta_x P_u =$	69.05 ton-m				
$\Delta_y P_u =$	31.94 ton-m	$\Delta P_u =$	69.05 ton-m	< 0.250 Mn = 299.19	ton-m CUMPLE

Subestructura	Categoría Según la Importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
<i>Pilar tipo muro - mayor dimensión</i>	1.5	1.5	2.0
<i>Pilares de pilotes de concreto armado</i>			
• <i>Sólo pilotes verticales</i>	1.5	2.0	3.0
• <i>Con pilotes inclinados</i>	1.5	1.5	2.0
<i>Columnas simples</i>	1.5	2.0	3.0
<i>Pilar de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y concreto</i>			
• <i>Sólo pilotes verticales</i>	1.5	3.5	5
• <i>Con pilotes inclinados</i>	1.5	2.0	3.0
<i>Pilares multicolumna</i>	1.5	3.5	5.0

01.2.-DISEÑO POR CORTE

Calculo de los parametros efectivos de corte.

D =	200.00 cm		
D _r =	190.48 cm		
d _v =	0.90d _e Altura efectiva de corte		
d _e =	160.63 cm		
d _v =	144.57 cm		$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi}$
Φ =	0.75 Factor reduccion de corte		
b _v =	200 cm		
A _v =	2.85	Area del refuerzo en zona elastica	



Espaciamiento en la zona elastica s = **10.00** cm
Cuantia volumetrica, columna circular, ref. Espiral

$$\rho_s = \frac{\text{Volumne de la barra en espiral}}{\text{Volumen del concreto confinado}} = \frac{2A_s \pi b_c}{\pi b_c^2 / 4} = \mathbf{0.012001}$$

Esfuerzo de corte en el concreto - AASTHO 5.8.2.9

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi d_v b_v} = \mathbf{6.089 \text{ kg/cm}^2} < \mathbf{0.597 \text{ MPa}}$$

Armadura mínima transversal - AASTHO 5.8.2.5

$$A_v = 570.046 \text{ mm}^2 > 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} = 236.153 \text{ mm}^2 \quad A_v \geq 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

BIEN, Cumple con el area minima

Separación máxima AASTHO 5.8.2.7

Si $v_u < 0.125 f'_c$ entonces $s_{\max} = 0.80 d_v \leq 600 \text{ mm}$

Si $v_u > 0.125 f'_c$ entonces $s_{\max} = 0.40 d_v \leq 400 \text{ mm}$

$s_{\max} = 60.0 \text{ cm}$

$s < s_{\max}$ **OK, El espaciamiento es menor que el maximo admisible**

En el caso de ser espiral se debe cumplir con AASTHO 5.7.4.6

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.004051 \quad \text{NO APLICA}$$

Resistencia nominal al Corte- AASTHO 5.8.8.3

La resistencia nominal del concreto se tomara como el menor valor de:

Considerando $V_p = 0.000 \text{ ton}$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad y \quad V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

Considerando $V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$ (AASTHO 5.8.4.3.1)

Según el AASTHO 5.8.3.4.2-4 $f_{po} = 13230 \text{ kg/cm}^2$

$$\epsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.50 N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po} \right)}{E_s A_s + E_{ps} A_{ps}} = 1.235 \text{E-}05 \text{ cm/cm}$$

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 \epsilon_s)} = 4.756$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v = 681.531 \text{ ton}$$

Considerando $V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \sin(\alpha)}{s}$ Considerando

$$\theta = 29 + 350 \epsilon_s = 29.00432 \quad \alpha = 90.0$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \sin(\alpha)}{s} = 624.315 \text{ ton}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 1305.845 \text{ t} \quad V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p = 2529.949 \text{ t}$$

Entonces la resistencia nominal al cortante $V_n = 1305.845 \text{ ton}$

Factores de reducción (AASTHO 5.5.4.2.1)

ϕ Cortante = 0.70

$$V_r = \phi V_n = 914.092 \text{ ton} > V_u = 132.05 \text{ ton}$$

BIEN, si cumple

Espaciamiento en la zona de rotulacion plástica $s = 15.000 \text{ cm}$

Cuantia volumetrica, columna circular, ref. Espiral

Area Ref. transversal = 2.85 cm²

Longitud plastica = 1697.30 mm

Cantidad de estribos = 17.00

Area del la barra del acero del estribo.

Longitud plastica según Paulay-Priestley 1992

$$l_n = 0.08 L + 0.022 d_h f_{vd} (MPa)$$

Acera de acero transformada $A_{trnf} = nA_s$

Tomando momentos con respecto al eje neutro $\frac{b_v y^2}{2} = A_{strnsf} (d - y)$

Resolviendo $y = 32.71$ cm

$d = 139.345$ cm
 $d_c = 10.655$ cm
 $A_s = 201.18$ cm²
 $A_{strnsf} = 1505.48$ cm²

El esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio.

El brazo jd entre las cargas es: $jd = d - y/3 = 128.44$ cm

El esfuerzo en el acero $f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} = 1041.13$ kg/cm² $f_{ss} < 0.60f_y$ **CUMPLE**

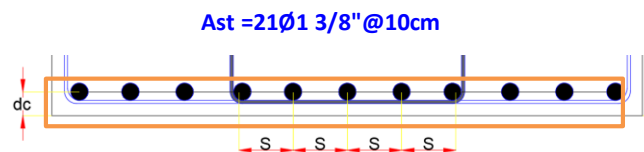
Separación máxima de armadura (S_{max}) AASTHO 5.6.7-1 $s_{max} = \frac{125000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$

$\beta_{ss} = 1 + \frac{d_c}{0.70(h - d_c)} = 1.109$ AASTHO 5.6.7-2

Condición de subestructura $\gamma_e = 0.75$

$s_{max} = \frac{125000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = 59.87$ cm

Separación de la armadura 10.619 cm $< S_{max} = 59.87$ cm **CUMPLE**



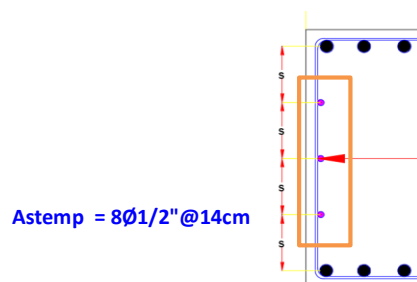
Armadura por contracción de temperatura en cargas laterales ($A_{s,max}$) AASTHO 5.10.6

$A_{s,temp} \geq \frac{0.18bh}{2(b + h)} = 9.000$ cm²/m AASTHO 5.10.6.1

2.33 cm²/m $\leq A_{s,temp} \leq 12.70$ cm²/m AASTHO 5.10.6.2 **CUMPLE**

Usaremos por cada cara de la viga **8Ø1/2"** la separación entre barras $s = 14.55$ cm

La separación máxima entre barras $S_{max} = 450$ cm **BIEN, si cumple**



Armadura superficial para limitar la fisuración del alma AASTHO 5.6.7

Si $d_l > 90$ cm; **Es el caso** $d_l = 139.345$ cm

$A_{sk} \geq 0.10(d_l - 76) \leq \frac{A_s + A_p}{4}$ AASTHO 5.6.7-3

$A_{sk} =$ Área de acero en tracción = $18\text{Ø}1\ 3/8" = 201.18$ cm²
 $A_p =$ Área del acero de presfuerzo 0 cm²

$A_{sk} \geq 0.10(d_l - 76) = 6.3345$ cm²/m de altura

$$A_{sk} = 9.50175 \leq \frac{A_s + A_p}{4} = 50.29 \text{ cm}^2 \quad \text{BIEN, si cumple}$$

Separación máxima no debe ser mayor que el menor de: $S_{max} = d/6$ o $30 \text{ cm} = 23.22 \text{ cm}$

02.-DISEÑO POR CORTE

$$V_u = 616.90 \text{ t} \quad P_u = 37.34 \text{ t} \quad M_u = 1176.49 \text{ t-m}$$

Número de ramas o brazos de estribos = **8.0** ramas

s = Separación de estribos asumida = **30.0** cm

A_v = Area de refuerzo transversal = 2.85 cm^2 ; por numero de ramas $A_v = 22.80 \text{ cm}^2$

d_v = Peralte de corte efectivo $d_v = d_e - a/2 = 134.61 \text{ cm}$

Siendo el menor valor de $d_v = \min(0.90d_e \text{ o } 0.72h) = 108.00 \text{ cm}$

La resistencia nominal del concreto se tomara como el menor valor de:

Considerando $V_p = 0.000 \text{ ton}$

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{y} \quad V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

Considerando $V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$ (AASTHO 5.8.4.3.1) Considerando

Según el AASTHO 5.8.3.4.2-4 $f_{po} = 13230 \text{ kg/cm}^2$

$$\epsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.50N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}\right)}{E_s A_s + E_{ps} A_{ps}} = 0.0020702 \text{ cm/cm}$$

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} = 1.880381$$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v = 376.350 \text{ ton}$$

Considerando $V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \sin(\alpha)}{s}$ Considerando

$$\theta = 29 + 350\epsilon_s = 29.72458 \quad \alpha = 90.0$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \sin(\alpha)}{s} = 752.619 \text{ t}$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 1128.969 \text{ t} \quad V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 3533.55 \text{ t}$$

Entonces la resistencia nominal al cortante $V_n = 1128.97 \text{ ton}$

Factores de reducción (AASTHO 5.5.4.2.1) ϕ Cortante = **0.70**

$$V_r = \phi V_n = 790.278 \text{ t} > V_u = 616.90 \text{ t} \quad \text{BIEN, si cumple}$$

Refuerzo transversal mínimo (A_v min) AASTHO 5.2.7-1 $A_v \geq 0.27\lambda\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$

Considerando un $\lambda = 1.00$ para concretos normales se tiene:

$$A_v \geq 0.27\lambda\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} = 10.82 \text{ cm}^2 < A_v = 22.80 \text{ cm}^2 \quad \text{BIEN, si cumple}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal (s_{max}) AASTHO 5.2.7-6

Esfuerzo de corte en el concreto - AASTHO 5.8.2.9

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi d_v b_v} = 21.823 \text{ kg/cm}^2 < 2.140 \text{ MPa}$$

Separación máxima AASTHO 5.8.2.7

Si $v_u < 0.125 f'_c$ entonces $s_{max} = 0.80d_v \leq 600\text{mm}$

Si $v_u > 0.125 f'_c$ entonces $s_{max} = 0.40d_v \leq 400\text{mm} \quad s_{max} = 60.0 \text{ cm}$

$s < s_{max}$ OK, El espaciamiento es menor que el maximo admisible

ANEXO 4: CALCULO DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

CALCULO MOMENTO Y CURVATURA ULTIMO DE COLUMNA INTERIOR - RC - H=21.00m

1.00P =	1122.56 t	Carga Axial (Condiciones servicio FEMA 356-3.2.8)
H =	21.00 m	Altura de la columna
D =	200.00 cm	Diametro de la columna circular
M _{ACI} =	2453.97 t-m	Momento correspondiente cuando $\epsilon_c = 0.003$
f _c =	351.53 kg/cm ²	Resistencia del concreto medida
f _y =	4218.42 kg/cm ²	Resistencia del acero medida, longitudinal y transversal
E _c =	283372.82 kg/cm ²	Modulo de elasticidad del concreto medido.
P/(A _g f _c) =	0.1016	
ρ _l =	0.0188	Cuantia de refuerzo longitudinal
El _g =	3.561E+14 kg.cm ²	Rigidez bruta de la seccion
ρ _s =	0.0075	Cuantia de refuerzo transversal

Calculo de la rigidez efectiva E_{le}

$$E_{le} = 1.293E+14 \text{ kg/cm}^2$$

Curvatura del limite elastico $\phi_y = \frac{M_{ACI}}{E_{le}} = 2.456E-03 \text{ 1/m}$

Resistencia a flexion de la columna M_{cd} de Restrepo y Rodriguez.

Concreto armado $\frac{M_{cd}}{D^3 \hat{f}_c} = \frac{\pi}{4} \lambda_h \rho_l \frac{\hat{f}_y}{\hat{f}_c} \left(\kappa \gamma_e - (1 - 2\kappa) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right) \right) + \frac{\pi}{4} \frac{P}{A_g \hat{f}_c} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right)$

Concreto Presforzado $M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_l) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} - T_{po}) y_p$

$$d_{be} = 2 \sqrt{\frac{\rho_l A_g}{\pi n_b}} = 4.445 \text{ cm} \quad \zeta = \cos\left(\frac{\pi}{n_b}\right) = 0.997$$

$$\gamma_e = \left\{ 1 - \frac{1}{D} [d_{be} + 2(d_h + c_c)] \right\} \zeta = 0.882 \quad \frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P}{A_g \hat{f}_c} + 0.10 = 26.505 \text{ cm}$$

$$\lambda_h = 1.150 \quad \kappa = 0.333 \quad \kappa \gamma_e = 0.294$$

$$M_{cd} = D^3 \hat{f}_c \left[\frac{\pi}{4} \lambda_h \rho_l \frac{\hat{f}_y}{\hat{f}_c} \left(\kappa \gamma_e + (1 - 2\kappa) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right) \right) + \frac{\pi}{4} \frac{P}{A_g \hat{f}_c} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right) \right] = 3207.419 \text{ t-m}$$

Calculo de la curvatura ultima ϕ_u $\epsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023 f_y (Ksi) = 0.12 \text{ cm/cm}$

Del concreto del modelo Mander

Resistencia concreto confinado Mander $f_{cc} = 409.48 \text{ kg/cm}^2$

Deformacion ultima del concreto $\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{sh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} = 0.017 \text{ cm/cm}$

$$\epsilon_p^* = \frac{11 - \frac{5}{4} \frac{s}{d_b}}{100} \leq \frac{\epsilon_{su}}{2} \quad \frac{s}{d_b} = 2.326 \quad \epsilon_p^* = 0.060 \text{ cm/cm} \quad \epsilon_p^* = \epsilon_{sc} + \epsilon_{st}$$

Los desplazamientos ϵ_{st} y ϵ_{sc} seran obtenidos del diagrama proporcionada por el section designer para el Momento Ultimo (Mu) que es el momento propable (Mpr), para obtener ϵ_{sc}

$$\epsilon_p^* = \epsilon_{sc} + \epsilon_{st} \quad \epsilon_{st} = 0.0278 \quad \epsilon_{sc} = 0.008, \text{ pero } \epsilon_{sc} \leq \epsilon_{cu}^* \quad \text{entonces } \epsilon_{sc} = 0.008$$

$$\phi_u^* = \frac{\epsilon_{sc} + \epsilon_{st}}{\gamma D} = 0.020501 \text{ 1/m}$$

CALCULO MOMENTO Y CURVATURA ULTIMO DE COLUMNA EXTERIOR - RC - H=21.00m

1.00P =	1335.99 t	Carga Axial (Condiciones servicio FEMA 356-3.2.8)
H =	21.00 m	Altura de la columna
D =	200.00 cm	Diametro de la columna circular
M _{ACI} =	2536.34 t-m	Momento correspondiente cuando $\epsilon_c = 0.003$
f _c =	351.53 kg/cm ²	Resistencia del concreto medida
f _y =	4218.42 kg/cm ²	Resistencia del acero medida, longitudinal y transversal
E _c =	283372.82 kg/cm ²	Modulo de elasticidad del concreto medido.
P/(A _g f _c) =	0.1210	
ρ _l =	0.0188	Cuantia de refuerzo longitudinal
E _{lg} =	3.561E+14 kg.cm ²	Rigidez bruta de la seccion
ρ _s =	0.0075	Cuantia de refuerzo transversal

Calculo de la rigidez efectiva E_{le}

$$E_{le} = 1.325E+14 \text{ kg/cm}^2$$

Curvatura del limite elastico $\phi_y = \frac{M_{ACI}}{E_{le}} = 2.464E-03 \text{ 1/m}$

Resistencia a flexion de la columna M_{cd} de Restrepo y Rodriguez.

Concreto armado
$$\frac{M_{cd}}{D^3 \hat{f}_c} = \frac{\pi}{4} \lambda_h \rho_l \frac{\hat{f}_y}{\hat{f}_c} \left(\kappa \gamma_e - (1 - 2\kappa) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right) \right) + \frac{\pi}{4} \frac{P}{A_g \hat{f}_c} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right)$$

Concreto Presforzado
$$M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_l) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} - T_{po}) y_p$$

$$d_{be} = 2 \sqrt{\frac{\rho_l A_g}{\pi n_b}} = 4.445 \text{ cm} \quad \varsigma = \cos\left(\frac{\pi}{n_b}\right) = 0.997$$

$$\gamma_e = \left\{ 1 - \frac{1}{D} [d_{be} + 2(d_h + c_c)] \right\} \varsigma = 0.882 \quad \frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P}{A_g \hat{f}_c} + 0.10 = 27.742 \text{ cm}$$

$$\lambda_h = 1.150 \quad \kappa = 0.333 \quad \kappa \gamma_e = 0.294$$

$$M_{cd} = D^3 \hat{f}_c \left[\frac{\pi}{4} \lambda_h \rho_l \frac{\hat{f}_y}{\hat{f}_c} \left(\kappa \gamma_e + (1 - 2\kappa) \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right) \right) + \frac{\pi}{4} \frac{P}{A_g \hat{f}_c} \left(\frac{1}{2} - \frac{x_c}{D} \right) \right] = 3335.961 \text{ t-m}$$

Calculo de la curvatura ultima ϕ_u $\epsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023 f_y \text{ (Ksi)} = 0.12 \text{ cm/cm}$

Del concreto del modelo Mander

Resistencia concreto confinado Mander $f_{cc} = 409.48 \text{ kg/cm}^2$

Deformacion ultima del concreto $\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{sh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} = 0.017 \text{ cm/cm}$

$$\epsilon_p^* = \frac{11 - \frac{5}{4} \frac{s}{d_b}}{100} \leq \frac{\epsilon_{su}}{2} \quad \frac{s}{d_b} = 2.326 \quad \epsilon_p^* = 0.060 \text{ cm/cm} \quad \epsilon_p^* = \epsilon_{sc} + \epsilon_{st}$$

Los desplazamientos ϵ_{st} y ϵ_{sc} seran obtenidos del diagrama proporcionada por el section designer para el Momento Ultimo (M_u) que es el momento propable (M_{pr}), para obtener ϵ_{sc}

$$\epsilon_p^* = \epsilon_{sc} + \epsilon_{st} \quad \epsilon_{st} = 0.0258 \quad \epsilon_{sc} = 0.008, \text{ pero } \epsilon_{sc} \leq \epsilon_{cu}^* \quad \text{entonces } \epsilon_{sc} = 0.008$$

$$\phi_u^* = \frac{\epsilon_{sc} + \epsilon_{st}}{\gamma D} = 0.019419 \text{ 1/m}$$

CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS DE FLUENCIA (D_y) ULTIMO (D_u) EN COLUMNA INTERIOR -RC H=21m

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite elastico (D_y)

Desplazamiento debido a flexion en el limite elastico, considerando rigidez efectiva de seccion (Δ_{yf})

$$D_{yf} = \frac{\phi_y}{3} H^2 = 0.36105552 \text{ m}$$

Desplazamiento debido rotacion de la base

$$D_{y\theta} = \rho_l \varepsilon_y n_c \lambda_D \left(\frac{D}{\pi \gamma} \right) \left(\frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{H}{D} \right) = 0.01885484 \text{ m}$$

Desplazamiento en la columna por fluencia

$$D_y = D_{yf} + D_{y\theta} = 0.37991036 \text{ m}$$

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite inelastico (D_p)

Longitud de rotula plastica segun la expresion de Prestlay (1996)

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} = 2.071 \text{ m}$$

$$D_p = \left(\frac{M_{cd}}{M_{ACI}} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u - \phi_y) (L - L_p) = 0.824 \text{ m}$$

CARGA AXIAL		Mp	ϕ _y	Mu	ϕ _u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	449.02	2125.79	2.4206E-03	2767.15	2.4450E-02
0.60P	673.54	2245.57	2.4430E-03	2919.75	2.3097E-02
0.80P	898.05	2345.90	2.4525E-03	3066.51	2.1745E-02
1.00P	1122.56	2453.97	2.4562E-03	3207.42	2.0501E-02
1.10P	1234.82	2579.13	2.4733E-03	3275.69	1.9852E-02
1.20P	1347.07	2541.08	2.4652E-03	3342.49	1.9419E-02
1.30P	1459.33	2595.92	2.4791E-03	3407.84	1.8932E-02
1.40P	1571.58	2637.26	2.4777E-03	3471.72	1.8500E-02
1.50P	1683.84	2675.80	2.4889E-03	3534.14	1.8067E-02

CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS DE FLUENCIA (D_y) ULTIMO (D_u) EN COLUMNA EXTERIOR -RC H=21m

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite elastico (Δ_y)

Desplazamiento debido a flexion en el limite elastico, considerando la rigidez efectiva de la seccion

$$D_{yf} = \frac{\phi_y}{3} H^2 = 0.362233 \text{ m}$$

Desplazamiento debido rotacion de la base

$$D_{y\theta} = \rho_l \varepsilon_y n_c \lambda_D \left(\frac{D}{\pi \gamma} \right) \left(\frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{L}{D} \right) = 0.0188548 \text{ m}$$

Desplazamiento en la columna por fluencia

$$D_y = D_{yf} + D_{y\theta} = 0.3810878 \text{ m}$$

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite inelastico (D_p)

Longitud de rotula plastica segun la expresion de Prestlay (1996)

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} = 2.071 \text{ m}$$

$$D_p = \left(\frac{M_{cd}}{M_{ACI}} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u - \phi_y) (L - L_p) = 0.785 \text{ m}$$

CARGA AXIAL		Mp	ϕ _y	Mu	ϕ _u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	534.40	2166.75	2.4152E-03	2825.87	2.3963E-02
0.60P	801.59	2304.21	2.4430E-03	3004.17	2.2340E-02
0.80P	1068.79	2416.11	2.4561E-03	3174.20	2.0826E-02
1.00P	1335.99	2536.34	2.4642E-03	3335.96	1.9419E-02
1.10P	1469.59	2599.05	2.4780E-03	3413.74	1.8824E-02
1.20P	1603.19	2647.30	2.4974E-03	3489.44	1.8337E-02
1.30P	1736.79	2707.45	2.5063E-03	3563.13	1.7905E-02
1.40P	1870.39	2753.46	2.5111E-03	3634.65	1.7516E-02
1.50P	2003.99	2798.21	2.5188E-03	3704.15	1.6931E-02

DEFORMACION DE CURVATURA DE SECCIONES DE COLUMNA INTERIOR - MODELO PTADH - H=21m

1.00P =	1122.56 ton	Carga Axial (Condiciones servicio- FEMA)
f _c =	351.53 kg/cm ²	Resistencia del concreto medida
f _y =	4218.42 kg/cm ²	Resistencia del acero medida
f _o =	12077.00 kg/cm ²	Esfuerzo efectivo luego de las perdidas
f _{pp} =	17010.00 kg/cm ²	Limite de proporcionalidad
ρ _l =	0.0123	Cuantia de refuerzo longitudinal
T _s =	545.5088 ton	Fuerzas en el acero en traccion.
T _i =	545.5088 ton	Fuerzas en el acero intermedio.
y _p =	81.1675 cm	Distancia que separa a ductos en un eje de flexion
ρ _s =	0.0083	Cuantia volumetrica del refuerzo transversal
T _{PO} =	238.40 ton	Fuerza del lecho
T _{PR} =	238.40 ton	Cargas debida al presfuerzo primera iteracion
P _T =	1599.36 ton	Carga Total sobre la columna en condiciones de servicio
P/(Ag.f _c) :	0.1448	

Curvatura del limite elastico

$$\phi_y = 0.002519 \text{ 1/m}$$

Momento plastico

$$M_y = 2407.868 \text{ t-m}$$

Del acero de refuerzo segun Mander

$$\epsilon_{su} = 0.090 \text{ cm/cm}$$

Resistencia concreto confinado Mander

$$f_{cc} = 426.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Deformacion ultima del concreto } \epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{sh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} = 0.014 \text{ cm/cm} \quad \epsilon_{cu}^* = 0.01435$$

$$\text{Deformacion por el pandeo de la barra } \epsilon_p^* = \frac{11 - \frac{5}{4} \frac{s}{d_b}}{100} \leq \frac{\epsilon_{su}}{2} = 0.045 \text{ cm/cm}$$

Los valores de ϵ_{st} y ϵ_c se obtendran de diagrama que proporciona el Section Designer para el caso cuando se obtiene el momento ultimo (M_u) o Momento probable (M_{pr}), con ello se calculara el ϵ_{sc}

$$\epsilon_p^* = \epsilon_{sc} + \epsilon_{st} \quad \epsilon_{st} = 0.0307 \quad \epsilon_{sc} = 0.00956 \quad \text{pero } \epsilon_{sc} \leq \epsilon_{cu}^* \quad \text{entonces } \epsilon_{sc} = 0.00956$$

$$\text{Distancia entre aceros de refuerzo} \quad \gamma = 0.890$$

$$\text{Curvatura ultima de la columna presforzada} \quad \phi_u^* = \frac{\epsilon_{sc} + \epsilon_{st}}{\gamma D} = 0.0002262 \text{ 1/cm}$$

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P_t}{A_g f_c} + 0.10 = 0.146 \quad x_c = 29.268 \text{ cm}$$

$$\Delta \epsilon_{spi} = \phi_u \left(\frac{1}{2} D + y_p - 2x_c \right) = 0.02774 \text{ cm/cm} \quad \Delta T_{PR} = E_{ps} \Delta \epsilon_{spi} \frac{A_{sp}}{2} = 1100.46 \text{ ton}$$

$$T_{PR} = T_{PO} + \Delta T_{PR} \leq f_{pp} \frac{A_{sp}}{2} = 335.777 \text{ ton}$$

$$T_{PO} = 238.40 \text{ ton} \quad \text{Fuerza del lecho}$$

$$T_{PR} = 335.78 \text{ ton} \quad \text{Cargas debida al presfuerzo segunda iteracion}$$

$$P_T = 1696.74 \text{ ton} \quad \text{Carga Total sobre la columna en condiciones de servicio}$$

$$P/(Ag.f_c) : 0.1536$$

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P_t}{A_g f_c} + 0.10 = 0.1492 \quad x_c = 29.833 \text{ cm}$$

$$\Delta \epsilon_{spi} = \phi_u \left(\frac{1}{2} D + y_p - 2x_c \right) = 0.0003 \text{ cm/cm} \quad \Delta T_{PR} = E_{ps} \Delta \epsilon_{spi} \frac{A_{sp}}{2} = 10.90 \text{ ton}$$

$$T_{PR} = T_{PO} + \Delta T_{PR} \leq f_{pp} \frac{A_{sp}}{2} = 249.303 \text{ ton}$$

$$d_{be} = 2 \sqrt{\frac{\rho_l A_g}{\pi n_b}} = 4.445 \text{ cm} \quad \zeta = \cos \left(\frac{\pi}{n_b} \right) = 0.992 \quad \lambda_h = 1.150$$

$$Y_e = \left\{ 1 - \frac{1}{D} [d_{be} + 2(d_h + c_c)] \right\} \zeta = 0.901 \quad \kappa = 0.333 \quad \kappa Y_e = 0.300$$

$$M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_i) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} - T_{po}) y_p = 2635.166 \text{ ton-m}$$

DEFORMACION DE CURVATURA DE SECCIONES DE COLUMNAS EXTREMAS - MODELO PTADH

1.00P =	1335.99 ton	Carga Axial (Condiciones servicio- FEMA)
f _c =	351.53 kg/cm ²	Resistencia del concreto medida
f _y =	4218.42 kg/cm ²	Resistencia del acero medida
f _o =	12016.21 kg/cm ²	Esfuerzo efectivo luego de las perdidas
f _{pp} =	17010.00 kg/cm ²	Limite de proporcionalidad
ρ _l =	0.0123	Cuantia de refuerzo longitudinal
T _s =	545.5088 ton	Fuerzas en el acero en traccion.
T _i =	545.5088 ton	Fuerzas en el acero intermedio.
y _p =	81.1675 cm	Distancia que separa a ductos en un eje de flexion
ρ _s =	0.0083	Cuantia volumetrica del refuerzo transversal
T _{PO} =	237.20 ton	Fuerza del lecho
T _{PR} =	237.20 ton	Cargas debida al presfuerzo primera iteracion
P _T =	1810.39 ton	Carga Total sobre la columna en condiciones de servicio
P/(Ag.f _c) :	0.1639	

Curvatura del limite elastico

$$\phi_y = 0.002532 \text{ 1/m}$$

Momento plastico

$$M_y = 2490.674 \text{ t-m}$$

Del acero de refuerzo segun Mander

$$\epsilon_{su} = 0.090 \text{ cm/cm}$$

Resistencia concreto confinado Mander

$$f_{cc} = 426.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Deformacion ultima del concreto } \epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{sh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} = 0.014 \text{ cm/cm} \quad \epsilon_{cu}^* = 0.01435$$

$$\text{Deformacion por el pandeo de la barra } \epsilon_p^* = \frac{11 - \frac{5}{4} \frac{s}{d_b}}{100} \leq \frac{\epsilon_{su}}{2} = 0.045 \text{ cm/cm}$$

Los valores de ϵ_{st} y ϵ_c se obtendran de diagrama que proporciona el Section Designer para el caso cuando se obtiene el momento ultimo (M_u) o Momento probable (M_{pr}), con ello se calculara el ϵ_{sc}

$$\epsilon_p^* = \epsilon_{sc} + \epsilon_{st} \quad \epsilon_{st} = 0.0285 \quad \epsilon_{sc} = 0.00966 \quad \text{pero } \epsilon_{sc} \leq \epsilon_{cu}^* \quad \text{entonces } \epsilon_{sc} = 0.00966$$

Distancia entre aceros de refuerzo

$$\gamma = 0.890$$

Curvatura ultima de la columna presforzada

$$\phi_u^* = \frac{\epsilon_{sc} + \epsilon_{st}}{\gamma D} = 0.0002144 \text{ 1/cm}$$

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P_t}{A_g f_c} + 0.10 = 0.152 \quad x_c = 30.491 \text{ cm}$$

$$\Delta \epsilon_{spi} = \phi_u \left(\frac{1}{2} D + y_p - 2x_c \right) = 0.02577 \text{ cm/cm} \quad \Delta T_{PR} = E_{ps} \Delta \epsilon_{spi} \frac{A_{sp}}{2} = 1022.29 \text{ ton}$$

$$T_{PR} = T_{PO} + \Delta T_{PR} \leq f_{PP} \frac{A_{sp}}{2} = 335.777 \text{ ton}$$

T_{PO} =

$$237.20 \text{ ton}$$

Fuerza del lecho

T_{PR} =

$$335.78 \text{ ton}$$

Cargas debida al presfuerzo segunda iteracion

P_T =

$$1908.97 \text{ ton}$$

Carga Total sobre la columna en condiciones de servicio

P/(Ag.f_c) :

$$0.1729$$

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P_t}{A_g f_c} + 0.10 = 0.1553 \quad x_c = 31.063 \text{ cm}$$

$$\Delta \epsilon_{spi} = \phi_u \left(\frac{1}{2} D + y_p - 2x_c \right) = 0.0003 \text{ cm/cm} \quad \Delta T_{PR} = E_{ps} \Delta \epsilon_{spi} \frac{A_{sp}}{2} = 10.13 \text{ ton}$$

$$T_{PR} = T_{PO} + \Delta T_{PR} \leq f_{PP} \frac{A_{sp}}{2} = 247.326 \text{ ton}$$

$$d_{be} = 2 \sqrt{\frac{\rho_l A_g}{\pi n_b}} = 4.445 \text{ cm} \quad \zeta = \cos \left(\frac{\pi}{n_b} \right) = 0.992 \quad \lambda_h = 1.150$$

$$Y_e = \left\{ 1 - \frac{1}{D} [d_{be} + 2(d_h + c_c)] \right\} \zeta = 0.901 \quad \kappa = 0.333 \quad \kappa Y_e = 0.300$$

$$M_{cd} = T_s Y_e D + (P + T_l) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} - T_{po}) y_p = 2754.868 \text{ ton-m}$$

CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA (D_y) Y ULTIMO (D_u) - COLUMNA INTERIOR MODELO PT ADH H = 21.0

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite elastico (D_y)

Desplazamiento debido a flexion en el limite elastico, considerando la rigidez efectiva de la seccion (Δ_{yf})

$$H = 21 \text{ m} \quad D_{yf} = \frac{\phi_y}{3} H^2 = 0.37030182 \text{ m}$$

Desplazamiento debido rotacion de la base

$$D_{y\theta} = \rho_t \varepsilon_y n_c \lambda_D \left(\frac{D}{\pi \gamma} \right) \left(\frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{H}{D} \right) = 0.01229404 \text{ m}$$

Desplazamiento en la columna por fluencia

$$D_y = D_{yf} + D_{y\theta} = 0.382596 \text{ m}$$

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite inelastico (D_p)

Longitud de rotula plastica segun la expresion de Prestlay (1996)

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} = 2.084 \text{ m}$$

$$D_p = \left(\frac{M_{cd}}{M_{ACI}} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u - \phi_y) (L - L_p) = 0.046 \text{ m}$$

CARGA AXIAL		M _p	ϕ _y	M _u	ϕ _u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	449.02	2052.21	2.4134E-03	2223.79	2.1508E-02
0.60P	673.54	2184.12	2.4578E-03	2366.76	2.1820E-02
0.80P	898.05	2298.17	2.4870E-03	2503.88	2.2195E-02
1.00P	1122.56	2407.87	2.5191E-03	2635.17	2.2624E-02
1.10P	1234.82	2455.13	2.5284E-03	2698.62	2.1927E-02
1.20P	1347.07	2503.08	2.5365E-03	2760.61	2.1498E-02
1.30P	1459.33	2547.95	2.5512E-03	2821.13	2.0962E-02
1.40P	1571.58	2604.92	2.5797E-03	2880.20	2.0533E-02
1.50P	1683.84	2647.63	2.5890E-03	2937.81	1.9782E-02

CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA (D_y) Y ULTIMO (D_u) - COLUMNA EXTERIOR MODELO PT ADH H = 21m

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite elastico (D_y)

Desplazamiento debido a flexion en el limite elastico, considerando la rigidez efectiva de la seccion (Δ_{yf})

$$H = 21 \text{ m} \quad D_{yf} = \frac{\phi_y}{3} H^2 = 0.37220106 \text{ m}$$

Desplazamiento debido rotacion de la base

$$D_{y\theta} = \rho_t \varepsilon_y n_c \lambda_D \left(\frac{D}{\pi \gamma} \right) \left(\frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{H}{D} \right) = 0.01229404 \text{ m}$$

Desplazamiento en la columna por fluencia

$$D_y = D_{yf} + D_{y\theta} = 0.3844951 \text{ m}$$

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite inelastico (D_p)

Longitud de rotula plastica segun la expresion de Prestlay (1996)

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} = 2.084 \text{ m}$$

$$\Delta_p = \left(\frac{M_{cd}}{M_{ACI}} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u - \phi_y) (L - L_p) = 0.051 \text{ m} \quad 0.435349$$

CARGA AXIAL		M _p	ϕ _y	M _u	ϕ _u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	534.40	2095.17	2.4247E-03	2279.05	2.1954E-02
0.60P	801.59	2246.43	2.4730E-03	2445.93	2.2356E-02
0.80P	1068.79	2378.04	2.5102E-03	2604.54	2.2838E-02
1.00P	1335.99	2490.67	2.5320E-03	2754.87	2.1444E-02
1.10P	1469.59	2557.81	2.5644E-03	2826.93	2.0855E-02
1.20P	1603.19	2609.06	2.5800E-03	2896.92	2.1015E-02
1.30P	1736.79	2659.25	2.5889E-03	2964.85	1.9729E-02
1.40P	1870.39	2707.81	2.6095E-03	3030.70	1.9246E-02
1.50P	2003.99	2753.98	2.6253E-03	3094.49	1.8710E-02

DEFORMACION DE CURVATURA DE SECCIONES DE COLUMNA INTERIOR - MODELO PT NADH -H =21m

1.00P =	1122.56 ton	Carga Axial (Condiciones servicio FEMA)
f _c =	350.00 kg/cm ²	Resistencia del concreto medida
f _y =	4200.00 kg/cm ²	Resistencia del acero medida
E _c =	280624.30 kg/cm ²	Modulo de elasticidad del concreto medido.
f _o =	12178.32 kg/cm ²	Esfuerzo efectivo luego de las perdidas
f _{pp} =	17010.00 kg/cm ²	Limite de proporcionalidad
ρ _l =	0.0123	Cuantia de refuerzo longitudinal
T _s =	543.1271 ton	Fuerzas en el acero en traccion.
T _i =	543.1271 ton	Fuerzas en el acero intermedio.
y _p =	82.2750 cm	Distancia que separa a ductos en un eje de flexion
ρ _s =	0.0083	Cuantia volumetrica del refuerzo transversal
δ _{xL} =	115.0000 m	Desplazamiento maximo en X

Primera Iteracion.

T _{PO} =	240.40 ton	Fuerza del lecho
T _{PR} =	240.40 ton	Cargas debida al presfuerzo primera iteracion
P _T =	1603.36 ton	Carga Total sobre la columna en condiciones de servicio
P/(A _g .f _c) =	0.1458	

Curvatura del limite elastico	φ _y = 0.00246 1/m
Momento de plastico	M _y = 2318.214 t-m
Del acero de refuerzo segun Mander	ε _{su} = 0.12 cm/cm
Resistencia concreto confinado Mander	f _{cc} = 426.22 kg/cm ²

$$\text{Deformacion ultima del concreto } \epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{sh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} = 0.018 \text{ cm/cm} \quad \epsilon_{cu}^* = 0.017802$$

$$\text{Deformacion por el pandeo de la barra } \epsilon_p^* = \frac{11 - \frac{5}{4} \frac{s}{d_b}}{100} \leq \frac{\epsilon_{su}}{2} = 0.060 \text{ cm/cm}$$

Los valores de ε_{st} y ε_c se obtendran de diagrama que proporciona el Section Designer para el caso cuando se obtiene el momento ultimo (M_u) o Momento probable (M_{pr}), con ello se calculara el ε_{sc}

$$\epsilon_p^* = \epsilon_{sc} + \epsilon_{st} \quad \epsilon_{st} = 0.03170 \quad \epsilon_{sc} = 0.010 \text{ pero } \epsilon_{sc} \leq \epsilon_{cu}^* \text{ entonces } \epsilon_{sc} = 0.009509$$

$$\text{Distancia entre aceros de refuerzo} \quad \gamma = 0.890$$

$$\text{Curvatura ultima de la columna presforzada} \quad \phi_u^* = \frac{\epsilon_{sc} + \epsilon_{st}}{\gamma D} = 0.0231598 \text{ 1/m}$$

$$\text{Distancia entre tendones de presfuerzo} \quad y_p = 82.275 \text{ cm}$$

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P_t}{A_g f_c} + 0.10 = 0.1467 \quad x_c = 29.332 \text{ cm}$$

Para una columna con presfuerzo no adherido

$$\Delta \epsilon_{spi} = \left(\frac{\delta_l}{L(L+a)} \right) \left(\frac{1}{2} D + y_p - 2x_c \right) = 0.0028 \text{ cm/cm} \quad \Delta T_{PR} = E_{ps} \Delta \epsilon_{spi} \frac{A_{sp}}{2} = 111.38 \text{ ton}$$

$$T_{PR} \leq f_{pp} \frac{A_{sp}}{2} = 335.777 \text{ ton}$$

T _{PO} =	240.40 ton	Fuerza del lecho
T _{PR} =	335.78 ton	Cargas debida al presfuerzo primera iteracion
P _T =	1698.74 ton	Carga Total sobre la columna en condiciones de servicio
P/(A _g .f _c) =	0.1545	

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P_t}{A_g f_c} + 0.10 = 0.1494 \quad x_c = 29.888 \text{ cm}$$

$$d_{be} = 2 \sqrt{\frac{\rho_l A_g}{\pi n_b}} = 4.445 \text{ cm} \quad \zeta = \cos\left(\frac{\pi}{n_b}\right) = 0.992 \quad \lambda_h = 1.150$$

$$Y_e = \left\{ 1 - \frac{1}{D} [d_{be} + 2(d_h + c_c)] \right\} \zeta = 0.905 \quad \kappa = 0.333 \quad \kappa Y_e = 0.302$$

$$M_{cd} = T_s \gamma_e D + (P + T_i) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} - T_{po}) y_p = 2633.042 \text{ ton-m}$$

DEFORMACION DE CURVATURA DE SECCIONES DE COLUMNA EXTERIOR - MODELO PT NADH -H =21m

1.00P =	1335.99 ton	Carga Axial (Condiciones servicio FEMA)
f _c =	350.00 kg/cm ²	Resistencia del concreto medida
f _y =	4200.00 kg/cm ²	Resistencia del acero medida
E _c =	280624.30 kg/cm ²	Modulo de elasticidad del concreto medido.
f _o =	12178.32 kg/cm ²	Esfuerzo efectivo luego de las perdidas
f _{pp} =	17010.00 kg/cm ²	Limite de proporcionalidad
ρ _i =	0.0123	Cuantia de refuerzo longitudinal
T _s =	543.1271 ton	Fuerzas en el acero en traccion.
T _i =	543.1271 ton	Fuerzas en el acero intermedio.
y _p =	82.2750 cm	Distancia que separa a ductos en un eje de flexion
ρ _s =	0.0083	Cuantia volumetrica del refuerzo transversal
δxL =	115.0000 m	Desplazamiento maximo en X
a =	0.0000 m	Espesor de zapata
H =	21 m	
Primera Iteracion.		
T _{PO} =	240.40 ton	Fuerza del lecho
T _{PR} =	240.40 ton	Cargas debida al presfuerzo primera iteracion
P _T =	1816.79 ton	Carga Total sobre la columna en condiciones de servicio
P/(Ag.f _c) =	0.1652	

Curvatura del limite elastico
Momento de plastico
Del acero de refuerzo segun Mander
Resistencia concreto confinado Mander

$$\begin{aligned}\phi_y &= 0.00249 \text{ 1/m} \\ M_y &= 2409.427 \text{ t-m} \\ \epsilon_{su} &= 0.12 \text{ cm/cm} \\ f_{cc} &= 426.22 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Deformacion ultima del concreto } \epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{sh} \epsilon_{su}}{f_{cc}} = 0.018 \text{ cm/cm} \quad \epsilon_{cu}^* = 0.017802$$

$$\text{Deformacion por el pandeo de la barra } \epsilon_p^* = \frac{11 - \frac{5}{4} \frac{s}{d_b}}{100} \leq \frac{\epsilon_{su}}{2} = 0.060 \text{ cm/cm}$$

$$\epsilon_p^* = \epsilon_{sc} + \epsilon_{st} \quad \epsilon_{st} = 0.02960 \quad \epsilon_{sc} = 0.010 \text{ pero } \epsilon_{sc} \leq \epsilon_{cu}^* \text{ entonces } \epsilon_{sc} = 0.009606$$

$$\text{Distancia entre aceros de refuerzo} \quad \gamma = 0.890$$

Curvatura ultima de la columna presforzada

$$\phi_u^* = \frac{\epsilon_{sc} + \epsilon_{st}}{\gamma D} = 0.022034 \text{ 1/m}$$

Distancia entre tendones de presfuerzo

$$y_p = 82.275 \text{ cm}$$

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P_t}{A_g f_c} + 0.10 = 0.1529$$

$$x_c = 30.575 \text{ cm}$$

Para una columna con presfuerzo no adherido

$$\Delta \epsilon_{spi} = \left(\frac{\delta_l}{L(L+a)} \right) \left(\frac{1}{2} D + y_p - 2x_c \right) = 0.0028 \text{ cm/cm} \quad \Delta T_{PR} = E_{ps} \Delta \epsilon_{spi} \frac{A_{sp}}{2} = 109.14 \text{ ton}$$

$$T_{PR} \leq f_{pp} \frac{A_{sp}}{2} = 335.777 \text{ ton}$$

T _{PO} =	240.40 ton	Fuerza del lecho
T _{PR} =	335.78 ton	Cargas debida al presfuerzo primera iteracion
P _T =	1912.17 ton	Carga Total sobre la columna en condiciones de servicio
P/(Ag.f _c) =	0.1739	

$$\frac{x_c}{D} = 0.32 \frac{P_t}{A_g f_c} + 0.10 = 0.1556 \quad x_c = 31.130 \text{ cm}$$

$$d_{be} = 2 \sqrt{\frac{\rho_l A_g}{\pi n_b}} = 4.445 \text{ cm} \quad \varsigma = \cos\left(\frac{\pi}{n_b}\right) = 0.992 \quad \lambda_h = 1.150$$

$$Y_e = \left\{ 1 - \frac{1}{D} [d_{be} + 2(d_h + c_c)] \right\} \varsigma = 0.905 \quad \kappa = 0.333 \quad \kappa Y_e = 0.302$$

$$M_{cd} = T_s Y_e D + (P + T_i) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} + T_{po}) \left(\frac{D}{2} - x_c \right) + (T_{PR} - T_{po}) y_p = 2752.182 \text{ ton-m}$$

CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA (D_y) Y ULTIMO (D_u) - COLUMNA INTERIOR MODELO PT ADH H = 21m

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite elastico (D_y)

Desplazamiento debido a flexion en el limite elastico, considerando la rigidez efectiva de la seccion (D_{yf})

$$H = 21 \text{ m} \quad \Delta_{yf} = \frac{\phi_y}{3} H^2 = 0.36223593 \text{ m}$$

Desplazamiento debido rotacion de la base

$$D_{y\theta} = \rho_l \varepsilon_y n_c \lambda_D \left(\frac{D}{\pi Y} \right) \left(\frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{H}{D} \right) = 0.01185807 \text{ m}$$

Desplazamiento en la columna por fluencia

$$D_y = D_{yf} + D_{y\theta} = 0.374094 \text{ m}$$

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite inelastico (D_p)

Longitud de rotula plastica segun la expresion de Prestlay (1996)

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} = 1.680 \text{ m}$$

$$D_p = \left(\frac{M_{cd}}{M_{ACI}} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u - \phi_y) (H - L_p) = 0.723 \text{ m}$$

CARGA AXIAL		Mp	ϕ _y	Mu	ϕ _u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	449.02	1986.25	2.4083E-03	2222.29	2.7878E-02
0.60P	673.54	2097.28	2.4121E-03	2365.08	2.6108E-02
0.80P	898.05	2215.19	2.4504E-03	2501.99	2.4661E-02
1.00P	1122.56	2318.21	2.4642E-03	2633.04	2.3160E-02
1.10P	1234.82	2365.75	2.4816E-03	2696.37	2.2570E-02
1.20P	1347.07	2414.46	2.4545E-03	2758.22	2.1980E-02
1.30P	1459.33	2461.17	2.4990E-03	2818.61	2.1444E-02
1.40P	1571.58	2503.86	2.5176E-03	2877.54	2.0855E-02
1.50P	1683.84	2559.89	2.5426E-03	2934.99	2.0318E-02

CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA (D_y) Y ULTIMO (D_u) - COLUMNA EXTERIOR MODELO PT ADH H = 21m

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite elastico (D_y)

Desplazamiento debido a flexion en el limite elastico, considerando la rigidez efectiva de la seccion (Δ_{yf})

$$H = 21 \text{ m} \quad D_{yf} = \frac{\phi_y}{3} H^2 = 0.3661594 \text{ m}$$

Desplazamiento debido rotacion de la base

$$D_{y\theta} = \rho_l \varepsilon_y n_c \lambda_D \left(\frac{D}{\pi Y} \right) \left(\frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{H}{D} \right) = 0.0118581 \text{ m}$$

Desplazamiento en la columna por fluencia

$$D_y = D_{yf} + D_{y\theta} = 0.3780174 \text{ m}$$

Calculo del desplazamiento de la columna en el limite inelastico (Δ_p)

Longitud de rotula plastica segun la expresion de Prestlay (1996)

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} = 1.680 \text{ m}$$

$$D_p = \left(\frac{M_{cd}}{M_{ACI}} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u - \phi_y) (H - L_p) = 0.688 \text{ m}$$

CARGA AXIAL		Mp	ϕ_y	Mu	ϕ_u
λP	(t)	(t-m)	(1/m)	(t-m)	(1/m)
0.40P	534.40	2028.75	2.4141E-03	2277.28	2.7234E-02
0.60P	801.59	2170.65	2.4407E-03	2443.89	2.5251E-02
0.80P	1068.79	2294.26	2.4567E-03	2602.19	2.3535E-02
1.00P	1335.99	2409.43	2.4909E-03	2752.18	2.2034E-02
1.10P	1469.59	2465.70	2.5005E-03	2824.06	2.1337E-02
1.20P	1603.19	2516.47	2.5220E-03	2893.86	2.0747E-02
1.30P	1736.79	2580.46	2.5469E-03	2961.58	1.9782E-02
1.40P	1870.39	2630.18	2.5607E-03	3027.23	1.9621E-02
1.50P	2003.99	2677.15	2.5817E-03	3090.80	1.9085E-02