

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURA DEL
PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO,
YANAHUANCA – PASCO – 2018**

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE

PASCO – PERÚ

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE LA ESTRUCTURA DEL
PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO,
YANAHUANCA – PASCO – 2018**

PRESENTADO POR:

Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE

ASESOR

Dr. Hildebrando Anival CONDOR GARCIA

Sustentado y aprobado ante la Comisión de Jurados:

Mg. Ramiro SIUCE BONIFACIO
Presidente

Mg. José German RAMIREZ MEDRANO
Miembro

Ing. Pedro YARASCA CORDOVA
Miembro

DEDICATORIA

A mi madre Eugenia.

Por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida,

Gracias madre mía este logro también es tuyo.

RESUMEN

La presente investigación tiene como finalidad evaluar el desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco.

Los objetivos de desempeño seleccionados para su verificación corresponden a la propuesta del Comité Visión 2000 de la SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California). Estos objetivos relacionan los niveles de desempeño que debe alcanzar la estructura frente a demandas sísmicas de diferente intensidad.

Considerando las propiedades de los materiales y secciones que componen la estructura se procedió a modelarla usando el software computacional SAP2000 v20.0.0, seguidamente y usando el análisis estático no lineal pushover se determinó la curva de capacidad que relaciona fuerzas cortantes y desplazamientos hasta el punto de falla de la estructura.

Con la curva de capacidad transformada en espectro de capacidad y los espectros de respuesta de los sismos de demanda se procede a ubicar el punto de desempeño de acuerdo a los procedimientos y criterios del ATC-40 (Consejo de Tecnología aplicada).

Finalmente, con la ubicación del punto de desempeño se determinó los objetivos de desempeño alcanzados por la estructura analizada, los cuales deben ser verificados con los objetivos inicialmente propuestos.

Los objetivos de desempeño alcanzados por la estructura en la dirección longitudinal (dirección XX), se encuentran en el rango funcional frente a los sismos ocasionales, en el rango más allá del colapso frente a sismos raros y sismos muy raros; en la dirección transversal (dirección YY), se encuentran en el rango operacional frente a sismos ocasionales, en el rango funcional frente a sismos raros y en el rango Seguridad de vida frente a sismos muy raros; además se determinó una

fuerza cortante basal máxima de 119584.830 kg. y un desplazamiento máximo de 16.429 cm. en la dirección longitudinal y una fuerza cortante máxima de 538848.010 kg. y un desplazamiento máximo de 20.513 cm. en la dirección transversal.

En conclusión, el desempeño sismorresistente de la estructura analizada no cumple con los objetivos de desempeño propuestos por el comité visión 2000.

ABSTRACT

The purpose of this research is to evaluate the seismic performance of the structure of pavilion B of the Ernesto Diez Canseco Educational Institution, Yanahuanca - Pasco.

The performance objectives selected for verification correspond to the proposal of the Vision 2000 Committee of the SEAOC (Association of Structural Engineers of California). These objectives relate the levels of performance that the structure must reach in front of seismic demands of different intensity.

Considering the properties of the materials and sections that make up the structure, we proceeded to model it using the SAP2000 v20.0.0 computer software, then using the non-linear pushover static analysis we determined the capacity curve that relates shear forces and displacements to the point of failure of the structure.

With the capacity curve transformed into the capacity spectrum and the response spectra of the demand earthquakes, the performance point is located according to the procedures and criteria of the ATC-40 (Applied Technology Council).

Finally, with the location of the performance point, the performance objectives reached by the structure analyzed were determined, which must be verified with the initially proposed objectives.

The performance objectives achieved by the structure in the longitudinal direction (direction XX), are in the functional range compared to the occasional earthquakes, in the range beyond the collapse in front of rare earthquakes and very rare earthquakes; in the transverse direction (YY direction), they are in the operational range against occasional earthquakes, in the functional range against rare earthquakes and in the range Safety of life against very rare earthquakes; In addition, a maximum basal cutting force of 119584.830 kg was determined. and a maximum displacement

of 16,429 cm. in the longitudinal direction and a maximum shearing force of 538848.010 kg. and a maximum displacement of 20,513 cm. in the transverse direction.

In conclusion, the seismic performance of the structure analyzed does not meet the performance objectives proposed by the vision 2000 committee.

ÍNDICE

CARÁTULA	i
DEDICATORIA	ii
RESUMEN.....	iii
ABSTRACT.....	v
ÍNDICE	vii
LISTA DE TABLAS.....	x
LISTA DE FIGURAS	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I.....	3
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	5
1.2.1. Problema general.....	5
1.2.2. Problemas específicos	5
1.3. OBJETIVOS.....	6
1.3.1. Objetivos generales	6
1.3.2. Objetivos específicos.....	6
1.4. JUSTIFICACION DEL PROBLEMA	6
1.5. IMPORTANCIA Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
1.6. LIMITACIONES.....	7
1.6.1. Limitaciones económicas	7
1.6.2. Limitaciones tecnológicas	8
CAPITULO II	9
MARCO TEORICO.....	9
2.1. ANTECEDENTES	9
2.2. BASE TEORICO – CIENTIFICOS	14
2.2.1. Sismo.....	14
2.2.2. Diseño por desempeño	14
2.2.3. Niveles de desempeño.....	15
2.2.4. Niveles de amenaza sísmica.....	23

2.2.5. Objetivos de desempeño.....	26
2.2.6. Capacidad estructural	29
2.2.7. Modelo inelástico de las secciones.....	30
2.2.8. Modelo inelástico de los elementos barra (vigas-columnas)	31
2.2.9. Incidencia de los muros de albañilería	37
2.2.10. Análisis estático no lineal pushover	40
2.2.11. Curva de capacidad	43
2.2.12. Sectorización de la curva de capacidad para la evaluación de estructuras.....	46
2.2.13. Punto de desempeño.....	47
2.2.14. Métodos para estimar el punto de desempeño	48
2.3. DEFINICION DE TERMINOS.....	54
2.4. HIPOTESIS	57
2.4.1. Hipótesis general	57
2.4.2. Hipótesis específicas	57
2.5. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES.....	57
2.5.1. Variables independientes.....	57
2.5.2. Variables dependientes.....	57
2.5.3. Operacionalización de las variables	58
CAPITULO III	59
METODOLOGIA	59
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	59
3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	59
3.3. POBLACIÓN MUESTRA	59
3.3.1. Población.....	59
3.3.2. Muestra.....	59
3.4. METODOS DE INVESTIGACIÓN	60
3.4.1. Método deductivo:.....	60
3.4.2. Método descriptivo:.....	60
3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	60
3.5.1. Técnicas de recolección de datos	60
3.5.2. Instrumentos de recolección de datos.....	60

3.6. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS	61
CAPITULO IV	62
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	62
4.1. TRATAMIENTO ESTADISTICO E INTERPRETACIÓN DE CUADROS	62
4.1.1. Tamaño muestral	62
4.1.2. Descripción de la estructura	63
4.1.3. Propiedades de los materiales	64
4.1.4. Parámetros sísmicos	65
4.1.5. Análisis sísmico elástico	66
4.1.6. Evaluación del desempeño de la estructura.....	75
4.2. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS, TABLAS, GRAFICOS, FIGURAS	107
4.2.1. Desempeño de la estructura en dirección XX.....	107
4.2.2. Desempeño de la estructura en dirección YY	110
4.3. PRUEBA DE HIPOTESIS	115
4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	115
CONCLUSIONES	119
RECOMENDACIONES	122
BIBLIOGRAFÍA.....	123
ANEXOS.....	125

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño.....	17
Tabla 2. Niveles de desempeño de las estructuras	22
Tabla 3. Movimientos sísmicos de diseño	25
Tabla 4. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras	28
Tabla 5. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales	29
Tabla 6. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos No lineales - vigas de concreto armado	35
Tabla 7. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos No lineales - columnas de concreto armado	36
Tabla 8. Rangos de desplazamiento asociado a cada nivel de desempeño	47
Tabla 9. Fuerza cortante estática en la base	67
Tabla 10. Datos del espectro de diseño – dirección XX	68
Tabla 11. Datos del espectro de diseño – dirección YY	69
Tabla 12. Fuerza cortante dinámica en la base	70
Tabla 13. Comparación de las fuerzas cortantes estática y dinámica	70
Tabla 14. Derivas en eje AA, Pórtico 1,3,5,7 – dirección XX.....	71
Tabla 15. Derivas en eje BB, Pórtico 1,3,5,7 – dirección XX	71
Tabla 16. Derivas en eje DD, Pórtico 1,3,5,7 – dirección XX.....	71
Tabla 17. Derivas en eje AA, Pórtico 2,4,6 – dirección XX.....	72
Tabla 18. Derivas en eje BB, Pórtico 2,4,6 – dirección XX	72
Tabla 19. Derivas en eje DD, Pórtico 2,4,6 – dirección XX.....	72
Tabla 20. Derivas en eje AA, Pórtico 1,3,5,7 – dirección YY.....	73
Tabla 21. Derivas en eje BB, Pórtico 1,3,5,7 – dirección YY	73
Tabla 22. Derivas en eje DD, Pórtico 1,3,5,7 – dirección YY.....	73
Tabla 23. Derivas en eje AA, Pórtico 2,4,6 – dirección YY	74
Tabla 24. Derivas en eje BB, Pórtico 2,4,6 – dirección YY	74
Tabla 25. Derivas en eje DD, Pórtico 2,4,6 – dirección YY	74
Tabla 26. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, C1-30x60_P-M2-M3_1P, eje local 3-3, 1er nivel.....	76
Tabla 27. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, C1-30x60_P-M2-M3_2P, eje local 3-3, 2do nivel.....	78
Tabla 28. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, C1-30x60_P-M2-M3_3P, eje local 3-3, 3er nivel.....	80
Tabla 29. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, C1-30x60_P-M2-M3_1P, eje local 2-2, 1er nivel.....	82
Tabla 30. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, C1-30x60_P-M2-M3_2P, eje local 2-2, 2do nivel.....	84
Tabla 31. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación,	

C1-30x60_P-M2-M3_3P, eje local 2-2, 3er nivel.....	86
Tabla 32. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x65_(P1,3,5,7_BA_1,2)	88
Tabla 33. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_BC_1,2)	88
Tabla 34. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_CB_1,2)	89
Tabla 35. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_CD_1,2)	89
Tabla 36. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_DC_1,2)	90
Tabla 37. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_BA_3)	90
Tabla 38. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_BC_3)	91
Tabla 39. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_CB_3)	91
Tabla 40. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_CD_3)	92
Tabla 41. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_DC_3)	92
Tabla 42. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_DE_3)	93
Tabla 43. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*65_(P2,4,6_BA_1,2)	93
Tabla 44. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*65_(P2,4,6_BD_1,2)	94
Tabla 45. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*65_(P2,4,6_DB_1,2)	94
Tabla 46. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_BA_3)	95
Tabla 47. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_BC_3)	95
Tabla 48. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_CB_3)	96
Tabla 49. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_CD_3)	96
Tabla 50. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_DC_3)	97
Tabla 51. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación,	

V-30*50_(P2,4,6_DE_3)	97
Tabla 52. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(PB_1,2,3)	98
Tabla 53. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(PD_1,2,3)	98
Tabla 54. Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-60*20_(PC_3)	99
Tabla 55. Longitud relativa de rótulas plásticas (Momento – Rotación) en columnas.....	100
Tabla 56. Longitud relativa de rótulas plásticas (Momento – Rotación) en vigas.....	100
Tabla 57. Fuerzas laterales por niveles que actúan en la estructura – dirección XX.....	101
Tabla 58. Fuerzas laterales por niveles que actúan en la estructura – dirección XX.....	101
Tabla 59. Ratios de masas modales participantes	102
Tabla 60. Sismos de diseño y su aceleración asociada	104
Tabla 61. Parámetros para determinar los espectros de demanda sísmica.....	104
Tabla 62. Datos de los espectros de demanda.....	105
Tabla 63. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño – dirección XX	107
Tabla 64. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño – dirección YY	111

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Relación entre objetivos de desempeño y costos relativos asociados	27
Figura 2. Curvatura de una sección.....	30
Figura 3. Diagrama momento – curvatura de una sección.....	30
Figura 4. Diagrama carga axial – momento (P-M) y carga axial – curvatura (P- Φ)	31
Figura 5. Idealización del daño en vigas.....	32
Figura 6. Idealización del daño equivalente	32
Figura 7. Obtención del diagrama momento – rotación	33
Figura 8. Idealización del diagrama momento – rotación.....	33
Figura 9. Idealización del diagrama momento – rotación.....	34
Figura 10. Modelado de rótulas y columnas en edificios	37
Figura 11. Configuración de un muro de albañilería	38
Figura 12. Puntal diagonal equivalente a la mampostería	38
Figura 13. Esquema del proceso del análisis pushover.....	40
Figura 14. Distribución de cargas laterales.....	41
Figura 15. Distribución vertical proporcional a la distribución de cortantes por piso.....	42
Figura 16. Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental	42
Figura 17. Formación de rótulas en la curva de capacidad.....	44
Figura 18. Punto de fluencia efectiva	44
Figura 19. Criterio de las rigideces tangentes.....	45
Figura 20. Criterio de la rigidez tangencial horizontal	46
Figura 21. Criterio de las áreas iguales.....	46
Figura 22. Sectorización de la curva de capacidad.....	47
Figura 23. Punto de desempeño en la curva de capacidad.....	48
Figura 24. Curva de capacidad y Espectro de capacidad.....	49
Figura 25. Espectro de respuesta tradicional y espectro de demanda (ADRS)	51
Figura 26. Procedimiento B del espectro de capacidad después del paso 5	52
Figura 27. Procedimiento B del espectro de capacidad después del paso 8	53
Figura 28. Vista satelital de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco	63
Figura 29. Vista frontal y estructuración del pabellón B	63
Figura 30. Espectro de diseño - dirección XX.....	68
Figura 31. Espectro de diseño – dirección YY	69
Figura 32. Diagrama de interacción P-M2, C1-30x60, eje local XX (condición de cedencia) ...	75
Figura 33. Diagrama de interacción P-M3, C1-30x60, eje local YY (condición de cedencia) ...	75
Figura 34. Diagrama momento – rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_1P, eje local 3-3, 1er nivel.	77
Figura 35. Diagrama momento – rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_2P, eje local 3-3, 2do nivel.....	79
Figura 36. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación:	

C1-30x60_P-M2-M3_3P, eje local 3-3, 3er nivel.	81
Figura 37. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_1P, eje local 2-2, 1er nivel.	83
Figura 38. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_2P, eje local 2-2, 2do nivel.....	85
Figura 39. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_3P, eje local 2-2, 3er nivel.	87
Figura 40. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x65_(P1,3,5,7_BA_1,2)	88
Figura 41. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_BC_1,2)	88
Figura 42. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_CB_1,2)	89
Figura 43. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_CD_1,2)	89
Figura 44. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_DC_1,2)	90
Figura 45. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_BA_3)	90
Figura 46. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_BC_3)	91
Figura 47. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_CB_3)	91
Figura 48. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_CD_3)	92
Figura 49. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_DC_3)	92
Figura 50. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_DE_3)	93
Figura 51. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x65_(P2,4,6_BA_1,2)	93
Figura 52. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x65_(P2,4,6_BD_1,2)	94
Figura 53. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x65_(P2,4,6_DB_1,2)	94
Figura 54. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_BA_3) ...	95
Figura 55. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_BC_3) ...	95
Figura 56. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_CB_3) ...	96
Figura 57. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_CD_3) ...	96
Figura 58. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_DC_3) ...	97

Figura 59. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_DE_3) ...	97
Figura 60. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(PB_1,2,3)	98
Figura 61. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(PD_1,2,3)	98
Figura 62. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-60x20_(PC_3)	99
Figura 63. Curva de capacidad: dirección XX	102
Figura 64. Curva de capacidad: dirección YY	103
Figura 65. Falla de la estructura del análisis PUSH_X_NEG.	103
Figura 66. Falla de la estructura del análisis PUSH_Y_NEG.	103
Figura 67. Espectros de demanda sísmica	106
Figura 68. Curva de capacidad y modelo bilineal – dirección XX.....	107
Figura 69. Sectorización de la curva de capacidad – dirección XX	108
Figura 70. Obtención del punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección XX.....	108
Figura 71. Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección XX.....	109
Figura 72. Obtención del punto de desempeño – Sismo raro – dirección XX.....	109
Figura 73. Obtención del punto de desempeño – Sismo muy raro – dirección XX	110
Figura 74. Curva de capacidad y modelo bilineal – dirección YY.....	110
Figura 75. Sectorización de la curva de capacidad – dirección YY	111
Figura 76. Obtención del punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección YY.....	112
Figura 77. Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección YY.....	112
Figura 78. Obtención del punto de desempeño – Sismo raro – dirección YY.....	113
Figura 79. Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño – Sismo Raro – dirección YY	113
Figura 80. Obtención del punto de desempeño – Sismo muy raro – dirección YY	114
Figura 81. Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño – Sismo muy raro – dirección YY	114

INTRODUCCIÓN

El objetivo de este trabajo gira en torno al tema “Diseño por Desempeño”, el cual es una herramienta de la ingeniería estructural para predecir el comportamiento de los edificios ante sollicitaciones sísmicas. La importancia fundamental radica en que, desde el punto de vista del diseñador o evaluador se tendrá una respuesta certera sobre el nivel de daño que presentará la estructura después de un sismo.

Con el desarrollo de la ingeniería estructural basada en el desempeño en el mundo del diseño, ha habido la necesidad de que los diseñadores se alejen de las metodologías tradicionales de diseño lineal con el fin de predecir cómo las estructuras responderán a las cargas hasta el punto de falla. El creciente avance de la informática y la aparición de softwares, dan lugar a la creación de métodos de análisis más complejos, que pasan del análisis lineal al análisis no lineal. Estos métodos contribuyen a mejorar el cálculo estructural y hacerlo cada vez más riguroso.

Con el objetivo de conocer el desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca – Pasco, se debe obtener su curva de capacidad utilizando el análisis estático no lineal pushover. Dicha curva transformada en espectro de capacidad es comparada con los espectros de respuesta de las demandas sísmicas, con la finalidad de conocer el desempeño de la estructura ante diferentes y posibles escenarios sísmicos. Cabe resaltar que la información en la cual se basó esta tesis abarca fuentes como publicaciones, libros, investigaciones, los códigos ATC-40, SEAOC (Committee vision 2000), ASCE 41-13 y por supuesto las respectivas normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Seguidamente presentamos el estudio, cuya estructura comprende los siguientes capítulos y rubros:

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA. En donde se describe el problema de la investigación, su formulación, los objetivos, la justificación, la importancia, alcances y limitaciones de la investigación.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO. Comprende los antecedentes del estudio, bases teórico - científicos que respaldan la tesis, definición de términos básicos, las hipótesis, las variables y su operacionalización.

CAPITULO III: METODOLOGÍA. Explica el tipo, diseño y método de la investigación, describe la población y muestra, así como las técnicas e instrumentos de recolección de datos, técnicas de procesamiento y análisis de datos.

CAPITULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Se presentan los resultados y la discusión de estos. En suma, este capítulo hace referencia a qué es lo que finalmente se encontró al término de la investigación; que significan realmente los resultados obtenidos.

Seguidamente, se precisan las conclusiones y las recomendaciones de la investigación.

Finalmente, se incluyen anexos: Ficha técnica de inspección, Modelo inelástico de los elementos estructurales con ayuda del programa PTC MATHCAD PRIME 4.0, Memoria de cálculo de la evaluación del desempeño sismorresistente usando el software SAP2000 v20.0.0, Planos replanteados de la estructura del pabellón B y Panel fotográfico.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA

Los sismos ocurridos en el mundo siempre han causado grandes pérdidas de vidas humanas y de materiales. La energía acumulada en la litosfera es liberada a través de movimientos bruscos del terreno, los sismos se propagan en forma de ondas en el suelo generando daños en forma directa e indirecta en las zonas pobladas, dependiendo de la localización de su epicentro, las características geológicas, el tipo de falla entre otros.

El Perú está ubicado en una zona altamente sísmica conocida como el Cinturón de Fuego del Pacífico, esta zona concentra el 80% de la actividad sísmica en el mundo. El Cinturón de Fuego del Pacífico comprende las costas del Océano Pacífico de las tres Américas, las islas Aleutianas, Japón, Filipinas y Nueva Zelanda. La actividad sísmica en esta zona está asociada al proceso de subducción de la placa Oceánica de Nazca que se introduce por debajo de la placa Continental Sudamericana.

Son numerosos los sismos que han ocurrido en nuestro país, dejando gran cantidad de muertes y serios daños en la infraestructura. En la mayoría de los casos, los daños son debido a la vulnerabilidad de las edificaciones originada por malas configuraciones estructurales, malas técnicas constructivas, malos materiales, entre otros.

Algunos de los sismos importantes ocurridos en el Perú son: Lima y Callao de 8.1 grados Richter (17/10/1966), Huaraz – Ancash de 7.9 grados Richter (31/05/1970), Lima de 7.6 grados Richter (03/10/1974), Nazca de 6.4 grados Richter (12/11/1996), Arequipa de 8.4 grados Richter (23/06/2001), Pisco – Ica de 7.9 grados Richter (15/08/2007).

“Los códigos sísmicos modernos, que intentan reflejar grandes avances en conocimiento y entendimiento de una manera muy simple, no son transparentes sobre el nivel esperado de comportamiento o respuesta del sistema completo”. (Bertero, 1992).

Nuestra Norma de Diseño Sismoresistente E-030, así como la mayoría de normas sísmicas, solo consideran un nivel de amenaza sísmica (denominado sismo “raro”). Al diseñar para un solo nivel de intensidad del sismo tal como manda la norma peruana E-030, se produce incertidumbre de su buen comportamiento o desempeño estructural para los diferentes niveles de intensidad del sismo. “El diseño en la condición límite del sismo de diseño no es verificado o calibrado contra las demandas o solicitaciones de sismos por lo que no hay ninguna garantía sobre la capacidad real de la estructura bajo estas condiciones” (Piqué, 2008).

Entonces al considerar en la norma E-030 un solo nivel de intensidad del sismo, los diseños elásticos (lineales) son incompletos para predecir un desempeño adecuado de las estructuras, principalmente si se trata de edificaciones esenciales.

En un principio las respuestas que interesan, estaban basadas en el diseño por resistencia, estimado la demanda sísmica, pero este criterio ha cambiado y ahora interesan las que se encuentran basadas en los desplazamientos, es decir en la capacidad de las estructuras de disipar energía incursionando en el rango inelástico (no lineal) hasta llegar al colapso de la estructura, esto significa que las estructuras sean en gran medida tolerables a deformaciones impuestas.

Actualmente existen técnicas avanzadas de análisis no-lineal de estructuras, entre las que se encuentra el análisis estático no lineal Pushover.

Es esencial realizar un análisis que nos permita investigar el comportamiento de la estructura frente a determinados sismos, debido a que nos brinda indicadores para mitigar daños a la estructura frente a determinados sismos.

En la actualidad no existe forma de predecir un evento sísmico, pero se hace uso de la teoría del “silencio sísmico”, basado en la probabilidad de ubicar zonas donde no se ha liberado energía durante un largo periodo de tiempo, teniendo como ejemplo la costa del Perú que presenta un silencio sísmico por casi 50 años. La ciudad de Yanahuanca, calificada como zona de riesgo sísmico 3, por su cercanía a la costa peruana, nos hace pensar que está propensa a experimentar un evento sísmico de gran magnitud. Por este motivo preocupa la vulnerabilidad de sus edificaciones esenciales, porque de la estabilidad y buen funcionamiento de las mismas, luego de los sismos, dependerá salvar muchas vidas.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema general

¿Cuál es el desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuáles son los puntos de desempeño de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco?

- ¿Cuáles son los resultados del análisis estático no lineal pushover frente al análisis recomendado por la norma E-030?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivos generales

Evaluar el desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco.

1.3.2. Objetivos específicos

- Establecer los puntos de desempeño de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco.
- Establecer los resultados del análisis estático no lineal pushover frente al análisis recomendado por la norma E-030.

1.4. JUSTIFICACION DEL PROBLEMA

Siendo el Perú un país altamente sísmico, y ante la poca claridad del nivel esperado de comportamiento sísmico de las estructuras diseñadas con la norma E-030; se hace necesario evaluar nuestras edificaciones con técnicas modernas basadas en el desempeño sismorresistente, que permite verificar si las estructuras responden, a niveles definidos de sismo, dentro de niveles de confiabilidad definidos.

Por lo expuesto surge la idea de desarrollar la tesis con la intención de evaluar el desempeño sismorresistente de uno de los pabellones de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco y verificar si cumple con lo expresado en la norma E-030: Las edificaciones

de categoría esencial A2 deben servir de refugio después de un desastre (nivel de desempeño funcional).

Con la presente investigación también se pretende brindar información confiable, que pueda servir como referencia para profesionales y estudiantes de ingeniería civil, interesados en el área de estructuras, que deseen aprender una metodología de evaluación basado en desempeño sísmico, dado que, en la mayoría de códigos sísmicos, el desempeño es abordado de forma implícita más que explícita.

1.5. IMPORTANCIA Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación pretende mostrar la forma en que la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca – Pasco, se comportaría frente a la ocurrencia de eventos sísmicos de diferente intensidad.

Para determinar el desempeño de la estructura se usó el análisis estático no lineal pushover, conjuntamente con la propuesta del comité visión 2000 – SEAOC, los criterios y procedimientos del ATC-40 y ASCE 41-13

Los resultados obtenidos dependerán de variables como las propiedades de los elementos estructurales y de la demanda sísmica que se filtre en el software computacional SAP2000 v20.0.0.

1.6. LIMITACIONES

1.6.1. Limitaciones económicas

En la presente investigación se tiene limitaciones económicas, ya que se necesita pruebas o ensayos que proporcionen datos con mayor precisión y certeza, por ejemplo, el ensayo de detección de barras de refuerzo y medición del recubrimiento, lo cual permitiría conocer a

ciencia cierta el diámetro de la varilla de acero, separación entre ellas y el recubrimiento de cada elemento estructural de la edificación.

1.6.2. Limitaciones tecnológicas

A raíz de la limitación económica, no se puede hacer uso del instrumento de detección de barras de refuerzo y medición del recubrimiento.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES

Se obtuvo investigaciones bibliográficas a nivel nacional e internacional.

- A nivel nacional:

DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE SEIS PISOS DISEÑADO
CON LAS NORMAS PERUANAS DE EDIFICACIONES.

Autores: Bach. FERNADEZ VILLEGAS, Jhonny A.- Bach. NAVARRO LOPÉZ, Cesar E.

Institución: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Año: 2006.

Resumen:

Tuvo como objetivo diseñar y evaluar un edificio aporticado de 6 pisos con planta rectangular de 33x22m, y ubicado en la zona peruana de mayor sismicidad sobre suelo bueno.

Para el diseño se emplearon las normas peruanas, para la evaluación del desempeño se usó la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC y para estimar la respuesta, procedimientos de análisis no lineal basados en espectros de demanda y capacidad.

El diseño condujo a un edificio muy rígido (columnas de 70x70cm, vigas 25x50) con una deriva máxima de 6.8 0/00, bajo las solicitaciones de las normas peruanas (terremoto de 475 años de periodo de retorno).

Los resultados muestran que la estructura tiene, respecto a la fluencia efectiva, una ductilidad de 11.3 y una sobre resistencia de 1.2. Respecto a la demanda del código el edificio alcanzó una sobre resistencia al colapso de 3.0.

La evaluación del desempeño efectuado muestra que en un sismo frecuente la estructura presentaría pequeñas incursiones inelásticas y quedaría en estado funcional. En un sismo raro la ductilidad global demandada sería reducida, alrededor de 3.2, y la estructura quedaría en estado funcional. De acuerdo a la propuesta del SEAOC el edificio tendría un excelente comportamiento en sismos raros y un comportamiento aceptable en sismos frecuentes.

DISEÑO SISMICO POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

Autor: Ing. SANTANA TAPIA, Ronald Daniel

Institución: Universidad Nacional de Ingeniería

Año: 2012

Resumen:

Tuvo como objetivo diseñar y evaluar el desempeño de una estructura de albañilería confinada diseñado con la norma E.030 y E.070, por medio del análisis no lineal estático y dinámico. Se basó en los criterios de Visión 2000, ATC-40 y el método de espectro capacidad.

Como resultado, la estructura tuvo un comportamiento casi elástico para sismo de servicio y un desempeño aceptable para un sismo máximo.

El autor también indicó tres puntos muy importantes, 1) que se debían recopilar datos sísmicos en la zona central del Perú, 2) que las estructuras de carácter esencial deben ser analizadas con un análisis no lineal para un óptimo reforzamiento y 3) que no existen muchos estudios respecto al análisis no lineal en estructuras de albañilería ni a nivel nacional ni internacional, por lo cual se debe tener mucho cuidado a la hora de realizar un análisis sobre este tipo de estructura.

DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL EDIFICIO F DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

Autor: Bach. BOLAÑOS TAUMA, Miriam Ivonne

Institución: Universidad Nacional de Cajamarca

Año: 2015

Resumen:

Tuvo como objetivo determinar el comportamiento sismorresistente del edificio 4 "F" de la Universidad Nacional de Cajamarca, aplicando el análisis estático no lineal pushover, junto con el Procedimiento B del ATC- 40, y los criterios del SEAOC, propuesta del Comité VISION 2000.

Para determinar el desempeño sismorresistente del edificio en estudio, primero se realizó el ensayo del esclerómetro y se verificó la resistencia de diseño, para luego realizar el modelamiento en el software SAP 2000, en el cual se simuló como es que la estructura incursionará en dichos sismos. Finalmente, el nivel de desempeño de la estructura se obtiene superponiendo las gráficas del espectro de demanda y el espectro de capacidad (representación de la curva de capacidad en coordenadas aceleración versus desplazamiento). Los niveles de desempeño sismorresistente alcanzados por la estructura satisfacen lo propuesto por el Comité Visión 2000, tanto para la norma

E-030, Sismo Raro y Sismo Muy raro, sin embargo, en el caso del Sismo Ocasional no satisface dichas recomendaciones; y se espera que la estructura sufra daños importantes.

- A Nivel Internacional:

DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO PARA UNA EDIFICACIÓN ESENCIAL DE CONCRETO REFORZADO

Autor: Arq. SANCHEZ AGUILAR, Marco A.

Institución: Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey - México

Año: 2010

Resumen:

Desarrolla una metodología del diseño por desempeño utilizando análisis estáticos no lineales en un edificio de concreto armado, ubicado en una zona de alta actividad sísmica y catalogada como edificación esencial en caso de emergencia urbana, para lo cual se tiene el objetivo general: diseñar y evaluar el comportamiento de un edificio esencial con los conceptos del diseño basado en desempeño. Se basó en los criterios de FEMA, VISION 2000 y ATC-40.

Obtuvo resultados como: el comportamiento de los elementos y los límites de desempeño de la estructura por medio de la curva de capacidad.

DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LOS CÓDIGOS FEMA, UTILIZANDO ETABS

Autores: Bach. ALEMÁN GARCIA, Luis X. - Bach. NARANJO QUIMBIULCO, Luis F.

Institución: Escuela Politécnica del Ejército – Ecuador

Año: 2011

Resumen:

Tuvo como objetivo general, diseñar una edificación con la norma ecuatoriana y mejorar su desempeño con el uso de los criterios del código FEMA y el método de los coeficientes.

Se obtuvieron resultados no satisfactorios en la etapa de diseño bajo norma, dado que, apenas podían obtener el desempeño de seguridad de vida, por lo cual, mejoraron el comportamiento de los elementos mediante tablas recomendadas por FEMA. Recomendaron que estudios posteriores consideren el sistema de suelo - estructura durante el modelamiento.

DISEÑO SISMO RESISTENTE POR DESEMPEÑO Y SUS EFECTOS EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Autor: Bach. PÉREZ CRUZ, José Luis.

Institución: Universidad Técnica de Ambato - Ecuador

Año: 2013

Resumen:

Tuvo como objetivo comparar el método basado en desempeño frente al método de la norma ecuatoriana. Se basó en los criterios de FEMA y el método de espectro-capacidad para el punto de desempeño frente a distintas demandas sísmicas.

Concluyó que la estructura diseñada, al ser evaluada mediante el punto de desempeño, cumplía con lo esperado, sin embargo, al ser evaluado por medio de derivas, se encontraba deficiencia al seleccionar las secciones de los elementos porque podían presentar un desempeño local inadecuado para distintas demandas.

2.2. BASE TEORICO – CIENTIFICOS

2.2.1. Sismo

Los sismos, terremotos o temblores, son vibraciones de la corteza terrestre, generada por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de los techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sistemas más severos e importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que esta subdividida la corteza terrestre. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y produce caídas de esfuerzo y liberación de enormes cantidades de energía almacenadas en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca.

Las vibraciones de la corteza terrestre ponen en peligro las edificaciones que sobre ellas se desplazan, debido al movimiento generado en su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan las fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos de la estructura y que pueden conducir a la falla.

2.2.2. Diseño por desempeño

El Diseño Sísmico Basado en el Desempeño, es una concepción de la ingeniería estructural que predice el comportamiento de los edificios ante diversas solicitaciones sísmicas, de una manera más real y confiable.

La importancia fundamental del diseño por desempeño radica en que, desde el punto de vista del diseñador, se va a tener una respuesta certera sobre el nivel de daño o desempeño que

presentará la estructura después de un sismo. De esta manera, se asegura un diseño adecuado según la importancia de la edificación a construir, así mismo, permite a los inversionistas o clientes poder cuantificar financieramente los riesgos esperados en sus edificios.

El diseño sísmico basado en desempeño no está limitado a nuevas construcciones. Con él, las estructuras existentes pueden ser evaluadas y/o adaptadas a objetivos de desempeño establecidos y confiables.

2.2.3. Niveles de desempeño

Un nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: (a) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, (b) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños, y (c) la funcionalidad de la edificación posterior al sismo.

Está compuesto por la combinación de un nivel seleccionado de desempeño estructural y un nivel seleccionado de desempeño no estructural.

El nivel de desempeño estructural describe el estado límite de daño del sistema estructural, y el nivel de desempeño no estructural, describe el estado límite de daño de componentes no estructurales. Estos niveles describen el comportamiento esperado de la estructura, o alternativamente, cuánto daño y pérdidas económicas pueden ocurrir.

A continuación, se presenta una breve descripción de los niveles establecidos por dos de los trabajos más completos realizados hasta el momento: El ATC-40 y el Comité Visión 2000 (SEAOC)

Para la presente investigación se tomará en cuenta el criterio del Comité Visión 2000.

2.2.3.1. Propuesta del Comité Visión 2000 – SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California)

Comprende 4 niveles de desempeño:

A. Operacional:

Corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen operacionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

B. Funcional

En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

C. Seguridad de vida

Está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elemento estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún existe un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del

sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

D. Próximo al colapso

La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable.

Tabla 1.

Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de los Daños
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Funcional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Próximo al Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: SEAOC (Comité Visión 2000, 1995)

2.2.3.2. *Propuesta del Consejo de Tecnología Aplicado (ATC-40)*

Corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no-estructurales, ambos definidos de forma independiente:

A. Niveles para los elementos estructurales

Se precisan tres niveles o estados de daño discretos: Ocupación inmediata, Seguridad y Estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: Daño controlado y Seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de "Structural Performance" y n es un número que varía entre 1 y 6).

- Ocupación inmediata, SP-1

Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

- Daño controlado, SP-2

Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que estos puedan verse afectados.

- Seguridad, SP-3

Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido de un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

- Seguridad limitada, SP-4

Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

- Estabilidad estructural, SP-5

Este nivel corresponde al estado de daño limite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdidas de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un

alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

- No considerado, SP-6

Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

B. Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. (NP son las siglas de "Nonstructural Performance" y n es una letra que toma valores entre A y E).

- Operacional, NP-A

Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

- Ocupación inmediata, NP-B

A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

- Seguridad, NP-C

Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinarias pueden verse seriamente afectados, requiriendo en algunos casos ser reparados o en el peor de los casos, reemplazados.

- Amenaza reducida, NP-D

Se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

- No considerado, NP-E

No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

C. Niveles para las estructuras

En la siguiente tabla se muestran las combinaciones (Propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales.

Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Una descripción detallada de cada una de estas combinaciones puede consultarse en la referencia mencionada. No obstante, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura. los cuales han sido resaltados en la siguiente tabla y se describe a continuación

Tabla 2.
Niveles de desempeño de las estructuras

Niveles de Desempeño no Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

NR: Combinación No Recomendada

Fuente: ATC 40, 1996

- Operacional 1-A:

Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después el sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.

- Ocupación inmediata 1-B

Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos, se mantiene la seguridad de los ocupantes.

- Seguridad 3-C

La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden tallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

- Estabilidad estructural 5-E

El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta; no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

2.2.4. Niveles de amenaza sísmica

La amenaza sísmica debida al movimiento del terreno debe contemplar la ubicación del edificio con respecto a las fallas que existan, y las características geológicas regionales y en sitio. El alcance, para la cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado.

Para permitir aplicaciones prácticas del diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos se denomina movimientos sísmicos de diseño, y su definición varia de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura, como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras.

Se presentan a continuación, los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al Comité Visión 2000 - SEAOC y al ATC-40.

2.2.4.1. Propuesta del Comité Visión 2000 – SEAOC

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el Comité Visión 2000 en términos de un intervalo de recurrencia media o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia media, por ejemplo 475 años, es una expresión del periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, por ejemplo, de 10% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo determinado expresado en años. El periodo de retorno T_R (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia pe para un numero específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - pe)}$$

En la siguiente tabla, se muestran los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el Comité Visión 2000.

Tabla 3.
Movimientos sísmicos de diseño

Movimiento Sísmico de diseño	Intervalo de Recurrencia	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Fuente: SEAOC (Comité Visión 2000, 1995)

2.2.4.2. Propuesta del Consejo de Tecnología Aplicado (ATC-40)

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. A continuación, el detalle.

Las siglas S, D, y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa “Earthquake”

A. Sismo de servicio (SS)

Corresponde a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 72 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado a sismo de diseño

tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

B. Sismo de diseño (SD)

Correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

C. Sismo máximo (SM)

Correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

2.2.5. Objetivos de desempeño

El objetivo u objetivos de desempeño seleccionados para un proyecto, son expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de

movimiento sísmico esperado. Debe seleccionarse para cada edificación, el desempeño aceptable para diferentes niveles de amenaza sísmica, teniendo en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural.

En general, los objetivos de desempeño que esperan relativamente pequeños niveles de daño para eventos sísmicos relativamente poco frecuentes, resultarán en un mayor trabajo y costo de adecuación, comparados con los objetivos con metas más modestas del control de daño. La siguiente figura muestra esquemáticamente la relación entre distintos objetivos de desempeño y costos relativos asociados.

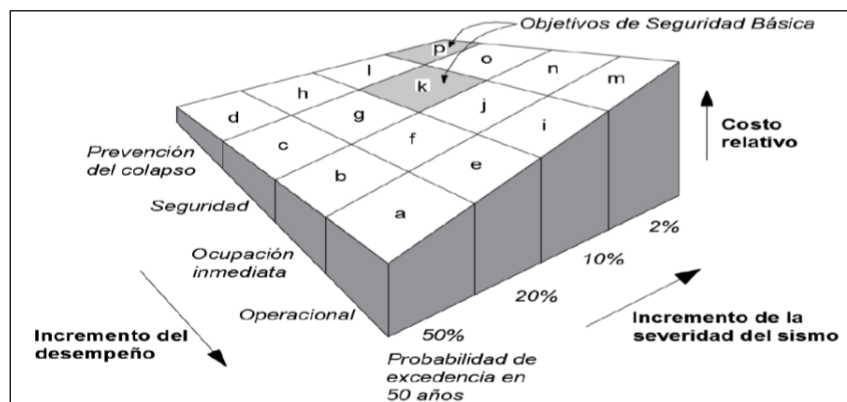


Figura 1. Relación entre objetivos de desempeño y costos relativos asociados
(Fuente: Centro de capacitación e investigación profesional - Perú)

2.2.5.1. Propuesta del Comité Visión 2000

El comité Visión 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo:

- Estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.

- Estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.
- Estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos.

La siguiente tabla muestra la matriz propuesta por el Comité Visión 2000 para definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño, las columnas a los niveles de desempeño y los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. La siguiente tabla es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas.

Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos.

Tabla 4.

Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras

Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de Desempeño de la Estructura			
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1

0. Desempeño inaceptable
1. Estructura básica
2. Estructuras esenciales / riesgosas
3. Estructuras de seguridad crítica

Fuente: SEAOC (Comité Visión 2000, 1995)

2.2.5.2. *Propuesta del Consejo de Tecnología Aplicado (ATC-40)*

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración, la siguiente tabla muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que, para el sismo de diseño, el desempeño de las estructuras debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que, para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Tabla 5.

Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales

Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de Desempeño del Edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Diseño, SE				
Sismo de Servicio, DE			X	
Sismo máximo, ME				X

Fuente: ATC-40, 1996

2.2.6. **Capacidad estructural**

La capacidad estructural, es la estabilidad que presenta una edificación ante la acción de fuerzas externas. Dicha capacidad depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario realizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo el análisis estático no lineal pushover.

2.2.7. Modelo inelástico de las secciones

2.2.7.1. Momento flector - curvatura ($m - \phi$)

La siguiente figura muestra una rodaja diferencial de un elemento que por efecto del momento flector (M) presenta una curvatura (Φ)

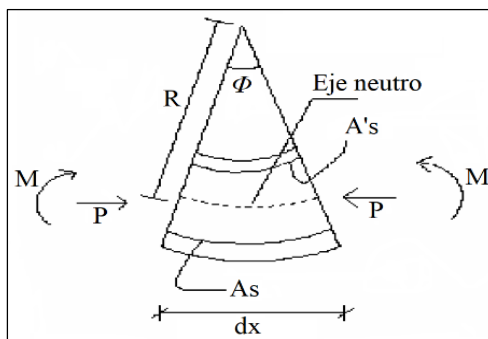


Figura 2. Curvatura de una sección (Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

Al aumentar el momento, la curvatura se incrementa y la relación entre ambos es lineal hasta que ocurre el agrietamiento del concreto por tracción. Luego del agrietamiento del concreto existe una relación lineal, pero con otra pendiente hasta llegar al momento y curvatura de fluencia, correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero. Después de este punto el momento aumenta lentamente hasta llegar al momento y curvatura última, en donde se produce el agotamiento del concreto o rotura del acero (Ottazzi, 2003)

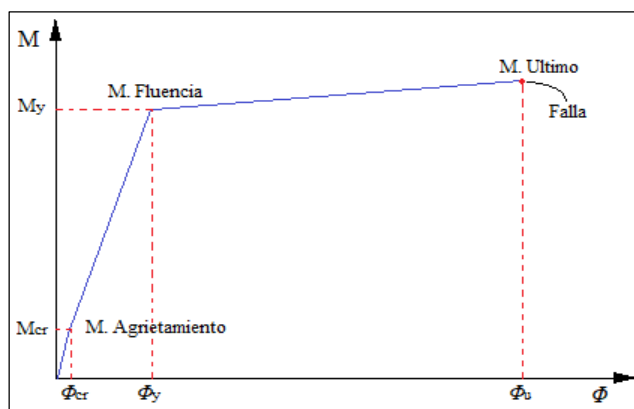


Figura 3. Diagrama momento – curvatura de una sección (Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

A. Secciones A Flexión

Para definir el comportamiento inelástico y la ductilidad de una sección de concreto sometida a flexión se hace necesario analizar la condición de agrietamiento, condición de cedencia y la condición de agotamiento, esto en función de los momentos a los que se encuentra sometida, lo cual se representa en el diagrama momento curvatura $M-\Phi$

B. Secciones A Flexo – Compresión

Para definir el comportamiento y la ductilidad de una sección de concreto sometida a flexo – compresión se hace necesario analizar la condición de cedencia y la condición de agotamiento, esto en función de la carga axial, lo cual se representa en función al diagrama de interacción Carga axial – Momento (P-M) y al diagrama de Carga axial – Curvatura (P- Φ)

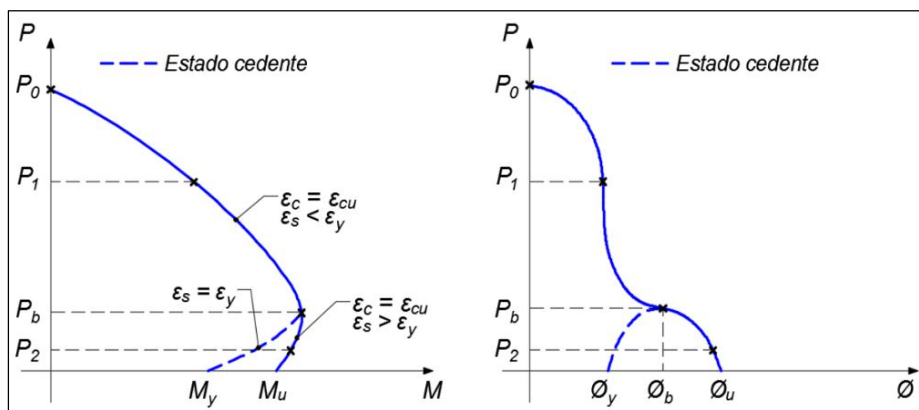


Figura 4. Diagrama carga axial – momento (P-M) y carga axial – curvatura (P- Φ)
(Fuente: Centro de capacitación e investigación profesional - Perú)

2.2.8. Modelo inelástico de los elementos barra (vigas-columnas)

2.2.8.1. Zonas de comportamiento no lineal

Durante los sismos importantes las vigas y columnas sufren daño en la zona adyacente a los nudos en una longitud determinada “L”. El daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como se muestra en la siguiente figura.

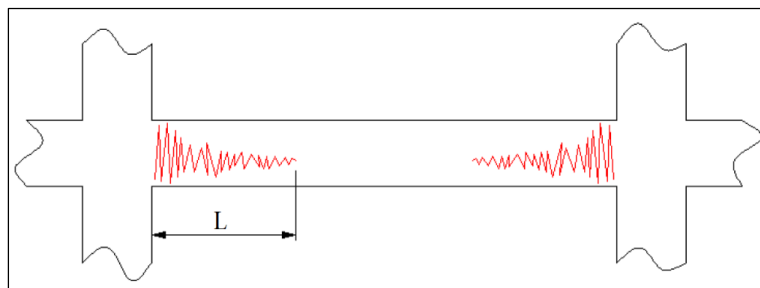


Figura 5. Idealización del daño en vigas (Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

Podemos establecer una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, donde el daño y la curvatura se pueden asumir constantes. Esta zona se denomina rótula plástica, y le corresponde una longitud equivalente “ L_p ” menor a la del daño total “ L ” como se muestra en la siguiente figura. Una buena aproximación para L_p en vigas y columnas de proporciones típicas es $L_p = 0.5h$, donde h es el peralte del elemento.

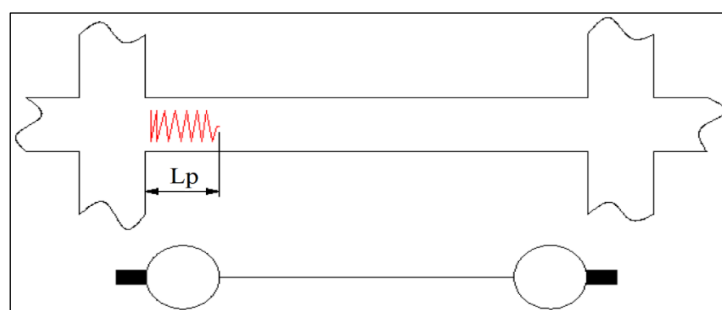


Figura 6. Idealización del daño equivalente (Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

2.2.8.2. Relación momento – rotación ($M - \theta$)

El comportamiento de los elementos también es representado por rótulas plásticas del tipo Momento – Rotación que resultan de los diagramas momento-curvatura de cada elemento debido a su simplicidad.

La rotación inelástica en los extremos de los elementos depende de la curvatura a lo largo de la longitud en comportamiento inelástico “ L ”. como hemos asumido que la curvatura es

constante a lo largo de la rótula plástica, bastara multiplicar la curvatura (constante) por la longitud equivalente de rótula “ L_p ” para obtener el valor de la rotación que se genera en la zona inelástica.

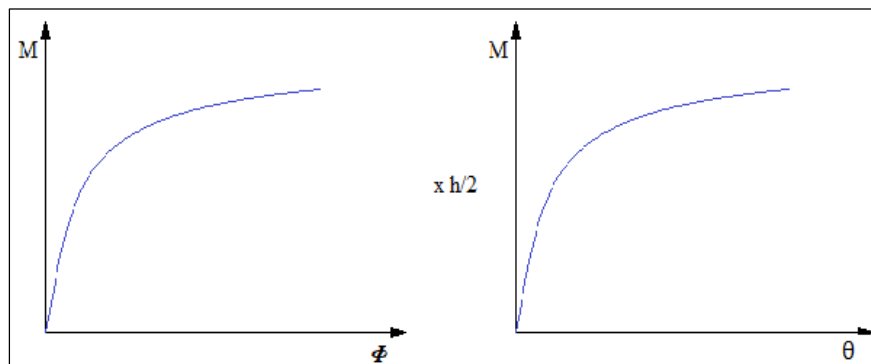


Figura 7. Obtención del diagrama momento – rotación (Giro)
(Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

2.2.8.3. Diagrama simplificado

Para representar la capacidad de rotación inelástica de los elementos se usa el diagrama Momento-Rotación (Giro) simplificado por trazos rectos que se muestra en la siguiente figura:

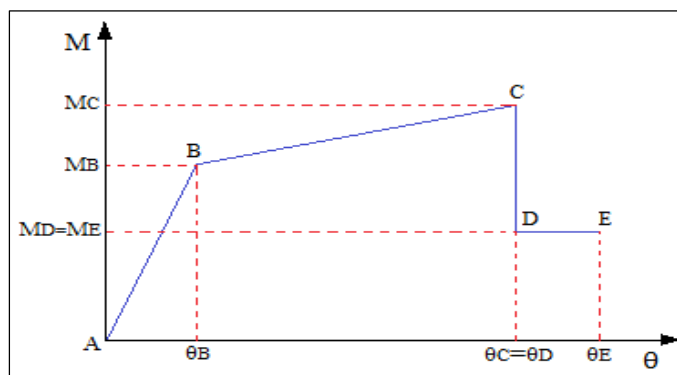


Figura 8. Idealización del diagrama momento – rotación
(Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

Para el análisis no lineal es necesario definir la forma y comportamiento de las rótulas plásticas, ya que en función de estas se degradará progresivamente la rigidez de las secciones y de la estructura en general.

El punto B se denomina Fluencia efectiva del elemento, el punto C corresponde a la capacidad máxima resistente de la rótula, se asume que luego de alcanzar la capacidad máxima de momento se produce una reducción súbita del mismo, conformando el punto D; luego el momento se mantiene constante por un tramo muy corto de deformación hasta que sobreviene la rotura en el punto E.

En la presente investigación, para definir estas rótulas, se usaron las tablas del ASCE 41-13, las cuales se presentan a continuación.

Además, el ASCE 41-13 define tres puntos IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Prevención del Colapso) que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación. Los valores de deformación que pertenecen a cada uno de estos puntos también se indican en la siguiente tabla.

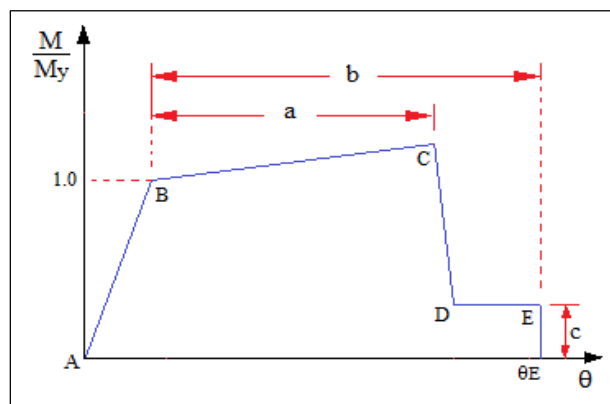


Figura 9. Idealización del diagrama momento – rotación
(Fuente: ASCE 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings)

a= Deformación inelástica estable

b= Deformación total hasta el punto de colapso

c= resistencia residual

Tabla 6.

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales - vigas de concreto armado

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b	c	Performance Level		
						IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{min}								
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: ASCE 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings – Tabla 10.7

Tabla 7.

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales - columnas de concreto armado

Conditions		Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
		a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP
Condition i. ^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006				0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006			0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$			0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$			0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$			0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$			0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$			0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$			0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$			0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$			0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$			0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$			0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006			0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006			0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005			0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005			0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$						
≤ 0.1	≥ 0.006			0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006			0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005			0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005			0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: ASCE 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings – Tabla 10.8

Finalmente, para representar el comportamiento de vigas y columnas en acciones sísmicas, se ubican rótulas no-lineales en los extremos de estos elementos. Los nudos de unión entre vigas y columnas se consideran como zonas infinitamente rígidas.

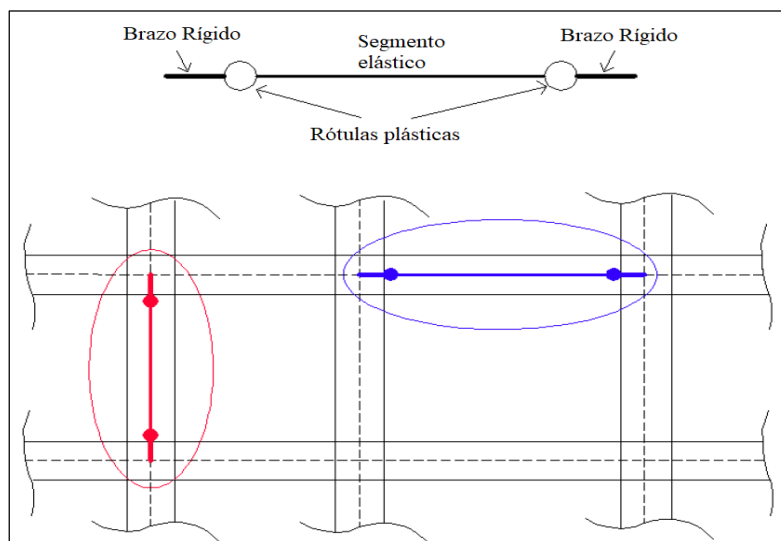


Figura 10. Modelado de rótulas y columnas en edificios (Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

2.2.9. Incidencia de los muros de albañilería

Los muros de albañilería presentan un comportamiento muy diferente ante las cargas laterales respecto al pórtico de concreto armado. Inicialmente la mampostería es mucho más rígida, sin embargo, su comportamiento es errático y más frágil, ya que su rigidez y resistencia se degradan rápidamente debido al agrietamiento producido por las deformaciones. Al contrario, los pórticos dúctiles son mucho más flexibles y pueden alcanzar grandes deformaciones inelásticas.

Una diferencia importante es que los muros de mampostería alcanzan una deformada típica de corte.

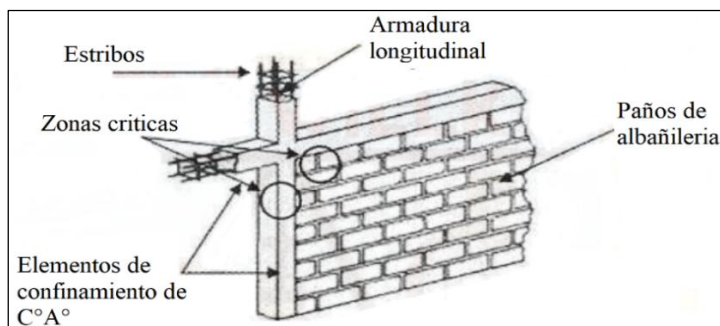


Figura 11. Configuración de un muro de albañilería (Fuente: Giraldo y Ordoñez, 2017)

2.2.9.1. Interacción tabique de albañilería – estructura aporricada

Para representar la interacción Tabique – Pórtico, la Norma Técnica E-070 de albañilería propone adoptar como modelo estructural un sistema compuesto por las barras continuas del pórtico de concreto armado, agregando en aquellos paños donde existan tabiques, un puntal diagonal de albañilería que trabaje a compresión, en reemplazo del tabique. La sección transversal del puntal será $b \times t$.

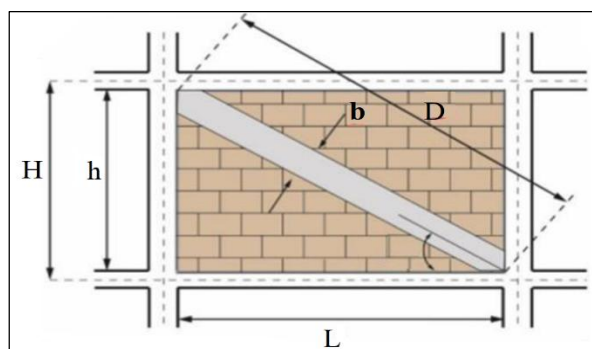


Figura 12. Puntal diagonal equivalente a la mampostería (Fuente: Centro de capacitación e investigación profesional - Perú)

Donde:

t = Espesor efectivo del tabique

b = Ancho equivalente del puntal de albañilería= $\frac{1}{4} D$

D = Longitud del puntal (o longitud Diagonal del tabique)

2.2.9.2. Tipos de falla y resistencias

Los tipos de falla por carga sísmica contenida en el plano del tabique, así como las resistencias (R) respectivas, en condición de rotura del puntal, se presentan a continuación:

Nomenclatura:

R= Resistencia última del puntal de albañilería (en kilogramos)

L, h, t = Longitud, altura y espesor del tabique, respectivamente (en centímetros)

$$D = \sqrt{L^2 + h^2}$$

$f'm$ = Resistencia característica a compresión axial de albañilería (en kg/cm^2)

f_s = Resistencia última a cizalle de la albañilería = $4 kg/cm^2$

- Aplastamiento (R_c): Esta falla se presenta en las esquinas del tabique, triturándose los ladrillos. La resistencia última del puntal se calculará como:

$$R_c = 0.12 \times f'm \times D \times t$$

- Tracción diagonal (R_t): Esta falla se manifiesta a través de una grieta diagonal en el tabique. La resistencia última del puntal se calculará mediante la siguiente expresión:

$$R_t = 0.85 \sqrt{f'm} \times D \times t$$

- Cizalle (R_s): Este tipo de falla se produce a la mitad de la altura del tabique (junta de construcción) y se caracteriza por ser una grieta horizontal. La resistencia a la rotura del puntal se obtendrá mediante la siguiente fórmula:

$$A = \frac{f_s \times t \times D}{1 - 0.4 \frac{h}{L}}$$

2.2.10. Análisis estático no lineal pushover

El análisis estático no lineal de carga incremental, mejor conocido como Pushover, es una técnica eficiente para estudiar la capacidad (resistencia – deformación), de una estructura. Esta técnica se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando en la misma dirección hasta alcanzar el colapso de la edificación o un desplazamiento objetivo, referido típicamente al tope de dicha estructura, la cual se encuentra bajo cargas gravitacionales constantes.

El análisis estático no lineal de carga incremental asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad. El modelo que se genera para realizar el análisis, debe incorporar la no linealidad de los elementos estructurales.

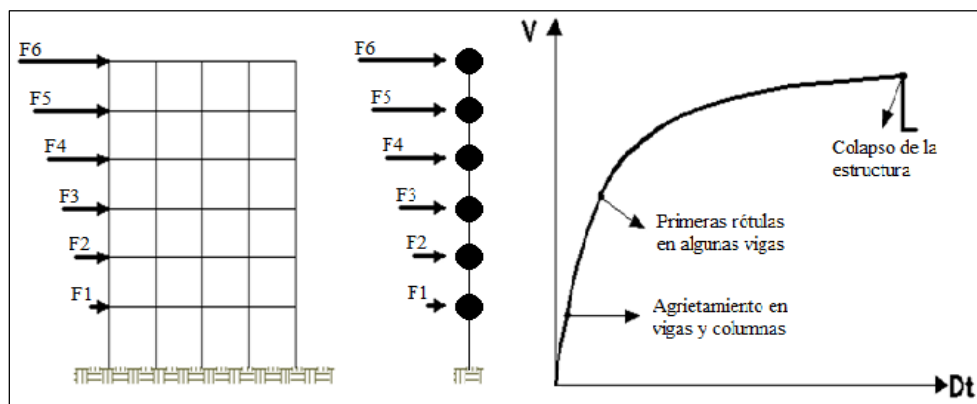


Figura 13. Esquema del proceso del análisis pushover (Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

Debido a la constante aplicación de las cargas laterales, la estructura se va dañando, de manera que existirá un cambio en la rigidez del elemento dañado. Al principio la estructura comienza con una respuesta elástica asociada a la rigidez inicial, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su cedencia, produciéndose una reducción de la rigidez y con ello, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico.

Con los incrementos de las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rótulas en cada uno de los elementos, dejando en evidencia el mecanismo de falla que se producirá (este podrá ser dúctil o frágil), que puede conducir finalmente al colapso de la estructura.

2.2.10.1. Patrón de acciones laterales

En el análisis estático no lineal pushover se somete a la estructura a un patrón de acciones laterales que se incrementa de manera monótonica hasta alcanzar la capacidad máxima de desplazamientos de la estructura. El patrón de acciones laterales puede ser un sistema de cargas o uno de desplazamientos.

A. Sistema de cargas.

Para el patrón de cargas laterales la distribución de cargas puede ser uniforme, triangular, parabólica, etc.

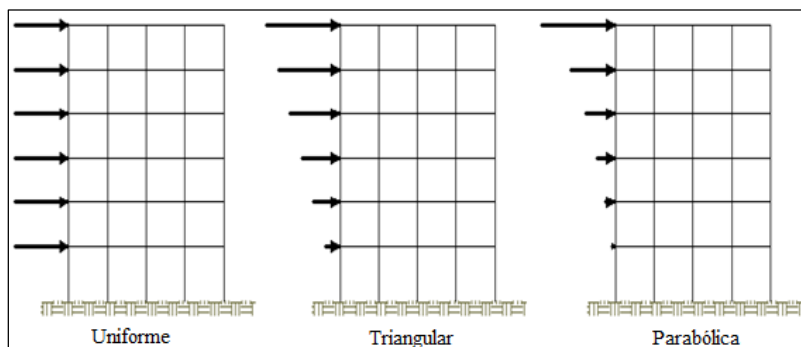


Figura 14. Distribución de cargas laterales (Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

Para la presente investigación usaremos una distribución vertical que será proporcional a la distribución de cortantes por piso, calculadas combinando respuestas modales de un análisis de espectro de respuesta del edificio, incluyendo modos suficientes para capturar al menos el 90% de la masa total del edificio.

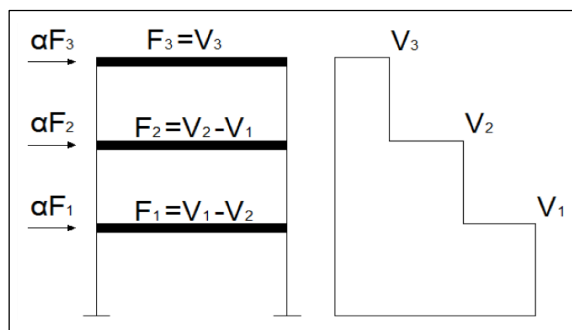


Figura 15. Distribución vertical proporcional a la distribución de cortantes por piso
(Fuente: Centro de capacitación e investigación profesional - Perú)

B. Sistema de desplazamientos

Cuando se trata de un patrón de desplazamientos, estos corresponden a un juego de desplazamientos predeterminados que se van incrementando paulatinamente. Generalmente se usan los desplazamientos provenientes de los modos significativos de vibración.

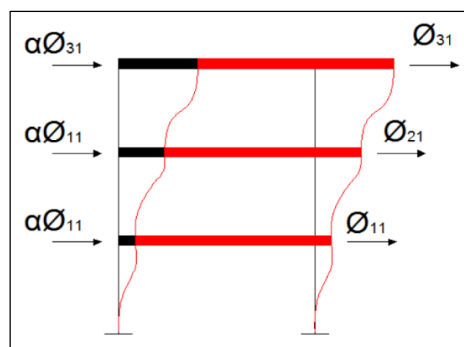


Figura 16. Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental
(Fuente: Centro de capacitación e investigación profesional - Perú)

2.2.10.2. Carga gravitacional

La carga gravitacional debe considerarse constante y debe trabajar en paralelo con la fuerza lateral. El ASCE 41-13, considera que la carga gravitacional para un análisis no lineal al considerar fuerzas laterales debe de ser el siguiente:

$$Q_G = Q_D + Q_L$$

En donde la carga variable debe ser considerada un 25%.

Por el tipo de infraestructura que se está evaluando, usaremos un 50% para cargas vivas y un 25% para cargas vivas de techo según indica nuestra norma E-030.

2.2.10.3. Desplazamiento de monitoreo

Se define un punto de monitoreo, en el cual se determina el desplazamiento estudiado, en función del incremento monótonico de las cargas laterales, inicialmente se asume un desplazamiento esperado el cual puede ser un 10% de la altura de la edificación.

2.2.11. Curva de capacidad

Como resultado del análisis estático no lineal pushover se obtiene la curva de capacidad de la estructura, que representa el comportamiento de una estructura ante acciones laterales, las cuales son impuestas por los sismos; esta curva relaciona la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera en el nivel superior de la estructura.

En esta curva se puede identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de la estructura, así como el historial de deformaciones y cortantes en la estructura.

2.2.11.1. Fluencia efectiva de la curva de capacidad

La formación de la primera rótula plástica representa el fin de la fase elástica de la estructura, sin embargo, luego de la primera rótula no se produce un cambio significativo ni inmediato en la rigidez y la resistencia lateral, como se observa en la siguiente figura

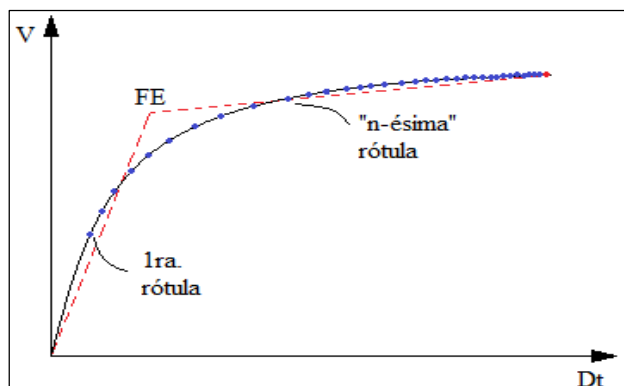


Figura 17. Formación de rótulas en la curva de capacidad (Fuente: Amoros, 2015)

Conforme se van formando más rótulas paulatinamente, va cambiando la rigidez lateral del edificio hasta que se hace notorio el cambio y la estructura tiene una rigidez lateral significativamente menor.

Es necesario entonces hallar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio y por ende en la pendiente de la curva de capacidad; dicho punto se denomina “Fluencia efectiva”

Entonces, diremos que la fluencia efectiva es el punto en el que se genera un cambio importante de la rigidez de la estructura, y además representa el límite entre el rango elástico de la estructura y la incursión en el rango plástico de las misma. El rango elástico está a la izquierda de punto de fluencia efectiva, y el rango plástico a la derecha.

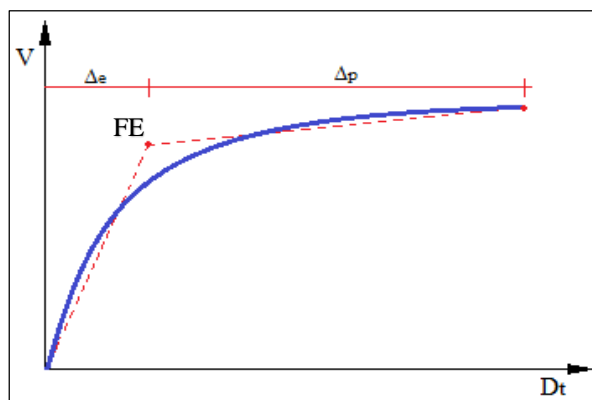


Figura 18. Punto de fluencia efectiva. (Fuente: Amoros, 2015)

2.2.11.2. Modelo bilineal de la curva de capacidad

Para definir el punto de Fluencia efectiva, que está asociado al cortante basal de fluencia (V_y) y al desplazamiento lateral de fluencia D_{t_y} , se determina un modelo bilineal para la relación V-Dt. Existen varios criterios para determinar el punto de fluencia, tres de los cuales se indican a continuación:

A. Criterio de las rigideces tangentes

Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad, una en el rango elástico y otra desde el punto de cortante máximo. La intersección de estas tangentes define el punto de fluencia efectiva FE (D_{FE}, V_{FE}) (Aguiar, 2003)

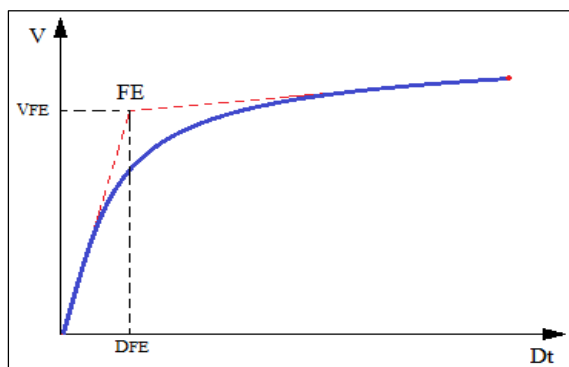


Figura 19. Criterio de las rigideces tangentes (Fuente: Amoros, 2015)

B. Criterio de la rigidez tangente horizontal

En este criterio se traza la tangente a la curva de capacidad en el rango elástico, luego se traza una horizontal en el punto de cortante basal. La intersección de estas dos rectas define el punto. Finalmente, al ingresar con el valor a la curva de capacidad se determina el punto. (Aguiar, 2003)

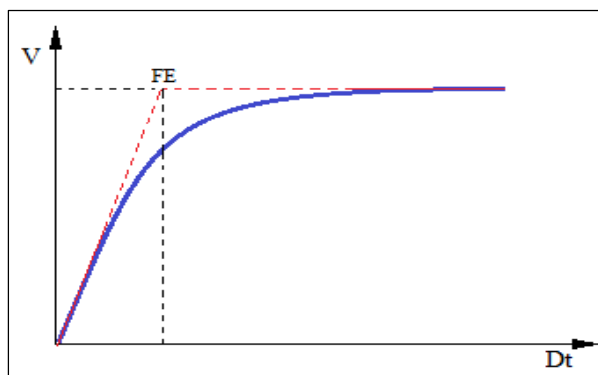


Figura 20. Criterio de la rigidez tangencial horizontal (Fuente: Amoros, 2015)

C. Criterio de las áreas iguales

El punto de fluencia efectiva se determina para lograr que el área exterior e interior de la curva de capacidad, respecto al modelo bilineal, se consideren aproximadamente iguales (Aguiar, 2003).

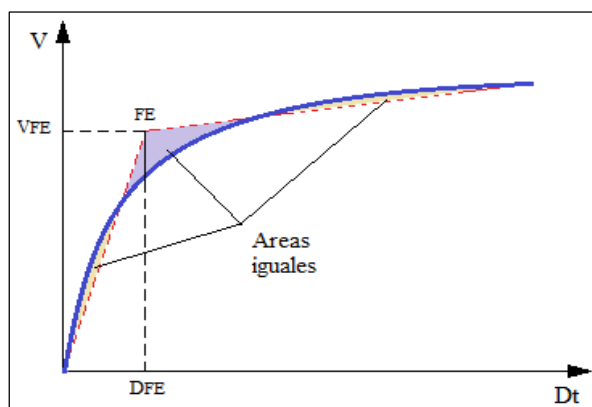


Figura 21. Criterio de las áreas iguales (Fuente: Amoros, 2015)

2.2.12. Sectorización de la curva de capacidad para la evaluación de estructuras

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse la 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

de Δp a la cuales se le asocia un nivel de desempeño. Este criterio de evaluación, propuesto por el Comité Visión 2000 del SEAOC propone que para cada nivel de desempeño le corresponde un rango de desplazamiento en el techo de la estructura.

Tabla 8.

Rangos de desplazamiento asociado a cada nivel de desempeño

Nivel de desempeño	Rango de desplazamiento
Operacional	$0 - \Delta FE$
Funcional	$\Delta FE - (\Delta FE + 0.30\Delta p)$
Seguridad de vida	$(\Delta FE + 0.30\Delta p) - (\Delta FE + 0.60\Delta p)$
Cerca del colapso	$(\Delta FE + 0.60\Delta p) - (\Delta FE + 0.80\Delta p)$
Colapso	$(\Delta FE + 0.80\Delta p) - (\Delta FE + \Delta p)$

ΔFE : Desplazamiento correspondiente al punto de fluencia efectiva.
Es el desplazamiento en el rango elástico de la estructura.
 Δp : Rango plástico

Fuente: SEAOC (Comité Visión 2000, 1995)

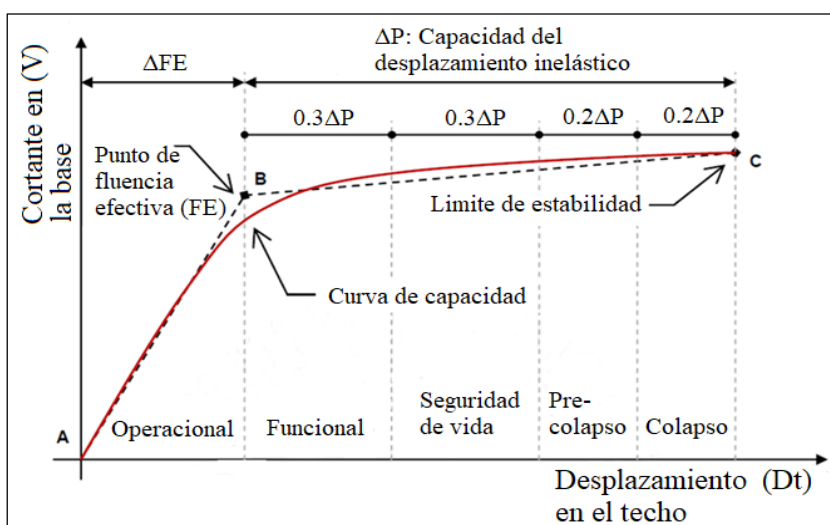


Figura 22. Sectorización de la curva de capacidad

2.2.13. Punto de desempeño

Nos referimos al punto de desempeño o demanda de desplazamiento como el máximo desplazamiento probable de la estructura bajo la amenaza sísmica definida. Para determinar la

correspondencia con un determinado nivel de desempeño, debe encontrarse un desplazamiento sobre la curva de capacidad de la estructura, consistente con la demanda sísmica.

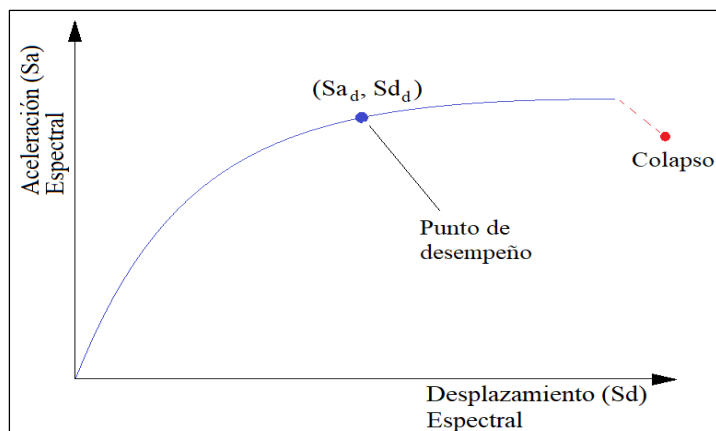


Figura 23. Punto de Desempeño en la curva de capacidad (Fuente: Fernández y Navarro, 2006)

2.2.14. Métodos para estimar el punto de desempeño

2.2.14.1. Método del espectro de capacidad (ATC-40)

El Método del Espectro de Capacidad fue propuesto por Freeman (1975), constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometido a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales (S_a vs S_d)

A. Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad

Para usar el Método de Espectro de Capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, dado en términos de cortante basal (V) y desplazamiento del techo (D_t), a un espectro de capacidad, que relaciona la aceleración espectral (S_a) respecto del Desplazamiento espectral (S_d).

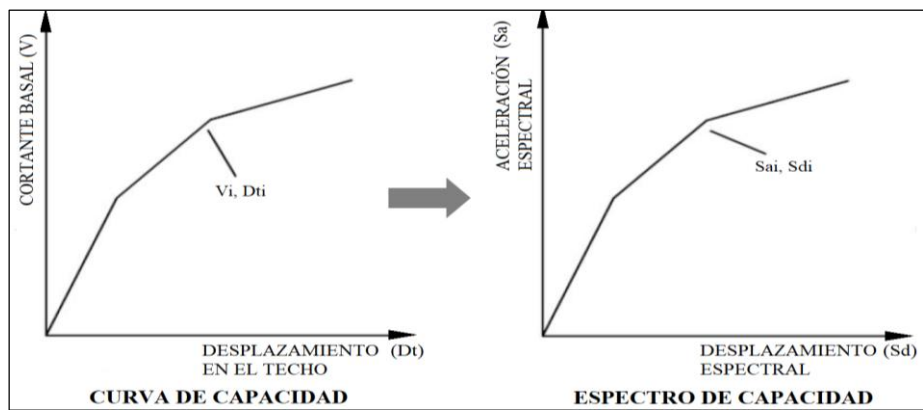


Figura 24. Curva de capacidad y espectro de capacidad (Fuente: ATC-40, 1996)

Para esta conversión, cada punto (V_i, D_{ti}) de la curva de capacidad, le corresponde un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de capacidad.

La conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad se logra a través de la aplicación de dinámica estructural, para obtener pseudo-aceleraciones (S_a) y pseudo-desplazamiento (S_d).

En el análisis modal espectral se definen los modos de vibración ϕ_i , para cada modo de vibración existirá un coeficiente denominado factor de participación modal y además existirá un factor asociado a la masa que participa en cada modo llamado coeficiente de participación de masa modal. Cada autor puede dar un símbolo diferente para estos factores, según el ATC - 40 el factor de participación modal viene designado como P_{Fi} y el coeficiente de participación de masa modal por α_i .

Para el desarrollo de la curva de capacidad se va a suponer que el modo característico de la estructura será el modo 1 ya que supuestamente representa el modo fundamental de la estructura.

Las ecuaciones para convertir la curva de capacidad en espectro de capacidad son las siguientes:

$$\text{Aceleración espectral: } S_a = \frac{V/W}{\alpha_i}$$

$$\text{Desplazamiento espectral: } S_d = \frac{D_t}{PF_1 \phi_{tope,1}}$$

Donde:

$$PF_i = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right]; \text{ Factor de participación sísmica del modo natural 1}$$

$$\alpha_i = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]}; \text{ Coeficiente de masa modal para el modo natural 1}$$

Donde:

W_i/g = Masa asignada al nivel 1

$\phi_{i,1}$ = Amplitud del modo 1 en el nivel i

N = nivel N, correspondiente al más alto de la estructura

W = peso de la estructura considerado para el cálculo de la curva de capacidad

D_t = desplazamiento en el tope (techo), obtenido de la curva de capacidad (para cada valor de corte basal V).

B. Conversión del espectro de respuesta a espectro de demanda sísmica

La demanda sísmica inicialmente se representa usando el espectro de respuesta elástico de valores (S_a , T) para un amortiguamiento del 5%; este espectro se define según el sismo de estudio, el cual tendrá un periodo de retorno y una aceleración en función del nivel de amenaza que se quiera estudiar.

El espectro de respuesta debe de ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (S_a) respecto el desplazamiento espectral (S_d), y los periodos se representan con rectas inclinadas. Para convertir un espectro de respuesta estándar de valores (S_a, T) a un formato equivalente (S_a, S_d), se debe determinar cada desplazamiento espectral S_{di} para cada T_i con las siguientes ecuaciones:

$$S_{di} = \left(\frac{T_i}{2\pi}\right)^2 S_{ai}g \quad T_i = \sqrt{\frac{S_{di}}{S_{ai}g}} \times 2\pi$$

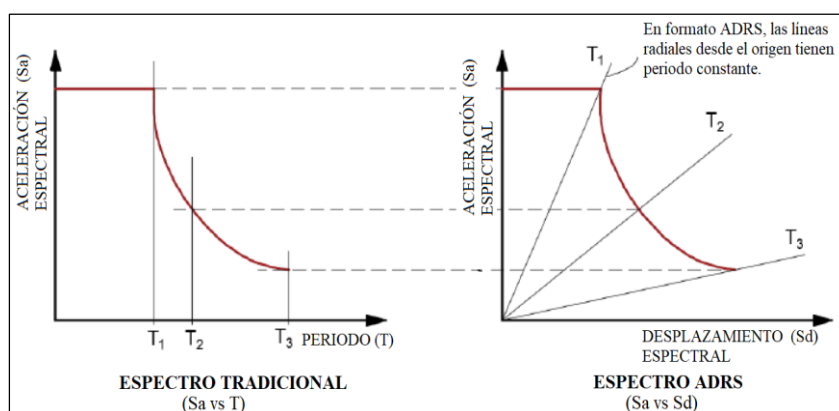


Figura 25. Espectro de respuesta tradicional y espectro de demanda (ADRS) (Fuente: ATC-40, 1996)

C. Procedimiento usado por el SAP2000 v20.0.0 para determinar el punto de desempeño

El ATC-40 sugiere tres procedimientos de análisis espectral inelástico para estimar el punto de desempeño: Procedimientos A, B y C. el Programa SAP2000 v20.0.0 utiliza una variante del procedimiento B para calcular el punto de desempeño.

1. Seleccionar un espectro representativo del movimiento del terreno, con un amortiguamiento inicial (generalmente igual a 5%)
2. Convertir dicho espectro a formato ADRS.
3. General la curva de capacidad para la estructura a ser analizada y convertirla en formato ADRS.

4. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad usando el proceso descrito. El punto asumido de desempeño será definido según la regla de desplazamientos iguales, definiendo como a^* y d^* el punto donde el desplazamiento del espectro de demanda y del espectro de capacidad son iguales considerando la rigidez elástica

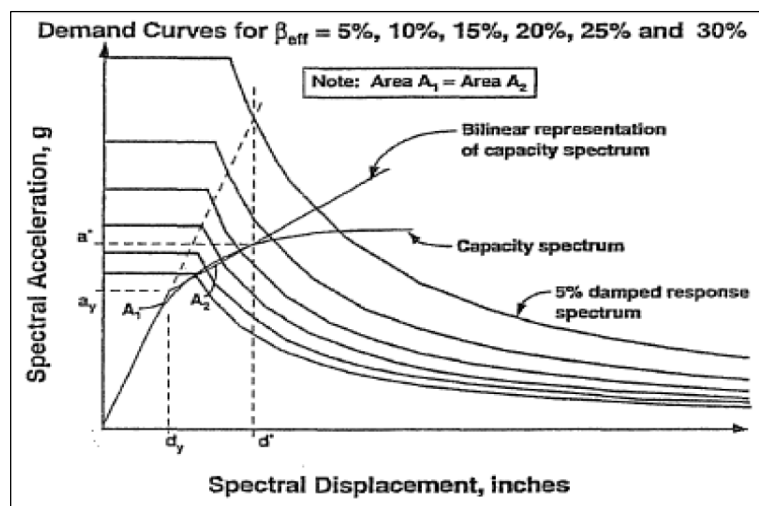


Figura 26. Procedimiento B del espectro de capacidad después del paso 5
(Fuente: ATC-40, 1996)

5. Calcular el amortiguamiento efectivo para varios desplazamientos cercanos al punto a^* y d^* . La pendiente del segmento luego de la cedencia en la representación bilineal viene dada por:

$$\text{post yield slope} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y}$$

Para cualquier punto de a_{pi} , d_{pi} la pendiente del segmento luego de la cedencia en la representación bilineal viene dado por:

$$\text{post yield slope} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}$$

Asumiendo pendientes constantes

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}$$

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y$$

El valor anterior es sustituido en la ecuación de cálculo β_{eff} .

$$\beta_{eff} = 0.637k \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05$$

Se resuelve para una serie de valores de d_{pi} asumidos.

6. Por cada valor de d_{pi} considerado en el paso anterior, graficar el resultante punto d_{pi} , β_{eff} en la misma familia de espectros de demanda.
7. Conectar en forma de línea los puntos creados en el paso anterior. A esta línea se le denomina EDAV (Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable). La intersección de esta línea con el espectro de capacidad define el punto de desempeño.

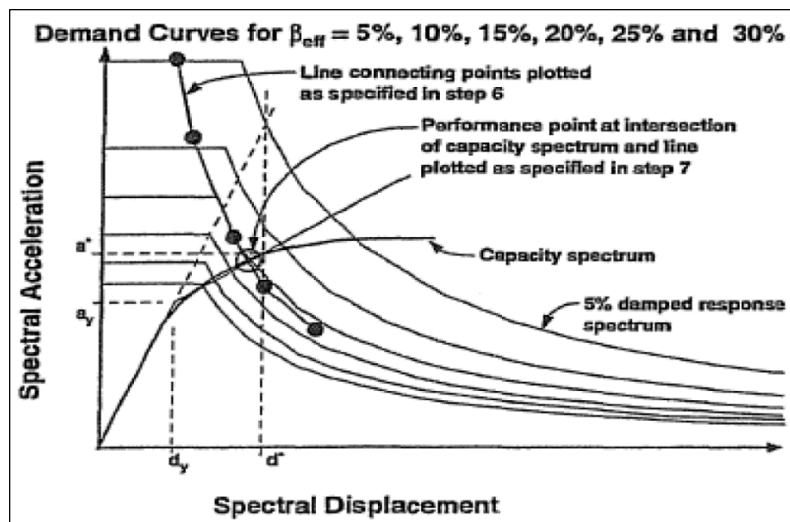


Figura 27. Procedimiento B del espectro de capacidad después del paso 8

(Fuente: ATC-40, 1996)

2.3. DEFINICION DE TERMINOS

- **Sismo.** Es una sacudida del terreno que se produce debido al choque de las placas tectónicas y a la liberación de energía en el curso de una reorganización brusca de materiales de la corteza terrestre al superar el estado de equilibrio mecánico.
- **Análisis estructural.** Es una ciencia que se encarga de la elaboración de métodos de cálculo, para determinar la resistencia, rigidez, estabilidad, durabilidad y seguridad de las estructuras, obteniéndose los valores necesarios para un diseño económico y seguro.
- **Análisis lineal.** Consiste en la obtención de respuestas estructurales considerando el comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar. Se cumple la ley de Hooke
- **Análisis no lineal.** El análisis no lineal consiste en la obtención de respuestas estructurales considerando la no linealidad geométrica y física.

La no linealidad geométrica se presenta cuando los desplazamientos que se generan en la estructura ya no son de valores despreciables, sino que inducen a solicitaciones (fuerzas, momentos) en la estructura.

La no linealidad física se presenta en el material cuando este sobrepasa un rango específico de esfuerzo – deformación (desplazamientos), y ya no se cumple con la ley de Hooke.

- **Capacidad estructural.** La capacidad estructural, es la estabilidad que presenta una edificación ante la acción de fuerzas externas. Dicha capacidad depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales.
- **Curva de capacidad.** Representa el comportamiento de una estructura ante acciones laterales, las cuales son impuestas por los sismos; esta curva relaciona la carga incremental

aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera en el nivel superior de la estructura.

En esta curva se puede identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de la estructura, así como el historial de deformaciones y cortantes en la estructura.

- **Deriva de entrepiso.** Desplazamiento horizontal relativo de entrepisos, calculado como la diferencia de desplazamientos horizontales de dos niveles consecutivos de una edificación divididos por la altura de los entrepisos
- **Desempeño estructural.** Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC 1995).
- **Diagrama momento – rotación.** Es una representación de los valores obtenidos de la relación Momento – Curvatura de un elemento, en el que la rotación está representada por la multiplicación del valor de la curvatura por la longitud de la rótula plástica (L_p)
- **Ductilidad.** Es la capacidad de la estructura para deformarse e incursionar en el rango inelástico sin pérdida significativa de la resistencia.
- **Espectro de capacidad.** Es la representación de la curva de capacidad en coordenadas espectrales; se obtiene al transformar la fuerza cortante y el desplazamiento del techo a coordenadas de aceleración espectral S_a y desplazamiento espectral S_d respectivamente.

- **Espectro de respuesta.** Los espectros de respuesta son representaciones gráficas de las máximas aceleraciones de un oscilador de 1 grado de libertad producidas por una aceleración en el terreno, en función del periodo de vibración del oscilador. Este espectro se utiliza para determinar las fuerzas sísmicas en una edificación.
- **Espectro de demanda.** Espectro de respuesta reducido que se utiliza para representar la demanda sísmica mediante el método del espectro de capacidad.
- **Nivel de desempeño.** Los niveles de desempeño describen o representa un estado límite de daño, en función de daños físicos en la estructura, seguridad en los ocupantes y la funcionalidad de la estructura posterior al evento sísmico.
- **Punto de desempeño.** Es la intersección del espectro de capacidad con el apropiado espectro de demanda en el método del espectro de capacidad. Representa el máximo desplazamiento estructural esperado por el movimiento sísmico demandado
- **Relación momento curvatura.** La relación momento-curvatura nos permite, en forma rápida, visualizar que tan dúctil y resistente es un miembro. De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento (M_u), la curvatura última (Φ_u), así como también sus respectivos momento y curvatura de fluencia.
- **Rótula plástica.** Es la zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación inelástica, y en donde el daño y la curvatura son constantes. A la rótula plástica le corresponde una longitud L_p correspondiente a una aproximación de 0,4 a 0,5 veces el peralte del elemento.

Punto en el cual la sección no es capaz de absorber mayor momento flector y empieza únicamente a rotar (Aguilar 2003).

- **Edificaciones esenciales.** Son aquellas edificaciones cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de ocurrido un sismo raro.

2.4. HIPOTESIS

2.4.1. Hipótesis general

El desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco, incumple los objetivos de desempeño propuesto por el Comité Visión 2000.

2.4.2. Hipótesis específicas

- Los puntos de desempeño de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco, exceden los rangos de desplazamiento establecidos por el Comité Visión 2000.
- Los resultados del análisis estático no lineal pushover frente al análisis recomendado por la norma E-030, se asemeja al comportamiento real de la estructura.

2.5. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES

2.5.1. Variables independientes

Desempeño sismorresistente

2.5.2. Variables dependientes

Estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca – Pasco.

2.5.3. Operacionalización de las variables

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
VARIABLE INDEPENDIENTE Desempeño Sismorresistente	Niveles de Desempeño	Operacional
		Funcional
		Seguridad de vida
		Próximo al colapso
		Colapso
	Demanda Sísmica	Sismo ocasional
		Sismo raro
		Sismo muy raro
	VARIABLE DEPENDIENTE Estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco	Sistemas Estructurales
Estructuras de acero		
Estructuras de albañilería		
Estructuras de madera		
Estructuras de tierra		
Análisis Estructural		Análisis lineal
		Análisis no lineal

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación es APLICADA, porque se aplican conocimientos del diseño por desempeño, con el propósito de evaluar el desempeño sismorresistente de la estructura analizada.

3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

Es NO EXPERIMENTAL, TRANSVERSAL, porque la variable independiente carece de manipulación intencional, y la recolección de datos se realiza en un único momento.

3.3. POBLACIÓN MUESTRA

3.3.1. Población

En la presente investigación la población está dada por la delimitación geográfica de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco.

3.3.2. Muestra

La muestra es un subconjunto representativo de la población, se establece para nuestro caso la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco.

Se consideró muestras de TIPO NO PROBABILISTICA, INTENCIONAL O DIRIGIDA.

3.4. METODOS DE INVESTIGACIÓN

3.4.1. Método deductivo:

Este método nos permite llegar a las aplicaciones, comprobaciones o consecuencias particulares de un principio, por ello se pretende llevar a la aplicación de un caso específico, estudios previamente establecidos.

3.4.2. Método descriptivo:

Consiste en describir e interpretar sistemáticamente un conjunto de hechos y fenómenos y relacionarlos con otros, tal como se dan en el presente, en su estado actual y en su forma natural, con mínimas posibilidades de control sobre las variables de estudio.

3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.5.1. Técnicas de recolección de datos

Las técnicas son diversas en las que se puede mencionar:

- Investigación documental.
- Investigación de campo.

3.5.2. Instrumentos de recolección de datos

- Revisión del Expediente Técnico
- Revisión de bibliografía relacionada al tema
- Revisión de Normas peruanas e internacionales de diseño por desempeño sismorresistente

- Cámara fotográfica
- Ficha Técnica de inspección rápida a la estructura del pabellón B, con la que se pudo replantear las secciones de los elementos descritos en el plano estructural del Expediente Técnico.

3.6. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANALISIS DE DATOS

En la presente tesis se usa el programa SAP2000 v20.0.0 para la aplicación del análisis estático no lineal pushover y el método del espectro de capacidad. Mediante estos dos procedimientos se hallan los principales resultados.

La estructura se modela y analiza en el programa SAP2000 v20.0.0, en donde se ingresan las propiedades de los materiales, el comportamiento no lineal de las secciones de los elementos estructurales mediante su diagrama Momento - Rotación (calculados previamente con ayuda del software PTC MATHCAD PRIME 4.0) y las demandas sísmicas. Luego se procede a usar el método del espectro de capacidad para hallar los puntos de desempeño que alcanza la estructura ante distintas demandas sísmicas. Finalmente, los resultados obtenidos serán verificados con los objetivos de desempeño propuesto por el Comité Visión 2000 de la SEAOC.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. TRATAMIENTO ESTADISTICO E INTERPRETACIÓN DE CUADROS

4.1.1. Tamaño muestral

4.1.1.1. Ubicación

Lugar : Institución Educativa Ernesto Diez Canseco (Pabellón B)

Distrito : Yanahuanca

Provincia : Daniel Alcides Carrión

Departamento : Pasco

4.1.1.2. Área del proyecto:

- Área total construida : 700.060 m²
 - Área construida del primer piso : 246.500 m²
 - Área construida del segundo piso : 226.780 m²
 - Área construida del tercer piso : 226.780 m²
- Área Techada : 299.520 m²



Figura 28. Vista satelital de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco
Fuente: Google Earth Pro



Figura 29. Vista frontal y estructuración del pabellón B
Fuente: Propia

4.1.2. Descripción de la estructura

La estructura del pabellón B está construida de concreto armado, su estructuración es a base de un sistema aporricado en la dirección X-X y de muros portantes en la dirección Y-Y (muros, columnas y vigas). La estructura está compuesta de 03 niveles, los entrepisos están conformados a base de losas aligeradas horizontales y el techo presenta losas aligeradas inclinadas conformando un techo a dos aguas.

El primer nivel presenta 03 aulas, el segundo y el tercer nivel presentan 03 aulas y un corredor con su respectivo parapeto de seguridad.

- Sistema Estructural

Dirección X-X : Aporticado

Dirección Y-Y : Muros portantes

- Número de Pisos : 3

- Altura de entrepiso

Primer Nivel : 3.35 m

Segundo Nivel : 3.20 m

Tercer nivel : Variable

- Altura de la edificación : 11.75 m.

- Espesor de losa Aligerada horizontal (Unidireccional) : 0.20 m

- Espesor de losa aligerada inclinada (Unidireccional) : 0.20 m

- Espesor de muro de albañilería : 0.25 m

4.1.3. Propiedades de los materiales

- Concreto

Resistencia a la compresión : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico : $2,400 \text{ kg/m}^3$

Módulo de Elasticidad : $E_c = 217,370.651 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de poisson : $u = 0.20$

- Acero de Refuerzo

Resistencia a la fluencia : $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico	: 7,800 kg/m ³
Módulo de Elasticidad	: E= 2,000,000 kg/cm ²
Coefficiente de poisson	: u=0.30

- Albañilería

Resistencia a la compresión	: f'm= 35 kg/cm ²
Peso específico	: 1,800 kg/m ³
Módulo de elasticidad	: E= 17,500 kg/cm ²
Coefficiente de poisson	: u=0.25

4.1.4. Parámetros sísmicos

- Suelo

Capacidad Portante	: 1.50 kg/cm ²
--------------------	---------------------------

- Zona sísmica

: 3 – Z=0.35

- Perfil de suelo: Suelo intermedio

: S2

- Factor de amplificación de suelo

: S=1.15

- Período que define la plataforma del espectro

: TP= 0.6

- Período que define el inicio de la zona del espectro con desplazamiento constante: TL=2

- Categoría de la edificación (Edificación esencial)

Factor de uso	: U= 1.5
---------------	----------

- coeficiente básico de reducción

Dirección X-X	: Rx=8
---------------	--------

Dirección Y-Y	: Ry=3
---------------	--------

- Coeficiente para estimar el periodo fundamental de una edificación: CTx= 35, CTy= 60

4.1.5. Análisis sísmico elástico

Antes de incursionar en el rango inelástico, la estructura debe de ser analizada y evaluada en el rango lineal y elástico con solicitaciones sísmicas reducidas, y de este modo obtener las cortantes en la base y las distorsiones de entrepiso (derivadas) que exige la norma E-030.

Como se mencionó anteriormente uno de los instrumentos para el desarrollo de la presente tesis es el software computacional de modelado, análisis y diseño de estructuras SAP2000 v20.0.0

4.1.5.1. Análisis estático

Según la norma E-030, para cada una de las direcciones horizontales, la fuerza cortante en la base se determina por:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad \frac{C}{R} \geq 0.11 \quad T = \frac{hn}{CT}$$

Además:

$$\text{Si: } T < T_P, C = 2.5 \quad T_P < T < T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad T > T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

$$Z = 0.35 \quad CT_x = 35 \quad T_P = 0.6$$

$$U = 1.5 \quad CT_y = 60 \quad T_L = 2$$

$$S = 1.15 \quad T_x = 0.336 \quad C_x = 2.5$$

$$R_x = 8 \quad T_y = 0.196 \quad C_y = 2.5$$

$$R_y = 3 \quad hn = 11.75 \text{ m}$$

P: Peso total de la edificación= 761578.79 Kg.

Tabla 9.*Fuerza cortante estática en la base*

TABLE: Auto Seismic - User Coefficient						
LoadPat	Dir	PercentEcc	C	K	WeightUsed	BaseShear
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Kgf	Kgf
SX_ESTATICO	X	0.05	0.189	1	761578.79	143938.39
SY_ESTATICO	Y	0.05	0.503	1	761578.79	383074.13

Fuente: SAP v20.0.0

4.1.5.2. Análisis dinámico modal espectral

- Aceleración espectral

Según la norma E-030, para cada una de las direcciones horizontales se recurrirá a un espectro inelástico de pseudo - aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g$$

Este espectro es expresado en factores S_a vs T

Además:

$$\text{Si: } T < T_P, C = 2.5 \quad T_P < T < T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad T > T_L, C = 2.5 \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

$$Z: 0.35 \quad R_x=8 \quad T_L=2$$

$$U: 1.5 \quad R_y=3$$

$$S: 1.15 \quad T_P=0.6$$

Tabla 10.
Datos del espectro de diseño – Dirección XX

ESPECTRO DE DISEÑO X-X		ESPECTRO DE DISEÑO X-X		ESPECTRO DE DISEÑO X-X	
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0	0.18867	0.65	0.17416	1.6	0.07075
0.02	0.18867	0.7	0.16172	1.65	0.06861
0.04	0.18867	0.75	0.15094	1.7	0.06659
0.06	0.18867	0.8	0.14150	1.75	0.06469
0.08	0.18867	0.85	0.13318	1.8	0.06289
0.1	0.18867	0.9	0.12578	1.85	0.06119
0.12	0.18867	0.95	0.11916	1.9	0.05958
0.14	0.18867	1	0.11320	1.95	0.05805
0.16	0.18867	1.05	0.10781	2	0.05660
0.18	0.18867	1.1	0.10291	3	0.02516
0.2	0.18867	1.15	0.09844	4	0.01415
0.25	0.18867	1.2	0.09434	5	0.00906
0.3	0.18867	1.25	0.09056	6	0.00629
0.35	0.18867	1.3	0.08708	7	0.00462
0.4	0.18867	1.35	0.08385	8	0.00354
0.45	0.18867	1.4	0.08086	9	0.00280
0.5	0.18867	1.45	0.07807	10	0.00226
0.55	0.18867	1.5	0.07547		
0.6	0.18867	1.55	0.07303		

Fuente: Elaboración propia

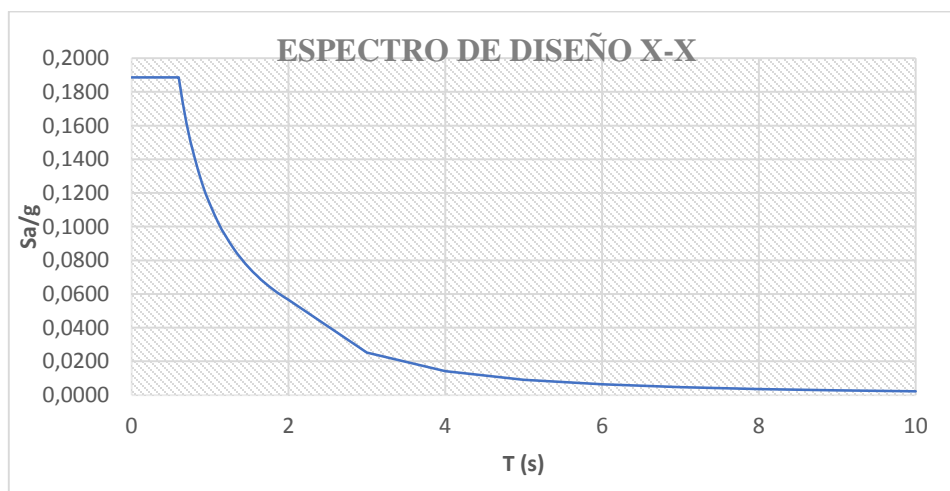


Figura 30. Espectro de diseño - dirección XX (Fuente: Elaboración propia)

Tabla 11.
 Datos del espectro de diseño – Dirección YY

SISMO DE DISEÑO Y-Y		SISMO DE DISEÑO Y-Y		SISMO DE DISEÑO Y-Y	
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0	0.50313	0.65	0.46442	1.6	0.18867
0.02	0.50313	0.7	0.43125	1.65	0.18295
0.04	0.50313	0.75	0.40250	1.7	0.17757
0.06	0.50313	0.8	0.37734	1.75	0.17250
0.08	0.50313	0.85	0.35515	1.8	0.16771
0.1	0.50313	0.9	0.33542	1.85	0.16318
0.12	0.50313	0.95	0.31776	1.9	0.15888
0.14	0.50313	1	0.30188	1.95	0.15481
0.16	0.50313	1.05	0.28750	2	0.15094
0.18	0.50313	1.1	0.27443	3	0.06708
0.2	0.50313	1.15	0.26250	4	0.03773
0.25	0.50313	1.2	0.25156	5	0.02415
0.3	0.50313	1.25	0.24150	6	0.01677
0.35	0.50313	1.3	0.23221	7	0.01232
0.4	0.50313	1.35	0.22361	8	0.00943
0.45	0.50313	1.4	0.21563	9	0.00745
0.5	0.50313	1.45	0.20819	10	0.00604
0.55	0.50313	1.5	0.20125		
0.6	0.50313	1.55	0.19476		

Fuente: Elaboración propia

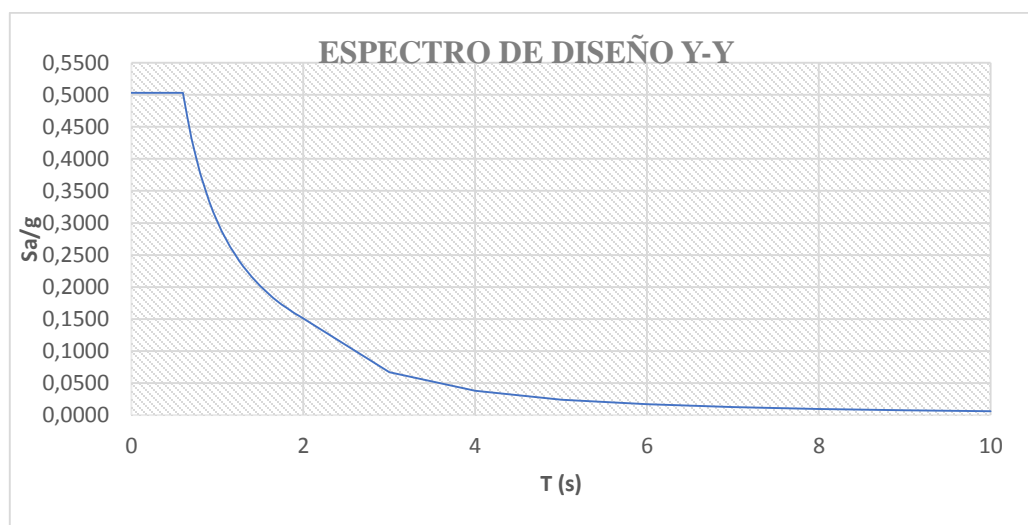


Figura 31. Espectro de diseño – dirección YY (Fuente: Elaboración propia)

Tabla 12.*Fuerza cortante dinámica en la base*

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	Global Y
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
SX_DISEÑO	LinRespSpec	Max	122102.09	91.29
SY_DISEÑO	LinRespSpec	Max	243.39	332974.92

Fuente: SAP v20.0.0

4.1.5.3. Comparación de las fuerzas cortantes

Debido a que la fuerza cortante obtenida con el método dinámico no es menor que el 80% de la fuerza cortante obtenida con el método estático para estructuras regulares, se aceptan los cortantes dinámicos.

Tabla 13.*Comparación de las fuerzas cortantes estática y dinámica*

Piso	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Estática (CE)		CD/CE	Obsér.
		Cortante X (kg)	Cortante Y (kg)	Cortante X (kg)	Cortante Y (kg)		
nivel 1	Sismo X	122102.09		143938.39		0.85	cumple
nivel 1	Sismo Y		332974.92		383074.13	0.87	cumple

Fuente: Elaboración propia

4.1.5.4. Revisión de las distorsiones de entrepiso (derivadas)

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Tabla 14.*Derivas en eje AA, Pórtico 1,3,5,7 – dirección XX*

DERIVAS EN XX - EJE AA							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
103	3	980	2.3130	0.0013	0.0076	0.007	NO
88	2	655	1.9017	0.0027	0.0161	0.007	NO
87	1	335	1.0415	0.0031	0.0187	0.007	NO
0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15.*Derivas en eje BB, Pórtico 1,3,5,7 – dirección XX*

DERIVAS EN XX - EJE BB							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
118	3	1052.530	2.3042	0.0000	0.0000	0.007	SI
4	3	980	2.3042	0.0013	0.0076	0.007	NO
3	2	655	1.8946	0.0027	0.0161	0.007	NO
2	1	335	1.0376	0.0031	0.0186	0.007	NO
1	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16.*Derivas en eje DD, Pórtico 1,3,5,7 – dirección XX*

DERIVAS EN XX - EJE DD							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
119	3	1052.340	2.2914	0.0000	0.0000	0.007	SI
9	3	980	2.2914	0.0013	0.0075	0.007	NO
8	2	655	1.8836	0.0027	0.0160	0.007	NO
7	1	335	1.0308	0.0031	0.0185	0.007	NO
6	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17.*Derivas en eje AA, Pórtico 2,4,6 – dirección XX*

DERIVAS EN XX - EJE AA							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
110	3	980	2.3130	0.0013	0.0076	0.007	NO
90	2	655	1.9017	0.0027	0.0161	0.007	NO
89	1	335	1.0415	0.0031	0.0187	0.007	NO
0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 18.*Derivas en eje BB, Pórtico 2,4,6 – dirección XX*

DERIVAS EN XX - EJE BB							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
120	3	1052.530	2.3042	0.0000	0.0000	0.007	SI
14	3	980	2.3042	0.0013	0.0076	0.007	NO
13	2	655	1.8946	0.0027	0.0161	0.007	NO
12	1	335	1.0376	0.0031	0.0186	0.007	NO
11	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19.*Derivas en eje DD, Pórtico 2,4,6 – dirección XX*

DERIVAS EN XX - EJE DD							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
121	3	1052.340	2.2914	0.0000	0.0000	0.007	SI
19	3	980	2.2914	0.0013	0.0075	0.007	NO
18	2	655	1.8836	0.0027	0.0160	0.007	NO
17	1	335	1.0308	0.0031	0.0185	0.007	NO
16	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20.
Derivas en eje AA, Pórtico 1,3,5,7 – dirección YY

DERIVAS EN YY - EJE AA							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
103	3	980	0.9992	0.00074	0.0017	0.005	SI
88	2	655	0.7571	0.00118	0.0027	0.005	SI
87	1	335	0.3788	0.00113	0.0025	0.005	SI
0	0	0	0.0000	0.00000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21.
Derivas en eje BB, Pórtico 1,3,5,7 – dirección YY

DERIVAS EN XX - EJE BB							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
118	3	1052.53	0.9992	0.0000	0.0000	0.005	SI
4	3	980	0.9992	0.0007	0.0017	0.005	SI
3	2	655	0.7571	0.0012	0.0027	0.005	SI
2	1	335	0.3788	0.0011	0.0025	0.005	SI
1	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22.
Derivas en eje DD, Pórtico 1,3,5,7 – dirección YY

DERIVAS EN XX - EJE DD							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
119	3	1052.340	0.9992	0.0000	0.0000	0.005	SI
9	3	980	0.9992	0.0007	0.0017	0.005	SI
8	2	655	0.7571	0.0012	0.0027	0.005	SI
7	1	335	0.3788	0.0011	0.0025	0.005	SI
6	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23.*Derivas en eje AA, Pórtico 2,4,6 – dirección YY*

DERIVAS EN YY - EJE AA							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
110	3	980	0.9500	0.0007	0.0016	0.005	SI
90	2	655	0.7198	0.0011	0.0025	0.005	SI
89	1	335	0.3597	0.0011	0.0024	0.005	SI
0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24.*Derivas en eje BB, Pórtico 2,4,6 – dirección YY*

DERIVAS EN XX - EJE BB							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
120	3	1052.530	0.9500	0.0000	0.0000	0.005	SI
14	3	980	0.9500	0.0007	0.0016	0.005	SI
13	2	655	0.7198	0.0011	0.0025	0.005	SI
12	1	335	0.3597	0.0011	0.0024	0.005	SI
11	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25.*Derivas en eje DD, Pórtico 2,4,6 – dirección YY*

DERIVAS EN XX - EJE DD							
Nodo	Piso	Altura (cm)	Desp. (cm)	Derivas (Δ inelas.)	Derivas (Δ elas.) 0.75*R	Deriva limite	Obs.
121	3	1052.340	0.9500	0.0000	0.0000	0.005	SI
19	3	980	0.9500	0.0007	0.0016	0.005	SI
18	2	655	0.7198	0.0011	0.0025	0.005	SI
17	1	335	0.3597	0.0011	0.0024	0.005	SI
16	0	0	0.0000	0.0000	0.0000		

Fuente: Elaboración propia

4.1.6. Evaluación del desempeño de la estructura

Luego de haber obtenido la fuerza cortante que actuara en la base, y haber revisado las distorsiones de entrepiso (derivadas), se procede a evaluar el desempeño de la estructura.

Para obtener la curva de capacidad por la técnica pushover, es necesario conocer el comportamiento inelástico de las secciones de los elementos estructurales (Columnas y vigas).

4.1.6.1. Modelo inelástico – columnas (Rótula plástica)

Las columnas trabajan a flexo - compresión, el comportamiento inelástico que se representa por el diagrama momento – rotación, depende de la carga axial actuante

A. COLUMNA: C1-30x60:

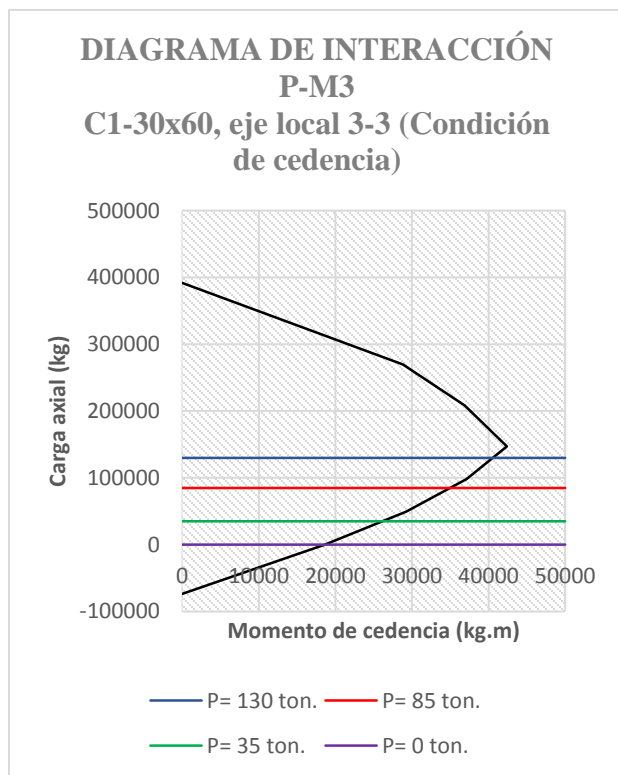


Figura 32. Diagrama de interacción P-M2, C1-30x60, eje local XX (condición de cedencia)
(Fuente: elaboración propia)

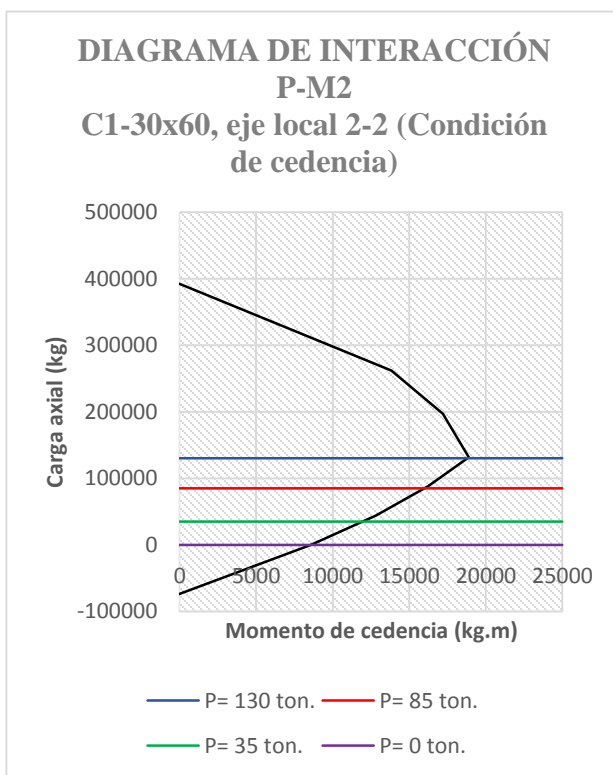


Figura 33. Diagrama de interacción P-M3, C1-30x60, eje local YY (condición de cedencia)
(Fuente: elaboración propia)

Tabla 26.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_1P, eje local 3-3, 1er nivel.

P=130 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	40,564.000	1.000	0.002
C	44,447.819	1.096	0.011
D	0	0	0.011
E	0	0	0.011

P=85 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	35,055.000	1.000	0.002
C	47,913.158	1.367	0.033
D	7,011.000	0.2	0.033
E	7,011.000	0.2	0.062

P=35 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	26,207.000	1.000	0.001
C	39,353.577	1.502	0.033
D	5,241.400	0.2	0.033
E	5,241.400	0.2	0.061

P=0 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	18,613.98	1.000	0.001
C	31,760.556	1.706	0.033
D	3,722.796	0.2	0.033
E	3,722.796	0.2	0.061

Criterios de aceptación P=130 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.003	0.008	0.009

Criterios de aceptación P=85 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.045	0.060

Criterios de aceptación P=35 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.045	0.060

Criterios de aceptación P=0 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.003	0.008	0.009

Fuente: Elaboración propia

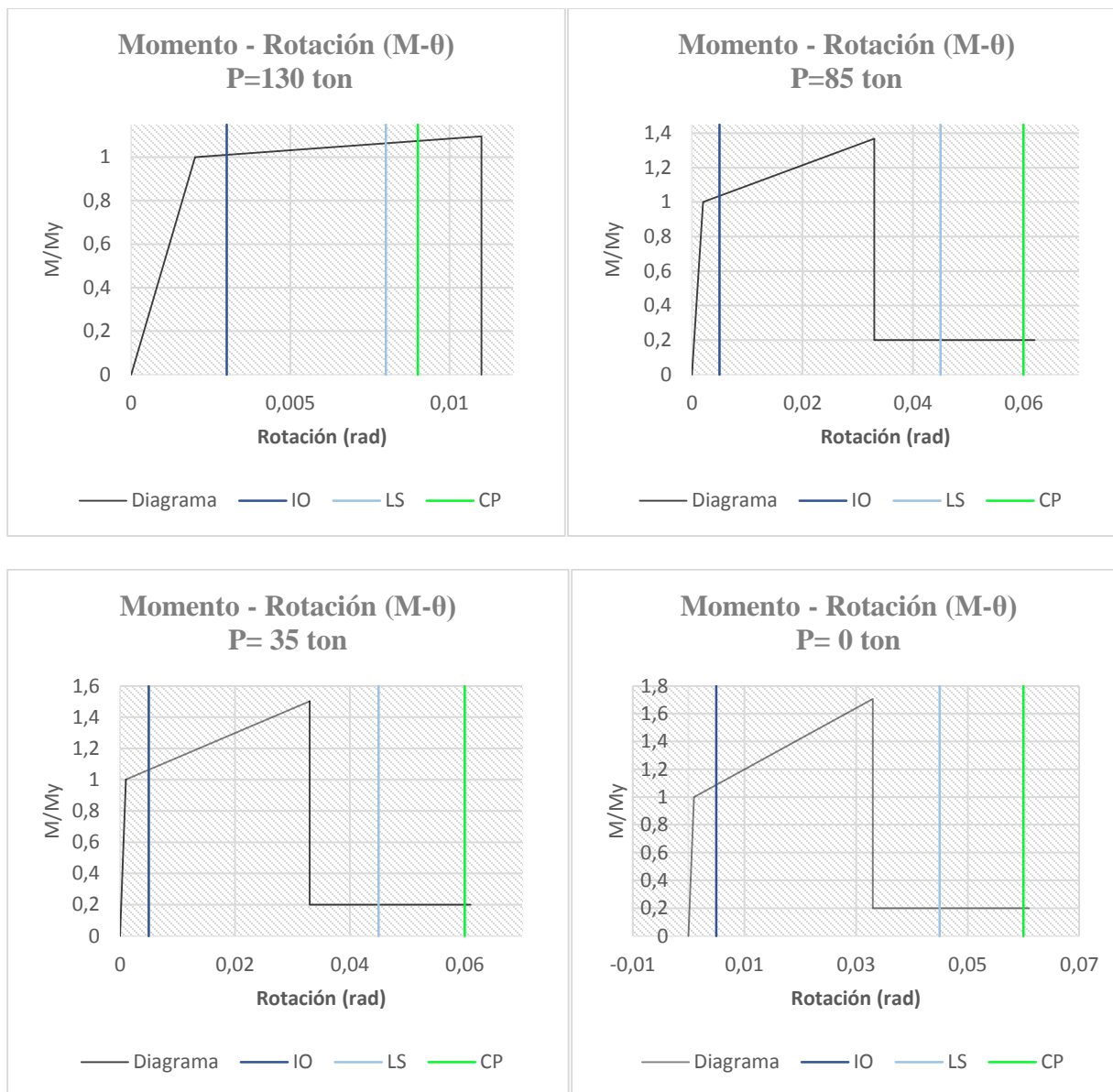


Figura 34. Diagrama momento – rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_1P, eje local 3-3, 1er nivel.

Tabla 27.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_2P, eje local 3-3, 2do nivel.

C1 – P=130 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	40,564.000	1.000	0.002
C	44,398.745	1.096	0.011
D	0	0	0.011
E	0	0	0.011

C1 – P=85 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	35,055.000	1.000	0.002
C	47,764.834	1.363	0.033
D	7,011.000	0.2	0.033
E	7,011.000	0.2	0.062

C1 – P=35 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	26,207.000	1.000	0.001
C	39,353.577	1.502	0.033
D	5,241.400	0.200	0.033
E	5,241.400	0.200	0.061

C1 – P=0 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	18,613.98	1.000	0.001
C	31,760.556	1.706	0.033
D	3,722.796	0.200	0.033
E	3,722.796	0.200	0.061

Criterios de aceptación P=130 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.003	0.008	0.009

Criterios de aceptación P=85 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.045	0.060

Criterios de aceptación P=35 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.045	0.060

Criterios de aceptación P=0 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.045	0.060

Fuente: Elaboración propia

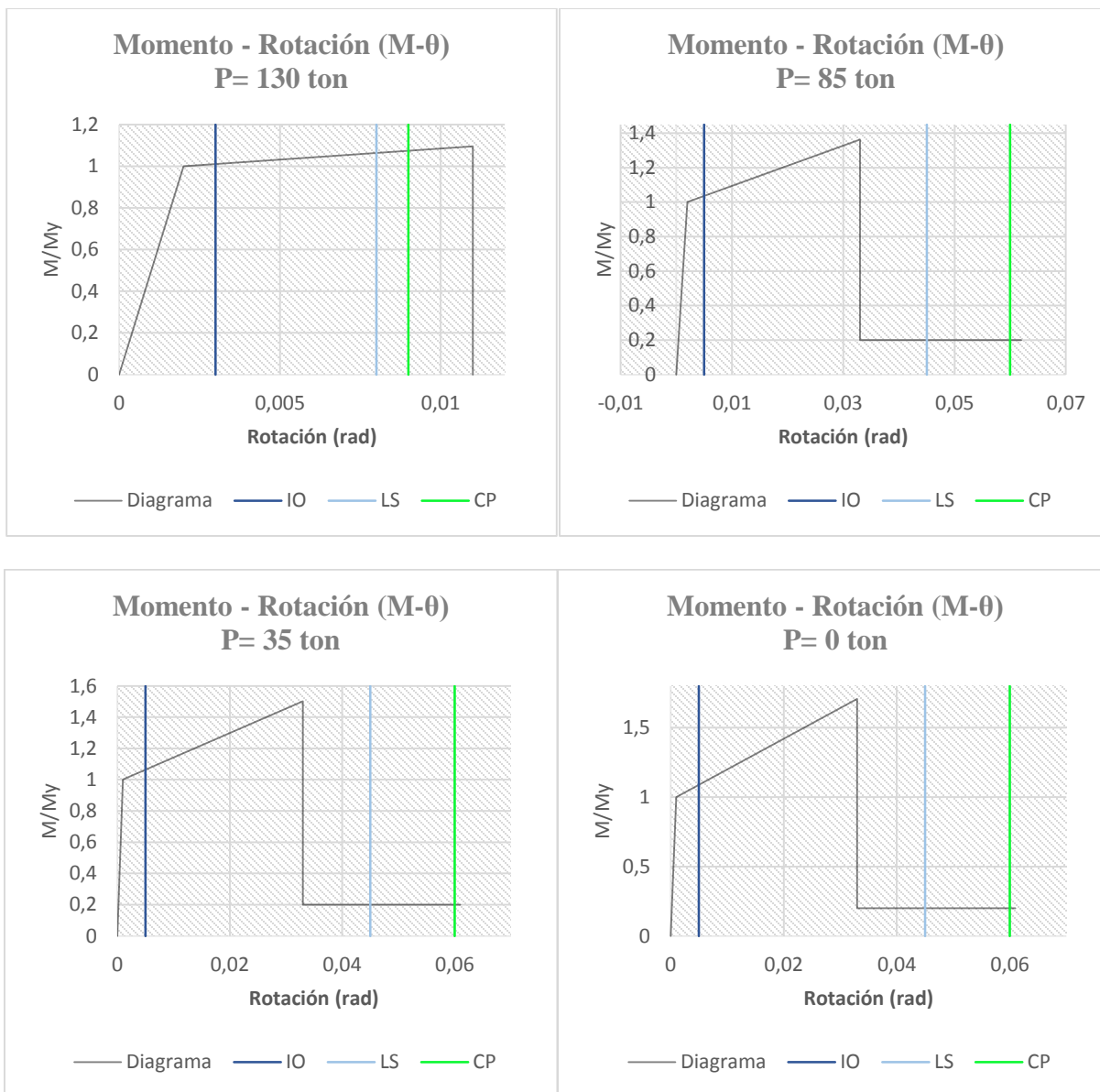


Figura 35. Diagrama momento – rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_2P, eje local 3-3, 2do nivel.

Tabla 28.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_3P, eje local 3-3, 3er nivel.

C1 – P=130 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	40,564.000	1.000	0.002
C	44,415.635	1.095	0.011
D	0	0	0.011
E	0	0	0.011

C1 – P=85 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	35,055.000	1.000	0.002
C	47,815.788	1.364	0.033
D	7,011.000	0.200	0.033
E	7,011.000	0.200	0.062

C1 – P=35 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	26,207.000	1.000	0.001
C	39,353.577	1.502	0.033
D	5,241.400	0.200	0.033
E	5,241.400	0.200	0.061

C1 – P=0 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	18,613.98	1.000	0.001
C	31,760.556	1.706	0.033
D	3,722.796	0.200	0.033
E	3,722.796	0.200	0.061

Criterios de aceptación 130 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.003	0.008	0.009

Criterios de aceptación 85 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.045	0.060

Criterios de aceptación 35 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.045	0.060

Criterios de aceptación 0 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.045	0.060

Fuente: Elaboración propia

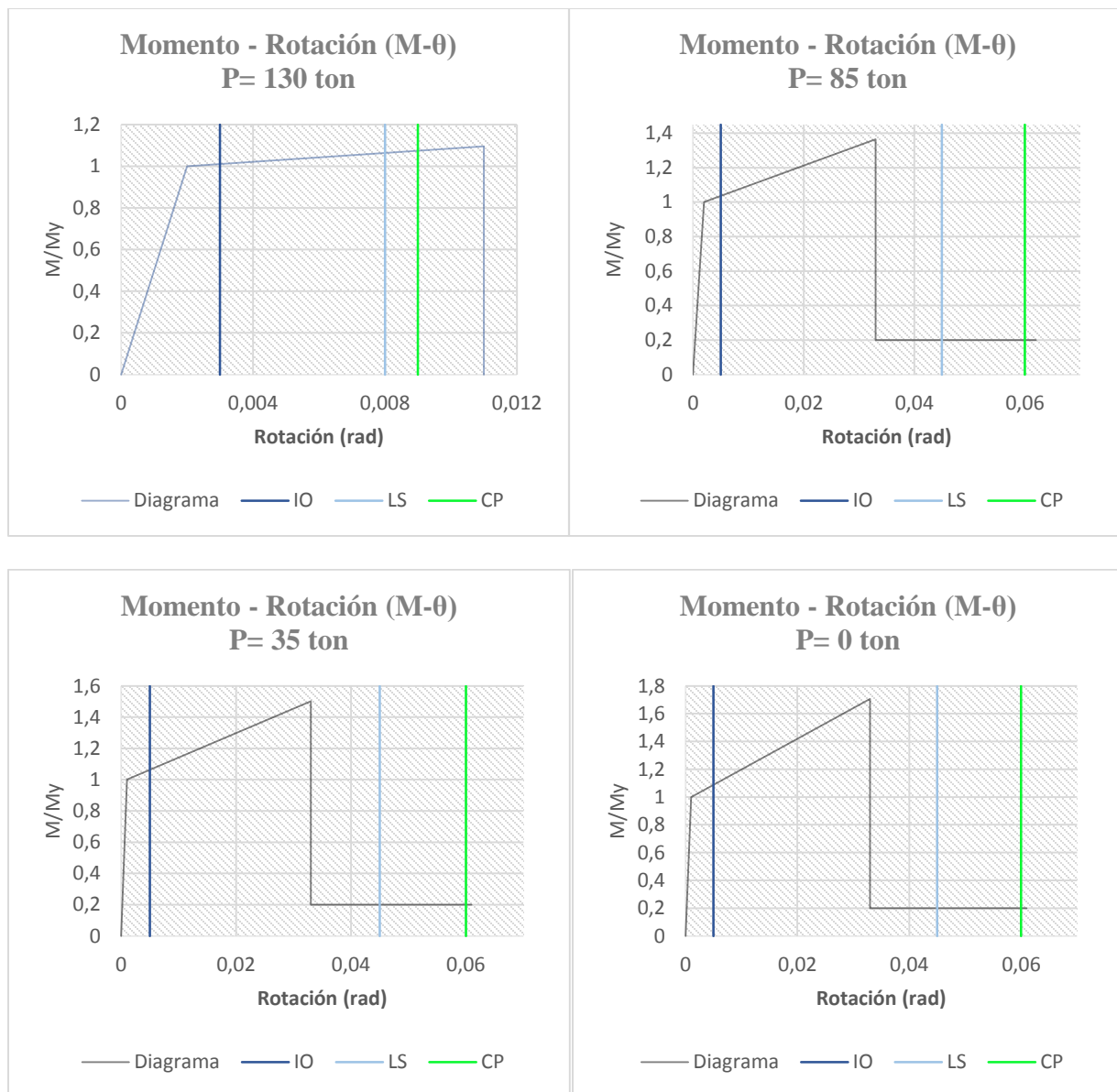


Figura 36. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_3P, eje local 3-3, 3er nivel.

Tabla 29.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_1P, eje local 2-2, 1er nivel.

C1 – P=130 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	18,775.000	1.000	0.004
C	19185.831	1.022	0.008
D	0	0	0.008
E	0	0	0.008

C1 – P=85 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	15,997.000	1.000	0.003
C	17,229.492	1.077	0.015
D	3,199.400	0.200	0.015
E	3,199.400	0.200	0.015

C1 – P=35 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	11,975.000	1.000	0.002
C	13,207.492	1.103	0.014
D	2,395.000	0.200	0.014
E	2,395.000	0.200	0.014

C1 – P=0 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	8,564.883	1.000	0.002
C	9,797.375	1.144	0.014
D	1,712.977	0.200	0.014
E	1,712.977	0.200	0.014

Criterios de aceptación 130 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.002	0.003	0.004

Criterios de aceptación 85 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.010	0.012

Criterios de aceptación 35 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.010	0.012

Criterios de aceptación 0 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.010	0.012

Fuente: Elaboración propia

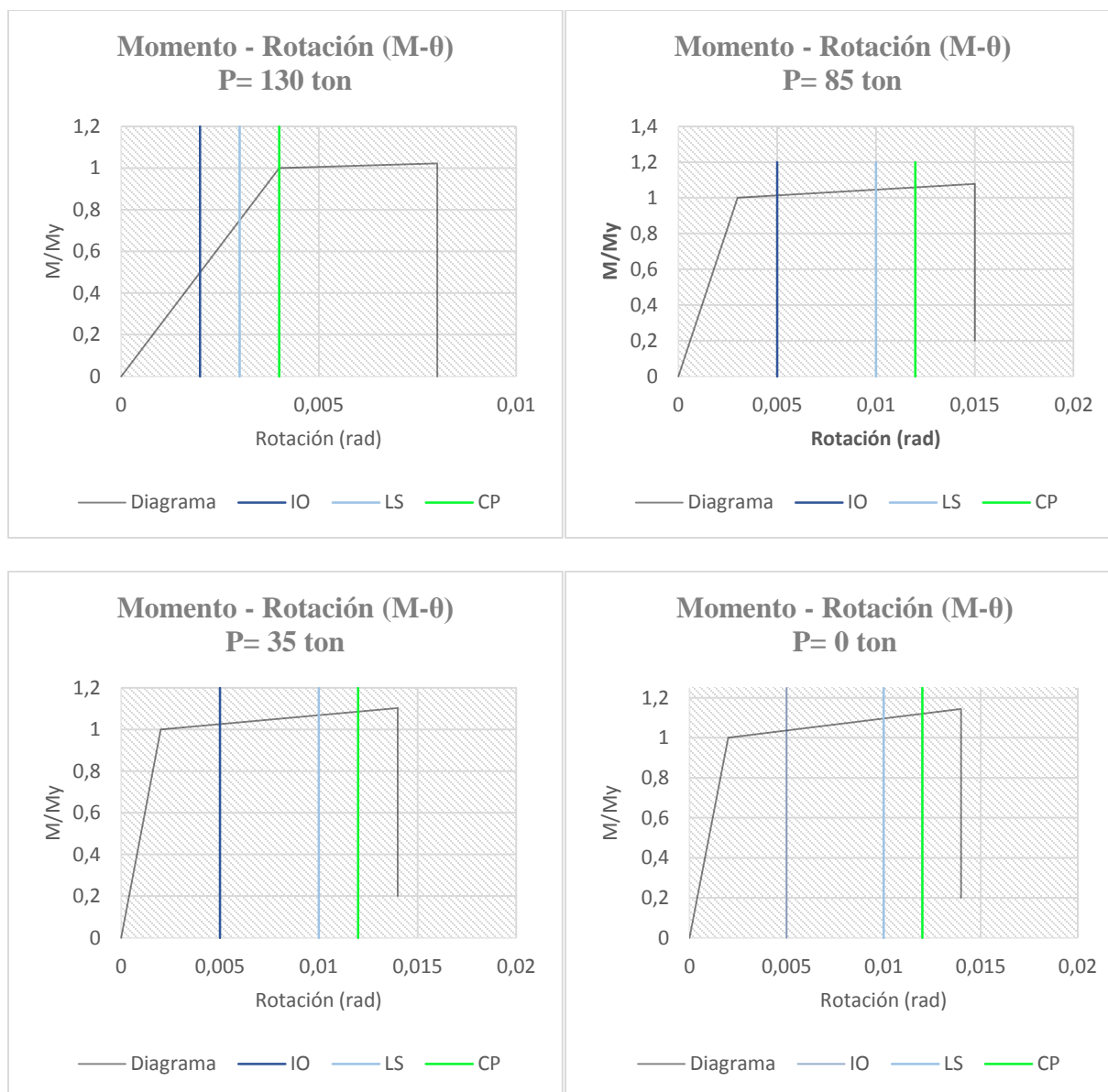


Figura 37. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_1P, eje local 2-2, 1er nivel.

Tabla 30.

Datos momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_2P, eje local 2-2, 2do nivel.

C1 – P=130 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	18775	1.000	0.003
C	19185.831	1.022	0.007
D	0	0	0.007
E	0	0	0.007

C1 – P=85 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	15997.000	1.000	0.003
C	17229.492	1.077	0.015
D	3199.400	0.2	0.015
E	3199.400	0.2	0.015

C1 – P=35 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	11975.000	1.000	0.002
C	13207.492	1.103	0.014
D	2395.000	0.2	0.014
E	2395.000	0.2	0.014

C1 – P=0 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	8564.883	1.000	0.002
C	9797.375	1.144	0.014
D	1712.977	0.2	0.014
E	1712.977	0.2	0.014

Criterios de aceptación 130 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.002	0.003	0.004

Criterios de aceptación 85 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.01	0.012

Criterios de aceptación 35 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.01	0.012

Criterios de aceptación 0 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.01	0.012

Fuente: Elaboración propia

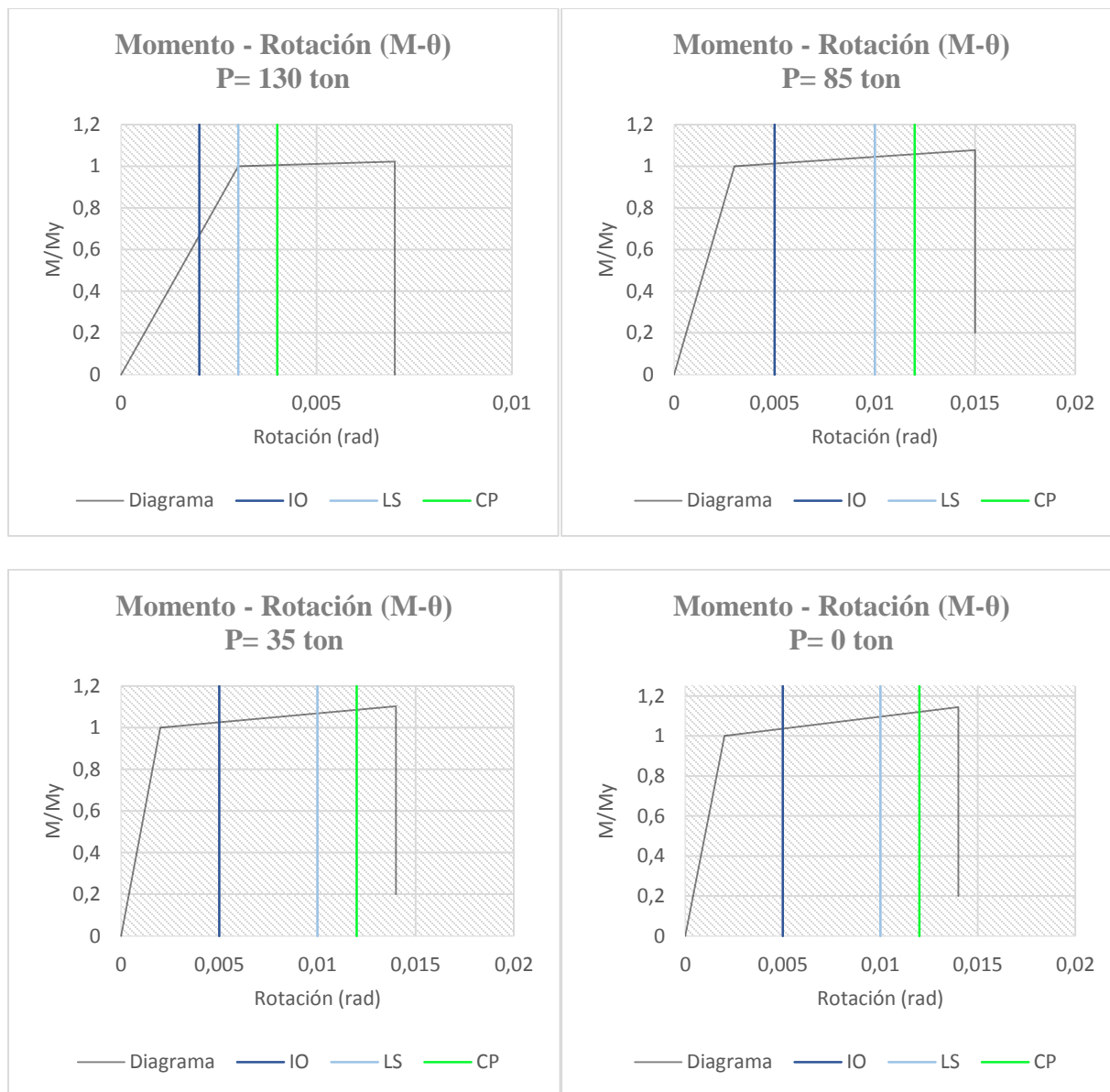


Figura 38. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_2P, eje local 2-2, 2do nivel.

Tabla 31.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_3P, eje local 2-2, 3er nivel.

C1 – P=130 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	18775.000	1.000	0.003
C	19185.831	1.022	0.007
D	0	0	0.007
E	0	0	0.007

C1 – P=85 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	15997.000	1.000	0.003
C	17229.492	1.077	0.015
D	3199.400	0.200	0.015
E	3199.400	0.200	0.015

C1 – P=35 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	11975.000	1.000	0.002
C	13207.492	1.103	0.014
D	2395.000	0.200	0.014
E	2395.000	0.200	0.014

C1 – P=0 ton			
Pto	Momento (Kg-m)	M/My	Rotación (rad)
A	0	0	0
B	8564.883	1.000	0.002
C	9797.375	1.144	0.014
D	1712.977	0.200	0.014
E	1712.977	0.200	0.014

Criterios de aceptación 130 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.002	0.003	0.004

Criterios de aceptación 85 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.010	0.012

Criterios de aceptación 35 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.010	0.012

Criterios de aceptación 0 ton		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.005	0.010	0.012

Fuente: Elaboración propia

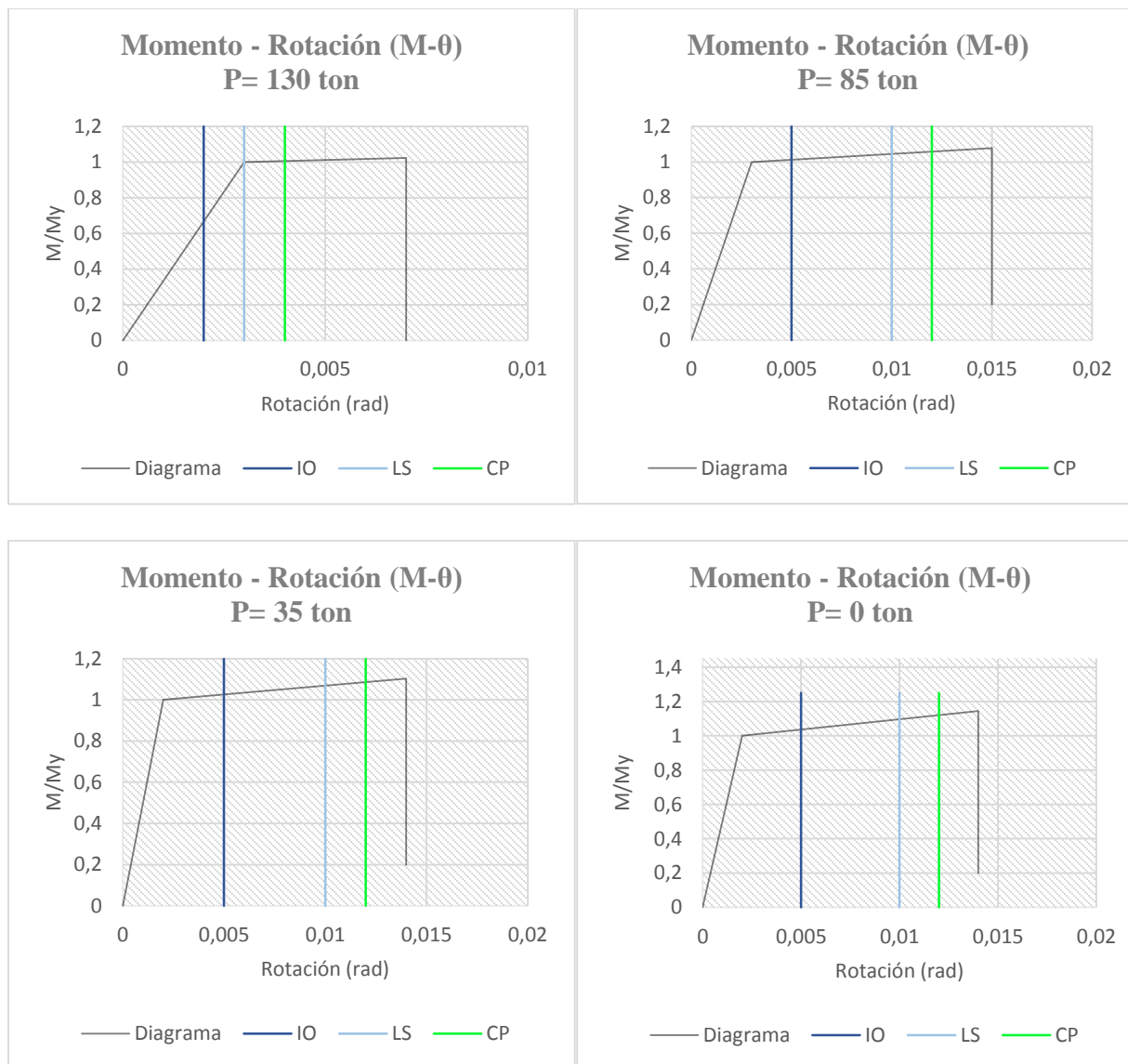


Figura 39. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: C1-30x60_P-M2-M3_3P, eje local 2-2, 3er nivel.

Los datos para representar el diagrama momento – rotación de las demás columnas se encuentran en los anexos.

4.1.6.2. Modelo inelástico – vigas (Rótula plástica)

Las vigas son elementos que trabajan a flexión, el comportamiento inelástico se representa por el diagrama momento - rotación

Tabla 32.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x65_(P1,3,5,7_BA_1,2)

VIGA-30X65_(P1,3,5,7_BA_1,2)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 5,105.052	- 0.047
- D	- 5,105.052	- 0.025
- C	- 30,890.026	- 0.025
- B	- 25,525.261	- 0.001
A	0	0
B	13,931.35	0
C	19,527.795	0.025
D	2,786.27	0.025
E	2,786.27	0.05

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.009	- 0.024	- 0.046

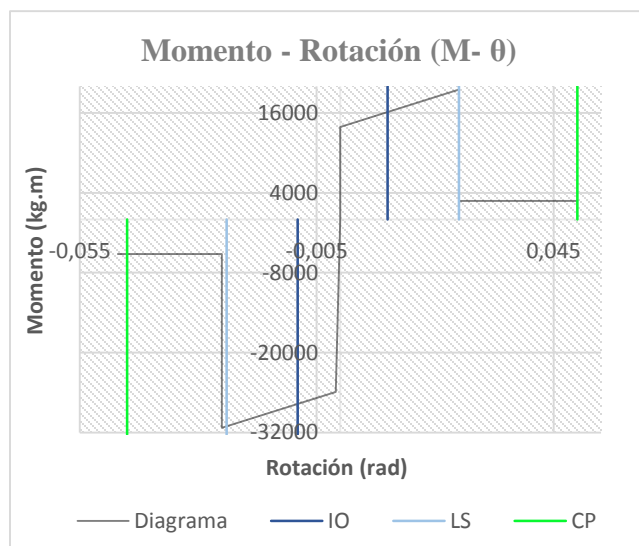


Figura 40. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x65_(P1,3,5,7_BA_1,2)

Tabla 33.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_BC_1,2)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_BC_1,2)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 2,978.686	- 0.046
- D	- 2,978.686	- 0.025
- C	- 16,635.109	- 0.025
- B	- 14,893.431	- 0.002
A	0	0
B	9,094.613	0.001
C	10,951.604	0.026
D	1,818.923	0.026
E	1,818.923	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.008	- 0.023	- 0.044

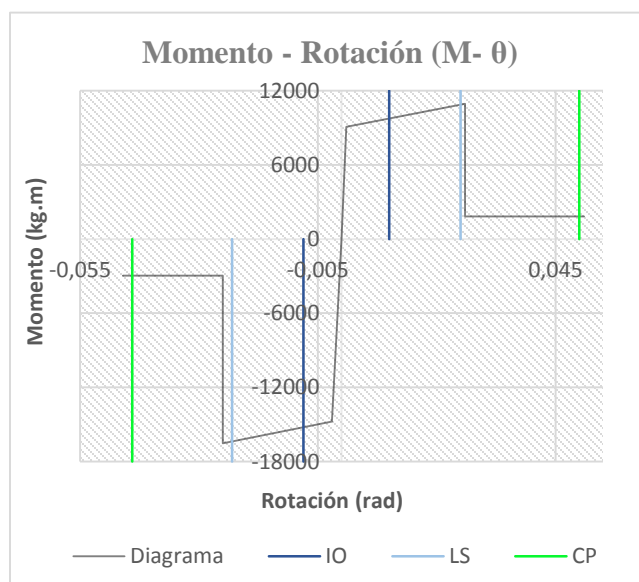


Figura 41. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_BC_1,2)

Tabla 34.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_CB_1,2)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_CB_1,2)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 1,820.77	- 0.051
- D	- 1,820.77	- 0.026
- C	- 10,960.842	- 0.026
- B	- 9,103.851	- 0.001
A	0	0
B	9,103.851	0.001
C	10,960.842	0.026
D	1,820.77	0.026
E	1,820.77	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.010	- 0.025	- 0.05

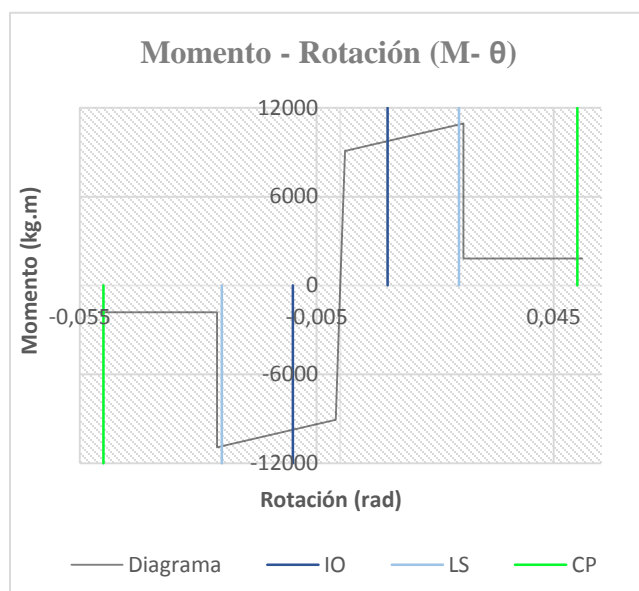


Figura 42. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_CB_1,2)

Tabla 35.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_CD_1,2)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_CD_1,2)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 1,820.77	- 0.051
- D	- 1,820.77	- 0.026
- C	- 10,960.842	- 0.026
- B	- 9,103.851	- 0.001
A	0	0
B	9,103.851	0.001
C	10,960.842	0.026
D	1,820.77	0.026
E	1,820.77	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.010	- 0.025	- 0.05

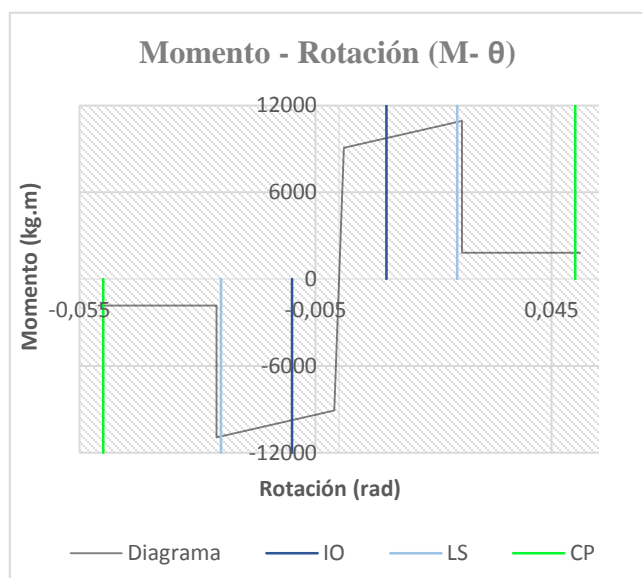


Figura 43. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_CD_1,2)

Tabla 36.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_DC_1,2)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_DC_1,2)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 1,820.77	- 0.051
- D	- 1,820.77	- 0.026
- C	- 10,960.842	- 0.026
- B	- 9,103.851	- 0.001
A	0	0
B	9,103.851	0.001
C	10,960.842	0.026
D	1,820.77	0.026
E	1,820.77	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.010	- 0.025	- 0.05

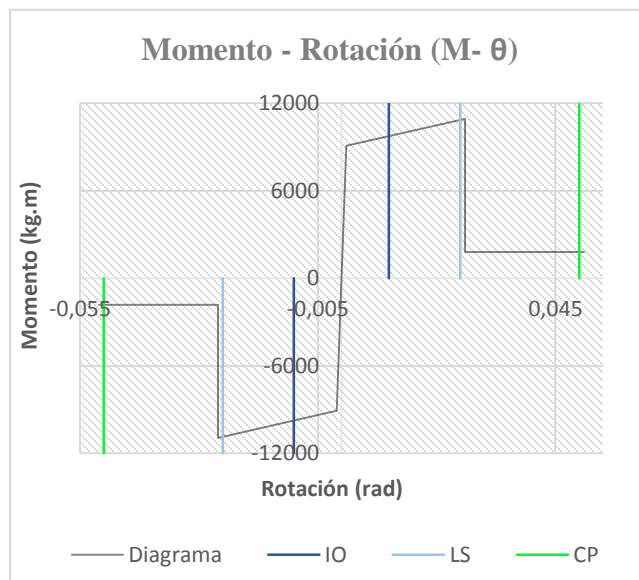


Figura 44. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_DC_1,2)

Tabla 37.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30x45_(P1,3,5,7_BA_3)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_BA_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 2,978.686	- 0.045
- D	- 2,978.686	- 0.025
- C	- 16,635.109	- 0.025
- B	- 14,893.431	- 0.001
A	0	0
B	9,094.613	0.001
C	10,951.604	0.026
D	1,818.923	0.026
E	1,818.923	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.008	- 0.023	- 0.044

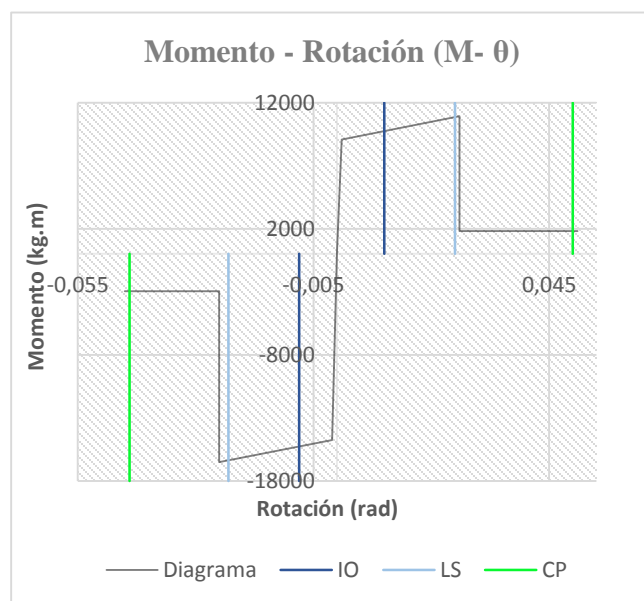


Figura 45. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_BA_3)

Tabla 38.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_BC_3)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_BC_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 2,978.686	- 0.045
- D	- 2,978.686	- 0.025
- C	- 16,635.109	- 0.025
- B	- 14,893.431	- 0.001
A	0	0
B	9,094.613	0.001
C	10,951.604	0.026
D	1,818.923	0.026
E	1,818.923	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.008	- 0.023	- 0.044

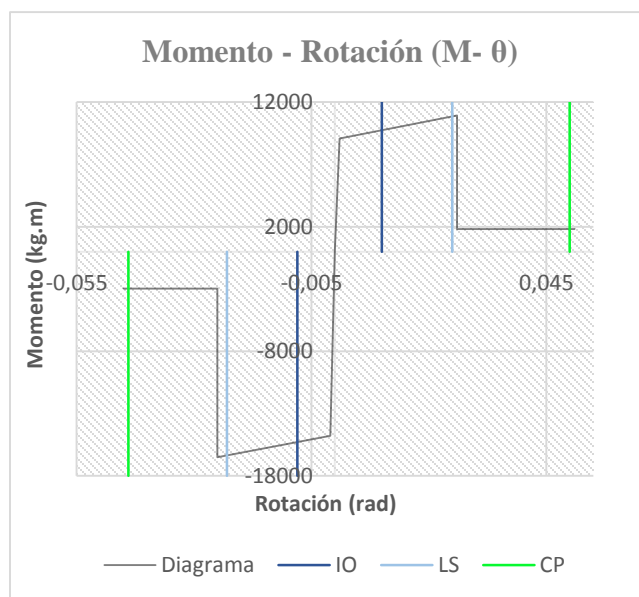


Figura 46. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_BC_3)

Tabla 39.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_CB_3)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_CB_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 4,753.809	- 0.033
- D	- 4,753.809	- 0.023
- C	- 25,258.70	- 0.023
- B	- 23,769.044	- 0.003
A	0	0
B	8,979.457	0.001
C	10,836.447	0.026
D	1,795.891	0.026
E	1,795.891	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.005	- 0.02	- 0.03

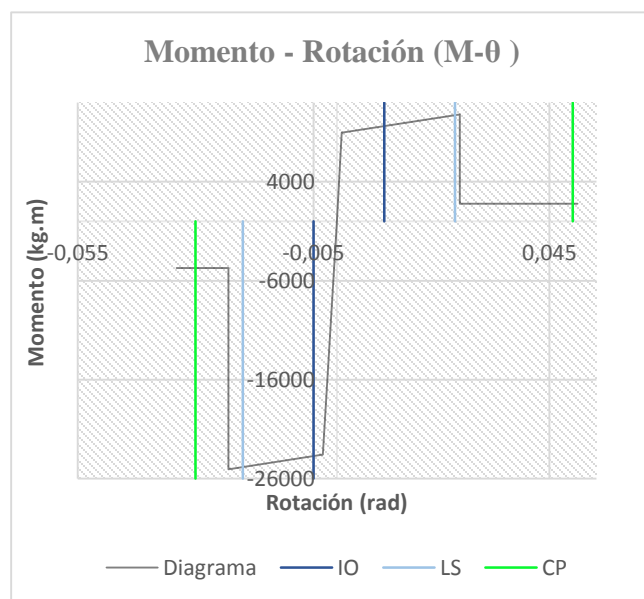


Figura 47. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_CB_3)

Tabla 40.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_CD_3)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_CD_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 4,753.809	- 0.033
- D	- 4,753.809	- 0.023
- C	- 25,258.70	- 0.023
- B	- 23,769.044	- 0.003
A	0	0
B	8,979.457	0.001
C	10,836.447	0.026
D	1,795.891	0.026
E	1,795.891	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.005	- 0.02	- 0.03

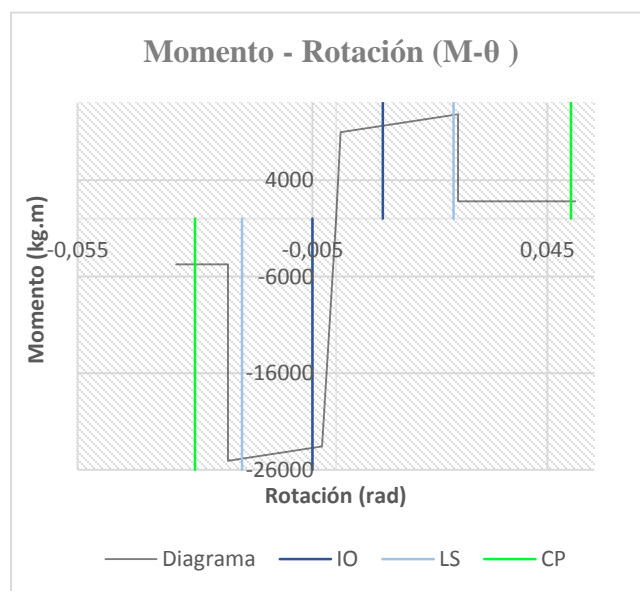


Figura 48. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_CD_3)

Tabla 41.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_DC_3)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_DC_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 1,820.77	- 1820.77
- D	- 1,820.77	- 1820.77
- C	- 10,960.842	- 10960.842
- B	- 9,103.851	- 9103.851
A	0	0
B	9,103.851	9103.851
C	10,960.842	10960.842
D	1,820.77	1820.77
E	1,820.77	1820.77

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.010	- 0.025	- 0.05

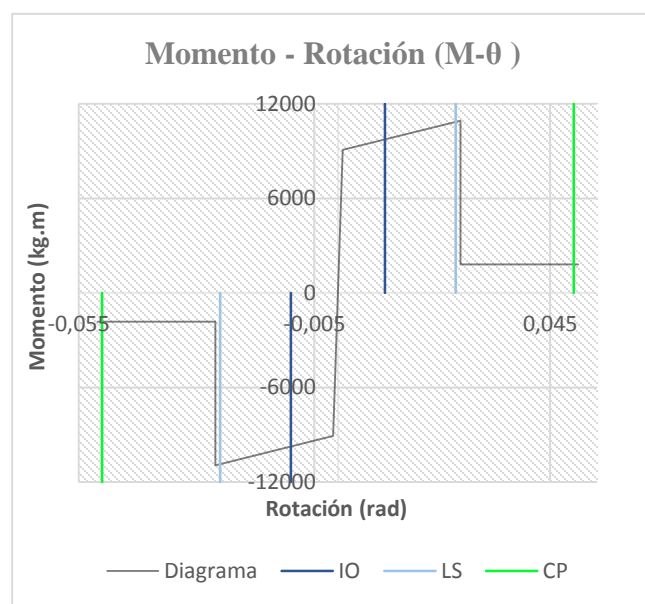


Figura 49. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_DC_3)

Tabla 42.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(P1,3,5,7_DE_3)

VIGA-30X45_(P1,3,5,7_DE_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 1,820.77	- 1820.77
- D	- 1,820.77	- 1820.77
- C	- 10,960.842	- 10960.842
- B	- 9,103.851	- 9103.851
A	0	0
B	9,103.851	9103.851
C	10,960.842	10960.842
D	1,820.77	1820.77
E	1,820.77	1820.77

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.05
- 0.010	- 0.025	- 0.05

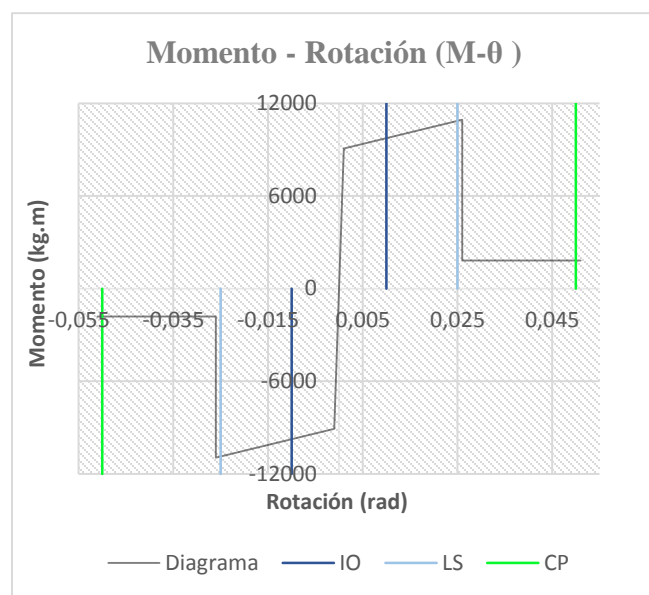


Figura 50. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(P1,3,5,7_DE_3)

Tabla 43

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*65_(P2,4,6_BA_1,2)

VIGA-30X65_(P2,4,6_BA_1,2)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 7,884.835	- 0.037
- D	- 7,884.835	- 0.020
- C	- 43,683.553	- 0.020
- B	- 39,424.176	- 0.001
A	0	0
B	32,905.146	0.001
C	38,063.875	0.024
D	6,581.029	0.024
E	6,581.029	0.047

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.008	0.023	0.046
- 0.005	- 0.019	- 0.036

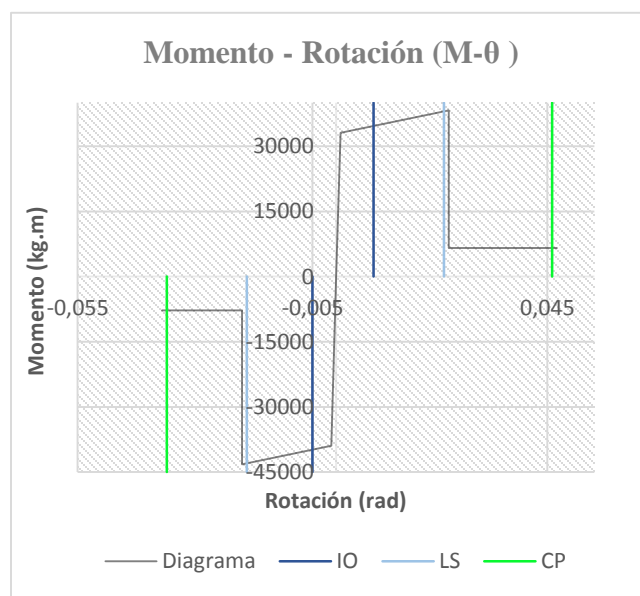


Figura 51. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x65_(P2,4,6_BA_1,2)

Tabla 44.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*65_(P2,4,6_BD_1,2)

VIGA-30X65_(P2,4,6_BD_1,2)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 7,811.221	- 0.043
- D	- 7,811.221	- 0.026
- C	- 44,087.25	- 0.026
- B	- 39,056.104	- 0.003
A	0	0
B	17,939.508	0.002
C	23,535.953	0.027
D	3,587.902	0.027
E	3,587.902	0.052

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.007	- 0.022	- 0.040

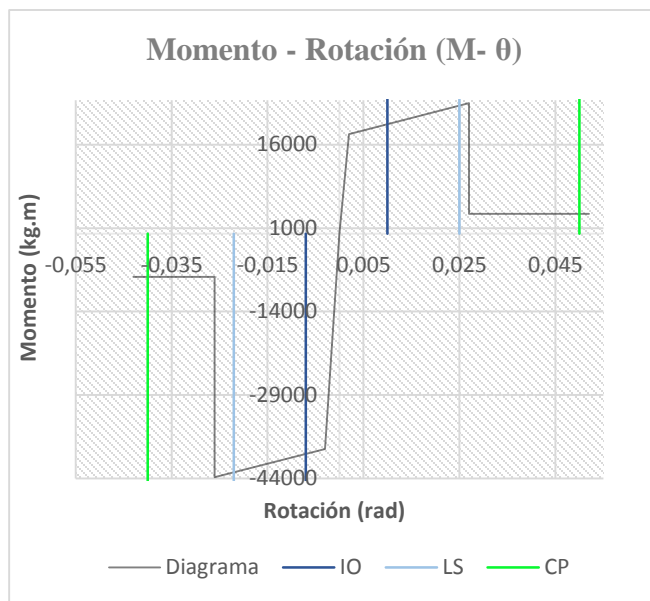


Figura 52. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x65_(P2,4,6_BD_1,2)

Tabla 45.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*65_(P2,4,6_DB_1,2)

VIGA-30X65_(P2,4,6_DB_1,2)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 7,811.221	- 0.043
- D	- 7,811.221	- 0.026
- C	- 44,087.25	- 0.026
- B	- 39,056.104	- 0.003
A	0	0
B	17,939.508	0.002
C	23,535.953	0.027
D	3,587.902	0.027
E	3,587.902	0.052

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.007	- 0.022	- 0.040

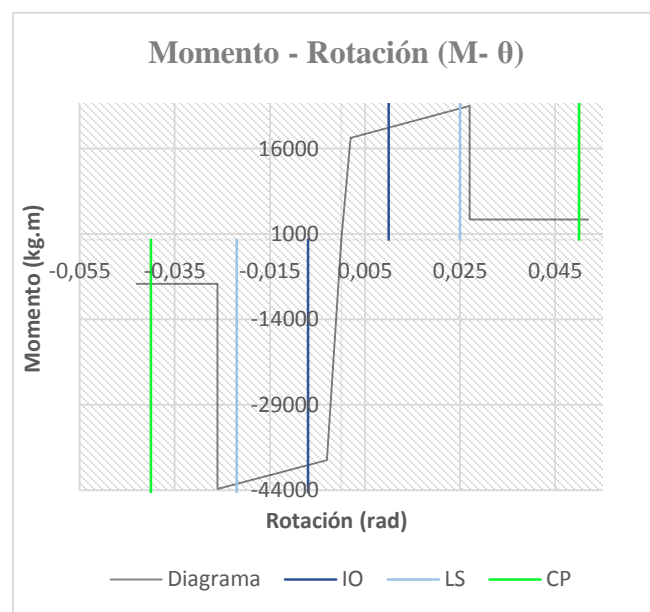


Figura 53. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x65_(P2,4,6_DB_1,2)

Tabla 46.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_BA_3)

VIGA-30X50_(P2,4,6_BA_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 3,377.524	- 0.045
- D	- 3,377.524	- 0.025
- C	- 19,294.329	- 0.025
- B	- 16,887.62	- 0.001
A	0	0
B	10,300.867	0.001
C	12,848.18	0.026
D	2,060.173	0.026
E	2,060.173	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.009	- 0.024	- 0.044

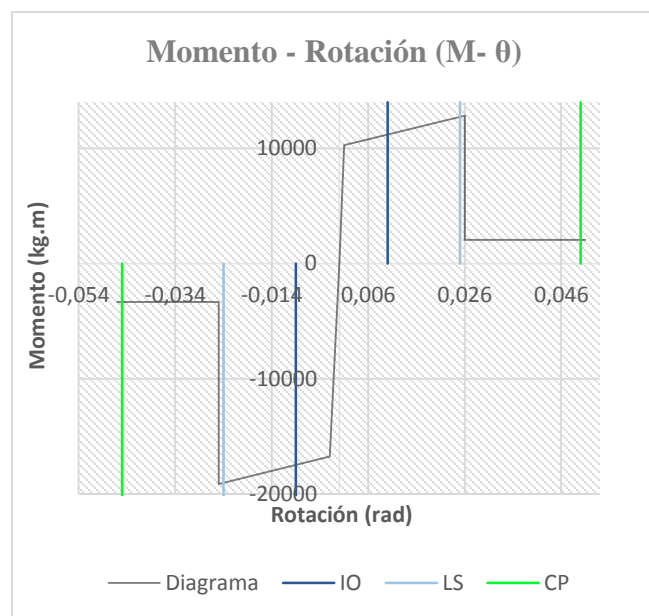


Figura 54. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_BA_3)

Tabla 47.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_BC_3)

VIGA-30X50_(P2,4,6_BC_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 3,377.524	- 0.045
- D	- 3,377.524	- 0.025
- C	- 19,294.329	- 0.025
- B	- 16,887.62	- 0.001
A	0	0
B	10,300.867	0.001
C	12,848.18	0.026
D	2,060.173	0.026
E	2,060.173	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.009	- 0.024	- 0.044

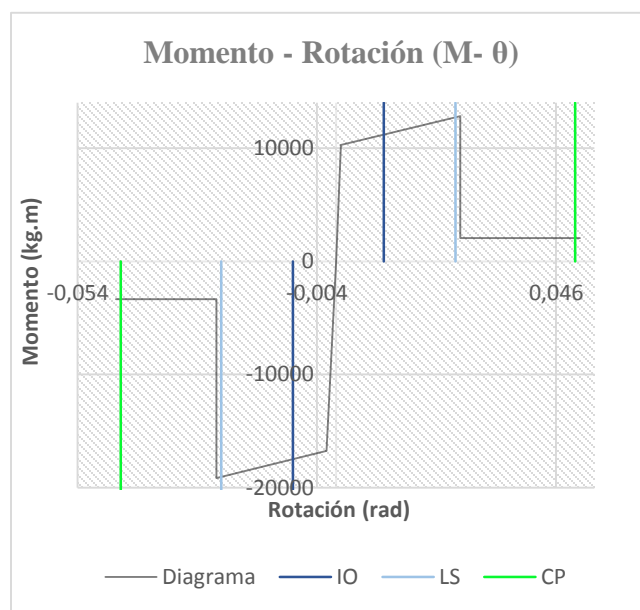


Figura 55. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_BC_3)

Tabla 48.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_CB_3)

VIGA-30X50_(P2,4,6_CB_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 5,475.892	- 0.035
- D	- 5,475.892	- 0.023
- C	- 29,481.926	- 0.023
- B	- 27,379.458	- 0.003
A	0	0
B	10,171.02	0.001
C	12,718.332	0.026
D	2,034.204	0.026
E	2,034.204	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.006	- 0.021	- 0.033

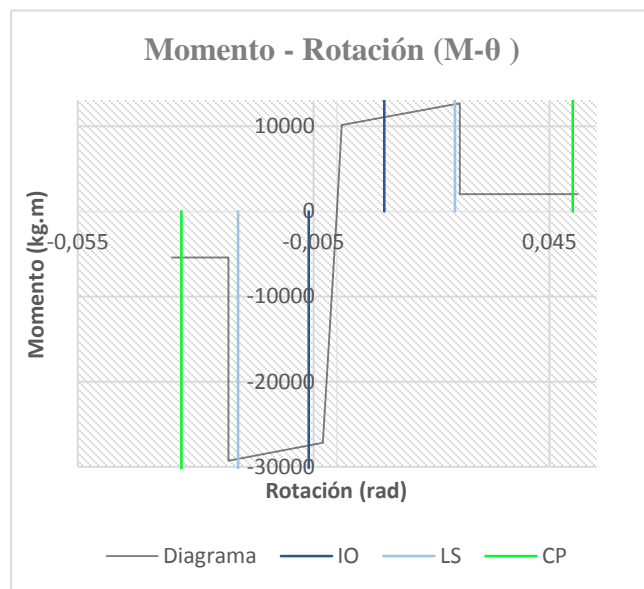


Figura 56. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_CB_3)

Tabla 49.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_CD_3)

VIGA-30X50_(P2,4,6_CD_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 5,475.892	- 0.035
- D	- 5,475.892	- 0.023
- C	- 29,481.926	- 0.023
- B	- 27,379.458	- 0.003
A	0	0
B	10,171.02	0.001
C	12,718.332	0.026
D	2,034.204	0.026
E	2,034.204	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.006	- 0.021	- 0.033

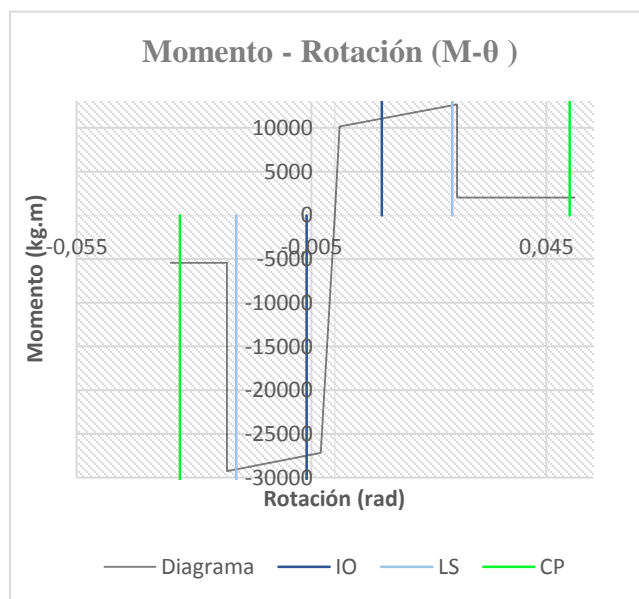


Figura 57. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_CD_3)

Tabla 50.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_DC_3)

VIGA-30X50_(P2,4,6_DC_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 2,060.776	- 0.051
- D	- 2,060.776	- 0.026
- C	- 12,851.191	- 0.026
- B	- 10,303.879	- 0.001
A	0	0
B	10,303.879	0.001
C	12,851.191	0.026
D	2,060.776	0.026
E	2,060.776	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.010	- 0.025	- 0.050

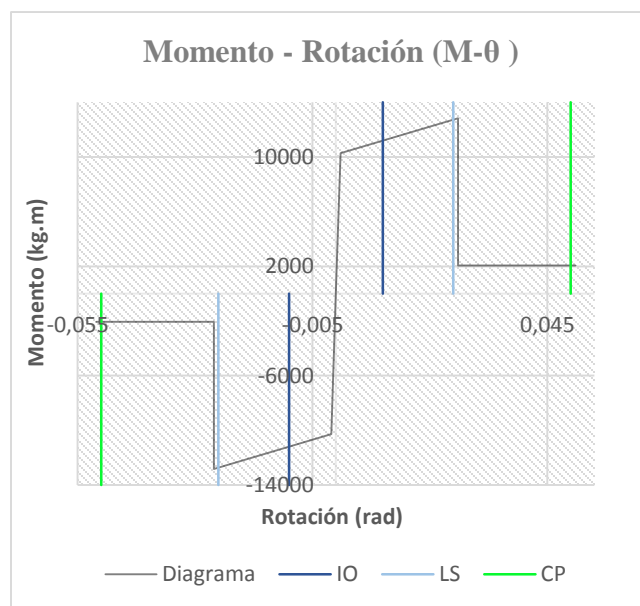


Figura 58. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_DC_3)

Tabla 51.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*50_(P2,4,6_De_3)

VIGA-30X50_(P2,4,6_DE_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 2,060.776	- 0.051
- D	- 2,060.776	- 0.026
- C	- 12,851.191	- 0.026
- B	- 10,303.879	- 0.001
A	0	0
B	10,303.879	0.001
C	12,851.191	0.026
D	2,060.776	0.026
E	2,060.776	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.010	- 0.025	- 0.050

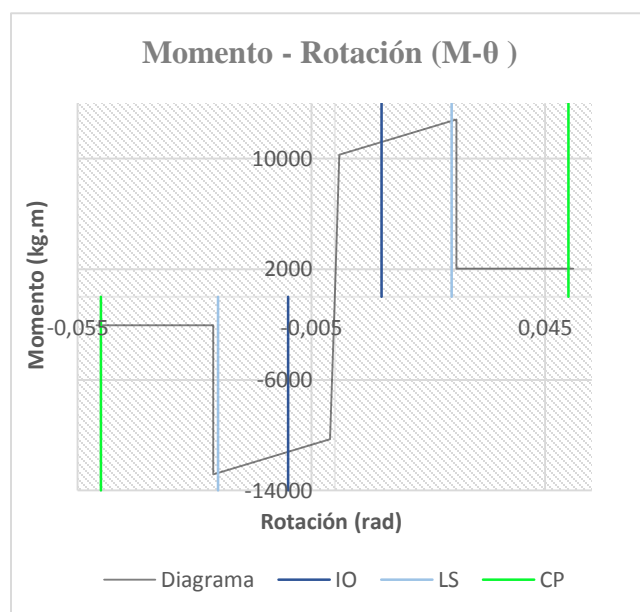


Figura 59. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x50_(P2,4,6_De_3)

Tabla 52.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(PB_1,2,3)

VIGA-30X45_(PB_1,2,3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 1,820.77	- 0.051
- D	- 1,820.77	- 0.026
- C	- 10,960.842	- 0.026
- B	- 9,103.851	- 0.001
A	0	0
B	9,103.851	0.001
C	10,960.842	0.026
D	1,820.77	0.026
E	1,820.77	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.010	- 0.025	- 0.050

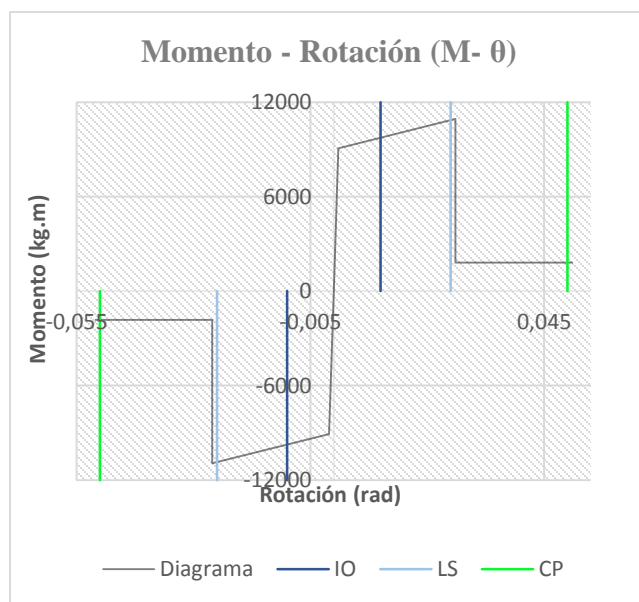


Figura 60. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(PB_1,2,3)

Tabla 53.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-30*45_(PD_1,2,3)

VIGA-30X45_(PD_1,2,3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 1,820.77	- 0.051
- D	- 1,820.77	- 0.026
- C	- 10,960.842	- 0.026
- B	- 9,103.851	- 0.001
A	0	0
B	9,103.851	0.001
C	10,960.842	0.026
D	1,820.77	0.026
E	1,820.77	0.051

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.010	- 0.025	- 0.050

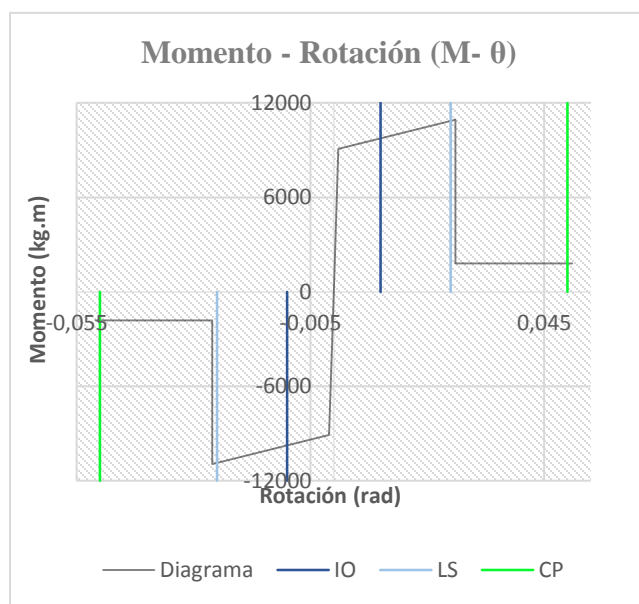


Figura 61. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-30x45_(PD_1,2,3)

Tabla 54.

Datos de momento-rotación y criterios de aceptación, V-60*20_(PC_3)

VIGA-60X20_(PC_3)_M3		
Pto	Momento (Kg-m)	Rotación (rad)
- E	- 522.692	- 0.052
- D	- 522.692	- 0.027
- C	- 2,939.514	- 0.027
- B	- 2,613.458	- 0.002
A	0	0
B	2,613.458	0.002
C	2,939.514	0.027
D	522.692	0.027
E	522.692	0.052

Criterios de aceptación		
IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
0.010	0.025	0.050
- 0.010	- 0.025	- 0.050

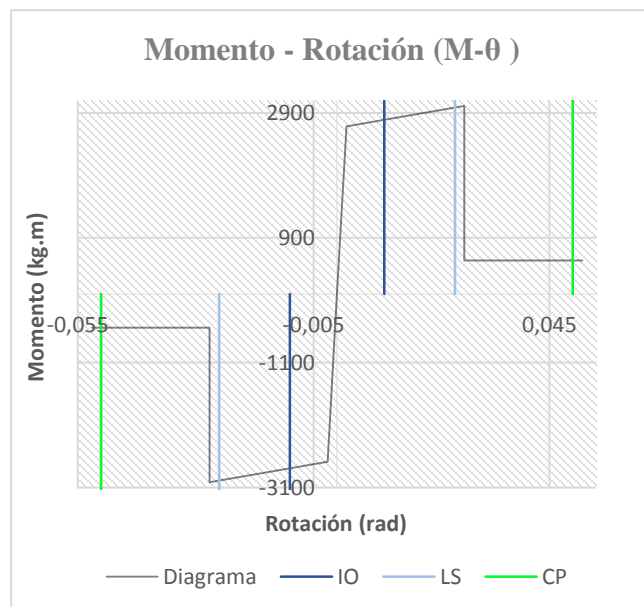


Figura 62. Diagrama momento-rotación y criterios de aceptación: V-60x20_(PC_3)

4.1.6.3. Modelo inelástico elementos barra (Viga – Columna)

Las rótulas plásticas de vigas y columnas se asignarán en los extremos de mismos.

Tabla 55.*Longitud relativa de rótulas plásticas (momento – rotación) en columnas*

LONGITUD DE RÓTULA PLÁSTICA - COLUMNAS									
Nivel	Pórtico	Long.	Alt. viga infer.	Alt. viga sup.	Longitud relativa izquierda		Longitud relativa derecha		
					Calculado	Usar	Calculado	Usar	
Primer nivel	Pórtico 1, 3, 5, 7 - Eje B	3.35	0	0.65	0.000	0.05	0.806	0.79	
		Eje C	3.35	0	0.45	0.000	0.05	0.866	0.85
		Eje D	3.35	0	0.45	0.000	0.05	0.866	0.85
	Pórtico 2, 4, 6 - Eje B	3.35	0	0.65	0.000	0.05	0.806	0.79	
		Eje D	3.35	0	0.65	0.000	0.05	0.806	0.79
Segundo nivel	Pórtico 1, 3, 5, 7 - Eje B	3.2	0	0.65	0.000	0.05	0.797	0.78	
		Eje C	3.2	0	0.45	0.000	0.05	0.859	0.84
		Eje D	3.2	0	0.45	0.000	0.05	0.859	0.84
	Pórtico 2, 4, 6 - Eje B	3.2	0	0.65	0.000	0.05	0.797	0.78	
		Eje D	3.2	0	0.65	0.000	0.05	0.797	0.78
Tercer nivel	Pórtico 1, 3, 5, 7 - Eje B	3.25	0	0.45	0.000	0.05	0.862	0.84	
		Eje C	5.2	0	0.45	0.000	0.05	0.913	0.90
		Eje D	3.25	0	0.45	0.000	0.05	0.862	0.84
	Pórtico 2, 4, 6 - Eje B	3.25	0	0.5	0.000	0.05	0.846	0.82	
		Eje D	3.25	0	0.5	0.000	0.05	0.846	0.82

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56.*Longitud relativa de rótulas plásticas (momento – rotación) en vigas.*

LONGITUD DE RÓTULA PLÁSTICA - VIGAS									
Nivel	Pórtico	Tramo	Long.	Col. izq.	Col. der.	Longitud relativa izquierda		Longitud relativa derecha	
						Calculado	Usar	Calculado	Usar
Primer y segundo nivel	Pórtico 1,3,5,7	AB	2.28	0	0.15	0.000	0	0.934	0.92
		BC	3.85	0.45	0.125	0.117	0.13	0.968	0.95
		CD	3.85	0.125	0.45	0.032	0.05	0.883	0.87
	Pórtico 2,4,6	AB	2.28	0	0.15	0.000	0	0.934	0.92
		BD	7.7	0.45	0.45	0.058	0.07	0.942	0.93
	Pórtico B	todos	4.05	0.15	0.15	0.037	0.05	0.963	0.95
	Pórtico D	todos	4.05	0.15	0.15	0.037	0.05	0.963	0.95
Pórtico C	todos	4.05	0.15	0.15	0.037	0.05	0.963	0.95	
Tercer nivel	Pórtico 1,3,5,7	AB	2.393	0	0.15	0.000	0	0.937	0.92
		BC	4.04	0.45	0.3	0.111	0.13	0.926	0.91
		CD	4.041	0.3	0.45	0.074	0.09	0.889	0.87
		DE	1.658	0.15	0	0.090	0.11	0.000	0
	Pórtico 2,4,6	AB	2.393	0	0.15	0.000	0	0.937	0.92
		BC	4.04	0.45	0.3	0.111	0.13	0.926	0.91
		CD	4.041	0.3	0.45	0.074	0.09	0.889	0.87
	DE	1.658	0.15	0	0.090	0.11	0.000	0	
	Pórtico B	todos	4.05	0.15	0.15	0.037	0.05	0.963	0.95
	Pórtico D	todos	4.05	0.15	0.15	0.037	0.05	0.963	0.95
Pórtico C	todos	4.05	0.15	0.15	0.037	0.05	0.963	0.95	

Fuente: Elaboración propia.

4.1.6.4. Patrón de acciones laterales

A. Sistema de cargas

Del análisis elástico se obtienen las fuerzas cortantes que serán usados como sistemas de cargas laterales.

- Dirección XX

Tabla 57.

Fuerzas laterales por niveles que actúan en la estructura – dirección XX

Nivel	Fuerza Cortante (V)	Fuerza Horizontal (F)	Factor	Fuerza lateral
3	42,216.700	42,216.700	1.517	1,517.233
2	94,277.300	52,060.600	1.871	1,871.015
1	122,102.090	27,824.790	1.000	1,000.000

Fuente: Elaboración propia

- Dirección YY

Tabla 58.

Fuerzas laterales por niveles que actúan en la estructura – dirección XX

Nivel	Fuerza Cortante (V)	Fuerza Horizontal (F)	Factor	Fuerza lateral
3	121,137.590	121,137.590	1.738	1,738.447
2	263,293.400	142,155.810	2.040	2,040.080
1	332,974.900	69,681.500	1.000	1,000.000

Fuente: Elaboración propia

B. Sistema de desplazamientos

Otro de los patrones usados en el análisis pushover será el sistema de desplazamientos mediante los modos fundamentales de vibración.

Los modos usados como sistema de desplazamientos para el análisis pushover son:

Dirección X-X (Modo de vibración 1)

Dirección Y-Y (Modo de vibración 3)

Tabla 59.

Ratios de masas modales participantes

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.914656	0.895	9.163E-11	0.895	9.163E-11	0.00001391	0.00001391
MODAL	Mode	2	0.271503	0.087	0.000001859	0.982	0.00000186	0.012	0.012
MODAL	Mode	3	0.246369	0.000001097	0.854	0.982	0.854	0.0003335	0.012
MODAL	Mode	4	0.230824	0.0009358	0.0003459	0.983	0.855	0.851	0.863
MODAL	Mode	5	0.158346	0.017	5.323E-10	1	0.855	0.0003692	0.864
MODAL	Mode	6	0.110465	1.366E-09	0.026	1	0.881	0.00001218	0.864
MODAL	Mode	7	0.104805	0.000002308	2.013E-07	1	0.881	0.013	0.877
MODAL	Mode	8	0.098358	1.265E-10	0.005044	1	0.886	0.0000144	0.877
MODAL	Mode	9	0.096901	4.588E-07	0.00001741	1	0.886	0.00811	0.885
MODAL	Mode	10	0.096389	1.797E-10	0.029	1	0.914	0.000004558	0.885
MODAL	Mode	11	0.094637	3.453E-07	1.348E-09	1	0.914	0.013	0.898
MODAL	Mode	12	0.093877	1.335E-10	0.0002335	1	0.914	4.165E-09	0.898

Fuente: SAP2000 v.20.0.0

4.1.6.5. Curva de capacidad

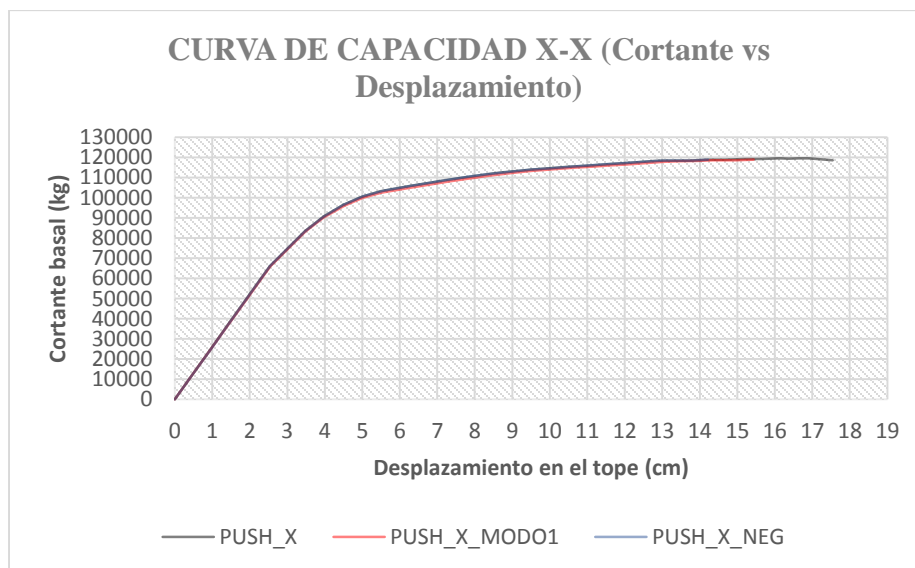


Figura 63. Curva de capacidad - dirección XX (Fuente: SAP2000 v20.0.0)

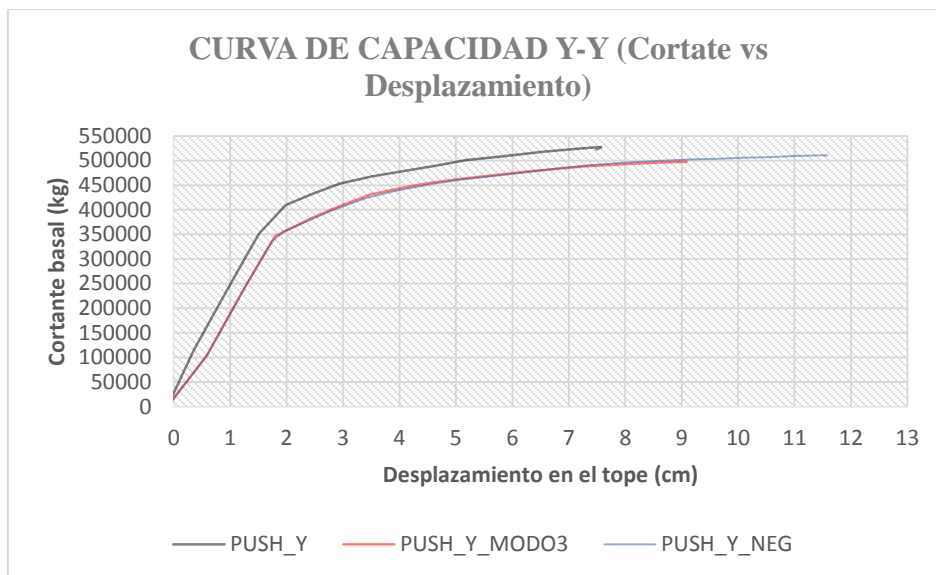


Figura 64. Curva de capacidad - Dirección YY (Fuente: SAP2000 v20.0.0)

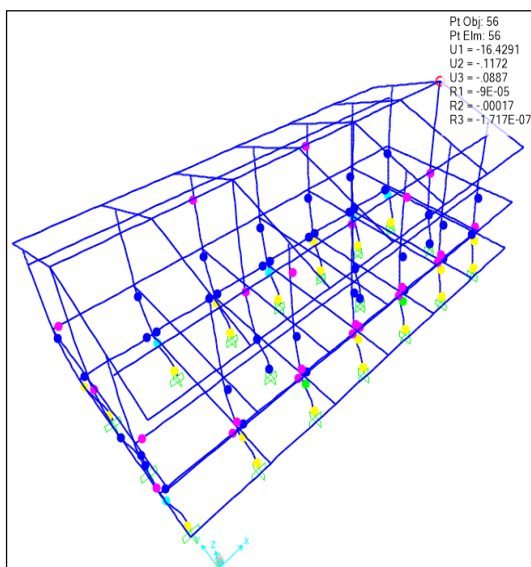


Figura 65. Falla de la estructura del análisis PUSH_X_NEG. (Fuente: SAP2000 v20.0.0)

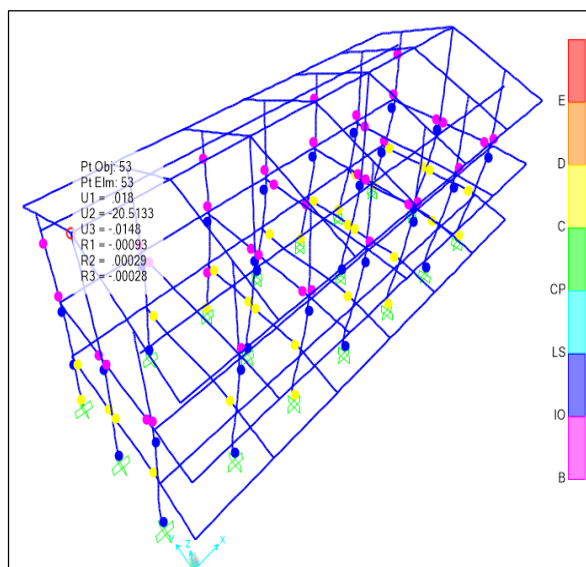


Figura 66. Falla de la estructura del análisis PUSH_Y_NEG. (Fuente: SAP2000 v20.0.0)

Colores designados por el SAP2000 v20.0.0 para los niveles de desempeño

ATC-40	Fluencia	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Seguridad limitada	Estabilidad estructural	Colapso
NIVEL DE DESEMPEÑO	B	IO	LS	CP	C	D	E
VISION 2000	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Próximo al colapso	Colapso	Posterior al colapso	

4.1.6.6. Demanda sísmica

Para la evaluación del desempeño sísmico, la demanda sísmica se representa por espectros de demanda para cada uno de los niveles de sismicidad, para construir estos espectros de demanda es necesario identificar primero la aceleración máxima en cada nivel de peligro.

Tabla 60.

Sismos de diseño y su aceleración asociada

Sismo de Diseño	Aceleración asociada a la ZONA 3
Ocasional (SO)	$(SR/2) = 0.175 \text{ g}$
Raro (SR)	0.35 g
Muy raro (SMR)	$(SR \times 1.3) = 0.455 \text{ g}$

Fuente: E-030, E-070, ATC-40, 1996

Los espectros de demanda se obtuvieron con base a los requerimientos de la Norma E-030 y fueron determinados tanto para la dirección XX y la dirección YY

Tabla 61.

Parámetros para determinar los espectros de demanda sísmica

Z	0.175	Aceleración asociada al sismo ocasional para la zona 3
	0.35	Aceleración asociada al sismo raro para la zona 3
	0.455	Aceleración asociada al sismo muy raro para la zona 3
U	1	Factor de uso, se consideró la unidad por tratarse de una evaluación
S	1.15	Factor de amplificación de suelo
R	1	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 62.
Datos de los espectros de demanda

SISMO OCASIONAL		SISMO OCASIONAL		SISMO OCASIONAL	
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0	0.50313	0.65	0.46442	1.6	0.18867
0.02	0.50313	0.7	0.43125	1.65	0.18295
0.04	0.50313	0.75	0.40250	1.7	0.17757
0.06	0.50313	0.8	0.37734	1.75	0.17250
0.08	0.50313	0.85	0.35515	1.8	0.16771
0.1	0.50313	0.9	0.33542	1.85	0.16318
0.12	0.50313	0.95	0.31776	1.9	0.15888
0.14	0.50313	1	0.30188	1.95	0.15481
0.16	0.50313	1.05	0.28750	2	0.15094
0.18	0.50313	1.1	0.27443	3	0.06708
0.2	0.50313	1.15	0.26250	4	0.03773
0.25	0.50313	1.2	0.25156	5	0.02415
0.3	0.50313	1.25	0.24150	6	0.01677
0.35	0.50313	1.3	0.23221	7	0.01232
0.4	0.50313	1.35	0.22361	8	0.00943
0.45	0.50313	1.4	0.21563	9	0.00745
0.5	0.50313	1.45	0.20819	10	0.00604
0.55	0.50313	1.5	0.20125		
0.6	0.50313	1.55	0.19476		

SISMO RARO		SISMO RARO		SISMO RARO	
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0	1.00625	0.65	0.92885	1.6	0.37734
0.02	1.00625	0.7	0.86250	1.65	0.36591
0.04	1.00625	0.75	0.80500	1.7	0.35515
0.06	1.00625	0.8	0.75469	1.75	0.34500
0.08	1.00625	0.85	0.71029	1.8	0.33542
0.1	1.00625	0.9	0.67083	1.85	0.32635
0.12	1.00625	0.95	0.63553	1.9	0.31776
0.14	1.00625	1	0.60375	1.95	0.30962
0.16	1.00625	1.05	0.57500	2	0.30188
0.18	1.00625	1.1	0.54886	3	0.13417
0.2	1.00625	1.15	0.52500	4	0.07547
0.25	1.00625	1.2	0.50313	5	0.04830
0.3	1.00625	1.25	0.48300	6	0.03354
0.35	1.00625	1.3	0.46442	7	0.02464
0.4	1.00625	1.35	0.44722	8	0.01887
0.45	1.00625	1.4	0.43125	9	0.01491
0.5	1.00625	1.45	0.41638	10	0.01208
0.55	1.00625	1.5	0.40250		
0.6	1.00625	1.55	0.38952		

MUY RARO		MUY RARO		MUY RARO	
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0	1.30813	0.65	1.20750	1.6	0.49055
0.02	1.30813	0.7	1.12125	1.65	0.47568
0.04	1.30813	0.75	1.04650	1.7	0.46169
0.06	1.30813	0.8	0.98109	1.75	0.44850
0.08	1.30813	0.85	0.92338	1.8	0.43604
0.1	1.30813	0.9	0.87208	1.85	0.42426
0.12	1.30813	0.95	0.82618	1.9	0.41309
0.14	1.30813	1	0.78488	1.95	0.40250
0.16	1.30813	1.05	0.74750	2	0.39244
0.18	1.30813	1.1	0.71352	3	0.17442
0.2	1.30813	1.15	0.68250	4	0.09811
0.25	1.30813	1.2	0.65406	5	0.06279
0.3	1.30813	1.25	0.62790	6	0.04360
0.35	1.30813	1.3	0.60375	7	0.03204
0.4	1.30813	1.35	0.58139	8	0.02453
0.45	1.30813	1.4	0.56063	9	0.01938
0.5	1.30813	1.45	0.54129	10	0.01570
0.55	1.30813	1.5	0.52325		
0.6	1.30813	1.55	0.50637		

Fuente: Elaboración propia

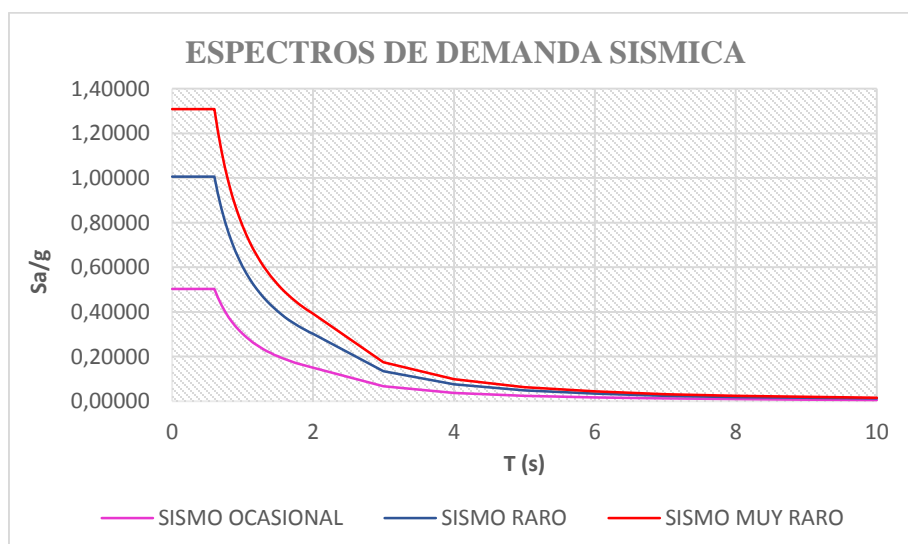


Figura 67. Espectros de demanda sísmica

4.2. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS, TABLAS, GRAFICOS, FIGURAS

4.2.1. Desempeño de la estructura en dirección XX

4.2.1.1. Curva de capacidad y modelo bilineal – dirección XX

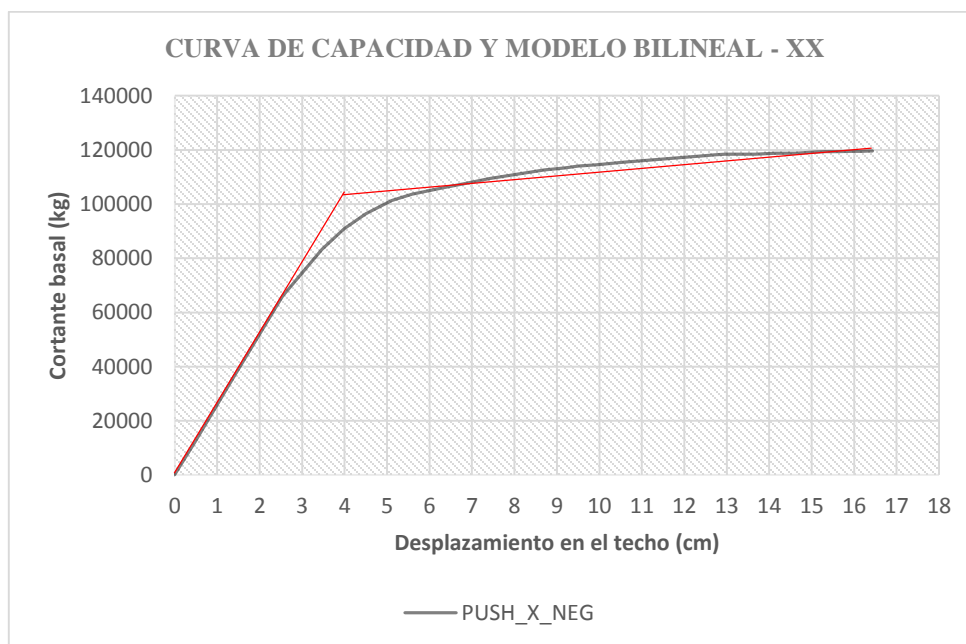


Figura 68. Curva de capacidad y modelo bilineal - dirección XX (Fuente: SAP2000 v20.0.0)

4.2.1.2. Sectorización de la curva de capacidad – dirección XX

Tabla 63.

Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño – dirección XX

Nivel de desempeño	Rango de desplazamientos (cm)	
	Límite inferior	Límite superior
Operacional	0	4.000
Funcional	4.000	7.729
Seguridad de vida	7.729	11.457
Cercano al colapso	11.457	13.943
colapso	13.943	16.429
$\Delta F_E = 4.000$ cm $\Delta p = 12.429$ cm		

Fuente: Elaboración propia

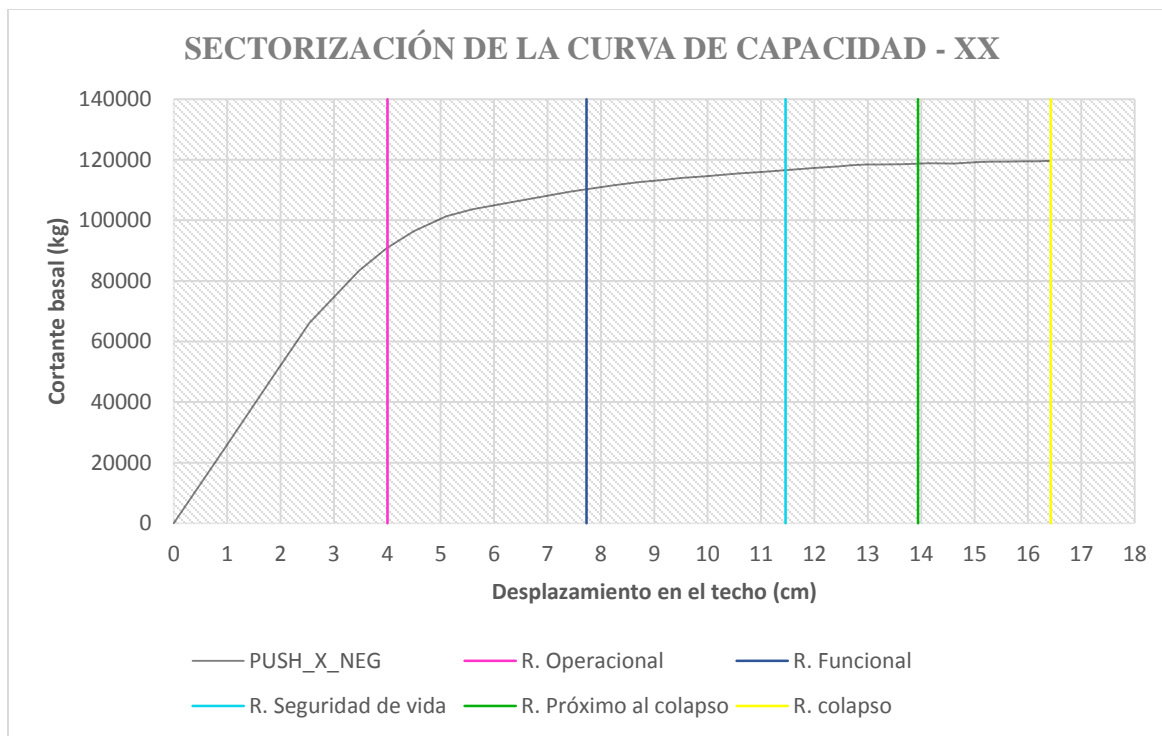


Figura 69. Sectorización de la curva de capacidad – dirección XX

4.2.1.3. Puntos de desempeño para las demandas sísmicas – dirección XX

A. Punto de desempeño para sismo ocasional – dirección XX

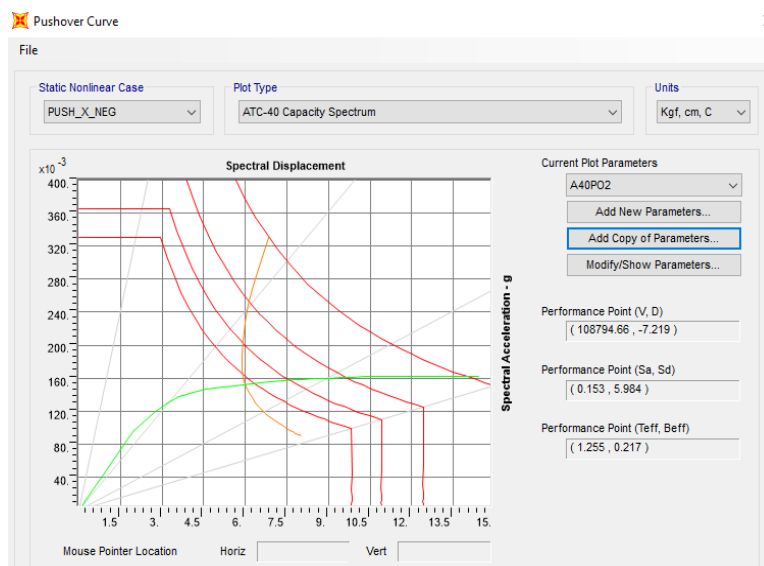


Figura 70. Obtención del punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección XX
(Fuente: SAP2000 v20.0.0)

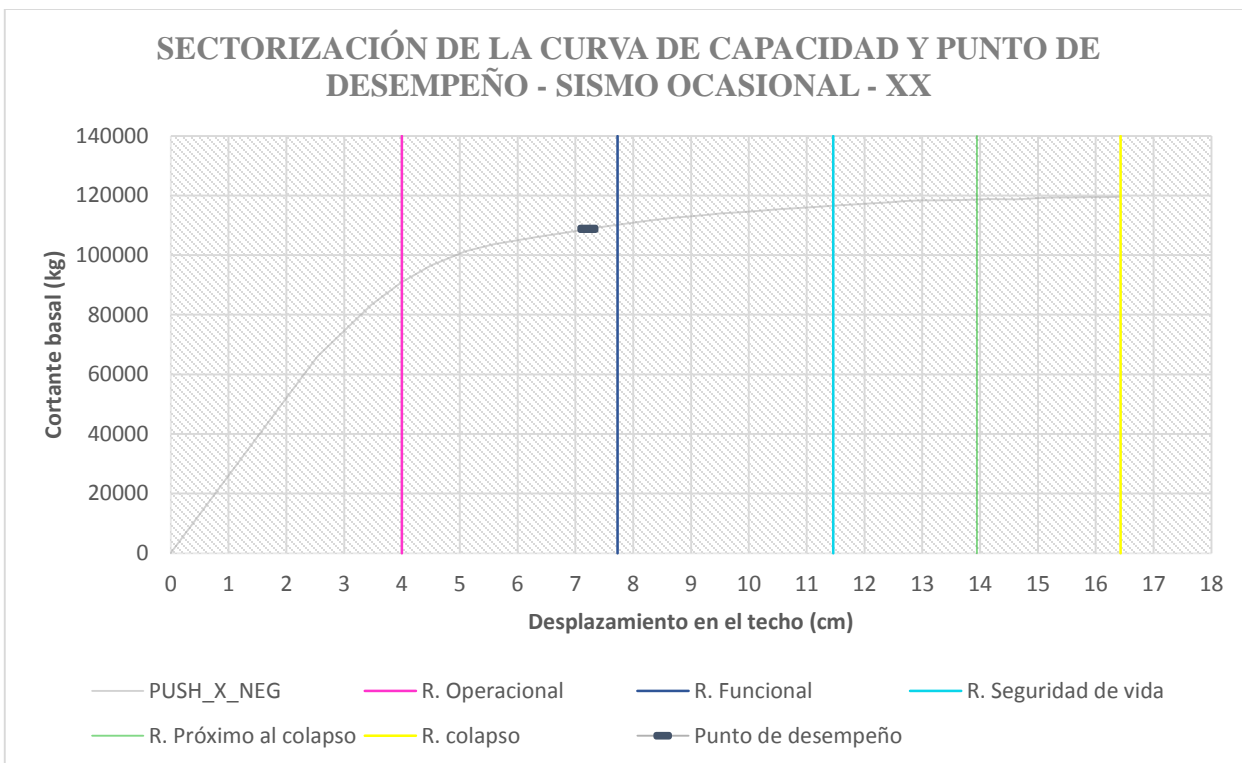


Figura 71. Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo ocasional – dirección XX

B. Punto de desempeño para sismo raro – dirección XX

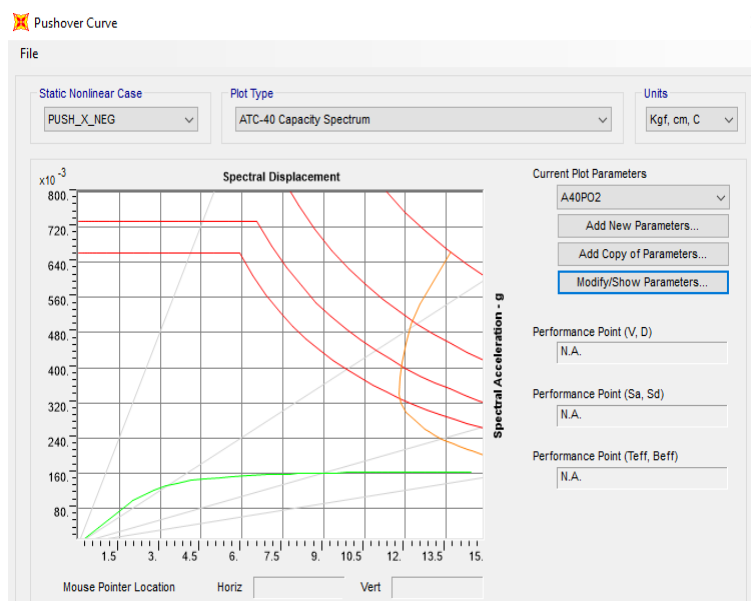


Figura 72. Obtención del punto de desempeño – Sismo raro – dirección XX
(Fuente: SAP2000 v20.0.0)

C. Punto de desempeño para sismo muy raro – dirección XX

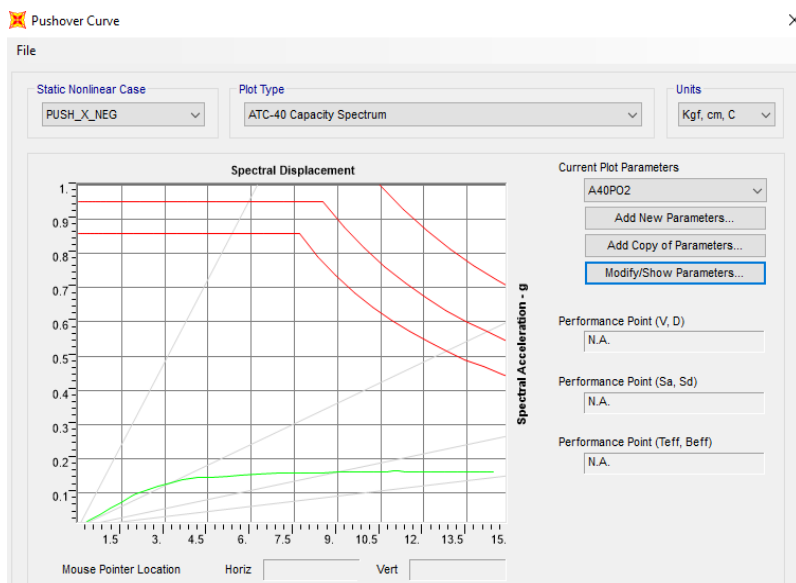


Figura 73. Obtención del punto de desempeño – Sismo muy raro – Dirección XX
(Fuente: SAP2000 v20.0.0)

4.2.2. Desempeño de la estructura en dirección YY

4.2.2.1. Curva de capacidad y modelo bilineal – dirección YY

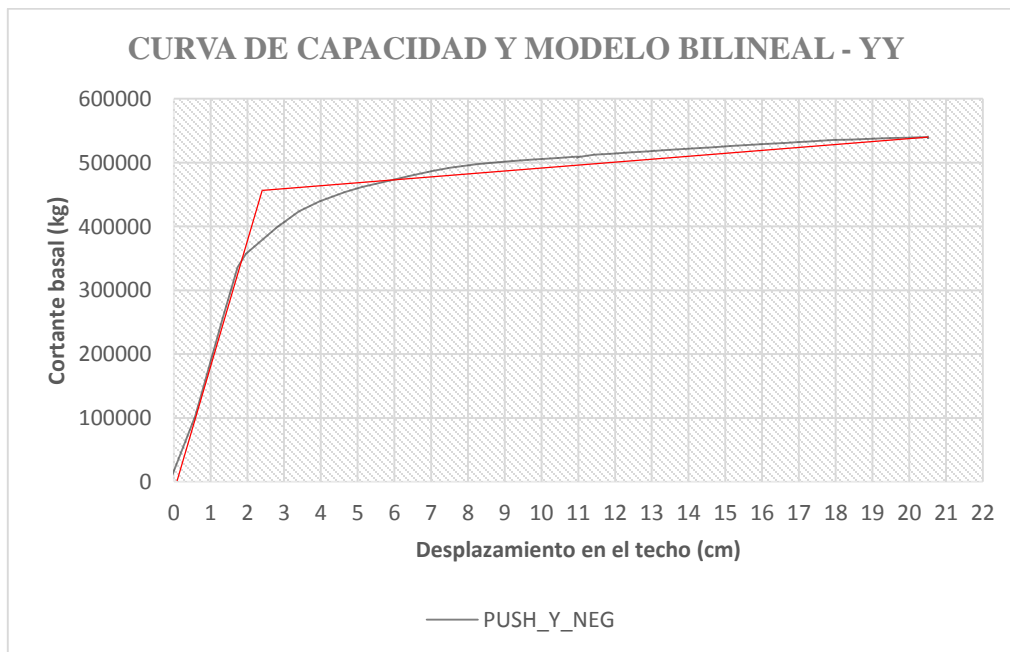


Figura 74. Curva de capacidad y modelo bilineal – dirección YY (Fuente: SAP2000 v20.0.0)

4.2.2.2. Sectorización de la curva de capacidad – dirección YY

Tabla 64.

Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño – dirección YY

Nivel de desempeño	Rango de desplazamientos (cm)	
	Límite inferior	Límite superior
Operacional	0	2.300
Funcional	2.300	7.764
Seguridad de vida	7.764	13.228
Cercano al colapso	13.228	16.871
colapso	16.871	20.513
$\Delta FE = 2.300 \text{ cm}$ $\Delta p = 18.213 \text{ cm}$		

Fuente: Elaboración propia

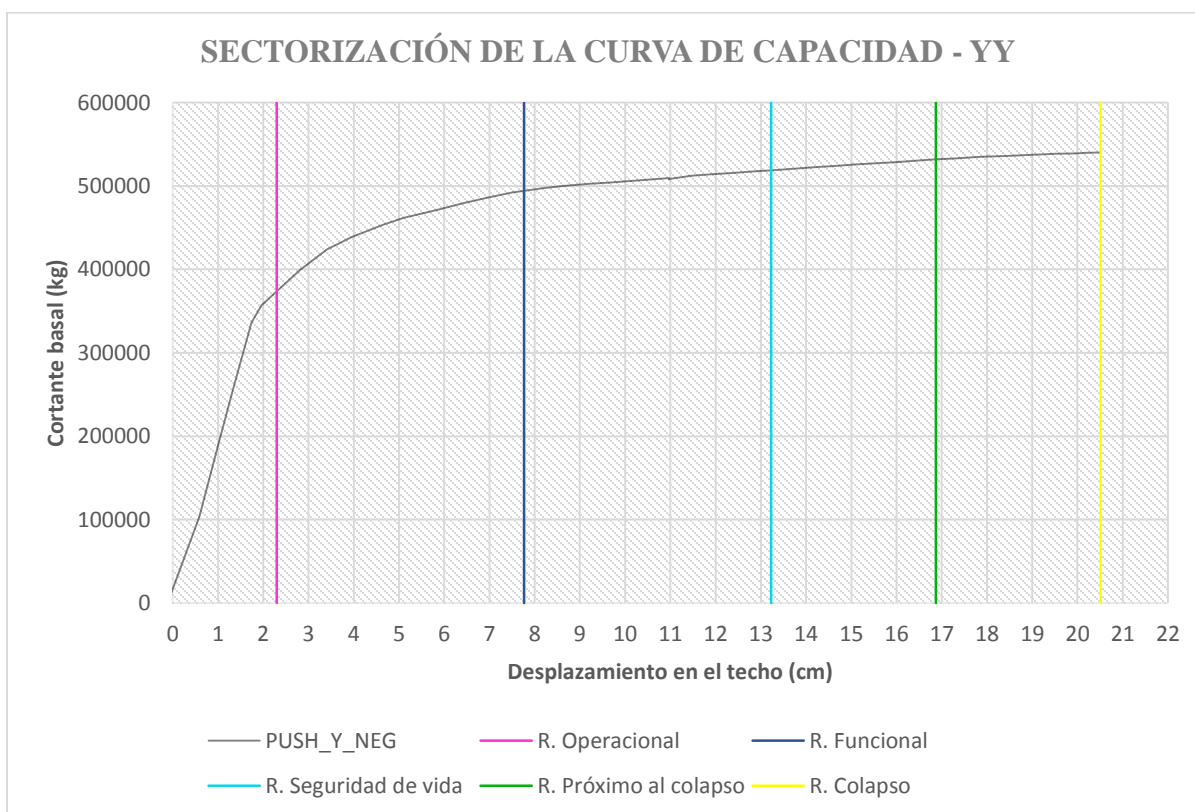


Figura 75. Sectorización de la curva de capacidad – dirección YY

4.2.2.3. Puntos de desempeño para las demandas sísmicas – dirección YY

A. Punto de desempeño para sismo ocasional – dirección YY

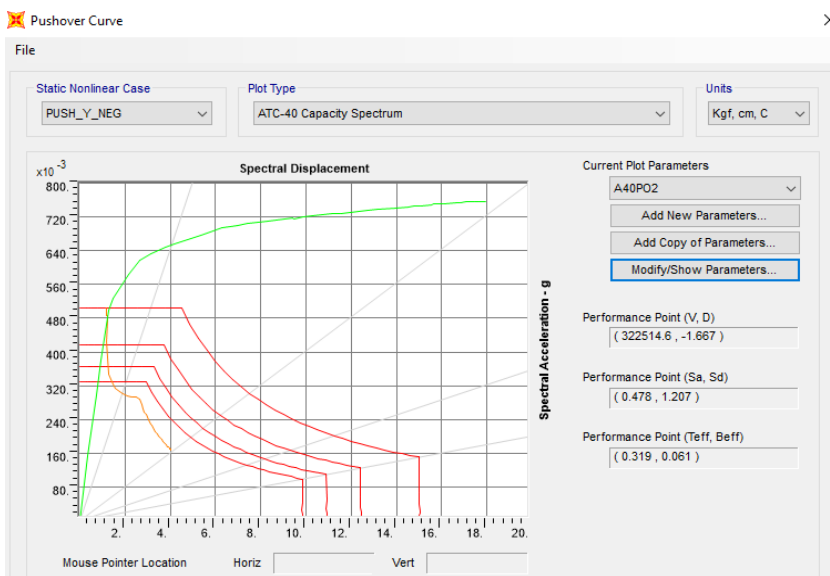


Figura 76. Obtención del punto de desempeño – Sismo ocasional – dirección YY (Fuente: SAP2000 v20.0.0)

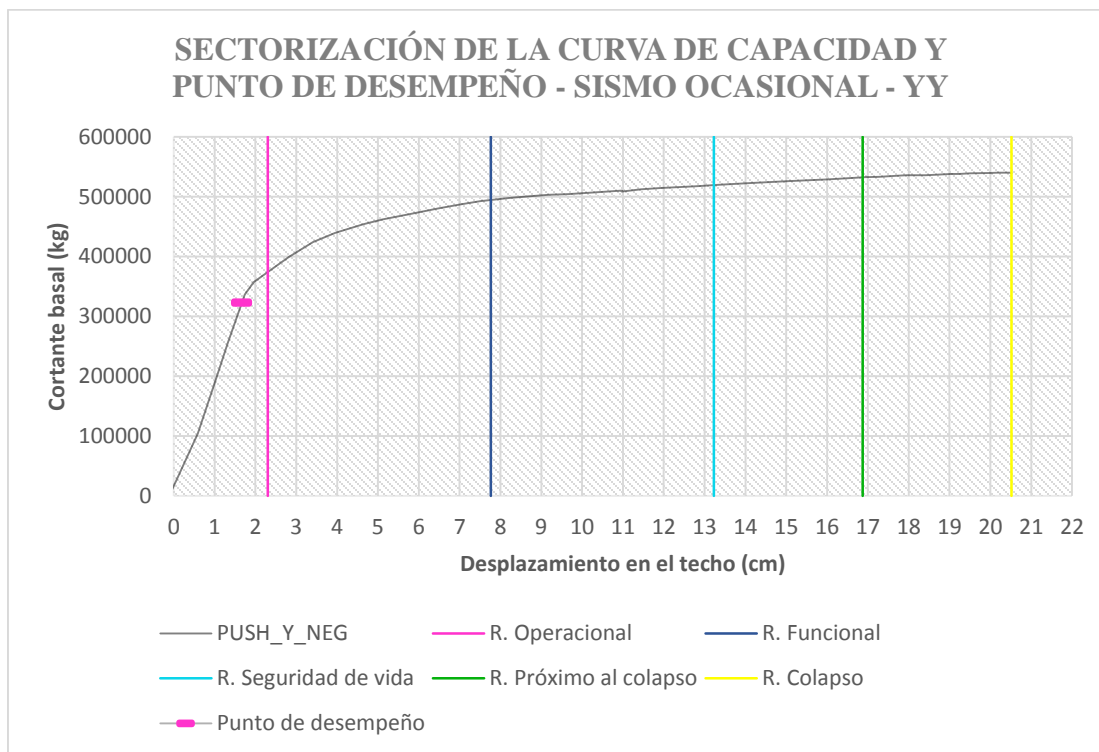


Figura 77. Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo ocasional – dirección YY

B. Punto de desempeño para sismo raro – dirección YY

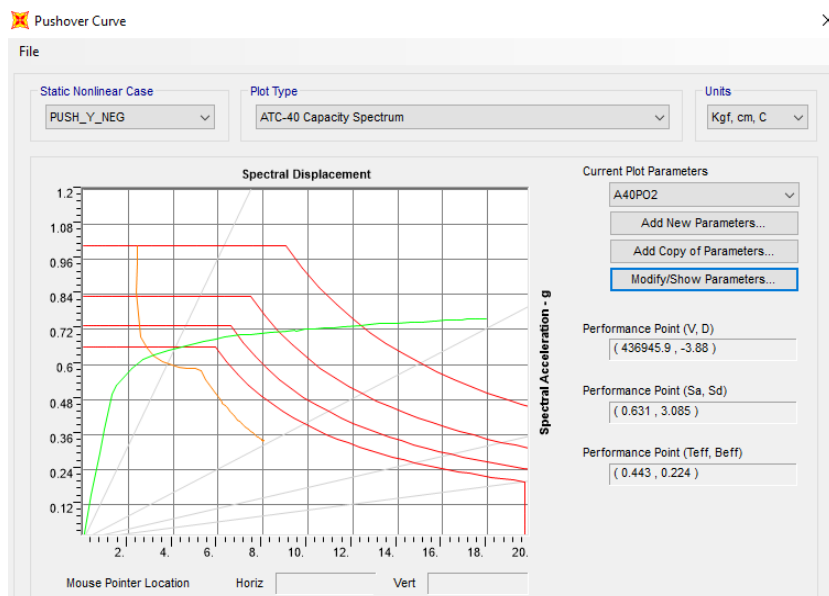


Figura 78. Obtención del punto de desempeño – Sismo raro – dirección YY
(Fuente: SAP2000 v20.0.0)

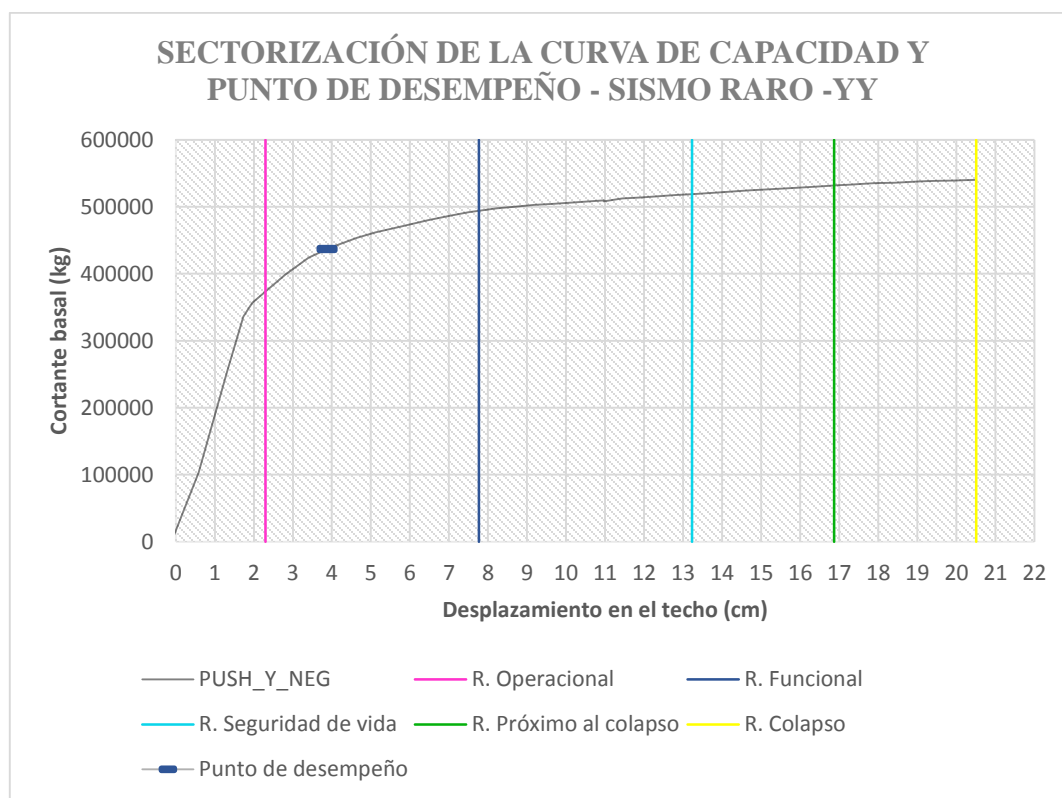


Figura 79. Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo Raro – dirección YY

C. Punto de desempeño para sismo muy raro – dirección YY

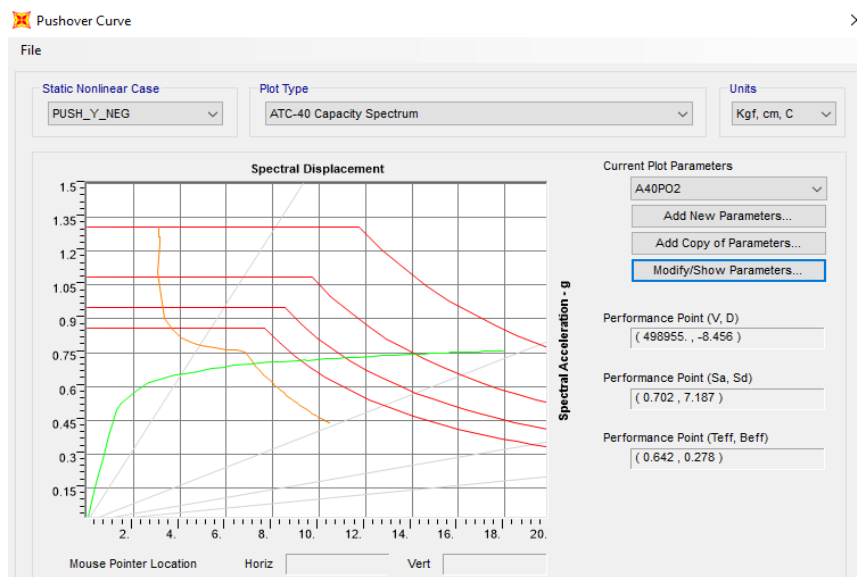


Figura 80. Obtención del punto de desempeño – Sismo muy raro – dirección YY
(Fuente: SAP2000 v20.0.0)

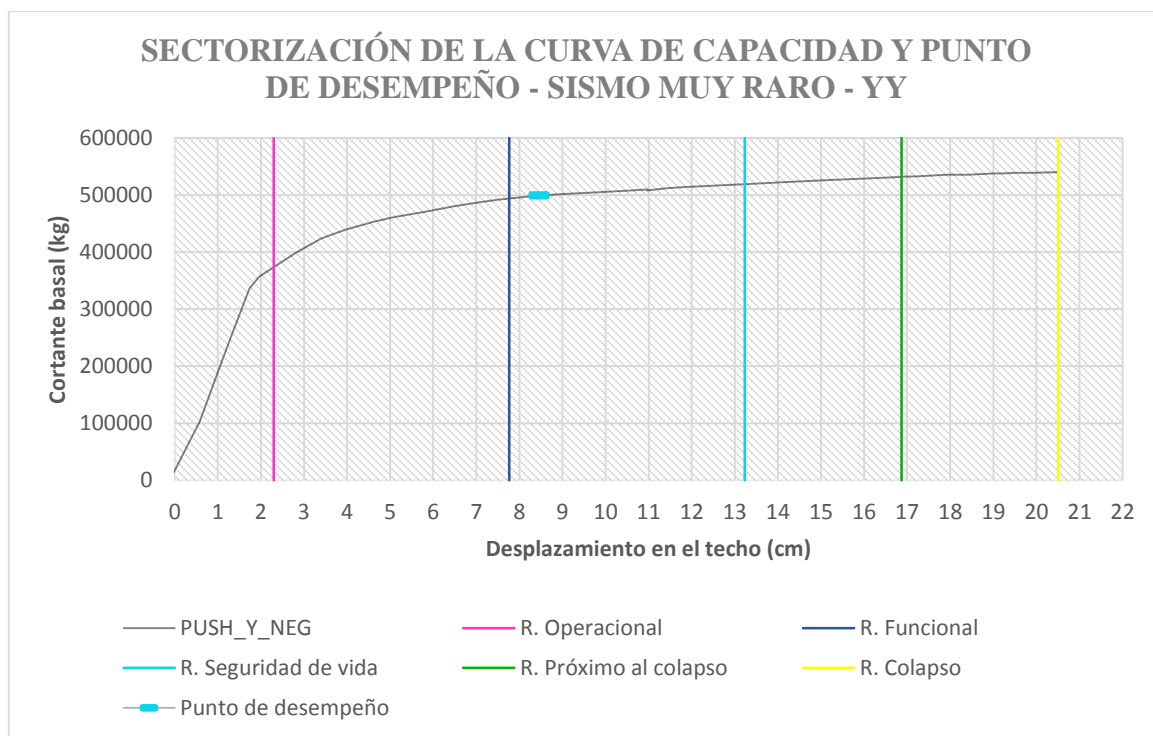


Figura 81. Sectorización de la curva de capacidad y punto de desempeño - Sismo muy raro – dirección YY

4.3. PRUEBA DE HIPOTESIS

De los resultados obtenidos, se acepta la hipótesis: El desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco, incumple los objetivos de desempeño propuesto por el comité Visión 2000.

4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Esta investigación tuvo como propósito Evaluar el desempeño sismorresistente, de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco.

La evaluación del desempeño sismorresistente se realizó mediante un modelo computarizado de la estructura utilizando el software computacional SAP2000 v20.0.0.

1. Se planteó como hipótesis al problema general, que el desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca – Pasco, incumple los objetivos de desempeño propuesto por el comité visión 2000.

En la siguiente tabla se presenta los objetivos de desempeño sísmico que debería cumplir una edificación esencial, según la propuesta del comité visión 2000.

Objetivos de desempeño propuesto por el comité visión 2000

Demanda sísmica	Nivel de desempeño				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Próximo al colapso	Colapso
Ocasional	X				
Raro		X			
Muy raro			X		

Luego de realizar el modelo y análisis computarizado se obtienen los siguientes resultados

Dirección X-X

Demanda sísmica	Nivel de desempeño				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Próximo al colapso	Colapso
Ocasional		X			
Raro					→ X
Muy raro					→ X

Dirección Y-Y

Demanda sísmica	Nivel de desempeño				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Próximo al colapso	Colapso
Ocasional	X				
Raro		X			
Muy raro			X		

El desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B, incumple los objetivos de desempeño propuesto por el comité visión 2000

- Para el primer problema específico se tiene la hipótesis: Los puntos de desempeño de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca - Pasco, exceden los rangos de desplazamiento establecidos por el comité visión 2000.

En las siguientes tablas se presentan los rangos de desplazamiento que deben alcanzar los puntos de desempeño, según el comité visión 2000.

Dirección XX

Demanda sísmica	Nivel de desempeño	Rango de desplazamientos	
		Límite Inferior (cm)	Límite Superior (cm)
Sismo ocasional	Operacional	0	4.000
Sismo raro	Funcional	4.000	7.729
Sismo muy raro	Seguridad de vida	7.729	11.457

Dirección YY

Demanda sísmica	Nivel de desempeño	Rango de desplazamientos	
		Límite Inferior (cm)	Límite Superior (cm)
Sismo ocasional	Operacional	0	2.300
Sismo raro	Funcional	2.300	7.764
Sismo muy raro	Seguridad de vida	7.764	13.228

Luego de realizar el modelo y análisis computarizado se obtienen los siguientes desplazamientos para los puntos de desempeño.

Dirección XX

Demanda sísmica	Puntos de desempeño (cm)
Sismo ocasional	7.219
Sismo raro	Más allá del punto de falla
Sismo muy raro	Más allá del punto de falla

Dirección YY

Demanda sísmica	Puntos de desempeño (cm)
Sismo ocasional	1.667
Sismo raro	3.880
Sismo muy raro	8.456

Los puntos de desempeño exceden los rangos de desplazamiento establecidos por el Comité Visión 2000.

- Para el segundo problema específico se tiene la hipótesis: los resultados del análisis estático no lineal pushover frente al análisis recomendado por la norma E030, se asemeja al comportamiento real de la estructura.

En efecto con el análisis estático no lineal Pushover, se tiene el trabajo en los dos rangos: elástico e inelástico, tal como se observa en el modelo bilineal de la curva de capacidad, donde el Punto de Fluencia Efectiva (FE) es la frontera entre el límite elástico e inelástico de la estructura, apreciando así el comportamiento más cercano a la realidad de la estructura. Además, se obtuvo otros resultados como: ductilidad disponible y sobre resistencia de la estructura.

CONCLUSIONES

1. El desempeño sismorresistente de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca – Pasco, incumple los objetivos de desempeño propuesto por el comité visión 2000, ya que están por encima de las exigencias de dicha propuesta, como se puede apreciar en los siguientes cuadros:

Dirección XX

Demanda sísmica	Nivel de desempeño				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Próximo al colapso	Colapso
Ocasional	X	X			
Raro		X			→X
Muy raro			X		→X

Dirección YY

Demanda sísmica	Nivel de desempeño				
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Próximo al colapso	Colapso
Ocasional	X X				
Raro		X X			
Muy raro			X X		

X: Objetivos de la propuesta del COMITÉ VISIÓN 2000

X: Objetivos alcanzados por la estructura del pabellón B

2. Los puntos de desempeño de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco, Yanahuanca – Pasco, exceden los rangos de desplazamiento establecidos por el comité visión 2000.

Dirección XX

Demanda sísmica	Nivel de desempeño	Rango de desplazamientos		Punto de desempeño (cm)
		Límite inferior (cm)	Límite superior (cm)	
Sismo ocasional	Operacional	0	4.000	7.219
Sismo raro	Funcional	4.000	7.729	Más allá del punto de falla
Sismo muy raro	Seguridad de vida	7.729	11.457	Más allá del punto de falla

Dirección YY

Demanda sísmica	Nivel de desempeño	Rango de desplazamientos		Punto de desempeño (cm)
		Límite inferior (cm)	Límite superior (cm)	
Sismo ocasional	Operacional	0	2.300	1.667
Sismo raro	Funcional	2.300	7.764	3.880
Sismo muy raro	Seguridad de vida	7.764	13.228	8.456

3. De la evaluación del desempeño sismorresistente utilizando el análisis estático no lineal pushover, se concluye que los resultados obtenidos, se asemeja a un comportamiento más real de la estructura, ya que este análisis trabaja conjuntamente en el rango elástico e inelástico, en comparación con el análisis recomendado por la norma E-030, que solo trabaja en el rango elástico.

Dirección XX

Ductilidad disponible	$u = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{FE}}$	$u = \frac{16.429}{4.00}$	4.107
Sobre resistencia	$SR = \frac{V_{max}}{\Delta_{Diseño}}$	$SR = \frac{119584.830 \text{ kg}}{122102.090 \text{ kg}}$	0.979

Dirección YY

Ductilidad disponible	$u = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{FE}}$	$u = \frac{20.513}{2.30}$	8.919
Sobre resistencia	$SR = \frac{V_{max}}{\Delta_{Diseño}}$	$SR = \frac{538848.010 \text{ kg}}{332974.920 \text{ kg}}$	1.618

4. La estructura analizada no cumple con nuestra norma sismorresistente E-030, debido a que se muestra muy flexible en la dirección XX, llegando a experimentar distorsiones de entrepiso que superan los límites permisibles y una sobre resistencia menor a la unidad.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda efectuar estudios de evaluación del desempeño sismorresistente en estructuras esenciales para conocer su comportamiento más probable, y conocer si los objetivos de desempeño alcanzados cumplen, o no, con la propuesta del comité visión 2000. De este modo poder planificar y mitigar posibles consecuencias de los sismos.
2. Se recomienda tener mucho cuidado en el cálculo de los puntos de desempeño, ya que de estos valores depende el desempeño sismorresistente que alcanzará la estructura analizada.
3. Se recomienda realizar un análisis estático no lineal pushover para la evaluación de desempeño sismorresistente de una estructura, ya que sus resultados dan a conocer el comportamiento más real de la estructura, debido a que trabaja en el rango elástico e inelástico.
4. Reforzar la estructura mediante el uso de placas en la dirección XX, para satisfacer las recomendaciones de la Norma E-030 y así mejorar el desempeño sismorresistente de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

- SEAOC (Structural Engineers Association of California): Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Vision 2000 committee, Sacramento, California - 1995
- ATC-40 (Applied Technology Council): Seismic Evaluation and Retrofit of concrete building, 1996.
- FEMA 440 (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias): Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, 2005.
- ASCE 41-13 (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles): Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2014.
- Santana, R. (2012) en su tesis magistral “Diseño por desempeño de estructuras de albañilería confinada”. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima - Perú
- Navarro, L. y Fernández, V. (2006). En su tesis “Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Seis Pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones”. Pontificia Universidad Católica del Perú PUCP. Lima- Perú.
- Bolaños, M. (2015) en su tesis “Desempeño Sismorresistente del Edificio F de la Universidad Nacional de Cajamarca”. Universidad Nacional de Cajamarca. Perú
- Ottazzi, G. (2003), Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Fondo Editorial PUCP. Lima.
- Aguiar R, Mora D. y Rodríguez M. (2015): Diagrama momento-curvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación Ceinci-Lab.
- Bertero, V. (2001): Ingeniería sísmica basada en el desempeño de las construcciones. España: 2º Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica.

- PIQUÉ DEL POZO, Javier (2008). Diseño por capacidad: estrategia neozelandesa de diseño sismorresistente. Revista “El Ingeniero Civil”.
- CCIP PERÚ (Centro de Capacitación e Investigación Profesional). Curso: Análisis Estático no Lineal Pushover y Desempeño Estructural.
- Park, R. y Paulay, T. (1992): libro de Estructuras de concreto reforzado
- Norma Técnica de Edificaciones E-020, Cargas
- Norma Técnica E-030, Diseño sismorresistente.
- Norma Técnica E-060, Concreto Armado.
- Norma Técnica E-070, albañilería.

ANEXOS

ANEXO 01

INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

FICHA TÉCNICA DE INSPECCIÓN

FICHA TÉCNICA DE INSPECCIÓN RÁPIDA

FECHA

03-may-18

HORA

4.00 pm

DURACIÓN DE VISITA

2.5

 horas

I. INFORMACIÓN GENERAL

A. UBICACIÓN:

1. Nombre de la estructura	Institución Educatica Ernesto Diez Canseco (Pabellón B)
2: Distrito	Yanahuanca
3. Provincia	Daniel A. Carrión
4. Departamento	Pasco

B. INFORMACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA:

1. Tipo de establecimiento:	Estatal				
2. Año de construcción:	2011				
3. Numero de pisos	3				
4. Area construida:					
Area construida primer piso	246.5	m2	Area total construida	700.06	m2
Area construida segundo piso	226.78	m2			
Area construida tercer piso:	226.78	m2			
5. Area techada:	299.52	m2			

C. INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA:

Existe información de planos

Ubicación y localización	Si	<input checked="" type="checkbox"/>	No	<input type="checkbox"/>
Arquitectura	Si	<input checked="" type="checkbox"/>	No	<input type="checkbox"/>
Estructura	Si	<input checked="" type="checkbox"/>	No	<input type="checkbox"/>
Instalaciones eléctricas	Si	<input checked="" type="checkbox"/>	No	<input type="checkbox"/>
Instalaciones sanitarias	Si	<input checked="" type="checkbox"/>	No	<input type="checkbox"/>

II. COMPONENTE ESTRUCTURAL

A. INFRAESTRUCTURA FÍSICA:

Altura Primer piso:	3.35	m	(desde nivel de terreno natura 0+00 a piso terminado)
Altura segundo piso:	3.2	m	(desde nivel de piso terminado a nivel de piso terminado)
Altura tercer piso:	Variable		

B. INFORMACIÓN DE SUELO (Expediente técnico):

Capacidad portante:

1.5

 kg/cm2

C. CATEGORIA DE LA ESTRUCTURA DE ACUERO A LA NORMA SISMORRESISTENTE E-030:

A	<input type="checkbox"/>	B	<input type="checkbox"/>	C	<input type="checkbox"/>	D	<input type="checkbox"/>
A1	<input type="checkbox"/>						
A2	<input checked="" type="checkbox"/>						

- A: Edificaciones esenciales
- B: Edificaciones importantes
- C: Edificaciones comunes
- D: Edificaciones temporales

D. SISTEMA ESTRUCTURAL:

El sistema estructural se identifica en ambas direcciones: X, Y

Sistema estructural en dirección "X"

Albañilería confinada	<input type="checkbox"/>
Pórticos de concreto armado	<input checked="" type="checkbox"/>
Sistema dúal (Pórticos y placas)	<input type="checkbox"/>
Muros estructurales (placas)	<input type="checkbox"/>

Sistema estructural en dirección "Y"

Albañilería confinada	<input checked="" type="checkbox"/>
Pórtico de concreto armado	<input type="checkbox"/>
Sistema dúal (Pórticos y placas)	<input type="checkbox"/>
Muros estructurales (placas)	<input type="checkbox"/>

E: SECCIÓN DE ELEMENTOS PREDOMINANTES:

Columnas:	C1	0.30 x 0.60	Rectangular	Cantidad	6
	C2	0.30 x 0.60	Rectangular	Cantidad	8
	C3	0.30 x 0.25	Rectangular	Cantidad	4

Vigas principales:	0.30 x 0.65	Rectangular
	0.30 x 0.45	Rectangular
	0.30 x 0.50	Rectangular
Vigas secundarias:	0.30 x 0.45	Rectangular
	0.15 x 0.40	Rectangular
	0.15 x 0.50	Rectangular
	0.15 x 0.65	Rectangular

Muros de albañilería:

Espesor: m

F. SISTEMA PISO TECHO

Primer nivel: Losa aligerada horizontal Losa maciza
Espesor m

Segundo nivel: Losa aligerada horizontal Losa maciza
Espesor m

Tercer nivel: Losa aligerada inclinada Losa maciza
Espesor m

III. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura del pabellón B está construida de concreto armado, su estructurado es a base de un sistema aporticado en la dirección X-X y de muros portantes en la dirección Y-Y (muros, columnas y vigas). La estructura está compuesta de 03 niveles, los entrepisos están conformados a base de losas aligeradas horizontales y el techo del ultimo nivel presenta losas aligeradas inclinadas conformando un techo a dos aguas.

ANEXO 02

MODELO INELÁSTICO DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

ESTRUCTURALES

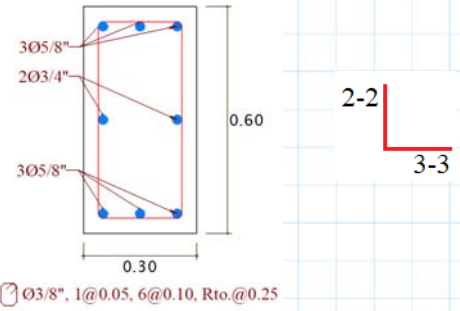
(RELACIÓN MOMENTO - ROTACIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS USANDO EL

SOFTWARE COMPUTACIONAL PTC MATHCAD PRIME 4.0)

MODELO INELÁSTICO DE LA COLUMNA C1-30x60 (RÓTULA PLÁSTICA) - EJE LOCAL 3-3

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de la sección $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 60 \text{ cm}$ Altura de la sección $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 55 \text{ cm}$ Altura efectiva



2. MATERIALES

$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm} \quad A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \quad db_2 := \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm} \quad A_2 := \frac{\pi \cdot db_2^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 3 \cdot A_1 + A_2 = 8.79 \text{ cm}^2 \quad A'_s := 3 \cdot A_1 + A_2 = 8.79 \text{ cm}^2$$

4. PLANTEAMIENTO.

A. Presentar el diagrama de interacción de la sección.

Cálculo de los momentos últimos y de cedencia para los puntos característicos

Po= Compresión pura Pb= Falla balanceada Pfp= Falla a flexión pura

P1= Falla controlada por compresión P2= Falla controlada por tracción To= Falla a tracción pura

A.1. Compresión pura

- * El concreto alcanzó su agotamiento. * El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió
- * El acero de refuerzo inferior a compresión ya cedió * Comportamiento elasto-plástico del acero

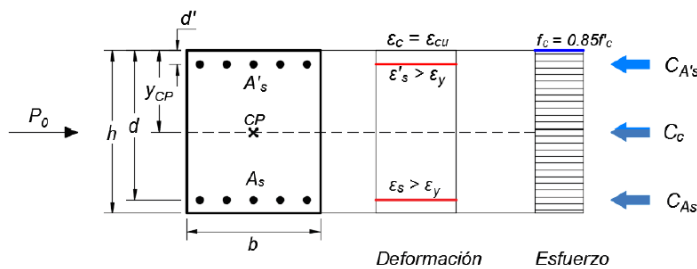


Figura 1.

- Estableciendo equilibrio de fuerzas en la figura 1, se tiene:

$$CA's := A's \cdot f_y = 36.91 \text{ tonnef} \quad \text{Compresión en el acero superior}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot (b \cdot h - A_s - A'_s) = 318.163 \text{ tonnef} \quad \text{Compresión en el concreto}$$

$$CAs := A_s \cdot f_y = 36.91 \text{ tonnef} \quad \text{Compresión en el acero inferior}$$

$$Po := CA's + Cc + CAs = 391.984 \text{ tonnef} \quad \text{Fuerza axial a compresión pura}$$

$$y_{cp} := \frac{Cc \cdot 0.5 \cdot h + CA's \cdot d' + CAs \cdot d}{Po} = 30 \text{ cm} \quad \text{Posición del centroide plástico medido desde la fibra superior.}$$

A.2. Tracción pura

- * El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió * Comportamiento elasto-plástico del acero
- * El acero de refuerzo superior a tracción ya cedió * Se desprecia la contribución a tracción del concreto.

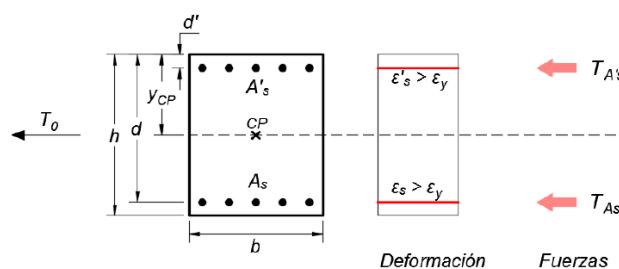


Figura 2.

- Estableciendo equilibrio de fuerzas en la figura 2, se tiene:

$$TA's := A's \cdot fy = 36.91 \text{ tonnef}$$

Tracción en el acero superior

$$TAs := As \cdot fy = 36.91 \text{ tonnef}$$

Tracción en el acero inferior

$$To := -TA's - TAs = -73.821 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial a tracción pura

A.3. Falla balanceada

‰ El concreto alcanzó su agotamiento

‰ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió

‰ El acero de refuerzo inferior a tracción esta justo en cedencia

‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

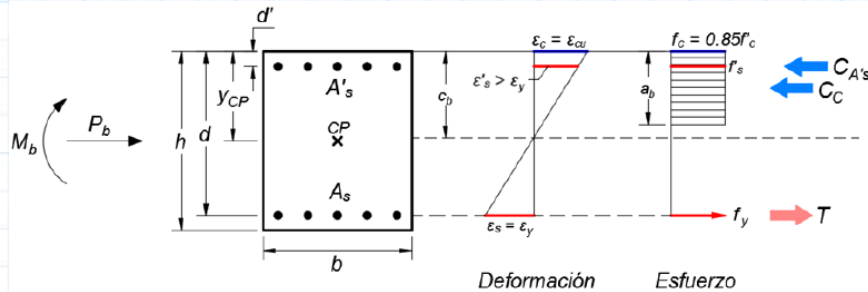


Figura 3.

- De acuerdo a la relación de deformaciones de la figura 3, se obtiene directamente la profundidad del eje neutro:

$$cb := \frac{\epsilon_{cu} \cdot d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} = 32.353 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para la falla balanceada

- Se verifica que el acero a compresión ya cedió: $\epsilon's := \epsilon_{cu} \cdot \frac{(cb - d')}{cb} = 0.0025$

if ($\epsilon's > \epsilon_y$, "En cedencia", "No cedencia") = "En cedencia"

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot fy = 36.91 \text{ tonnef}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot cb \cdot b = 147.263 \text{ tonnef}$$

$$TAs := As \cdot fy = 36.91 \text{ tonnef}$$

- Obtenemos la fuerza axial, momento y curvatura para la condición balanceada:

$$Pb := Cc + CA's - TAs = 147.263 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial para falla balanceada

$$Mb := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot cb}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 42.385 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento para falla balanceada

$$\phi b := \frac{\epsilon_{cu}}{cb} = 0.009 \frac{1}{m}$$

Curvatura para falla balanceada

A.4. Falla controlada por compresión: $Po > P1 > Pb$ $Po = 391.984 \text{ tonnef}$ $Pb = 147.263 \text{ tonnef}$

A.4.1. Análisis para la carga axial: $P1a := Pb + \frac{(Po - Pb)}{2} = 269.623 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

‰ El concreto alcanzó su agotamiento

‰ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió

‰ El acero de refuerzo inferior a tracción no ha cedido

‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

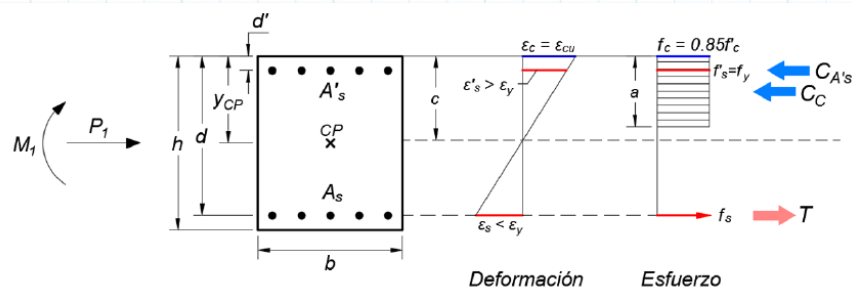


Figura 4.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 4, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro de la sección:

$$P1a = 0.85 f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot fy - As \cdot fs$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \epsilon_{cu} - P1a) \cdot c - As \cdot Es \cdot \epsilon_{cu} \cdot d = 0$$

$$A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 455.175 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$B := A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \epsilon_{cu} - P1a = -179.983 \text{ tonnef}$$

$$D := -As \cdot Es \cdot \epsilon_{cu} \cdot d = -29.001 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 51.834 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Se verifica que el acero superior a compresión ya cedió y el acero inferior a tracción no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d')}{c} = 0.00271 \quad \text{if}(\varepsilon'_s > \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f'_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.00018 \quad \text{if}(\varepsilon_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f_s := E_s \cdot \varepsilon_s = 366.525 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f'_s = 36.91 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 235.934 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot f_s = 3.221 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último : $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi u1a := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.0058 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu1a := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 28.838 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.4.2. Análisis para la carga axial: $P1b := Pb + \frac{(Po - Pb)}{4} = 208.443 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‰ El concreto alcanzó su agotamiento
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió
- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción no ha cedido
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 4, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro de la sección:

$$P1b = 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot f_y - As \cdot f_s$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot f_y + As \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} - P1b) \cdot c - As \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b = 455.175 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A's \cdot f_y + As \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} - P1b = -118.803 \text{ tonnef}$$

$$D := -As \cdot E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d = -29.001 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 41.466 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero superior a compresión ya cedió y el acero inferior a tracción no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d')}{c} = 0.00264 \quad \text{if}(\varepsilon'_s > \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f'_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.00098 \quad \text{if}(\varepsilon_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f_s := E_s \cdot \varepsilon_s = 1958.339 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f'_s = 36.91 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 188.743 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot f_s = 17.21 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último : $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi u1b := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.00723 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu1b := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 36.891 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.5. Estudio de falla controlada por tracción: $P2 < Pb \quad Pb = 147.263 \text{ tonnef}$

A.5.1. Análisis para carga axial: $P2a := \frac{2}{3} \cdot Pb = 98.175 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‰ El concreto alcanzó su agotamiento
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió
- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

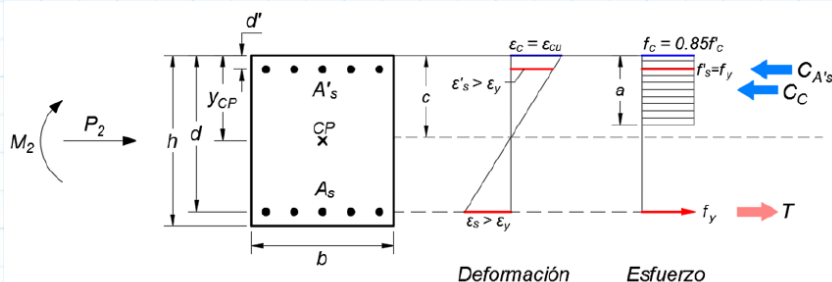


Figura 5.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas en la figura 5, se define directamente la profundidad del eje neutro de la sección, en función a la carga axial aplicada:

$$P2a = 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot f_y - As \cdot f_y \quad c := \frac{P2a + f_y \cdot (As - A's)}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = 21.569 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero superior a compresión ya cedió, y el acero a tracción ya cedió:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d')}{c} = 0.0023 \quad \text{if}(\varepsilon'_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - c)}{c} = 0.00465 \quad \text{if}(\varepsilon_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A'_s \cdot f'_s = 36.91 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 98.175 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot f_s = 36.91 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último : $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi u_{2a} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.01391 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu_{2a} := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 38.908 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.5.2. Análisis para carga axial: $P_{2b} := \frac{Pb}{3} = 49.088 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‡ El concreto alcanzó su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas en la figura 5, se define directamente la profundidad del eje neutro de la sección, en función a la carga axial aplicada:

$$P_{2b} = 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A'_s \cdot f'_s - As f_y$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A'_s \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot f_y - P_{2b}) \cdot c - (A'_s \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d') = 0 \quad A c^2 + B c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b = 455.175 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A'_s \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot f_y - P_{2b} = -33.269 \text{ tonnef}$$

$$D := -A'_s \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = -2.636 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 12.097 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero a compresión no ha cedido y el acero a tracción ya cedió:

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(c - d')}{c} = 0.00176 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := Es \cdot \varepsilon'_s = 3520.064 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.01064 \quad \text{if}(\varepsilon_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A'_s \cdot f'_s = 30.935 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 55.063 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot f_s = 36.91 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último : $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi u_{2b} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.0248 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu_{2b} := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 30.649 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.6. Flexión pura $P := 0 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‡ El concreto alcanzó su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
- ‡ El acero de refuerzo a tracción ya cedió
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

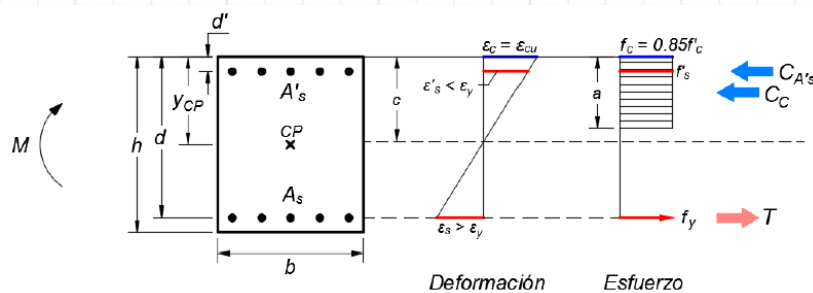


Figura 6.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 6, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$0 = 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A'_s \cdot f'_s - As \cdot f_y$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A'_s \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot f_y) \cdot c - A'_s \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = 0 \quad A \cdot c^2 + B c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 455.175 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot fy = 15.819 \text{ tonnef}$$

$$D := -A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = -2.636 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 6.069 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido y que el acero inferior a tracción ya cedió:

$$\varepsilon's := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(c - d')}{c} = 0.00053 \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 1056.715 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.02419 \quad \text{if}(\varepsilon_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f_s := fy = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f's = 9.287 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 27.624 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot fs = 36.91 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último : $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi_{ufp} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.04943 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{ufp} := Cc \cdot \left(y_{cp} - \beta_1 \cdot \frac{c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 19.124 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.7. Falla en cedencia

A.7.1. Analisis para la carga axial: $P2a = 98.175 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ⊗ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ⊗ El acero de refuerzo inferior a tracción está justo en cedencia
- ⊗ Comportamiento lineal elástico del concreto
- ⊗ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
- ⊗ Comportamiento elasto-plástico del acero.

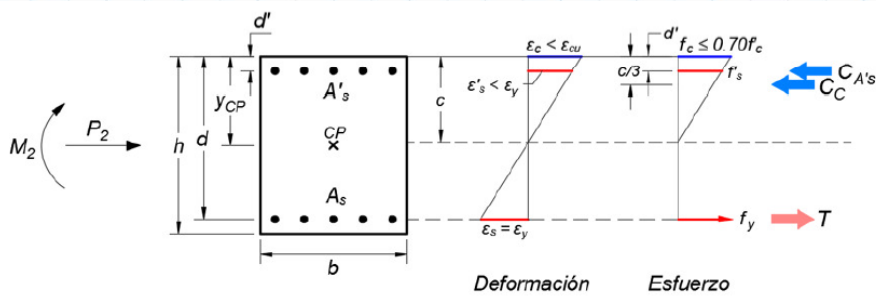


Figura 7.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 7, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$\left(\frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} \right) \cdot c^2 + (A's \cdot Es \cdot \varepsilon_y + As \cdot fy + P2a) \cdot c - (A's \cdot Es \cdot \varepsilon_y \cdot d' + As \cdot fy \cdot d + P2a \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A's \cdot Es \cdot \varepsilon_y + As \cdot fy + P2a = 171.996 \text{ tonnef}$$

$$D := -(A's \cdot Es \cdot \varepsilon_y \cdot d' + As \cdot fy \cdot d + P2a \cdot d) = -76.143 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 23.074 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c} = 0.00119 \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 2377.761 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- También se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite del comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.00152 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon_c = 329.918 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"No cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto tenga un comportamiento no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

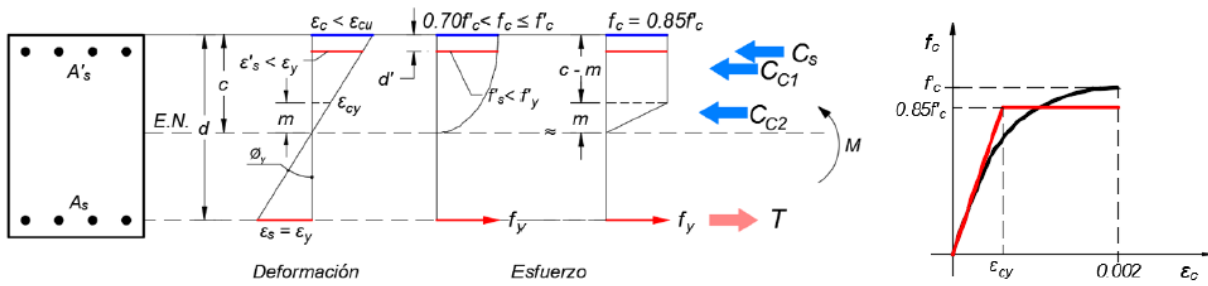


Figura 8.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 8, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro:

$$\begin{aligned} & c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) \\ & - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a) \\ & + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a \cdot d = 0 \end{aligned} \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a) = -2.431 \text{ tonnef}$$

$$D := 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a \cdot d = 0.449 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 25.849 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 11.105 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{(d - c)} = 0.0015 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 3003.854 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (c - m) \cdot b = 78.953 \text{ tonnef} \quad Cs := A'_s \cdot f'_s = 26.398 \text{ tonnef}$$

$$Cc2 := 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 29.734 \text{ tonnef} \quad TAs := A_s \cdot f_y = 36.91 \text{ tonnef}$$

- Por último, hallamos la curvatura cedente y momento cedente:

$$\phi y2a := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.0072 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My2a := Cc1 \cdot \left(y_{cp} - \left(\frac{c - m}{2}\right)\right) + Cc2 \cdot \left(y_{cp} - c + \frac{2}{3} \cdot m\right) + Cs \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 37.128 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.7.2. Analisis para la carga axial: $P2b = 49.088 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ Comportamiento lineal elástico del concreto
- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está justo en la cedencia
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 7, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$\left(\frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2}\right) \cdot c^2 + (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P2b) \cdot c - (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P2b \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P2b = 122.908 \text{ tonnef}$$

$$D := -(A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P2b \cdot d) = -49.144 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 19.279 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c} = 0.00084 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1678.866 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Tambien se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico:

$$f_{climite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo límite del comportamiento elástico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.00113$$

if($\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$, "Ok", "No cumple") = "Ok"

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 246.363 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

if($f_c < f_{cl\acute{m}ite}$, "Ok", "No cumple") = "No cumple"

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto tenga un comportamiento no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 8, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b) \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$+ 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b \cdot d = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b) = -2.224 \text{ tonnef}$$

$$D := 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b \cdot d = 0.336 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 19.845 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 13.392 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{(d - c)} = 0.00089 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1773.542 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (c - m) \cdot b = 34.554 \text{ tonnef} \quad Cs := A'_s \cdot f'_s = 15.586 \text{ tonnef}$$

$$Cc2 := 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 35.858 \text{ tonnef} \quad TAs := A_s \cdot f_y = 36.91 \text{ tonnef}$$

- Por último, hallamos la curvatura cedente y momento cedente:

$$\phi y2b := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.00597 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My2b := Cc1 \cdot \left(y_{cp} - \left(\frac{c - m}{2}\right)\right) + Cc2 \cdot \left(y_{cp} - c + \frac{2}{3} \cdot m\right) + Cs \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 29.218 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.7.3. Análisis de flexión pura: $P := 0 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ Comportamiento lineal elástico del concreto

- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está justo en la cedencia
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

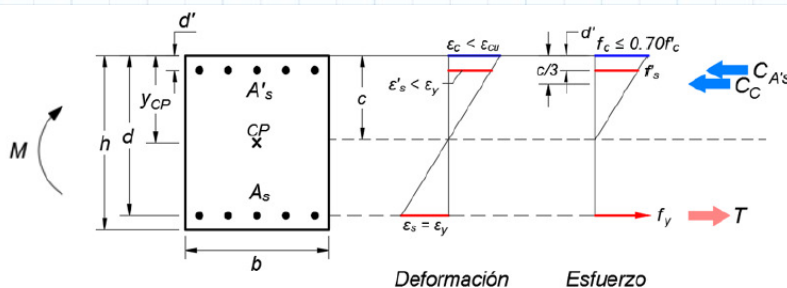


Figura 9.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 9, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$\left(\frac{E_c \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2}\right) \cdot c^2 + (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P) \cdot c - (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{E_c \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P = 73.821 \text{ tonnef}$$

$$D := -(A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P \cdot d) = -22.146 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 13.384 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon's := \varepsilon y \cdot \frac{(c-d)}{d-c} = 0.00042 \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f's := E_s \cdot \varepsilon's = 846.166 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Tambien se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico

$$fcl\acute{m}ite := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite del comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon c := \frac{\varepsilon y \cdot c}{d-c} = 0.00068 \quad \text{if}(\varepsilon c < \varepsilon c_u, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon c = 146.81 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < fcl\acute{m}ite, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$C_c := \frac{f_c \cdot b \cdot c}{2} = 29.474 \text{ tonnef} \quad C_s := A's \cdot f's = 7.436 \text{ tonnef} \quad TAs := A_s \cdot f_y = 36.91 \text{ tonnef}$$

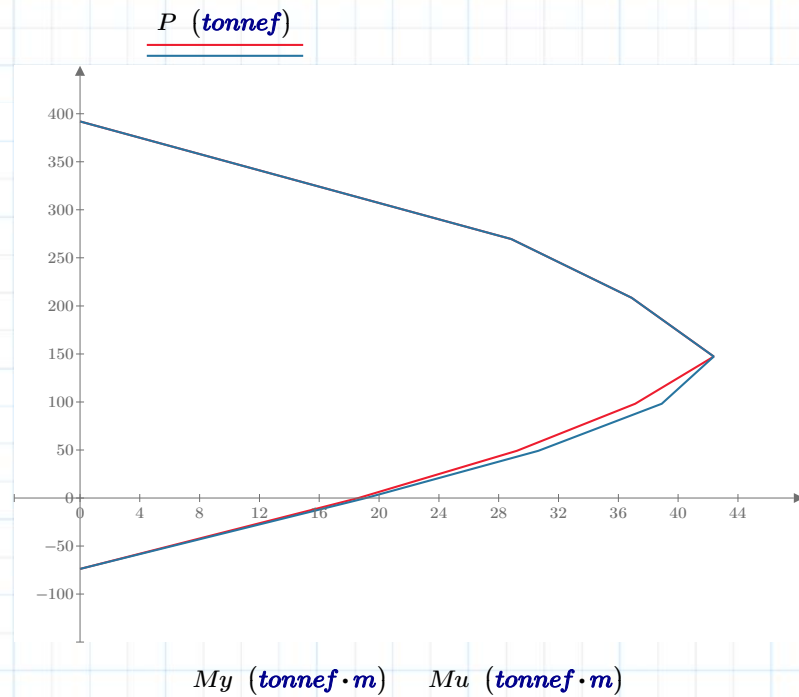
- Por 3ltimo, hallamos la curvatura cedente y momento cedente: $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi yfp := \frac{\varepsilon y}{d-c} = 0.00505 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{yfp} := C_c \cdot \left(y_{cp} - \frac{c}{3} \right) + C_s \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 18.614 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

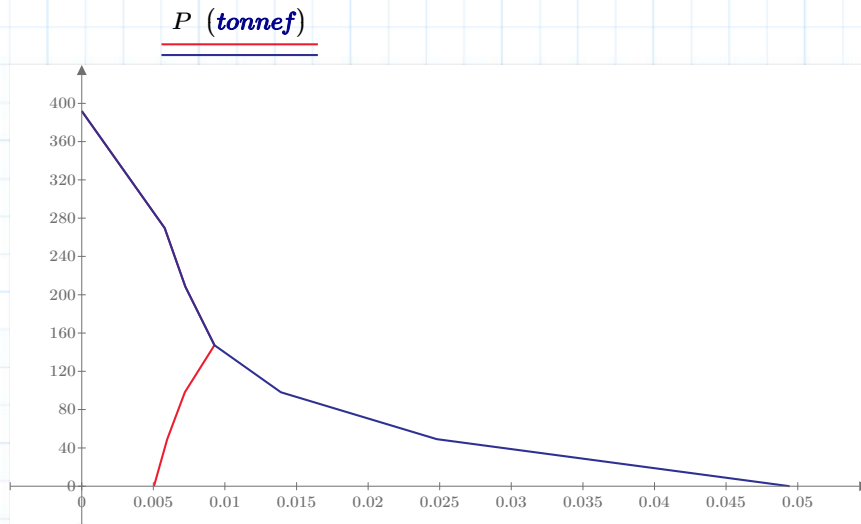
A.8. Diagrama de interacci3n (Carga axial - Momento) en condici3n cedente y 3ltima

P	M_y	P	M_u
P_o	0	P_o	0
P_{1a}	M_{u1a}	P_{1a}	M_{u1a}
P_{1b}	M_{u1b}	P_{1b}	M_{u1b}
P_b	M_b	P_b	M_b
P_{2a}	M_{y2a}	P_{2a}	M_{u2a}
P_{2b}	M_{y2b}	P_{2b}	M_{u2b}
0	M_{yfp}	0	M_{ufp}
T_o	0	T_o	0



A.9. Diagrama de Carga axial - Curvatura en condici3n cedente y 3ltima

P	ϕ_u	P	ϕ_y
P_o	0	P_o	0
P_{1a}	ϕ_{u1a}	P_{1a}	ϕ_{u1a}
P_{1b}	ϕ_{u1b}	P_{1b}	ϕ_{u1b}
P_b	ϕ_b	P_b	ϕ_b
P_{2a}	ϕ_{u2a}	P_{2a}	ϕ_{y2a}
P_{2b}	ϕ_{u2b}	P_{2b}	ϕ_{y2b}
0	ϕ_{yfp}	0	ϕ_{yfp}



$\phi_y \left(\frac{1}{m} \right)$ $\phi_u \left(\frac{1}{m} \right)$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

A. Primer piso: C1-30*60_P-M2-M3_1P $L_{col} := 3.35 \text{ m}$

A.1. Caso de estudio: $Panálisis := 130 \text{ tonnef}$

$My_{130} := 40.564 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ $\phi_{y130} := 0.009 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{Panálisis}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.344$ **Entrar en la primera columna**

- Segunda columna: $d_{be} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $A_{be} := \frac{\pi \cdot d_{be}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas: $A_v := 2 \cdot A_{be} = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada

$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 32920.152 \text{ kgf}$ $\rho := \frac{A_v}{b \cdot sep} = 0.005$ **Entrar en la segunda columna**

- Tercera columna: $V_{actuante} := \frac{2 \cdot My_{130}}{L_{col}} = 24.217 \text{ tonnef}$

$\frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $x_{cal} := \frac{24.217}{0.30 \cdot 0.55 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 3.82$ **Entrar en la tercera columna**

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$ **if** $\left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	a1 0.010	b1 0.010	c1 0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008

$x_1 := 3$ $x_{cal} = 3.82$ $a_1 := 0.010$ $b_1 := 0.010$ $c_1 := 0.0$

$x_2 := 6$ $a_2 := 0.008$ $b_2 := 0.008$ $c_2 := 0.0$

$at := (a_2 - a_1) \cdot \frac{(x_{cal} - x_1)}{(x_2 - x_1)} + a_1 = 0.009$ $bt := (b_2 - b_1) \cdot \frac{(x_{cal} - x_1)}{(x_2 - x_1)} + b_1 = 0.009$

$ct := (c_2 - c_1) \cdot \frac{(x_{cal} - x_1)}{(x_2 - x_1)} + c_1 = 0$

*Rotación de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 \text{ m}^4$ $\theta_{y130} := \frac{L_{col} \cdot My_{130}}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.00192948 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_{u130} := \theta_{y130} + at = 0.011 \text{ rad}$ $Mu_{130} := My_{130} + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.7 \cdot (\theta_{u130} - \theta_{y130})}{m} = 44.448 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta_{r130} := \theta_{y130} + bt = 0.011 \text{ rad}$ $Mr_{130} := My_{130} \cdot ct = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{Mu_{130}}{My_{130}} = 1.096$

A.3. Caso de estudio: *Panálisis* := 35 **tonnef**

$My_{35} := 26.207 \text{ tonnef} \cdot m$ $\phi_{y35} := 0.006 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{Panálisis}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.093$ **Entrar en la primera columna**

- Segunda columna: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Abe := \frac{\pi \cdot dbe^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas: $Av := 2 \cdot Abe = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada

$V_s := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 32920.152 \text{ kgf}$ $\rho := \frac{Av}{b \cdot sep} = 0.005$ **Entrar en la segunda columna**

- Tercera columna: $Vactuante := \frac{2 \cdot My_{35}}{Lcol} = 15.646 \text{ tonnef}$

$\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $x_{cal} := \frac{15.646}{0.30 \cdot 0.55 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 2.468$ **Entrar en la tercera columna**

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$ **if** $\left(V_s > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	a1 0.032	b1 0.060	c1 0.2	0.005	0.045	0.060
			at := 0.032	bt := 0.06	ct := 0.2			

*Rotación de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 \text{ m}^4$ $\theta_{y35} := \frac{Lcol \cdot My_{35}}{6 \cdot Ec \cdot I_c} = 0.00124657 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_{u35} := \theta_{y35} + at = 0.033 \text{ rad}$ $Mu_{35} := My_{35} + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot I_c \cdot 0.7 \cdot (\theta_{u35} - \theta_{y35})}{m} = 39.354 \text{ tonnef} \cdot m$

*Rotación y momento residual: $\theta_{r35} := \theta_{y35} + bt = 0.061 \text{ rad}$ $Mr_{35} := My_{35} \cdot ct = 5241.4 \text{ kgf} \cdot m$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{Mu_{35}}{My_{35}} = 1.502$

* Criterios de aceptación

≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	IO 0.005	LS 0.045	CP 0.060
						IO := 0.005	LS := 0.045	CP := 0.06

A.4. Caso de estudio: *Panálisis* := 0 **tonnef**

$My_{fp} = 18.614 \text{ tonnef} \cdot m$ $\phi_{yfp} = 0.005 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{Panálisis}{b \cdot h \cdot f'c} = 0$ **Entrar en la primera columna**

- Segunda columna: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Abe := \frac{\pi \cdot dbe^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas $Av := 2 \cdot Abe = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada

$V_s := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 32920.152 \text{ kgf}$ $\rho := \frac{Av}{b \cdot sep} = 0.005$ **Entrar en la segunda columna**

- Tercera columna: $Vactuante := \frac{2 \cdot My_{fp}}{Lcol} = 11.113 \text{ tonnef}$

$\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $x_{cal} := \frac{11.113}{0.30 \cdot 0.55 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.753$ **Entrar en la tercera columna**

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$ **if** $\left(V_s > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	a1 0.032	b1 0.060	c1 0.2	0.005	0.045	0.060
			at := 0.032	bt := 0.06	ct := 0.2			

*Rotación de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 \text{ m}^4$ $\theta_{yfp} := \frac{L_{col} \cdot M_{yfp}}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.0008854 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_{ufp} := \theta_{yfp} + at = 0.033 \text{ rad}$ $M_{ufpa} := M_{yfp} + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.7 \cdot (\theta_{ufp} - \theta_{yfp})}{m} = 31.761 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta_{rfp} := \theta_{yfp} + bt = 0.061 \text{ rad}$ $M_{rfp} := M_{yfp} \cdot ct = 3722.796 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{M_{ufpa}}{M_{yfp}} = 1.706$

*Criterios de aceptación

≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	IO 0.005	LS 0.045	CP 0.060
$IO := 0.005$	$LS := 0.045$	$CP := 0.06$						

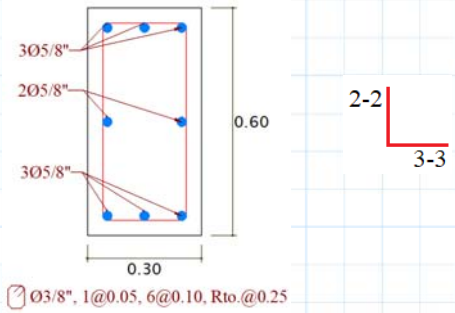
- Para hallar los diagramas de momento - rotación de las columnas del segundo y tercer nivel, se usarán las longitudes de cada nivel y los procedimientos desde el ítem 5 en adelante.

- Para hallar el modelo inelástico de la columna C1-30x60 para el eje local 2-2, se usarán los mismos procedimientos usados para el eje local 3-3.

MODELO INELÁSTICO DE LA COLUMNA C2-30x60 (RÓTULA PLÁSTICA) - EJE LOCAL 3-3

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de la sección $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 60 \text{ cm}$ Altura de la sección $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 55 \text{ cm}$ Altura efectiva



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$

$A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$

$A_s := 4 \cdot A_1 = 7.917 \text{ cm}^2$

$A'_s := 4 \cdot A_1 = 7.917 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO.

A. Presentar el diagrama de interacción de la sección.

Cálculo de los momentos últimos y de cedencia para los puntos característicos

Po= Compresión pura

Pb= Falla balanceada

Pfp= Falla a flexión pura

P1= Falla controlada por compresión

P2= Falla controlada por tracción

To= Falla a tracción pura

A.1. Compresión pura

* El concreto alcanzó su agotamiento.

* El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió

* El acero de refuerzo inferior a compresión ya cedió

* Comportamiento elasto-plástico del acero.

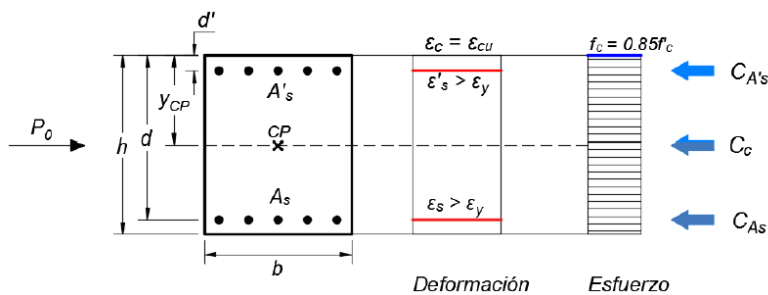


Figura 1.

- Estableciendo equilibrio de fuerzas en la figura 1, se tiene:

$$CA's := A's \cdot f_y = 33.253 \text{ tonnef}$$

Compresión en el acero superior

$$Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot (b \cdot h - A_s - A's) = 318.474 \text{ tonnef}$$

Compresión en el concreto

$$CA_s := A_s \cdot f_y = 33.253 \text{ tonnef}$$

Compresión en el acero inferior

$$Po := CA's + Cc + CA_s = 384.979 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial a compresión pura

$$y_{cp} := \frac{Cc \cdot 0.5 \cdot h + CA's \cdot d' + CA_s \cdot d}{Po} = 30 \text{ cm}$$

Posición del centroide plástico medido desde la fibra superior.

A.2. Tracción pura

* El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió

* Comportamiento elasto-plástico del acero

* El acero de refuerzo superior a tracción ya cedió

* Se desprecia la contribución a tracción del concreto.

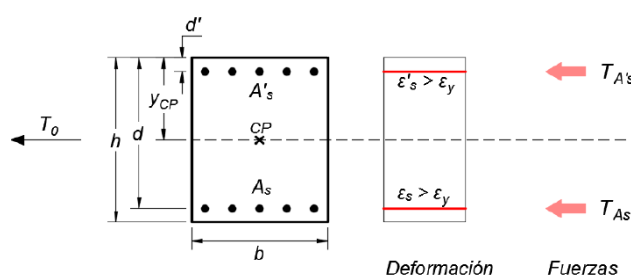


Figura 2.

- Estableciendo equilibrio de fuerzas en la figura 2, se tiene:

$$TA's := A's \cdot fy = 33.253 \text{ tonnef}$$

Tracción en el acero superior

$$TAs := As \cdot fy = 33.253 \text{ tonnef}$$

Tracción en el acero inferior

$$To := -TA's - TAs = -66.505 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial a tracción pura

A.3. Falla balanceada

‰ El concreto alcanzó su agotamiento

‰ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió

‰ El acero de refuerzo inferior a tracción esta justo en cedencia

‰ Comportamiento elasto-plástico del acero

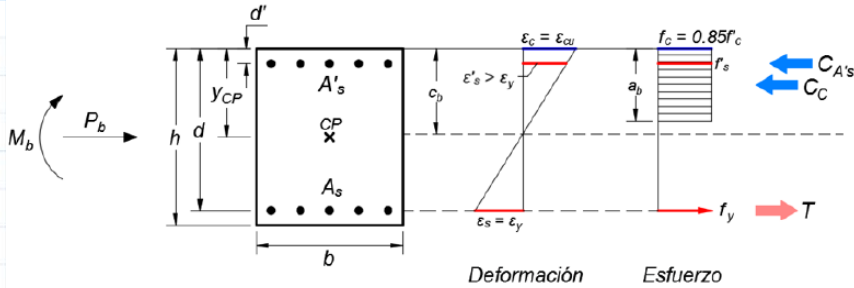


Figura 3.

- De acuerdo a la relación de deformaciones de la figura 3, se obtiene directamente la profundidad del eje neutro:

$$cb := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = 32.353 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para la falla balanceada

- Se verifica que el acero a compresión ya cedió:

$$\varepsilon's := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(cb - d')}{cb} = 0.0025 \quad \text{if } (\varepsilon's > \varepsilon_y, \text{ "En cedencia", "No cedencia"}) = \text{"En cedencia"}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot fy = 33.253 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot cb \cdot b = 147.263 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot fy = 33.253 \text{ tonnef}$$

- Obtenemos la fuerza axial, momento y curvatura para la condición balanceada:

$$Pb := Cc + CA's - TAs = 147.263 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial para falla balanceada

$$Mb := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot cb}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 40.556 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento para falla balanceada

$$\phi b := \frac{\varepsilon_{cu}}{cb} = 0.009 \frac{1}{\text{m}}$$

Curvatura para falla balanceada

A.4. Falla controlada por compresión: $Po > P1 > Pb$ $Po = 384.979 \text{ tonnef}$ $Pb = 147.263 \text{ tonnef}$

A.4.1. Análisis para la carga axial: $P1a := Pb + \frac{(Po - Pb)}{2} = 266.121 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

‰ El concreto alcanzó su agotamiento

‰ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió

‰ El acero de refuerzo inferior a tracción no ha cedido

‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

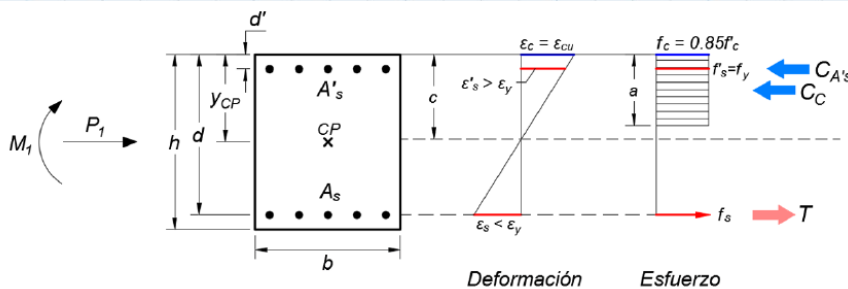


Figura 4.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 4, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro de la sección:

$$P1a = 0.85 f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot fy - As \cdot fs$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - P1a) \cdot c - As \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 455.175 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - P1a = -185.364 \text{ tonnef}$$

$$D := -As \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d = -26.127 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 51.804 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero superior a compresión ya cedió y el acero inferior a tracción no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d')}{c} = 0.00271 \quad \text{if}(\varepsilon'_s > \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f'_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.00019 \quad \text{if}(\varepsilon_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f_s := E_s \cdot \varepsilon_s = 370.168 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f'_s = 33.253 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 235.799 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot fs = 2.931 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último : $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi u1a := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.0058 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu1a := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 27.87 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.4.2. Analisis para la carga axial: $P1b := Pb + \frac{(Po - Pb)}{4} = 206.692 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‡ El concreto alcanzó su agotamiento ‡ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió
- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción no ha cedido ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 4, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro de la sección:

$$P1b = 0.85 f'_c \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot fy - As \cdot fs$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - P1b) \cdot c - As \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b = 455.175 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - P1b = -125.935 \text{ tonnef}$$

$$D := -As \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d = -26.127 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 41.499 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero superior a compresión ya cedió y el acero inferior a tracción no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d')}{c} = 0.00264 \quad \text{if}(\varepsilon'_s > \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f'_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.00098 \quad \text{if}(\varepsilon_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f_s := E_s \cdot \varepsilon_s = 1951.986 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f'_s = 33.253 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 188.893 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot fs = 15.454 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último : $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi u1b := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.00723 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu1b := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 35.529 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.5. Estudio de falla controlada por tracción $P2 < Pb$ $Pb = 147.263 \text{ tonnef}$

A.5.1. Analisis para carga axial: $P2a := \frac{2}{3} \cdot Pb = 98.175 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‡ El concreto alcanzó su agotamiento ‡ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió
- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

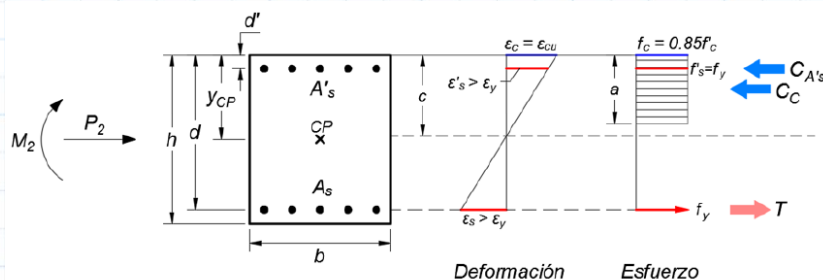


Figura 5.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas en la figura 5, se define directamente la profundidad del eje neutro de la sección, en función a la carga axial aplicada:

$$P2a = 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot fy - As \cdot fy \quad c := \frac{P2a + fy \cdot (As - A's)}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = 21.569 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero superior a compresión y el acero a tracción ya cedieron:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (c - d')}{c} = 0.0023 \quad \text{if}(\varepsilon'_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \frac{\varepsilon_{cu} \cdot (d - c)}{c} = 0.00465 \quad \text{if}(\varepsilon_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f'_s = 33.253 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 98.175 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot f_s = 33.253 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último : $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi u2a := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.01391 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu2a := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 37.079 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.5.2. Análisis para carga axial: $P2b := \frac{Pb}{3} = 49.088 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‡ El concreto alcanzó su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no cedió
- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas en la figura 5, se define la profundidad del eje neutro en función de la carga aplicada:

$$P2b = 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot f'_s - As f_y$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot f_y - P2b) \cdot c - (A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d') = 0 \quad A c^2 + B c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b = 455.175 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot f_y - P2b = -34.836 \text{ tonnef}$$

$$D := -A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = -2.375 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 12.001 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero a compresión no ha cedido y el acero a tracción ya cedió.

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(c - d')}{c} = 0.00175 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := Es \cdot \varepsilon'_s = 3500.289 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.01075 \quad \text{if}(\varepsilon_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes

$$CA's := A's \cdot f'_s = 27.713 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 54.627 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot f_s = 33.253 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último : $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi u2b := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.025 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu2b := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 28.843 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.6. Flexión pura: $P := 0 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‡ El concreto alcanzó su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

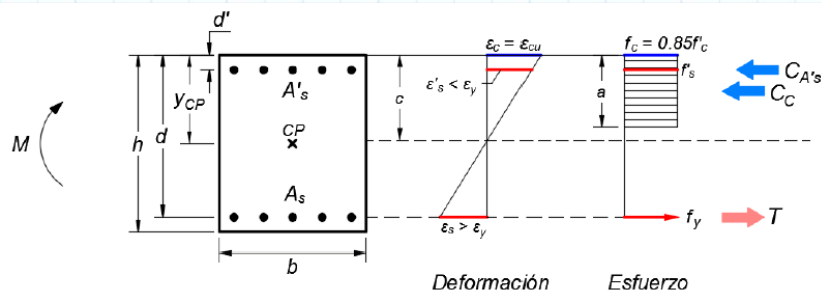


Figura 6.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 6, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$0 = 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot f'_s - As \cdot f_y$$

$$(0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot f_y) \cdot c - A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = 0 \quad A \cdot c^2 + B c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b = 455.175 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot f_y = 14.251 \text{ tonnef}$$

$$D := -A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = -2.375 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 5.826 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido y que el acero inferior a tracción ya cedió

$$\varepsilon's := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(c-d')}{c} = 0.00043 \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 850.606 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d-c)}{c} = 0.02532 \quad \text{if}(\varepsilon_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f_s := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f's = 6.735 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 26.518 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot f_s = 33.253 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último :

$$\phi_{ufp} := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.05149 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{ufp} := Cc \cdot \left(y_{cp} - \beta_1 \cdot \frac{c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 17.296 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.7. Falla en cedencia

A.7.1. Análisis para la carga axial: $P2a = 98.175 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento

‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está justo en la cedencia

‰ Comportamiento lineal elástico del concreto

‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido

‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

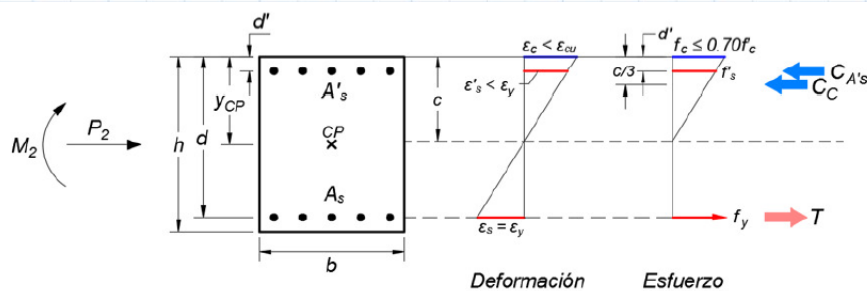


Figura 7.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 7, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$\left(\frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} \right) \cdot c^2 + (A's \cdot Es \cdot \varepsilon_y + As \cdot f_y + P2a) \cdot c - (A's \cdot Es \cdot \varepsilon_y \cdot d' + As \cdot f_y \cdot d + P2a \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := A's \cdot Es \cdot \varepsilon_y + As \cdot f_y + P2a = 164.68 \text{ tonnef}$$

$$D := -(A's \cdot Es \cdot \varepsilon_y \cdot d' + As \cdot f_y \cdot d + P2a \cdot d) = -73.948 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 22.969 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \varepsilon_y \cdot \frac{(c-d')}{d-c} = 0.00118 \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 2356.082 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- También se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{i}mite del comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{d-c} = 0.00151 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon_c = 327.327 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"No cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto tenga un comportamiento no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008

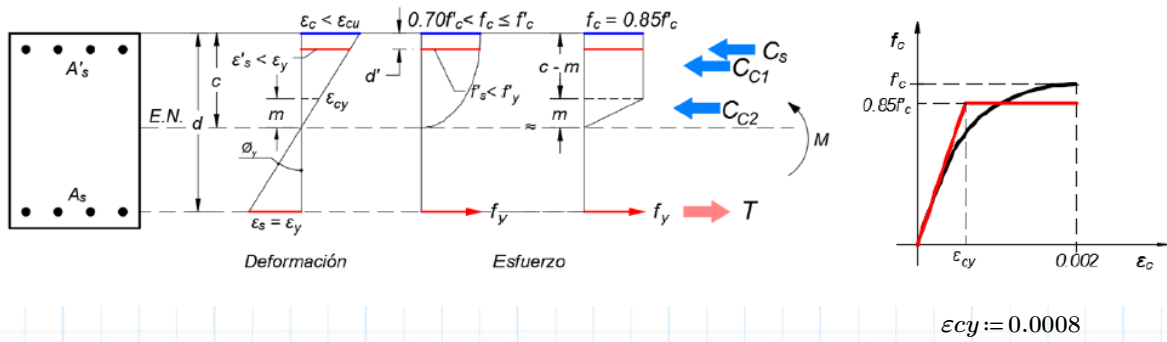


Figura 8.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 8, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a \cdot d = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a) = -2.4 \text{ tonnef}$$

$$D := 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a \cdot d = 0.44 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 25.724 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 11.153 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{(d - c)} = 0.00149 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 2973.057 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (c - m) \cdot b = 78.027 \text{ tonnef} \quad Cs := A'_s \cdot f'_s = 23.539 \text{ tonnef}$$

$$Cc2 := 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 29.862 \text{ tonnef} \quad TAs := A_s \cdot f_y = 33.253 \text{ tonnef}$$

- Por último, hallamos la curvatura cedente y momento cedente:

$$\phi y2a := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.00717 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My2a := Cc1 \cdot \left(y_{cp} - \left(\frac{c - m}{2}\right)\right) + Cc2 \cdot \left(y_{cp} - c + \frac{2}{3} \cdot m\right) + Cs \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 35.419 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.7.2. Analisis para la carga axial: $P2b = 49.088 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‡ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‡ Comportamiento lineal elástico del concreto
- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción está justo en la cedencia
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 7, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$\left(\frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2}\right) \cdot c^2 + (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P2b) \cdot c - (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P2b \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P2b = 115.593 \text{ tonnef}$$

$$D := -(A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P2b \cdot d) = -46.95 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 19.071 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c} = 0.00082 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1644.931 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- También se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite del comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.00111 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 242.306 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{c\text{límite}}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"No cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el tenga un comportamiento no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 8, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b \cdot d = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b) = -2.194 \text{ tonnef}$$

$$D := 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b \cdot d = 0.327 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 19.571 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 13.497 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{(d - c)} = 0.00086 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1727.328 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (c - m) \cdot b = 32.527 \text{ tonnef}$$

$$Cc2 := 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 36.138 \text{ tonnef}$$

$$Cs := A'_s \cdot f'_s = 13.676 \text{ tonnef}$$

$$TAs := A_s \cdot f_y = 33.253 \text{ tonnef}$$

- Por último, hallamos la curvatura cedente y momento cedente:

$$\phi y2b := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.00593 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My2b := Cc1 \cdot \left(y_{cp} - \left(\frac{c - m}{2}\right)\right) + Cc2 \cdot \left(y_{cp} - c + \frac{2}{3} \cdot m\right) + Cs \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 27.523 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.7.3. Analisis de flexión pura $P := 0 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
‰ Comportamiento lineal elástico del concreto

‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está justo en la cedencia
‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

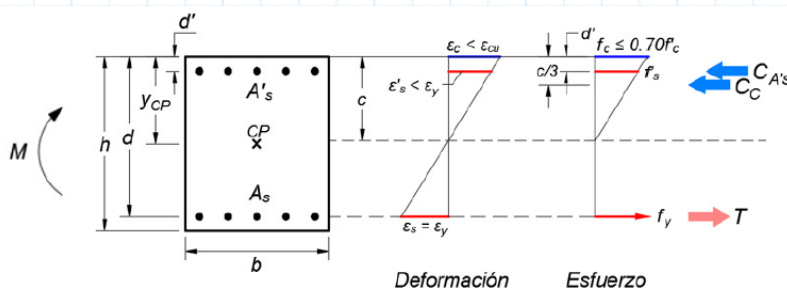


Figura 9.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$\left(\frac{E_c \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2}\right) \cdot c^2 + (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P) \cdot c - (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{E_c \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P = 66.505 \text{ tonnef}$$

$$D := -(A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P \cdot d) = -19.952 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 12.891 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c} = 0.00039 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 787.053 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- También se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{i}mite del comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\epsilon_c := \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.00064 \quad \text{if}(\epsilon_c < \epsilon_{cu}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \epsilon_c = 139.743 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$C_c := \frac{f_c \cdot b \cdot c}{2} = 27.021 \text{ tonnef} \quad C_s := A's \cdot f's = 6.231 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot fy = 33.253 \text{ tonnef}$$

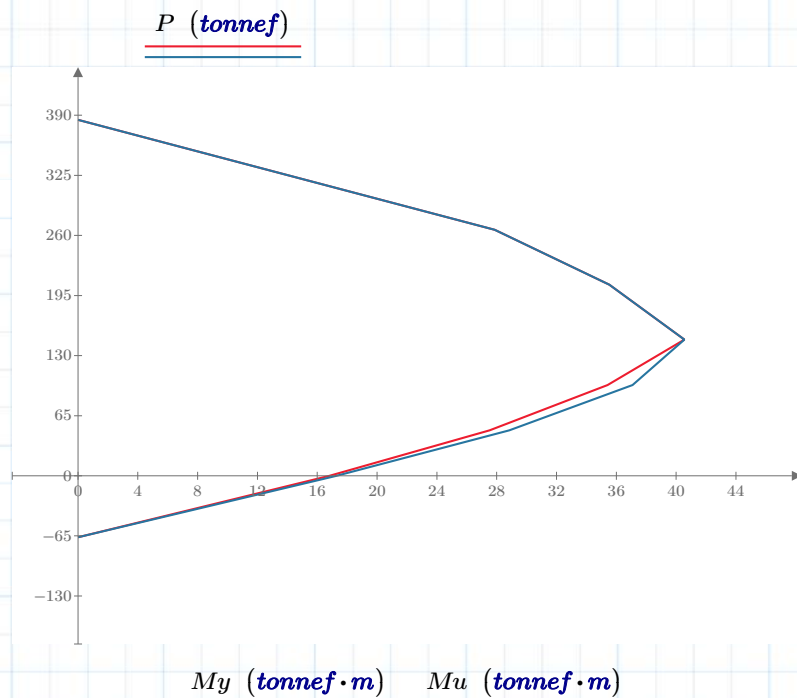
- Por \acute{u}ltimo, hallamos la curvatura cedente y momento cedente: $y_{cp} = 30 \text{ cm}$

$$\phi_{yfp} := \frac{\epsilon_y}{d - c} = 0.00499 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{yfp} := C_c \cdot \left(y_{cp} - \frac{c}{3} \right) + C_s \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 16.816 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

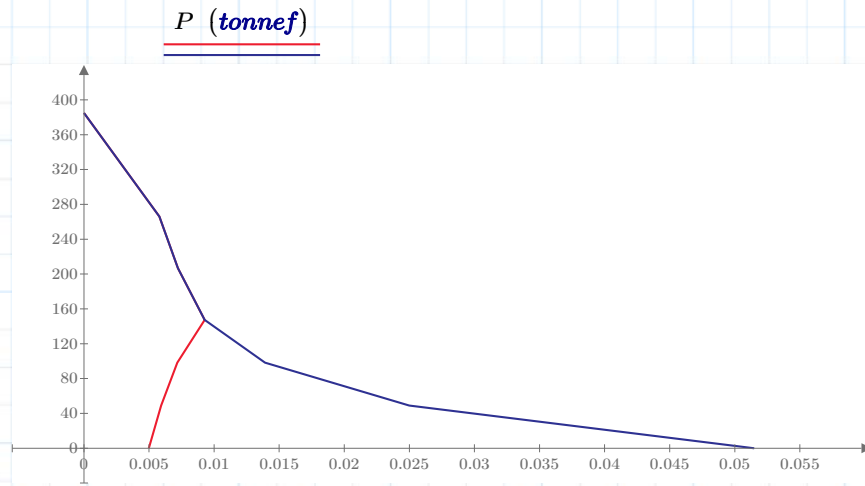
A.8. Diagrama de interacci3n (Carga axial - Momento) en condici3n cedente y \acute{u}ltima

P	M_y	P	M_u
P_o	0	P_o	0
$P1a$	$Mu1a$	$P1a$	$Mu1a$
$P1b$	$Mu1b$	$P1b$	$Mu1b$
Pb	Mb	Pb	Mb
$P2a$	M_y2a	$P2a$	M_u2a
$P2b$	M_y2b	$P2b$	M_u2b
0	M_{yfp}	0	M_{ufp}
T_o	0	T_o	0



A.9. Diagrama de Carga axial - Curvatura en condici3n cedente y \acute{u}ltima

P	ϕ_u	P	ϕ_y
P_o	0	P_o	0
$P1a$	ϕ_{u1a}	$P1a$	ϕ_{u1a}
$P1b$	ϕ_{u1b}	$P1b$	ϕ_{u1b}
Pb	ϕ_b	Pb	ϕ_b
$P2a$	ϕ_{u2a}	$P2a$	ϕ_{y2a}
$P2b$	ϕ_{u2b}	$P2b$	ϕ_{y2b}
0	ϕ_{ufp}	0	ϕ_{yfp}



$\phi_y \left(\frac{1}{m} \right)$ $\phi_u \left(\frac{1}{m} \right)$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

A. Primer piso: C2-30*60_P-M2-M3_1P

$L_{col} := 3.35 \text{ m}$

A.1. Caso de estudio: $P_{análisis} := 130 \text{ tonnef}$

$M_{y130} := 38.772 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ $\phi_{y130} := 0.009 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{P_{análisis}}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.344$ **Entrar en la primera columna**

- Segunda columna: $d_{be} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $A_{be} := \frac{\pi \cdot d_{be}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas $A_v := 2 \cdot A_{be} = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada

$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 32920.152 \text{ kgf}$ $\rho := \frac{A_v}{b \cdot sep} = 0.005$ **Entrar en la segunda columna**

- Tercera columna: $V_{actuante} := \frac{2 \cdot M_{y130}}{L_{col}} = 23.147 \text{ tonnef}$

$\frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $x_{cal} := \frac{23.147}{0.30 \cdot 0.55 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 3.651$ **Entrar en la tercera columna**

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$ **if** $\left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	$a1$ 0.010	$b1$ 0.010	$c1$ 0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008

$x1 := 3$ $x_{cal} = 3.651$ $a1 := 0.010$ $b1 := 0.010$ $c1 := 0.0$
 $x2 := 6$ $a2 := 0.008$ $b2 := 0.008$ $c2 := 0.0$
 $at := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.01$ $bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.01$
 $ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0$

*Rotación de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 \text{ m}^4$ $\theta_{y130} := \frac{L_{col} \cdot M_{y130}}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.00184424 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_{u130} := \theta_{y130} + at = 0.011 \text{ rad}$ $M_{u130} := M_{y130} + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.7 (\theta_{u130} - \theta_{y130})}{m} = 42.702 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

*Momento y rotación residual: $\theta_{r130} := \theta_{y130} + bt = 0.011 \text{ rad}$ $M_{r130} := M_{y130} \cdot ct = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{M_{u130}}{M_{y130}} = 1.101$

*Criterios de aceptación:

						IO	LS	CP
			a1	b1	c1	a1	b1	c1
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008

$$\begin{aligned}
 x1 &:= 3 & xcal &:= 3.651 & a1 &:= 0.003 & b1 &:= 0.009 & c1 &:= 0.010 \\
 x2 &:= 6 & & & a2 &:= 0.003 & b2 &:= 0.007 & c2 &:= 0.008 \\
 IO &:= (a2 - a1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.003 & LS &:= (b2 - b1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.009 \\
 CP &:= (c2 - c1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.01
 \end{aligned}$$

A.2. Caso de estudio: *Panálisis* := 85 **tonnef**

$$My85 := 33.303 \text{ tonnef} \cdot m \quad \phi y85 := 0.007 \frac{1}{m}$$

- Primera columna: $\frac{Panálisis}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.225$ **Entrar en la primera columna**

- Segunda columna: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Abe := \frac{\pi \cdot dbe^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas $Av := 2 \cdot Abe = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada

$$Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 32920.152 \text{ kgf} \quad \rho := \frac{Av}{b \cdot sep} = 0.005$$
 Entrar en la segunda columna

- Tercera columna: $Vactuante := \frac{2 \cdot My85}{Lcol} = 19.882 \text{ tonnef}$

$$xcal := \frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{19.882}{0.30 \cdot 0.55 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 3.136$$
 Entrar en la tercera columna

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$ **if** $\left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

			a1	b1	c1			
			0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060

$$\begin{aligned}
 x1 &:= 3 & xcal &:= 3.136 & a1 &:= 0.032 & b1 &:= 0.06 & c1 &:= 0.2 \\
 x2 &:= 6 & & & a2 &:= 0.025 & b2 &:= 0.06 & c2 &:= 0.2 \\
 at &:= (a2 - a1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.032 & bt &:= (b2 - b1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.06 \\
 ct &:= (c2 - c1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2
 \end{aligned}$$

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 \text{ m}^4$ $\theta y85 := \frac{Lcol \cdot My85}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.0015841 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta u85 := \theta y85 + at = 0.033 \text{ rad}$ $Mu85 := My85 + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.7 \cdot (\theta u85 - \theta y85)}{m} = 46.319 \text{ tonnef} \cdot m$

*Momento y rotación residual: $\theta r85 := \theta y85 + bt = 0.062 \text{ rad}$ $Mr85 := My85 \cdot ct = 6660.6 \text{ kgf} \cdot m$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{Mu85}{My85} = 1.391$

*Criterios de aceptación:

						IO	LS	CP
			a1	b1	c1	a1	b1	c1
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060

$$\begin{aligned}
 x1 &:= 3 & xcal &:= 3.136 & a1 &:= 0.005 & b1 &:= 0.045 & c1 &:= 0.060 \\
 x2 &:= 6 & & & a2 &:= 0.005 & b2 &:= 0.045 & c2 &:= 0.060 \\
 IO &:= (a2 - a1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.005 & LS &:= (b2 - b1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.045 \\
 CP &:= (c2 - c1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.06
 \end{aligned}$$

A.3. Caso de estudio: *Panálisis* := 35 **tonnef**

$My_{35} := 24.476 \text{ tonnef} \cdot m$ $\phi_{y35} := 0.006 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{Panálisis}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.093$ **Entrar en la primera columna**

- Segunda columna: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Abe := \frac{\pi \cdot dbe^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas $Av := 2 \cdot Abe = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada
 $Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 32920.152 \text{ kgf}$ $\rho := \frac{Av}{b \cdot sep} = 0.005$ **Entrar en la segunda columna**

- Tercera columna: $Vactuante := \frac{2 \cdot My_{35}}{Lcol} = 14.613 \text{ tonnef}$

$\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $xcal := \frac{14.613}{0.30 \cdot 0.55 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 2.305$ **Entrar en la tercera columna**

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$ **if** $\left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≤ 0.1 ≥ 0.006 $\leq 3 (0.25)$ $a1$ $b1$ $c1$ 0.005 0.045 0.060
 0.032 0.06 0.2

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 \text{ m}^4$ $\theta_{y35} := \frac{Lcol \cdot My_{35}}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.00116423 \text{ rad}$

*Rotación y momento último:
 $\theta_{u35} := \theta_{y35} + at = 0.033 \text{ rad}$ $Mu_{35} := My_{35} + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.7 \cdot (\theta_{u35} - \theta_{y35})}{m} = 37.623 \text{ tonnef} \cdot m$

*Momento y rotación residual: $\theta_{r35} := \theta_{y35} + bt = 0.061 \text{ rad}$ $Mr_{35} := My_{35} \cdot ct = 4895.2 \text{ kgf} \cdot m$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{Mu_{35}}{My_{35}} = 1.537$

*Criterios de aceptación

≤ 0.1 ≥ 0.006 $\leq 3 (0.25)$ 0.032 0.060 0.2 IO LS CP
 0.005 0.045 0.060

$IO := 0.005$ $LS := 0.045$ $CP := 0.06$

B.2. Caso de estudio *Panálisis* := 0 **tonnef**

$My_{fp} = 16.816 \text{ tonnef} \cdot m$ $\phi_{yfp} = 0.005 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{Panálisis}{b \cdot h \cdot f'c} = 0$ **Entrar en la primera columna**

- Segunda columna: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Abe := \frac{\pi \cdot dbe^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas $Av := 2 \cdot Abe = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada
 $Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 32920.152 \text{ kgf}$ $\rho := \frac{Av}{b \cdot sep} = 0.005$ **Entrar en la segunda columna**

- Tercera columna: $Vactuante := \frac{2 \cdot My_{fp}}{Lcol} = 10.04 \text{ tonnef}$

$\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $xcal := \frac{10.04}{0.30 \cdot 0.55 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.584$ **Entrar en la tercera columna**

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$ **if** $\left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≤ 0.1 ≥ 0.006 $\leq 3 (0.25)$ $a1$ $b1$ $c1$ 0.005 0.045 0.060
 0.032 0.06 0.2

$at := 0.032$ $bt := 0.06$ $ct := 0.2$

*Rotación de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0054 \text{ m}^4$ $\theta_{yfp} := \frac{L_{col} \cdot Myfp}{6 \cdot Ec \cdot I_c} = 0.00079989 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_{ufp} := \theta_{yfp} + at = 0.033 \text{ rad}$ $M_{ufpa} := Myfp + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot I_c \cdot 0.7 \cdot (\theta_{ufp} - \theta_{yfp})}{m} = 29.963 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

*Momento y rotación residual: $\theta_{rfp} := \theta_{yfp} + bt = 0.061 \text{ rad}$ $M_{rfp} := Myfp \cdot ct = 3363.261 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{M_{ufpa}}{Myfp} = 1.782$

*Criterios de aceptación:

≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	$\frac{IO}{0.005}$	$\frac{LS}{0.045}$	$\frac{CP}{0.060}$
------------	--------------	-----------------	-------	-------	-----	--------------------	--------------------	--------------------

$IO := 0.005$ $LS := 0.045$ $CP := 0.06$

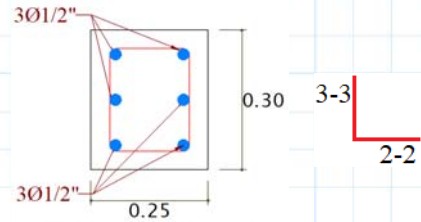
- Para hallar los diagramas de momento - rotación de las columnas del segundo y tercer nivel, se usarán las longitudes de cada nivel y los procedimientos desde el ítem 5 en adelante.

- Para hallar el modelo inelástico de la columna C2-30x60 para el eje local 2-2, se usarán los mismos procedimientos usados para el eje local 3-3.

MODELO INELÁSTICO DE LA COLUMNA C3-25x30 (RÓTULA PLÁSTICA) - EJE LOCAL 2-2

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 25 \text{ cm}$ Ancho de la sección $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 30 \text{ cm}$ Altura de la sección $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 25 \text{ cm}$ Altura efectiva



$\square \text{ } \varnothing 3/8", 1@0.05, 6@0.10, \text{ Rto.}@0.25$

2. MATERIALES

$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{1}{2} \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$ $A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$ $A_s := 3 \cdot A_1 = 3.8 \text{ cm}^2$
 $A'_s := 3 \cdot A_1 = 3.8 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO.

A. Presentar el diagrama de interacción de la sección.

Cálculo de los Momentos últimos y de cedencia para los puntos característicos

Po= Compresión pura

Pb= Falla balanceada

Pfp= Falla a flexión pura

P1= Falla controlada por compresión

P2= Falla controlada por tracción

To= Falla a tracción pura

A.1. Compresión pura

* El concreto alcanzó su agotamiento.

* El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió

* El acero de refuerzo inferior a compresión ya cedió

* Comportamiento elasto-plástico del acero

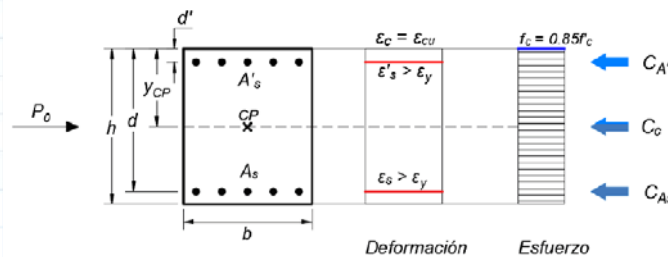


Figura 1.

- Estableciendo equilibrio de fuerzas en la figura 1, se tiene:

$$CA's := A'_s \cdot f_y = 15.961 \text{ tonnef}$$

Compresión en el acero superior

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot (b \cdot h - As - A's) = 132.518 \text{ tonnef}$$

Compresión en el concreto

$$CA_s := As \cdot f_y = 15.961 \text{ tonnef}$$

Compresión en el acero inferior

$$Po := CA's + Cc + CA_s = 164.441 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial a compresión pura

$$y_{cp} := \frac{Cc \cdot 0.5 \cdot h + CA's \cdot d' + CA_s \cdot d}{Po} = 15 \text{ cm}$$

Posición del centroide plástico medido desde la fibra superior.

A.2. Tracción pura

* El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió

* Comportamiento elasto-plástico del acero

* El acero de refuerzo superior a tracción ya cedió

* Se desprecia la contribución a tracción del concreto.

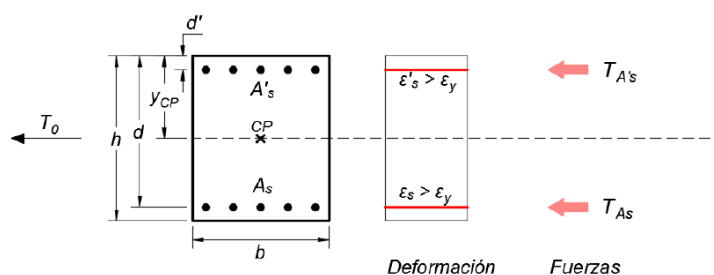


Figura 2.

Estableciendo equilibrio de fuerzas en la figura 2, se tiene:

$$TA's := A's \cdot fy = 15.961 \text{ tonnef}$$

Tracción en el acero superior

$$TAs := As \cdot fy = 15.961 \text{ tonnef}$$

Tracción en el acero inferior

$$To := -TA's - TAs = -31.923 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial a tracción pura

A.3. Falla balanceada

‰ El concreto alcanzó su agotamiento

‰ El acero de refuerzo superior a compresión no cedió

‰ El acero de refuerzo interior a tracción esta justo en cedencia

‰ Comportamiento elasto-plástico del acero

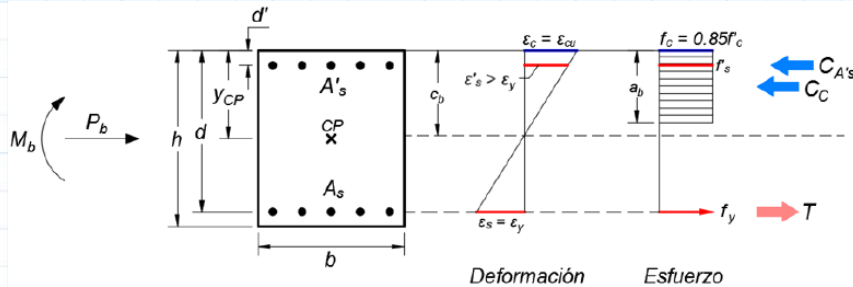


Figura 3.

- De acuerdo a la relación de deformaciones en la figura 3, se obtiene directamente la profundidad del eje neutro:

$$cb := \frac{\epsilon cu \cdot d}{\epsilon cu + \epsilon y} = 14.706 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro para la falla balanceada

- Se verifica que el acero a compresión no cedió:

$$\epsilon's := \epsilon cu \cdot \frac{(cb - d')}{cb} = 0.002 \quad \text{if } (\epsilon's > \epsilon y, \text{ "En cedencia", "No cedencia"}) = \text{"No cedencia"} \quad f's := Es \cdot \epsilon's = 3960 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f's = 15.049 \text{ tonnef}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot cb \cdot b = 55.781 \text{ tonnef}$$

$$TAs := As \cdot fy = 15.961 \text{ tonnef}$$

- Obtenemos la fuerza axial, momento y curvatura para la condición balanceada:

$$Pb := Cc + CA's - TAs = 54.869 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial para falla balanceada

$$Mb := Cc \cdot \left(ycp - \frac{\beta_1 \cdot cb}{2} \right) + CA's \cdot (ycp - d') + TAs \cdot (d - ycp) = 7.982 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento para falla balanceada

$$\phi b := \frac{\epsilon cu}{cb} = 0.02 \frac{1}{\text{m}}$$

Curvatura para falla balanceada

A.4. Falla controlada por compresión:

$$Po > P1 > Pb \quad Po = 164.441 \text{ tonnef}$$

$$Pb = 54.869 \text{ tonnef}$$

A.4.1. Análisis para la carga axial:

$$P1a := Pb + \frac{(Po - Pb)}{2} = 109.655 \text{ tonnef}$$

Hipótesis:

‰ El concreto alcanzó su agotamiento

‰ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió

‰ El acero de refuerzo inferior a tracción no ha cedido

‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

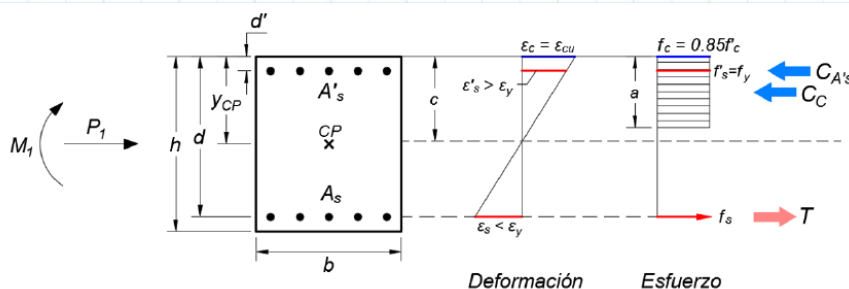


Figura 4.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 4, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro de la sección:

$$P1a = 0.85 f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot fy - As \cdot fs$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \epsilon cu - P1a) \cdot c - As \cdot Es \cdot \epsilon cu \cdot d = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 379.313 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \epsilon cu - P1a = -70.892 \text{ tonnef}$$

$$D := -As \cdot Es \cdot \epsilon cu \cdot d = -5.7 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 24.759 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Se verifica que el acero superior a compresión ya cedió y el acero inferior a tracción no ha cedido

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon cu \cdot (c - d')}{c} = 0.00239 \quad \text{if}(\varepsilon's > \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f's := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon s := \varepsilon cu \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.00003 \quad \text{if}(\varepsilon s < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f_s := E_s \cdot \varepsilon s = 58.315 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f's = 15.961 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 93.915 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot fs = 0.222 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último: $y_{cp} = 15 \text{ cm}$

$$\phi u1a := \frac{\varepsilon cu}{c} = 0.0121 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu1a := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 5.823 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.4.2. Análisis para la carga axial: $P1b := Pb + \frac{(Po - Pb)}{4} = 82.262 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‡ El concreto alcanzó su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión ya cedió
- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción no ha cedido
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 4, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro de la sección:

$$P1b = 0.85 f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot fy - As \cdot fs$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \varepsilon cu - P1b) \cdot c - As \cdot Es \cdot \varepsilon cu \cdot d = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 379.313 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A's \cdot fy + As \cdot Es \cdot \varepsilon cu - P1b = -43.499 \text{ tonnef}$$

$$D := -As \cdot Es \cdot \varepsilon cu \cdot d = -5.7 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 19.268 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero superior a compresión ya cedió y el acero inferior a tracción no ha cedido

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon cu \cdot (c - d')}{c} = 0.00222 \quad \text{if}(\varepsilon's > \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f's := f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon s := \varepsilon cu \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.00089 \quad \text{if}(\varepsilon s < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f_s := E_s \cdot \varepsilon s = 1785.068 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes

$$CA's := A's \cdot f's = 15.961 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 73.085 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot fs = 6.784 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último: $y_{cp} = 15 \text{ cm}$

$$\phi u1b := \frac{\varepsilon cu}{c} = 0.01557 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu1b := Cc \cdot \left(y_{cp} - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 7.252 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.5. Estudio de falla controlada por tracción: $P2 < Pb \quad Pb = 54.869 \text{ tonnef}$

A.5.1. Análisis para carga axial: $P2a := \frac{2}{3} \cdot Pb = 36.579 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‡ El concreto alcanzó su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no cedió
- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

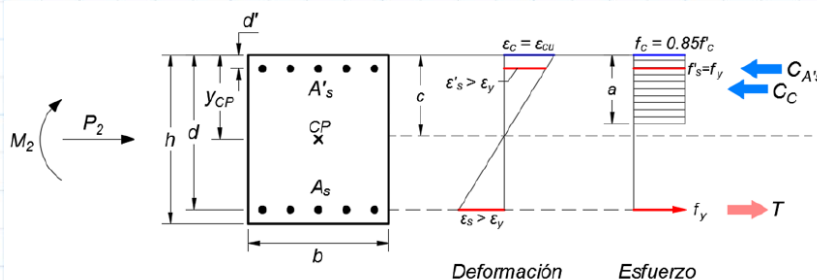


Figura 5.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas en la figura 5, se define la profundidad del eje neutro de la sección, en función a la carga axial aplicada:

$$P2a = 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot f's - As \cdot fy$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot Es \cdot \varepsilon cu - As \cdot fy - P2a) \cdot c - (A's \cdot Es \cdot \varepsilon cu \cdot d') = 0 \quad Ac^2 + Bc + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 379.313 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot fy - P2a = -29.739 \text{ tonnef}$$

$$D := -A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = -1.14 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 10.66 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero a compresión no ha cedido y el acero a tracción ya cedió:

$$\varepsilon's := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(c - d')}{c} = 0.00159 \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 3185.699 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.00404 \quad \text{if}(\varepsilon_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f_s := fy = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f's = 12.107 \text{ tonnef}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 40.434 \text{ tonnef}$$

$$TAs := As \cdot fs = 15.961 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último:

$$ycp = 15 \text{ cm}$$

$$\phi u2a := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.02814 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu2a := Cc \cdot \left(ycp - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (ycp - d') + TAs \cdot (d - ycp) = 7.04 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.5.2. Análisis para carga axial: $P2b := \frac{Pb}{3} = 18.29 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

‡ El concreto alcanzó su agotamiento

‡ El acero de refuerzo superior a compresión no cedió

‡ El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió

‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas en la figura 5, se define directamente la profundidad del eje neutro de la sección, en función a la carga axial aplicada:

$$P2b = 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot f's - As \cdot fy$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot fy - P2b) \cdot c - (A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d') = 0 \quad Ac^2 + Bc + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 379.313 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} - As \cdot fy - P2b = -11.449 \text{ tonnef}$$

$$D := -A's \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot d' = -1.14 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 7.196 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero a compresión no ha cedido y el acero a tracción ya ha cedido.

$$\varepsilon's := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(c - d')}{c} = 0.00092 \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 1830.752 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon_s := \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.00742 \quad \text{if}(\varepsilon_s > \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f_s := fy = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes

$$CA's := A's \cdot f's = 6.957 \text{ tonnef}$$

$$Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 27.294 \text{ tonnef}$$

$$TAs := As \cdot fs = 15.961 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último:

$$ycp = 15 \text{ cm}$$

$$\phi u2b := \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = 0.04169 \frac{1}{\text{m}}$$

$$Mu2b := Cc \cdot \left(ycp - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + CA's \cdot (ycp - d') + TAs \cdot (d - ycp) = 5.551 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.6. Flexión pura: $P := 0 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

‡ El concreto alcanzó su agotamiento

‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido

‡ El acero de refuerzo inferior a tracción ya cedió

‡ Comportamiento elasto-plástico del acero.

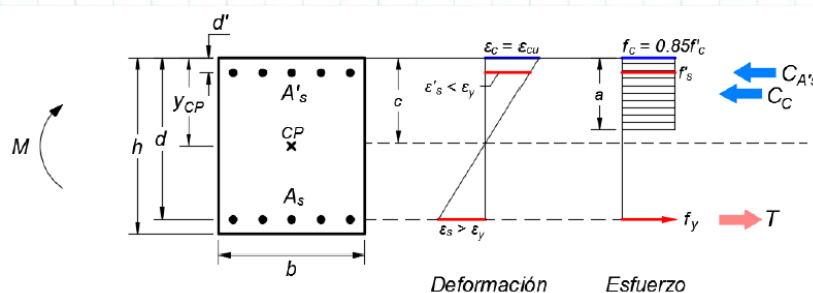


Figura 6.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 6, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$0 = 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b + A's \cdot fs - As \cdot fy$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (A's \cdot Es \cdot \varepsilon cu - As \cdot fy) \cdot c - A's \cdot Es \cdot \varepsilon cu \cdot d' = 0 \quad A \cdot c^2 + Bc + D = 0$$

$$A := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b = 379.313 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A's \cdot Es \cdot \varepsilon cu - As \cdot fy = 6.841 \text{ tonnef}$$

$$D := -A's \cdot Es \cdot \varepsilon cu \cdot d' = -1.14 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 4.654 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido y que el acero inferior a tracción ya cedió:

$$\varepsilon's := \varepsilon cu \cdot \frac{(c - d')}{c} = -0.00022 \quad \text{if } (\varepsilon's < \varepsilon y, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{ "Ok"} \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = -445.567 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\varepsilon s := \varepsilon cu \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0.01311 \quad \text{if } (\varepsilon s > \varepsilon y, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{ "Ok"} \quad f s := fy = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Fuerzas resultantes:

$$CA's := A's \cdot f's = -1.693 \text{ tonnef} \quad Cc := 0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = 17.655 \text{ tonnef} \quad TAs := As \cdot fs = 15.961 \text{ tonnef}$$

- Curvatura última y momento último: $y_{cp} = 15 \text{ cm}$

$$\phi_{ufp} := \frac{\varepsilon cu}{c} = 0.06446 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_{ufp} := Cc \cdot \left(y_{cp} - \beta_1 \cdot \frac{c}{2} \right) + CA's \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 3.726 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.7. Falla en cedencia

A.7.1. Análisis para la carga axial: $P2a = 36.579 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está justo en la cedencia
- ‰ Comportamiento lineal elástico del concreto
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero.

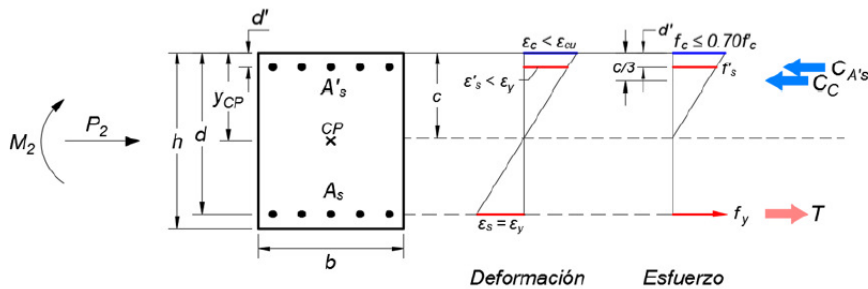


Figura 7.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 7, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$\left(\frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon y}{2} \right) \cdot c^2 + (A's \cdot Es \cdot \varepsilon y + As \cdot fy + P2a) \cdot c - (A's \cdot Es \cdot \varepsilon y \cdot d' + As \cdot fy \cdot d + P2a \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon y}{2} = 570.598 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A's \cdot Es \cdot \varepsilon y + As \cdot fy + P2a = 68.502 \text{ tonnef}$$

$$D := -(A's \cdot Es \cdot \varepsilon y \cdot d' + As \cdot fy \cdot d + P2a \cdot d) = -13.933 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 10.737 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon's := \varepsilon y \cdot \frac{(c - d')}{d - c} = 0.00084 \quad \text{if } (\varepsilon's < \varepsilon y, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{ "Ok"} \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 1689.397 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- También se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico

$$fcl\acute{m}ite := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite del comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon c := \frac{\varepsilon y \cdot c}{d - c} = 0.00158 \quad \text{if } (\varepsilon c < \varepsilon cu, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{ "Ok"}$$

$$fc := Ec \cdot \varepsilon c = 343.635 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if } (fc < fcl\acute{m}ite, \text{ "Ok", "No cumple"}) = \text{ "No cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto tenga un comportamiento no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008:

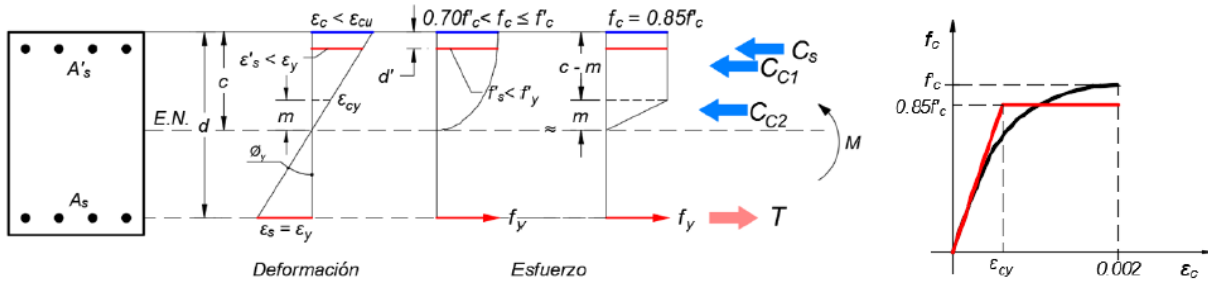


Figura 8.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 8, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro:

$$\begin{aligned} & c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) \\ & - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a) \\ & + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a \cdot d = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0 \\ & A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.231 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a) = -0.935 \text{ tonnef}$$

$$D := 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2a \cdot d = 0.081 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 12.2 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 4.876 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{(d - c)} = 0.00118 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := \varepsilon_s \cdot \varepsilon'_s = 2362.501 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$\begin{aligned} Cc1 & := 0.85 \cdot f'_c \cdot (c - m) \cdot b = 32.683 \text{ tonnef} & Cs & := A'_s \cdot f'_s = 8.978 \text{ tonnef} \\ Cc2 & := 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 10.88 \text{ tonnef} & TAs & := A_s \cdot f_y = 15.961 \text{ tonnef} \end{aligned}$$

- Por último, hallamos la curvatura cedente y momento cedente:

$$\begin{aligned} \phi y2a & := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.01641 \frac{1}{\text{m}} \\ My2a & := Cc1 \cdot \left(y_{cp} - \frac{(c - m)}{2}\right) + Cc2 \cdot \left(y_{cp} - c + \frac{2}{3} \cdot m\right) + Cs \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 6.858 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

A.7.2. Análisis para la carga axial: $P2b = 18.29 \text{ tonnef}$

Hipótesis:

- ☒ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ☒ Comportamiento lineal elástico del concreto
- ☒ El acero de refuerzo inferior a tracción está justo en la cedencia
- ☒ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido
- ☒ Comportamiento elasto-plástico del acero.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 7, se define una ecuación que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2}\right) \cdot c^2 + (A'_s \cdot \varepsilon_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P2b) \cdot c - (A'_s \cdot \varepsilon_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P2b \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0 \\ & A := \frac{Ec \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} = 570.598 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A'_s \cdot \varepsilon_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P2b = 50.212 \text{ tonnef} \end{aligned}$$

$$D := -(A'_s \cdot \varepsilon_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P2b \cdot d) = -9.361 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 9.143 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c} = 0.00055 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := \varepsilon_s \cdot \varepsilon'_s = 1097.35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- También se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{i}mite del comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{d - c} = 0.00121 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 263.202 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"No cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-pl\acute{a}stico). Para ello, se define una deformaci3n el\acute{a}stica del concreto de 0.0008

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relaci3n de deformaciones en la figura 8, se obtiene la ecuaci3n para determinar la profundidad del eje neutro:

$$\begin{aligned} & c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) \\ & - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b) \\ & + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b \cdot d = 0 \end{aligned} \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.231 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b) = -0.858 \text{ tonnef}$$

$$D := 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot P2b \cdot d = 0.062 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 9.56 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 5.882 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresi3n no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \varepsilon_y \cdot \frac{(c - d')}{(d - c)} = 0.00062 \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1240.391 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Luego, se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$\begin{aligned} Cc1 & := 0.85 \cdot f'_c \cdot (c - m) \cdot b = 16.413 \text{ tonnef} & Cs & := A'_s \cdot f'_s = 4.714 \text{ tonnef} \\ Cc2 & := 0.85 \cdot f'_c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 13.124 \text{ tonnef} & TAs & := A_s \cdot f_y = 15.961 \text{ tonnef} \end{aligned}$$

- Por \acute{u}ltimo, hallamos la curvatura cedente y momento cedente:

$$\phi y2b := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.0136 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My2b := Cc1 \cdot \left(y_{cp} - \left(\frac{c - m}{2}\right)\right) + Cc2 \cdot \left(y_{cp} - c + \frac{2}{3} \cdot m\right) + Cs \cdot (y_{cp} - d') + TAs \cdot (d - y_{cp}) = 5.456 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

A.7.3. An\acute{a}lisis de flexi3n pura: $P := 0 \text{ tonnef}$

Hip3tesis:

- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ Comportamiento lineal el\acute{a}stico del concreto
- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracci3n est\acute{a} justo en la cedencia
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresi3n no ha cedido
- ‰ Comportamiento elasto-pl\acute{a}stico del acero.

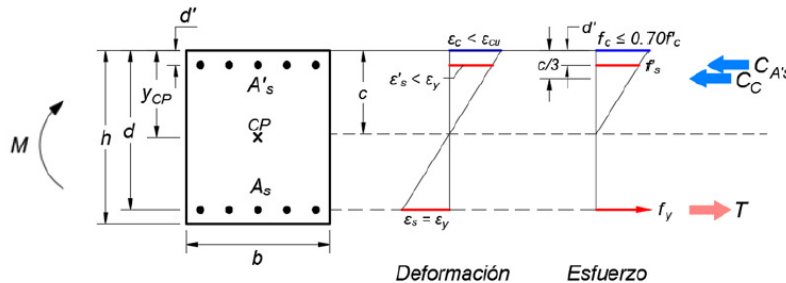


Figura 9.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones en la figura 9, se define una ecuaci3n que permite obtener la profundidad del eje neutro:

$$\left(\frac{E_c \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2}\right) \cdot c^2 + (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P) \cdot c - (A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{E_c \cdot b \cdot \varepsilon_y}{2} = 570.598 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y + A_s \cdot f_y + P = 31.923 \text{ tonnef}$$

$$D := -(A'_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_y \cdot d' + A_s \cdot f_y \cdot d + P \cdot d) = -4.788 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 6.781 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \varepsilon y \cdot \frac{(c-d')}{d-c} = 0.00021 \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"} \quad f's := E_s \cdot \varepsilon's = 410.57 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Tambien se verifica que el concreto tenga un comportamiento lineal elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{i}mite del comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon c := \frac{\varepsilon y \cdot c}{d-c} = 0.00078 \quad \text{if}(\varepsilon c < \varepsilon c_u, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon c = 169.898 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"No cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. se establece un modelo bilineal equivalente (elástico-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas y la relación de deformaciones en la figura 8, se obtiene la ecuación para determinar la profundidad del eje neutro:

$$\begin{aligned} & c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon y + \varepsilon c y) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b) \\ & - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon y + \varepsilon c y) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon c y \cdot d) \\ & + 2 \cdot \varepsilon y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon c y \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0 \\ A := & (2 \cdot \varepsilon y + \varepsilon c y) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b) = 2.231 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \end{aligned}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon y + \varepsilon c y) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon c y \cdot d) = -0.781 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon c y \cdot d^2 = 0.042 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 6.722 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon c y \cdot (d-c)}{\varepsilon y}, c\right) = 6.722 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c-d')}{d-c} = 0.0002 \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"} \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = 395.565 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c-m) \cdot b = 0 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 1.503 \text{ tonnef}$$

$$Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 14.997 \text{ tonnef} \quad T := A_s \cdot f_y = 15.961 \text{ tonnef}$$

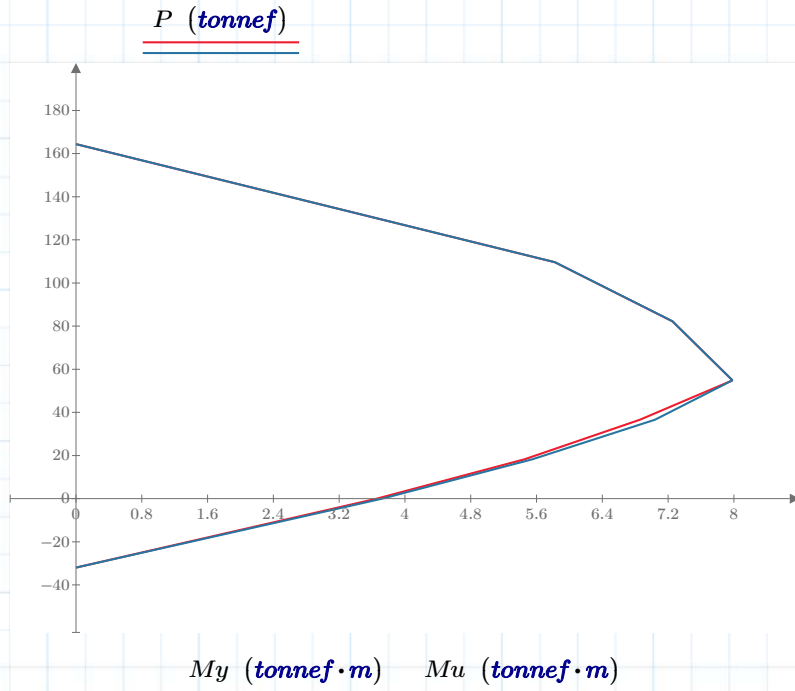
- Por último, hallamos la curvatura cedente y momento cedente:

$$\phi yfp := \frac{\varepsilon y}{d-c} = 0.01149 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M yfp := Cc1 \cdot \left(ycp - \left(\frac{c-m}{2}\right)\right) + Cc2 \cdot \left(ycp - c + \frac{2}{3} \cdot m\right) + Cs \cdot (ycp - d') + T A_s \cdot (d - ycp) = 3.66 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

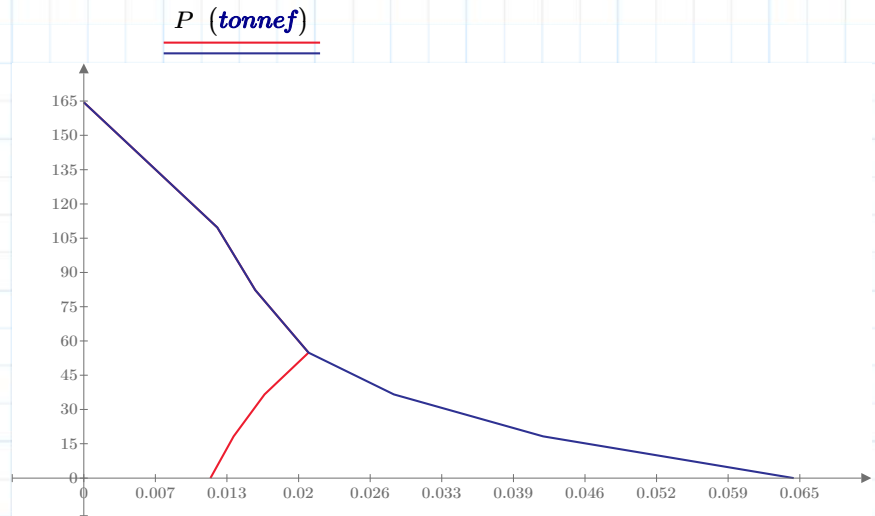
A.8. Diagrama de interacción (Carga axial - Momento) en condición cedente y última

<i>P</i>	<i>My</i>	<i>P</i>	<i>Mu</i>
<i>Po</i>	0	<i>Po</i>	0
<i>P1a</i>	<i>Mu1a</i>	<i>P1a</i>	<i>Mu1a</i>
<i>P1b</i>	<i>Mu1b</i>	<i>P1b</i>	<i>Mu1b</i>
<i>Pb</i>	<i>Mb</i>	<i>Pb</i>	<i>Mb</i>
<i>P2a</i>	<i>My2a</i>	<i>P2a</i>	<i>Mu2a</i>
<i>P2b</i>	<i>My2b</i>	<i>P2b</i>	<i>Mu2b</i>
0	<i>Myfp</i>	0	<i>Mufp</i>
<i>To</i>	0	<i>To</i>	0



A.9. Diagrama de Carga axial - Curvatura en condición cedente y última

P	ϕ_u	P	ϕ_y
P_o	0	P_o	0
P_{1a}	ϕ_{u1a}	P_{1a}	ϕ_{y1a}
P_{1b}	ϕ_{u1b}	P_{1b}	ϕ_{y1b}
P_b	ϕ_b	P_b	ϕ_b
P_{2a}	ϕ_{u2a}	P_{2a}	ϕ_{y2a}
P_{2b}	ϕ_{u2b}	P_{2b}	ϕ_{y2b}
0	ϕ_{ufp}	0	ϕ_{yfp}



5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

A. Primer piso: C3-25*30_P-M2-M3_1P

$L_{col} := 3.35 \text{ m}$

A.1. Caso de estudio: $P_{análisis} := 50 \text{ tonnef}$

$M_{y50} := 7.689 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

$\phi_{y50} := 0.019 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{P_{análisis}}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.317$

Entrar en la primera columna

- Segunda columna: $d_{be} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$

$A_{be} := \frac{\pi \cdot d_{be}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$

Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas: $A_v := 2 \cdot A_{be} = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$

Separación entre estribos en la zona confinada

$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 14963.705 \text{ kgf}$

$\rho := \frac{A_v}{b \cdot sep} = 0.006$

Entrar en la segunda columna

- Tercera columna: $Vactuante := \frac{2 \cdot My50}{Lcol} = 4.59 \text{ tonnef}$

$$\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} \quad xcal := \frac{4.59}{0.25 \cdot 0.25 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.911 \quad \text{Entrar en la tercera columna}$$

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"No confor."}$ if $\left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	a1 0.010	b1 0.010	c1 0.0	0.003	0.009	0.010
------------	--------------	-----------------	-------------	-------------	-----------	-------	-------	-------

at := 0.010 bt := 0.010 ct := 0

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0006 \text{ m}^4$ $\theta y50 := \frac{Lcol \cdot My50}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.00351107 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta u50 := \theta y50 + at = 0.014 \text{ rad}$ $Mu50 := My50 + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.7 \cdot (\theta u50 - \theta y50)}{m} = 8.117 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

*Momento y rotación residual: $\theta r50 := \theta y50 + bt = 0.014 \text{ rad}$ $Mr50 := My50 \cdot ct = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{Mu50}{My50} = 1.056$

*Criterios de aceptación:

≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	IO 0.003	LS 0.009	CP 0.010
------------	--------------	-----------------	-------	-------	-----	-------------	-------------	-------------

IO := 0.003 LS := 0.009 CP := 0.010

A.2. Caso de estudio: $Panálisis := 35 \text{ tonnef}$

$My35 := 6.749 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ $\phi y35 := 0.016 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{Panálisis}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.222$ Entrar en la primera columna

- Segunda columna: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Abe := \frac{\pi \cdot dbe^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas: $Av := 2 \cdot Abe = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada
 $Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 14963.705 \text{ kgf}$ $\rho := \frac{Av}{b \cdot sep} = 0.006$ Entrar en la segunda columna

- Tercera columna: $Vactuante := \frac{2 \cdot My35}{Lcol} = 4.029 \text{ tonnef}$

$$\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} \quad xcal := \frac{4.029}{0.25 \cdot 0.25 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.678 \quad \text{Entrar en la tercera columna}$$

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"No confor."}$ if $\left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	a1 0.032	b1 0.060	c1 0.2	0.005	0.045	0.060
------------	--------------	-----------------	-------------	-------------	-----------	-------	-------	-------

at := 0.032 bt := 0.060 ct := 0.20

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0006 \text{ m}^4$ $\theta y35 := \frac{Lcol \cdot My35}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.00308184 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta u35 := \theta y35 + at = 0.035 \text{ rad}$ $Mu35 := My35 + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.7 \cdot (\theta u35 - \theta y35)}{m} = 8.118 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

*Momento y rotación residual: $\theta r35 := \theta y35 + bt = 0.063 \text{ rad}$ $Mr35 := My35 \cdot ct = 1349.8 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{Mu35}{My35} = 1.203$

*Criterios de aceptación:

≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	IO 0.005	LS 0.045	CP 0.060
------------	--------------	-----------------	-------	-------	-----	-------------	-------------	-------------

IO := 0.005 LS := 0.045 CP := 0.060

A.3. Caso de estudio: *Panálisis* := 16 **tonnef**

$My16 := 5.236 \text{ tonnef} \cdot m$ $\phi y16 := 0.013 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{Panálisis}{b \cdot h \cdot f'c} = 0.102$ **Entrar en la primera columna**

- Segunda columna: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Abe := \frac{\pi \cdot dbe^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas: $Av := 2 \cdot Abe = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada
 $Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 14963.705 \text{ kgf}$ $\rho := \frac{Av}{b \cdot sep} = 0.006$ **Entrar en la segunda columna**

- Tercera columna: $Vactuante := \frac{2 \cdot My16}{Lcol} = 3.126 \text{ tonnef}$

$\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $xcal := \frac{3.126}{0.25 \cdot 0.25 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.302$ **Entrar en la tercera columna**

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"No confor."}$ **if** $\left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	a1 0.032	b1 0.060	c1 0.2	0.005	0.045	0.060
------	--------	-----------	-------------	-------------	-----------	-------	-------	-------

$at := 0.032$ $bt := 0.06$ $ct := 0.2$

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0006 \text{ m}^4$ $\theta y16 := \frac{Lcol \cdot My16}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.00239095 \text{ rad}$

*Rotación y momento último:

$\theta u16 := \theta y16 + at = 0.034 \text{ rad}$ $Mu16 := My16 + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.7 \cdot (\theta u16 - \theta y16)}{m} = 6.605 \text{ tonnef} \cdot m$

*Momento y rotación residual:

$\theta r16 := \theta y16 + bt = 0.062 \text{ rad}$ $Mr16 := My16 \cdot ct = 1047.2 \text{ kgf} \cdot m$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{Mu16}{My16} = 1.262$

*Criterios de aceptación:

≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	IO 0.005	LS 0.045	CP 0.060
------	--------	-----------	-------	-------	-----	-------------	-------------	-------------

$IO := 0.005$ $LS := 0.045$ $CP := 0.06$

A.4. Caso de estudio: *Panálisis* := 0 **tonnef**

$Myfp = 3.66 \text{ tonnef} \cdot m$ $\phi yfp = 0.011 \frac{1}{m}$

- Primera columna: $\frac{Panálisis}{b \cdot h \cdot f'c} = 0$ **Entrar en la primera columna**

- Segunda columna: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Abe := \frac{\pi \cdot dbe^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ Diámetro y área del acero para estribo

los estribos presentan 2 ramas: $Av := 2 \cdot Abe = 1.425 \text{ cm}^2$ $sep := 10 \text{ cm}$ Separación entre estribos en la zona confinada
 $Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 14963.705 \text{ kgf}$ $\rho := \frac{Av}{b \cdot sep} = 0.006$ **Entrar en la segunda columna**

- Tercera columna: $Vactuante := \frac{2 \cdot Myfp}{Lcol} = 2.185 \text{ tonnef}$

$\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $xcal := \frac{2.185}{0.25 \cdot 0.25 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 0.91$ **Entrar en la tercera columna**

if $\left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"No confor."}$ **if** $\left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	a1 0.032	b1 0.060	c1 0.2	0.005	0.045	0.060
------	--------	-----------	-------------	-------------	-----------	-------	-------	-------

$at := 0.032$ $bt := 0.06$ $ct := 0.2$

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.0006 \text{ m}^4$ $\theta yfp := \frac{Lcol \cdot Myfp}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.00167131 \text{ rad}$

*Rotación y momento último:

$$\theta_{ufp} := \theta_{yfp} + at = 0.034 \text{ rad} \quad M_{ufpa} := M_{yfp} + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.7 \cdot (\theta_{ufp} - \theta_{yfp})}{m} = 5.029 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

*Moment y rotación residual:

$$\theta_{rfp} := \theta_{yfp} + bt = 0.062 \text{ rad} \quad M_{rfp} := M_{yfp} \cdot ct = 732.009 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

*Relación entre momento último y cedente: $\frac{M_{ufpa}}{M_{yfp}} = 1.374$

*Criterios de aceptación:

≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	$\frac{IO}{0.005}$	$\frac{LS}{0.045}$	$\frac{CP}{0.060}$
$IO := 0.005$	$LS := 0.045$	$CP := 0.06$						

- Para hallar los diagramas de momento - rotación de las columnas del segundo y tercer nivel, se usarán las longitudes de cada nivel y los procedimientos desde el ítem 5 en adelante.

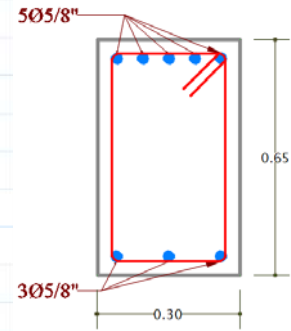
- Para hallar el modelo inelástico de la columna C-25x30 para el eje local 3-3, se usarán los mismos procedimientos usados para el eje local 2-2.

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*65_(P1,3,5,7_BA_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de viga	$r := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$h := 65 \text{ cm}$	Altura de viga	$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 60 \text{ cm}$	Altura efectiva de viga		



2. MATERIALES

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cedente del acero de refuerzo}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021 \quad \text{Deformación cedente del acero} \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201 \quad \text{Relación de módulos de elasticidad}$$

$$L_{\text{viga}} := 2.28 \text{ m} \quad \text{Longitud de viga} \quad \epsilon_{cu} := 0.003 \quad \text{Deformación última del concreto} \quad \beta_1 := 0.85$$

3. ACERO DE REFUERZO

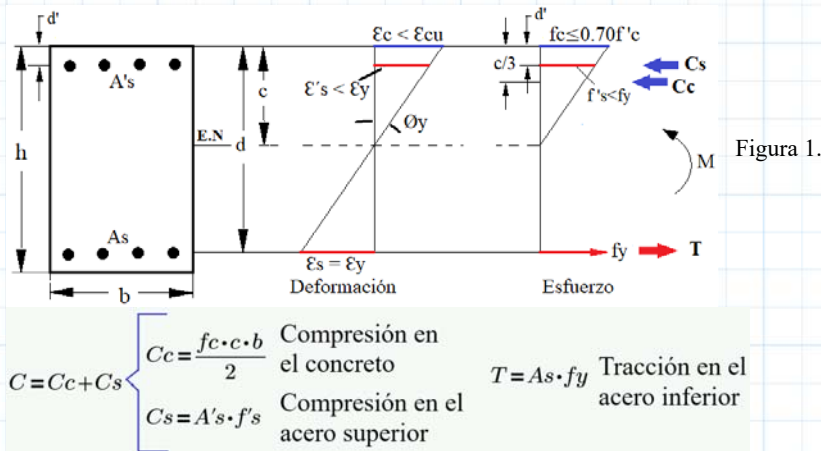
$$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm} \quad A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2 \quad A_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$$

$$A'_s := 5 \cdot A_1 = 9.897 \text{ cm}^2$$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero
- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ Comportamiento elástico lineal del concreto.



- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 66.505 \text{ tonnef}$$

$$D := -(fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d)) = -17.042 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 11.65 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d)}{d - c} = 0.00029 \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 577.705 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$fcl\acute{m}ite := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{i}mite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon c := \frac{\varepsilon y \cdot c}{(d - c)} = 0.00051 \quad \text{if}(\varepsilon c < \varepsilon cu, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$fc := Ec \cdot \varepsilon c = 109.994 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(fc < fcl\acute{m}ite, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$Cc := \frac{fc \cdot c \cdot b}{2} = 19.222 \text{ tonnef} \quad T := As \cdot fy = 24.94 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 5.717 \text{ tonnef}$$

- Por \acute{u}ltimo se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{d - c} = 0.0043 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My := Cc \cdot \frac{2}{3} \cdot c + Cs \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 13931.35 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta 1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + fy} \right) = 0.021 \quad \rho := \frac{As}{b \cdot d} = 0.003 \quad \rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.005$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = -0.103$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estrictos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm} \quad Ae := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estrictos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 35912.893 \text{ kgf} \quad Vactuante := \frac{2 \cdot My}{Lviga} = 12.22 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} \cdot 1.1926 \quad xcal := \frac{12.22}{0.3 \cdot 0.6 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.767 \quad \text{Entrar en la tercera columna}$

≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	a 0.025	b 0.05	c 0.2	0.010	0.025	0.05
------------	---	-----------------	------------	-----------	----------	-------	-------	------

$$at := 0.025 \quad bt := 0.05 \quad ct := 0.2$$

*Rotaci3n de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.007 \text{ m}^4 \quad \theta y := \frac{Lviga \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.0004 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento \acute{u}ltimo: $\theta u := \theta y + at = 0.025 \text{ rad} \quad Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{m} = 19527.795 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.05 \text{ rad} \quad Mr := My \cdot ct = 2786.27 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	IO 0.010	LS 0.025	CP 0.05
------------	---	-----------------	-------	------	-----	-------------	-------------	------------

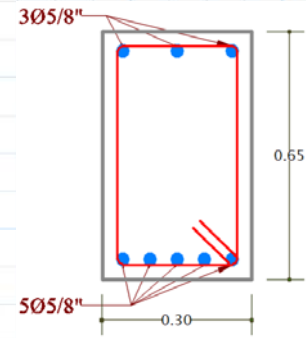
$$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$$

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*65_(P1,3,5,7_BA_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de viga	$r := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$h := 65 \text{ cm}$	Altura de viga	$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 60 \text{ cm}$	Altura efectiva de viga		



2. MATERIALES

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cedente del acero de refuerzo}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021 \quad \text{Deformación cedente del acero} \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201 \quad \text{Relación de módulos de elasticidad}$$

$$L_{\text{viga}} := 2.28 \text{ m} \quad \text{Longitud de viga} \quad \epsilon_{cu} := 0.003 \quad \text{Deformación última del concreto} \quad \beta_1 := 0.85$$

3. ACERO DE REFUERZO

$$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$$

$$A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 5 \cdot A_1 = 9.897 \text{ cm}^2$$

$$A'_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero
- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ Comportamiento elástico lineal del concreto.

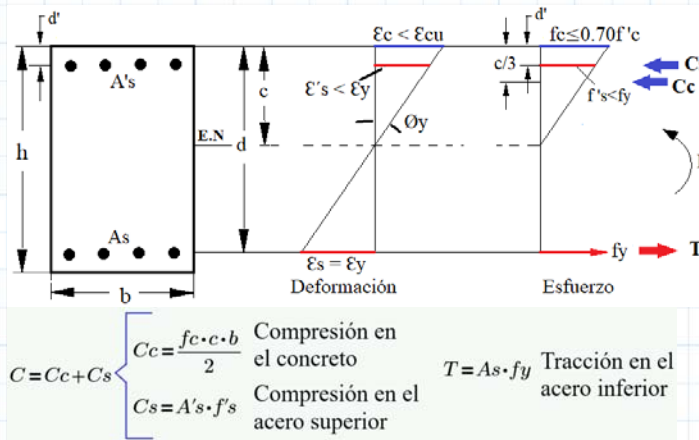


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f'_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f'_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f'_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 66.505 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A's \cdot d' + A_s \cdot d)) = -26.186 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 15.294 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00048 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 967.057 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00072 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 156.158 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

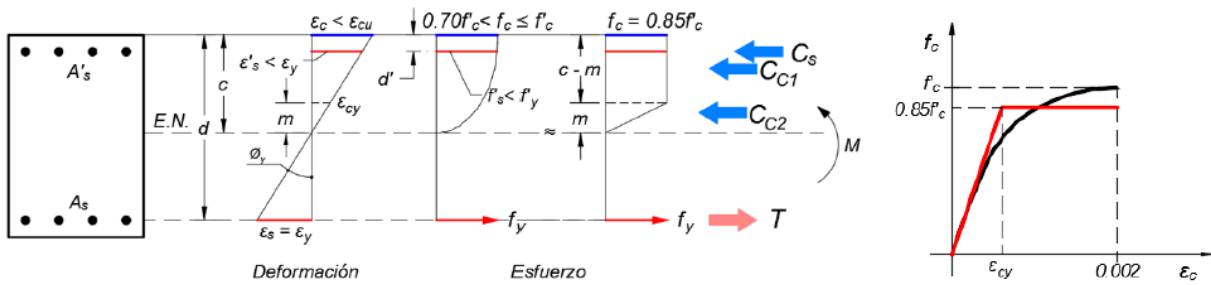


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas T=C y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$C_{c1} = 0.85 \cdot f'_c \cdot (c - m) \cdot b \quad \text{Compresión en el concreto (Área rectangular)} \quad C_{c2} = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot m \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto (Área triangular)}$$

$$C_s = A's \cdot f'_s \quad \text{Compresión en el acero superior} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

$$C = C_{c1} + C_{c2} + C_s \quad \text{Compresión resultante}$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A's \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad 0.85 \cdot f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A's \cdot f'_s$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s \quad 0.85 \cdot f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A's \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c}$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \cdot \varepsilon_y}$$

$$c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \cdot \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) \cdot (2 \cdot \varepsilon_y) = 2 \cdot \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -2.143 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.264 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro:

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 15.227 \text{ cm} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 15.227 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00048 \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = 959.312 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c - m) \cdot b = 0 \text{ tonnef} \quad Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 40.769 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 5.696 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 41.566 \text{ tonnef}$$

- Por último se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{(d - c)} = 0.0047 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c - m)}{2} \right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3} \right) + Cs \cdot (d - d') = 25525.261 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.005$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.003$

$$x_{cal} := \frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0.103$$

Entrar en la primera columna

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Ae := \frac{\pi \cdot db_e^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{sep} = 35912.893 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot My}{L_{viga}} = 22.391 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$$

Entrar en la segunda columna

- Tercera columna: $y := \frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} \cdot 1.1926$

$$\frac{22.391}{0.30 \cdot 0.60 \cdot \sqrt{(210 \cdot 10)}} \cdot 1.1926 = 3.237 \text{ Entrar en la tercera columna}$$

≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0$$

$$x2 := 0.5$$

$$x_{cal} = 0.103$$

$$a1 := 0.025$$

$$b1 := 0.05$$

$$c1 := 0.2$$

$$a2 := 0.02$$

$$b2 := 0.03$$

$$c2 := 0.2$$

$$at := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.024$$

$$bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.046$$

$$ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2$$

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.007 \text{ m}^4$

$$\theta y := \frac{L_{viga} \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.0006 \text{ rad}$$

*Rotación y momento último: $\theta u := \theta y + at = 0.025 \text{ rad}$ $Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{m} = 30890.026 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.047 \text{ rad}$ $Mr := My \cdot ct = 5105.052 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptación:

						IO	LS	CP
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	a	b	c
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.010	0.025	0.05
			0.005			0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0$$

$$x2 := 0.5$$

$$x_{cal} = 0.103$$

$$a1 := 0.010$$

$$b1 := 0.025$$

$$c1 := 0.05$$

$$a2 := 0.005$$

$$b2 := 0.02$$

$$c2 := 0.03$$

$$IO := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.009$$

$$LS := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.024$$

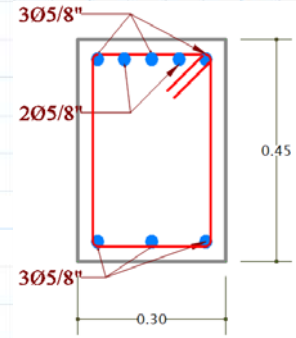
$$CP := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.046$$

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_BC_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 45 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 40 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$L_{\text{viga}} := 3.85 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$ $A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$ $A_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$
 $A'_s := 5 \cdot A_1 = 9.897 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero
- ‡ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‡ Comportamiento elástico lineal del concreto.

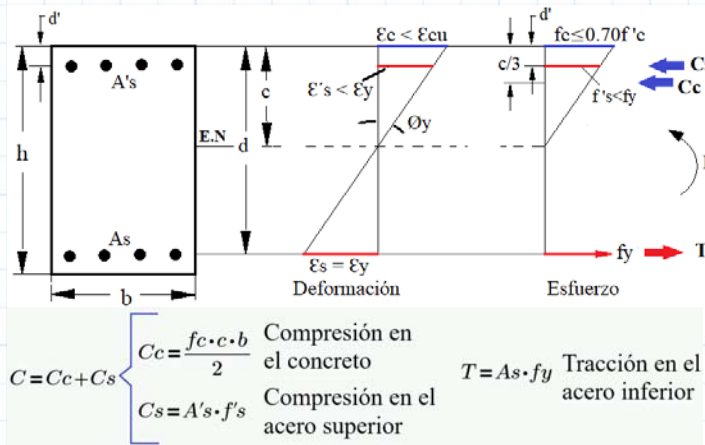


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 66.505 \text{ tonnef}$$

$$D := -(fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d)) = -12.054 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 9.273 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00029 \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 584.007 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$fcl\acute{m}ite := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon c := \frac{\varepsilon y \cdot c}{(d - c)} = 0.00063 \quad \text{if}(\varepsilon c < \varepsilon cu, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon c = 137.752 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < fcl\acute{m}ite, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$Cc := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 19.16 \text{ tonnef} \quad T := As \cdot fy = 24.94 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 5.78 \text{ tonnef}$$

- Por \acute{u}ltimo obtenemos la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{d - c} = 0.006834 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My := Cc \cdot \frac{2}{3} \cdot c + Cs \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 9094.613 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad pb := 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + fy} \right) = 0.021 \quad \rho := \frac{As}{b \cdot d} = 0.005 \quad \rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.008$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = -0.155$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estrictos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm} \quad Ae := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estrictos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 23941.928 \text{ kgf} \quad Vactuante := \frac{2 \cdot My}{Lviga} = 4.724 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} \quad xcal := \frac{4.724}{0.30 \cdot 0.40 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.025 \quad \text{Entrar en la tercera columna}$

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c	0.010	0.025	0.05
------------	---	-----------------	---	---	---	-------	-------	------

$$at := 0.025 \quad bt := 0.05 \quad ct := 0.2$$

*Rotaci3n de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4 \quad \theta y := \frac{Lviga \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento \acute{u}ltimo: $\theta u := \theta y + at = 0.026 \text{ rad} \quad Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{m} = 10951.604 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.051 \text{ rad} \quad Mr := My \cdot ct = 1818.923 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	IO	LS	CP
------------	---	-----------------	-------	------	-----	----	----	----

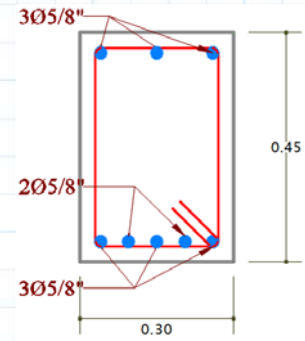
$$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$$

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_BC_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 45 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 40 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$L_{\text{viga}} := 3.85 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$ $A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$ $A_s := 5 \cdot A_1 = 9.897 \text{ cm}^2$
 $A'_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo. ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido. ‡ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‡ Comportamiento elástico lineal del concreto.

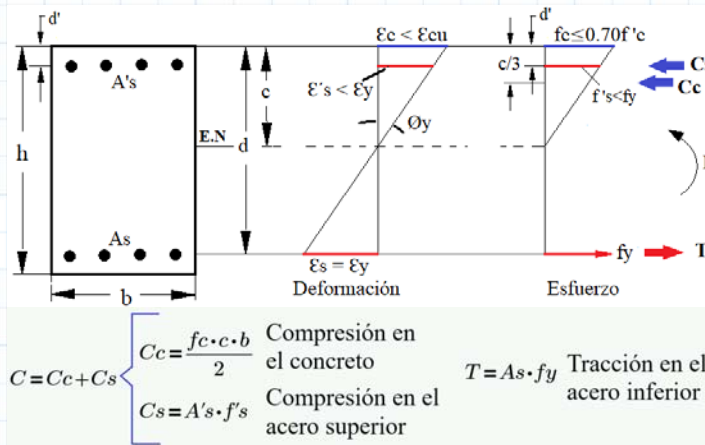


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 66.505 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A's \cdot d' + A_s \cdot d)) = -17.873 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 12.014 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00053 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1052.659 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.0009 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 195.964 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

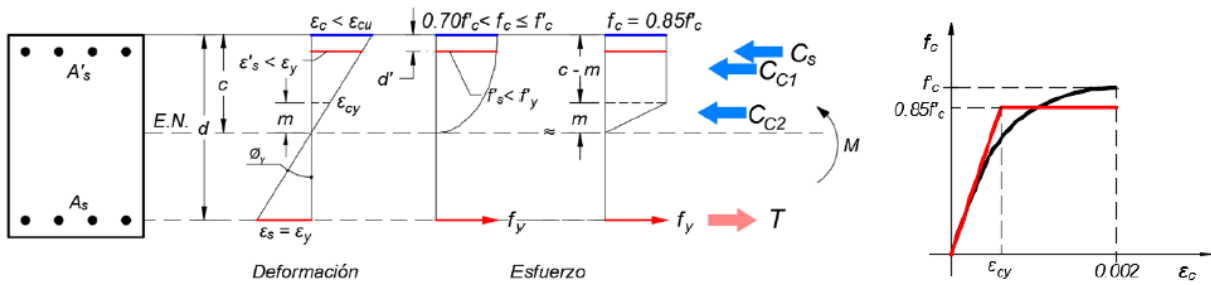


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas T=C y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$\begin{aligned} C_{c1} &= 0.85 f'_c \cdot (c - m) \cdot b & \text{Compresión en el concreto (Area rectangular)} & & C_{c2} &= \frac{0.85 f'_c \cdot m \cdot b}{2} & \text{Compresión en el concreto (Area triangular)} \\ C_s &= A's \cdot f'_s & \text{Compresión en el acero superior} & & T &= A_s \cdot f_y & \text{Tracción en el acero inferior} \\ C &= C_{c1} + C_{c2} + C_s & \text{Compresión resultante} & & & & \\ 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A's \cdot f'_s &= A_s \cdot f_y & & & 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b &= A_s \cdot f_y - A's \cdot f'_s & \\ \varepsilon'_s &= \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} & f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s & & 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b &= A_s \cdot f_y - A's \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c} & \\ m &= \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} & & & c &= \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 f'_c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \varepsilon_y} & \\ c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 f'_c \cdot b) \cdot (2 \varepsilon_y) &= 2 \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d & & & & & \end{aligned}$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$\begin{aligned} c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) & \\ - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) & \\ + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 &= 0 & A \cdot c^2 + B \cdot c + D &= 0 \\ A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) &= 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} & & & & & \end{aligned}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -1.522 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.144 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 11.951 \text{ cm} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 10.685 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c-d')}{d-c} = 0.00052 \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = 1040.774 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c-m) \cdot b = 6.775 \text{ tonnef} \quad Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 28.61 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 6.18 \text{ tonnef} \\ T := A_s \cdot f_y = 41.566 \text{ tonnef}$$

- Por último se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{(d-c)} = 0.0075 \frac{1}{\text{m}} \\ My := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c-m)}{2} \right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3} \right) + Cs \cdot (d-d') = 14893.431 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right) = 0.021 \quad \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.008 \quad \rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.005$

$$x_{cal} := \frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0.155 \quad \text{Entrar en la primera columna}$$

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm} \quad Ae := \frac{\pi \cdot db_e^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{sep} = 23941.928 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot My}{L_{viga}} = 7.737 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $y := \frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{7.737}{0.30 \cdot 0.40 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.678 \quad \text{Entrar en la tercera columna}$

	C		a	b	c			
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.155 \quad a1 := 0.025 \quad b1 := 0.05 \quad c1 := 0.2$$

$$x2 := 0.5 \quad a2 := 0.02 \quad b2 := 0.03 \quad c2 := 0.2$$

$$at := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.023 \quad bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.044$$

$$ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2$$

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4 \quad \theta y := \frac{L_{viga} \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.002 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta u := \theta y + at = 0.025 \text{ rad} \quad Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{m} = 16635.109 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.046 \text{ rad} \quad Mr := My \cdot ct = 2978.686 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptación:

	C		a	b	c	IO	LS	CP
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.155 \quad a1 := 0.010 \quad b1 := 0.025 \quad c1 := 0.05$$

$$x2 := 0.5 \quad a2 := 0.005 \quad b2 := 0.02 \quad c2 := 0.03$$

$$IO := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.008 \quad LS := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.023$$

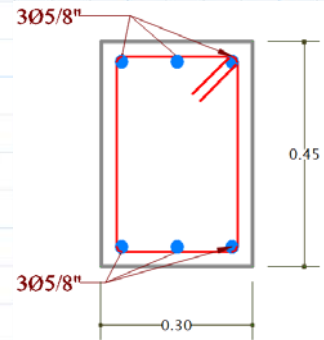
$$CP := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.044$$

MODELO INELÁSTICO DE VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_CB_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)
 MODELO INELÁSTICO DE VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_CD_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)
 MODELO INELÁSTICO DE VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_DC_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)
 MODELO INELÁSTICO DE VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_DC_3) (RÓTULA PLÁSTICA)
 MODELO INELÁSTICO DE VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_DE_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 45 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 40 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$L_{viga} := 3.85 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$ $A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$ $A_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$
 $A'_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ⊗ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ⊗ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ⊗ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ⊗ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ⊗ Comportamiento elasto-plástico del acero

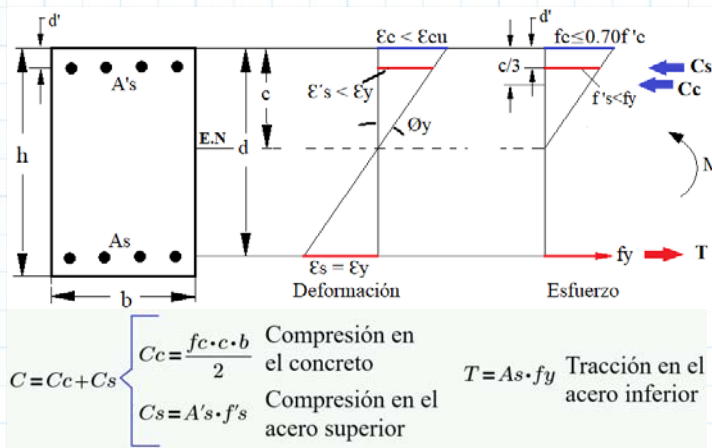


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{Ec \cdot \varepsilon y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (fy \cdot (As + A's)) - fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad B := fy \cdot (As + A's) = 49.879 \text{ tonnef}$$

$$D := -(fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d)) = -11.223 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 9.668 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00032 \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 646.402 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$fcl\acute{m}ite := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon c := \frac{\varepsilon y \cdot c}{(d - c)} = 0.00067 \quad \text{if}(\varepsilon c < \varepsilon cu, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$fc := Ec \cdot \varepsilon c = 145.502 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(fc < fcl\acute{m}ite, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$Cc := \frac{fc \cdot c \cdot b}{2} = 21.101 \text{ tonnef} \quad T := As \cdot fy = 24.94 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 3.838 \text{ tonnef}$$

- Por \acute{u}ltimo obtenemos la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{d - c} = 0.006923 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My := Cc \cdot \frac{2}{3} \cdot c + Cs \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 9103.851 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta 1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + fy} \right) = 0.021 \quad \rho := \frac{As}{b \cdot d} = 0.005 \quad \rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.005$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estrictos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm} \quad Ae := \frac{\pi \cdot db e^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estrictos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 23941.928 \text{ kgf} \quad Vactuante := \frac{2 \cdot My}{Lviga} = 4.729 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$$

Entrar en la segunda columna

- Tercera columna: $\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} \cdot 1.1926 \quad xcal := \frac{4.729}{0.30 \cdot 0.40 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.026$ Entrar en la tercera columna

≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	$\frac{a}{0.025}$	$\frac{b}{0.05}$	$\frac{c}{0.2}$	0.010	0.025	0.05
------------	---	-----------------	-------------------	------------------	-----------------	-------	-------	------

$at := 0.025 \quad bt := 0.05 \quad ct := 0.2$

*Rotaci3n de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4 \quad \theta y := \frac{Lviga \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento \acute{u}ltimo $\theta u := \theta y + at = 0.026 \text{ rad} \quad Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{\text{m}} = 10960.842 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.051 \text{ rad} \quad Mr := My \cdot ct = 1820.77 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	IO 0.010	LS 0.025	CP 0.05
------------	---	-----------------	-------	------	-----	-------------	-------------	------------

$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$

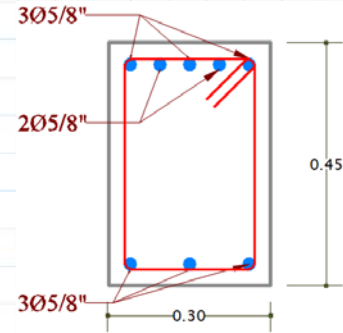
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_BA_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_BC_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de viga	$r := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$h := 45 \text{ cm}$	Altura de viga	$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 40 \text{ cm}$	Altura efectiva de viga		



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Resistencia del concreto			
$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del concreto			
$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Módulo de elasticidad del acero	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Esfuerzo cedente del acero de refuerzo	
$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$	Deformación cedente del acero	$n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$	Relación de módulos de elasticidad	
$L_{\text{viga}} := 2.39 \text{ m}$	Longitud de viga	$\epsilon_{cu} := 0.003$	Deformación última del concreto	$\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm} \quad A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2 \quad A_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$$

$$A's := 5 \cdot A_1 = 9.897 \text{ cm}^2$$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero
- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ Comportamiento elástico lineal del concreto.

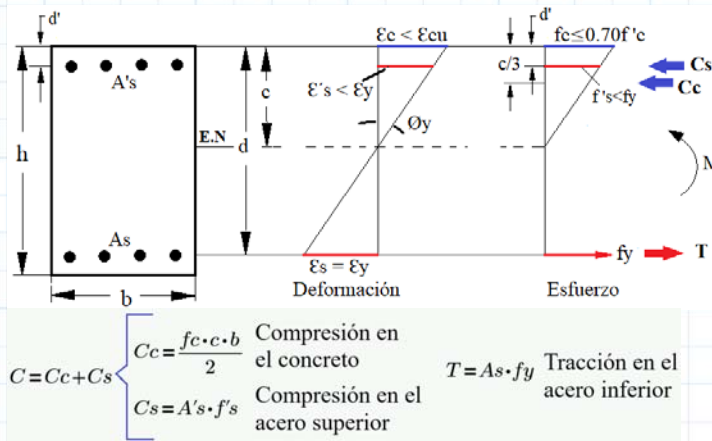


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A's \cdot f's = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A's \cdot f's$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon's = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f's = E_s \cdot \epsilon's$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A's \cdot f's \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A's \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A's \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A's)) - f_y \cdot (A's \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 66.505 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -12.054 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 9.273 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00029 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 584.007 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00063 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 137.752 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$C_c := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 19.16 \text{ tonnef} \quad T := A_s \cdot f_y = 24.94 \text{ tonnef} \quad C_s := A'_s \cdot f'_s = 5.78 \text{ tonnef}$$

- Por 3ltimo obtenemos la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi_y := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.006834 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_y := C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_s \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 9094.613 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho_b := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + fy} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.005$ $\rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0.008$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = -0.155$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estrictos de 3/8" en dos rmas: $d_{be} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $A_e := \frac{\pi \cdot d_{be}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $A_v := 2 \cdot A_e = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estrictos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 23941.928 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot M_y}{L_{viga}} = 7.611 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$\text{if} \left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$ Entrar en la segunda columna

- Tercera columna: $\frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$ $x_{cal} := \frac{7.611}{0.30 \cdot 0.40 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.651$ Entrar en la tercera columna

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c	0.010	0.025	0.05
			0.025	0.05	0.2			
			$at := 0.025$	$bt := 0.05$	$ct := 0.2$			

*Rotaci3n de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4$ $\theta_y := \frac{L_{viga} \cdot M_y}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento 3ltimo: $\theta_u := \theta_y + at = 0.026 \text{ rad}$ $M_u := M_y + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{m} = 10951.604 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.051 \text{ rad}$ $M_r := M_y \cdot ct = 1818.923 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	IO	LS	CP
						0.010	0.025	0.05
						$IO := 0.010$	$LS := 0.025$	$CP := 0.05$

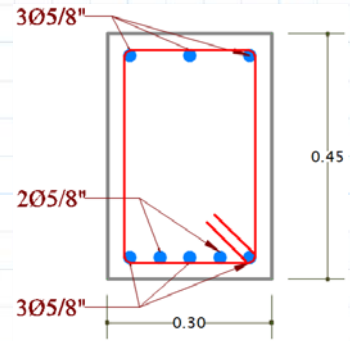
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_BA_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_BC_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 45 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 40 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$L_{viga} := 2.39 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$

$A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$

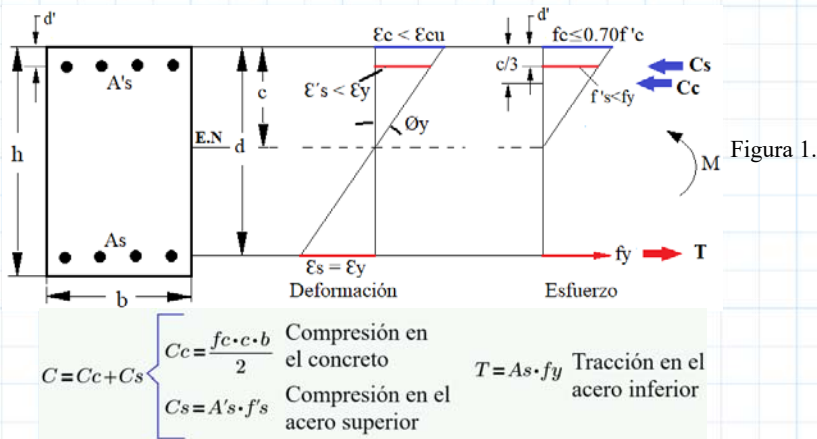
$A_s := 5 \cdot A_1 = 9.897 \text{ cm}^2$

$A'_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo. ‡ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido. ‡ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero



- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A's) = 66.505 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A's \cdot d' + A_s \cdot d)) = -17.873 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 12.014 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00053 \quad f's := E_s \cdot \varepsilon's = 1052.659 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.0009 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon_c = 195.964 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

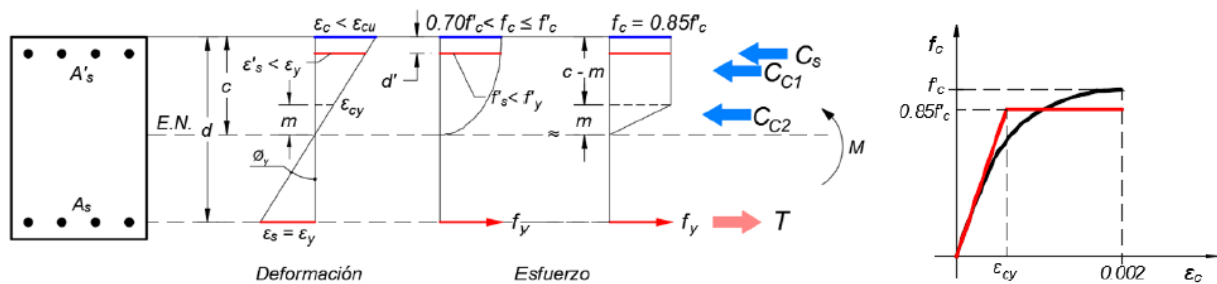


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas T=C y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$C_{c1} = 0.85 f_c \cdot (c - m) \cdot b \quad \text{Compresión en el concreto (Area rectangular)} \quad C_{c2} = \frac{0.85 f_c \cdot m \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto (Area triangular)}$$

$$C_s = A's \cdot f's \quad \text{Compresión en el acero superior} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

$$C = C_{c1} + C_{c2} + C_s \quad \text{Compresión resultante}$$

$$0.85 f_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A's \cdot f's = A_s \cdot f_y \quad 0.85 f_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A's \cdot f's$$

$$\varepsilon's = \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f's = E_s \cdot \varepsilon's \quad 0.85 f_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A's \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c}$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 f_c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \varepsilon_y}$$

$$c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 f_c \cdot b) \cdot (2 \varepsilon_y) = 2 \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f_c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -1.522 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.144 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 11.951 \text{ cm} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 10.685 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00052 \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = 1040.774 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c - m) \cdot b = 6.775 \text{ tonnef} \quad Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 28.61 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 6.18 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 41.566 \text{ tonnef}$$

- Por último se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{(d - c)} = 0.0075 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c - m)}{2} \right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3} \right) + Cs \cdot (d - d') = 14893.431 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.008$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.005$

$$x_{cal} := \frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0.155 \quad \text{Entrar en la primera columna}$$

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Ae := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{sep} = 23941.928 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot My}{L_{viga}} = 12.463 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $y := \frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{12.463}{0.30 \cdot 0.40 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 2.703$ **Entrar en la tercera columna**

	C		a	b	c			
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.155 \quad a1 := 0.025 \quad b1 := 0.05 \quad c1 := 0.2$$

$$x2 := 0.5 \quad a2 := 0.020 \quad b2 := 0.03 \quad c2 := 0.2$$

$$at := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.023 \quad bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.044$$

$$ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2$$

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4$ $\theta_y := \frac{L_{viga} \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_u := \theta_y + at = 0.025 \text{ rad}$ $M_u := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{m} = 16635.109 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.045 \text{ rad}$ $M_r := My \cdot ct = 2978.686 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptación:

						IO	LS	CP
	C		a	b	c	a	b	c
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.155 \quad a1 := 0.010 \quad b1 := 0.025 \quad c1 := 0.05$$

$$x2 := 0.5 \quad a2 := 0.005 \quad b2 := 0.020 \quad c2 := 0.03$$

$$IO := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.008 \quad LS := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.023$$

$$CP := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.044$$

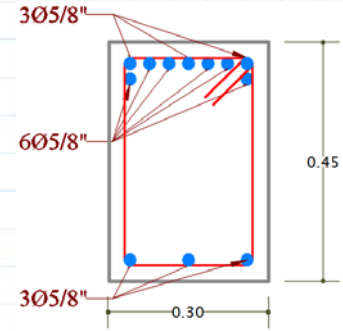
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_CB_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_CD_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 45 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 7.33 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 40 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$L_{\text{viga}} := 4.04 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$

$A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$

$A_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

$A'_s := 9 \cdot A_1 = 17.814 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- % El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- % El concreto no ha alcanzado su agotamiento.
- % El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- % Comportamiento elástico lineal del concreto.
- % Comportamiento elasto-plástico del acero.

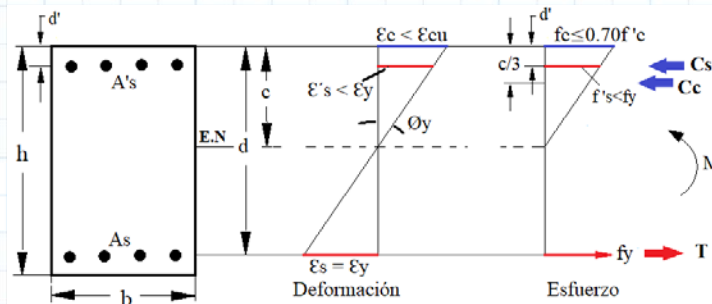


Figura 1.

$$C = C_c + C_s \begin{cases} C_c = \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} & \text{Compresión en el concreto} \\ C_s = A'_s \cdot f'_s & \text{Compresión en el acero superior} \end{cases} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 99.758 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -15.46 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 9.414 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00014 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 286.207 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{i}mite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00065 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 140.503 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$C_c := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 19.841 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 24.94 \text{ tonnef}$$

$$C_s := A'_s \cdot f'_s = 5.098 \text{ tonnef}$$

- Por 3ltimo se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi_y := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.0069 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_y := C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_s \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 8979.457 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $f_b := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho_b := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{f_b}{f_b + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.005$ $\rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0.015$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = -0.466$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estrictos de 3/8" en dos ramas: $d_{be} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $A_e := \frac{\pi \cdot d_{be}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $A_v := 2 \cdot A_e = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estrictos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 23941.928 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot M_y}{L_{viga}} = 4.445 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $\frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$ $x_{cal} := \frac{4.445}{0.30 \cdot 0.40 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 0.964$ Entrar en la tercera columna

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c	0.010	0.025	0.05
	at := 0.025	bt := 0.05	ct := 0.2					

*Rotaci3n de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4$ $\theta_y := \frac{L_{viga} \cdot M_y}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.0012 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento 3ltimo: $\theta_u := \theta_y + at = 0.026 \text{ rad}$ $M_u := M_y + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{m} = 10836.447 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.051 \text{ rad}$ $M_r := M_y \cdot ct = 1795.891 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	IO	LS	CP
						0.010	0.025	0.05
						IO := 0.010	LS := 0.025	CP := 0.05

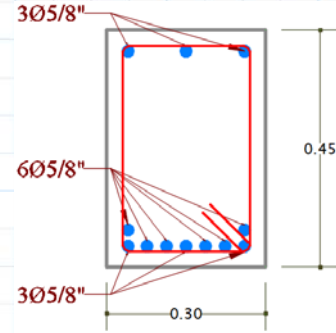
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_CB_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(P1,3,5,7_CD_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 7.33 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 45 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 37.67 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$Lviga := 4.04 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$

$A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$

$As := 9 \cdot A_1 = 17.814 \text{ cm}^2$

$A's := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‰ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero

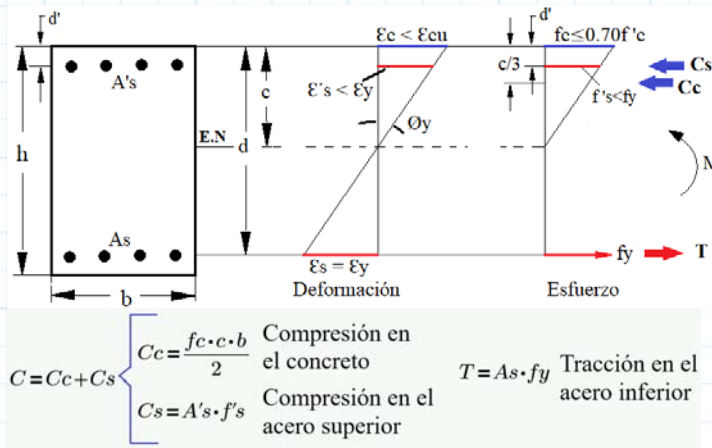


Figura 1.

$$C = Cc + Cs \begin{cases} Cc = \frac{fc \cdot c \cdot b}{2} & \text{Compresión en el concreto} \\ Cs = A's \cdot f's & \text{Compresión en el acero superior} \end{cases} \quad T = As \cdot fy \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{fc \cdot c \cdot b}{2} + A's \cdot f's = As \cdot fy \quad \frac{fc \cdot c \cdot b}{2} = As \cdot fy - A's \cdot f's$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad fc = Ec \cdot \epsilon_c \quad \epsilon's = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f's = Es \cdot \epsilon's$$

$$\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot f's \quad \frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot Es \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$fy = Es \cdot \epsilon_y \quad \frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = As \cdot fy \cdot (d - c) - A's \cdot fy \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (fy \cdot (As + A's)) - fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 99.758 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -29.431 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 14.69 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00089 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1771.081 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{i}mite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00134 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon_c = 291.812 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

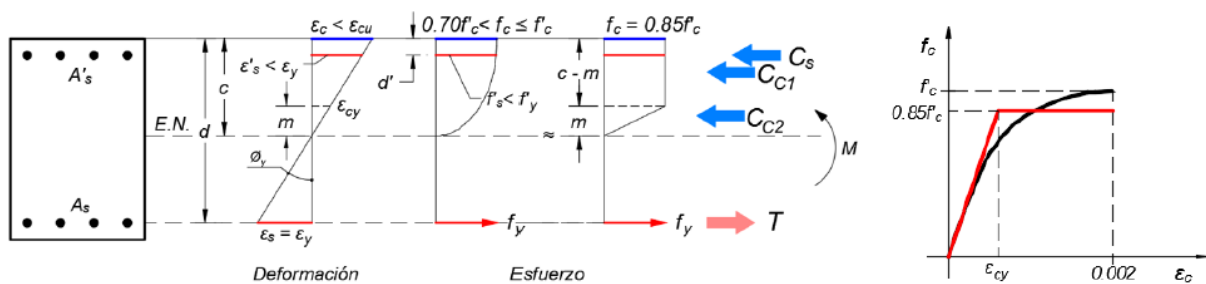


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas T=C y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$C_{c1} = 0.85 f'_c \cdot (c - m) \cdot b \quad \text{Compresión en el concreto (Area rectangular)} \quad C_{c2} = \frac{0.85 f'_c \cdot m \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto (Area triangular)}$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s \quad \text{Compresión en el acero superior} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

$$C = C_{c1} + C_{c2} + C_s \quad \text{Compresión resultante}$$

$$0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c}$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 f'_c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \varepsilon_y}$$

$$c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 f'_c \cdot b) \cdot (2 \varepsilon_y) = 2 \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -1.589 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.184 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro:

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 15.825 \text{ cm} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 8.322 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c-d')}{d-c} = 0.00104 \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = 2081.223 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c-m) \cdot b = 40.178 \text{ tonnef} \quad Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 22.282 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 12.358 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 74.819 \text{ tonnef}$$

- Por último se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{(d-c)} = 0.0096 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c-m)}{2} \right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3} \right) + Cs \cdot (d - d') = 23769.044 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.016$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.005$

$$xcal := \frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0.495 \quad \text{Entrar en la primera columna}$$

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Ae := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{sep} = 22547.311 \text{ kgf} \quad Vactuante := \frac{2 \cdot My}{Lviga} = 11.767 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $y := \frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{11.767}{0.30 \cdot 0.3767 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 2.71$ **Entrar en la tercera columna**

	C		a	b	c			
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad xcal = 0.495 \quad a1 := 0.025 \quad b1 := 0.05 \quad c1 := 0.2$$

$$x2 := 0.5 \quad a2 := 0.02 \quad b2 := 0.03 \quad c2 := 0.2$$

$$at := (a2 - a1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.02 \quad bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.03$$

$$ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2$$

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4$ $\theta y := \frac{Lviga \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.003 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta u := \theta y + at = 0.023 \text{ rad}$ $Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{m} = 25258.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.033 \text{ rad}$ $Mr := My \cdot ct = 4753.809 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptación:

	C					IO	LS	CP
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	a	b	c
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.010	0.025	0.05
						0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad a1 := 0.010 \quad b1 := 0.025 \quad c1 := 0.05$$

$$x2 := 0.5 \quad xcal = 0.495 \quad a2 := 0.005 \quad b2 := 0.02 \quad c2 := 0.03$$

$$IO := (a2 - a1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.005 \quad LS := (b2 - b1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.02$$

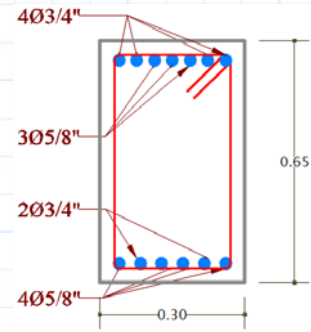
$$CP := (c2 - c1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.03$$

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*65_(P2,4,6_BA_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de viga	$r := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$h := 65 \text{ cm}$	Altura de viga	$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 60 \text{ cm}$	Altura efectiva de viga		



2. MATERIALES

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cedente del acero de refuerzo}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021 \quad \text{Deformación cedente del acero} \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201 \quad \text{Relación de módulos de elasticidad}$$

$$L_{\text{viga}} := 2.28 \text{ m} \quad \text{Longitud de viga} \quad \epsilon_{cu} := 0.003 \quad \text{Deformación última del concreto} \quad \beta_1 := 0.85$$

3. ACERO DE REFUERZO

$$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm} \quad A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2 \quad db_2 := \frac{3}{4} \text{ in} = 0.019 \text{ m} \quad A_2 := \frac{\pi \cdot db_2^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 2 \cdot A_2 + 4 \cdot A_1 = 13.618 \text{ cm}^2 \quad A'_s := 4 \cdot A_2 + 3 \cdot A_1 = 17.339 \text{ cm}^2$$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ⊗ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ⊗ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ⊗ Comportamiento elasto-plástico del acero
- ⊗ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ⊗ Comportamiento elástico lineal del concreto.

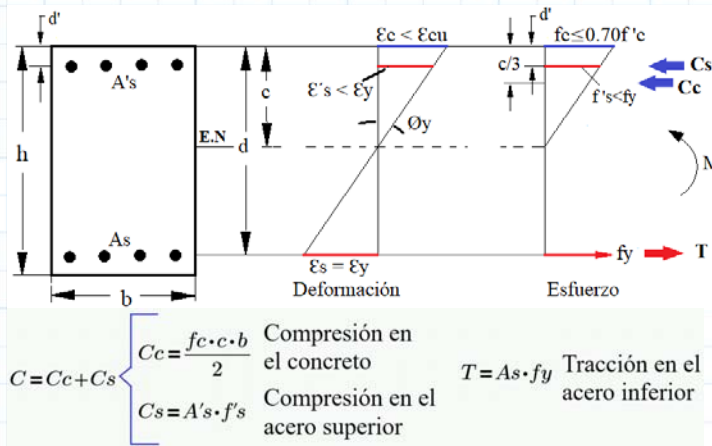


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A's) = 130.018 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A's \cdot d' + A_s \cdot d)) = -37.958 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 15.893 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00052 \quad f's := E_s \cdot \varepsilon's = 1037.232 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00076 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon_c = 164.478 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

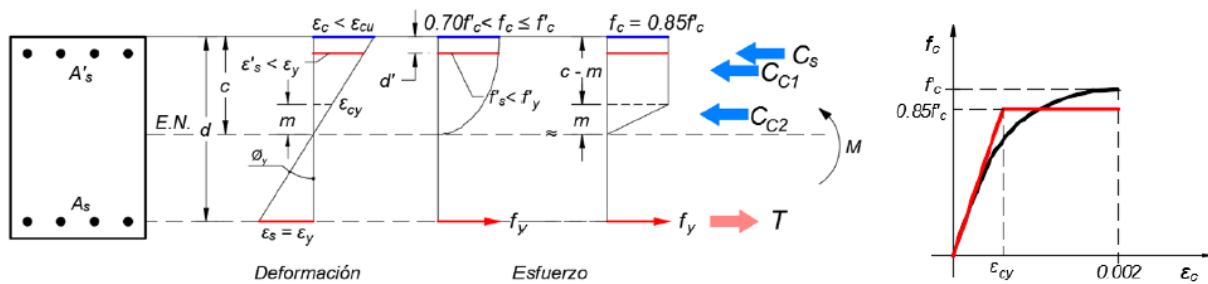


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas T=C y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$C_{c1} = 0.85 f'c \cdot (c - m) \cdot b \quad \text{Compresión en el concreto (Area rectangular)} \quad C_{c2} = \frac{0.85 f'c \cdot m \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto (Area triangular)}$$

$$C_s = A's \cdot f's \quad \text{Compresión en el acero superior} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

$$C = C_{c1} + C_{c2} + C_s \quad \text{Compresión resultante}$$

$$0.85 f'c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A's \cdot f's = A_s \cdot f_y \quad 0.85 f'c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A's \cdot f's$$

$$\varepsilon's = \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f's = E_s \cdot \varepsilon's \quad 0.85 f'c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A's \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c}$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 f'c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \varepsilon_y}$$

$$c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 f'c \cdot b) \cdot (2 \varepsilon_y) = 2 \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -2.41 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.314 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro:

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 15.785 \text{ cm} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 15.785 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00051 \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = (1.024 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c - m) \cdot b = 0 \text{ tonnef} \quad Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 42.265 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 17.764 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 57.195 \text{ tonnef}$$

- Por último se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{(d - c)} = 0.0047 \frac{1}{m}$$

$$My := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c - m)}{2} \right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3} \right) + Cs \cdot (d - d') = 32905.146 \text{ kgf} \cdot m$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.008$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.01$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = -0.097$$

Entrar en la primera columna

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Ae := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{sep} = 35912.893 \text{ kgf} \quad Vactuante := \frac{2 \cdot My}{Lviga} = 28.864 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$$

Entrar en la segunda columna

- Tercera columna: $\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $xcal := \frac{28.864}{0.30 \cdot 0.60 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 4.173$

Entrar en la tercera columna

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.025	0.05	0.2	0.005	0.02	0.04

$$x1 := 3 \quad a1 := 0.025 \quad b1 := 0.05 \quad c1 := 0.2$$

$$x2 := 6 \quad xcal = 4.173 \quad a2 := 0.02 \quad b2 := 0.04 \quad c2 := 0.2$$

$$at := (a2 - a1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.023 \quad bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.046$$

$$ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2$$

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.007 \text{ m}^4$ $\theta y := \frac{Lviga \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta u := \theta y + at = 0.024 \text{ rad}$ $Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{m} = 38063.875 \text{ kgf} \cdot m$

*Rotación y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.047 \text{ rad}$ $Mr := My \cdot ct = 6581.029 \text{ kgf} \cdot m$

*Criterios de aceptación:

			IO	LS	CP
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.025	0.05	0.2
			0.010	0.025	0.05
			0.005	0.02	0.04

$$x1 := 3 \quad a1 := 0.010 \quad b1 := 0.025 \quad c1 := 0.05$$

$$x2 := 6 \quad xcal = 4.173 \quad a2 := 0.005 \quad b2 := 0.02 \quad c2 := 0.04$$

$$IO := (a2 - a1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.008 \quad LS := (b2 - b1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.023$$

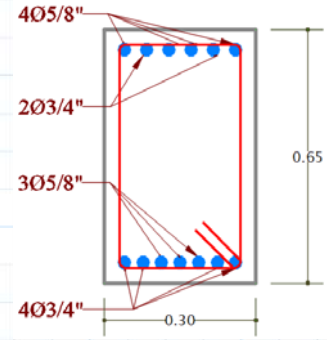
$$CP := (c2 - c1) \cdot \frac{(xcal - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.046$$

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*65_(P2,4,6_BA_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de viga	$r := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$h := 65 \text{ cm}$	Altura de viga	$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 60 \text{ cm}$	Altura efectiva de viga		



2. MATERIALES

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cedente del acero de refuerzo}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002 \quad \text{Deformación cedente del acero} \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201 \quad \text{Relación de módulos de elasticidad}$$

$$L_{\text{viga}} := 2.28 \text{ m} \quad \text{Longitud de viga} \quad \epsilon_{cu} := 0.003 \quad \text{Deformación última del concreto} \quad \beta_1 := 0.85$$

3. ACERO DE REFUERZO

$$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm} \quad A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2 \quad db_2 := \frac{3}{4} \text{ in} = 0.019 \text{ m} \quad A_2 := \frac{\pi \cdot db_2^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 4 \cdot A_2 + 3 \cdot A_1 = 17.339 \text{ cm}^2 \quad A'_s := 2 \cdot A_2 + 4 \cdot A_1 = 13.618 \text{ cm}^2$$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo. ‡ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido. ‡ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero

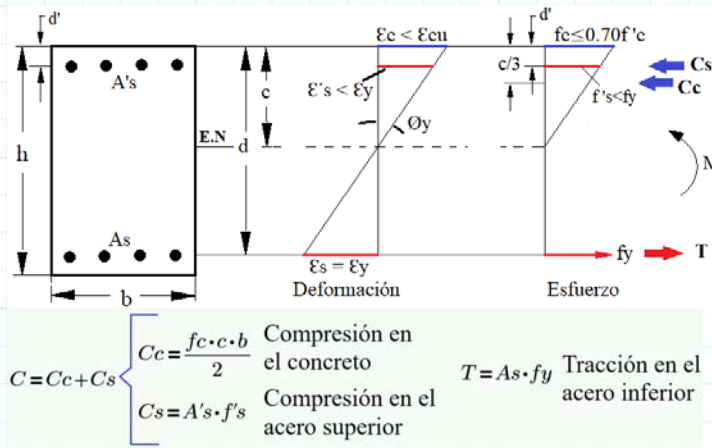


Figura 1.

$$C = C_c + C_s \quad \left\{ \begin{array}{l} C_c = \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto} \\ C_s = A'_s \cdot f'_s \quad \text{Compresión en el acero superior} \end{array} \right. \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{E_c \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A's) = 130.018 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A's \cdot d' + A_s \cdot d)) = -46.554 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 18.255 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00067 \quad f's := E_s \cdot \varepsilon's = (1.334 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00092 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 199.622 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

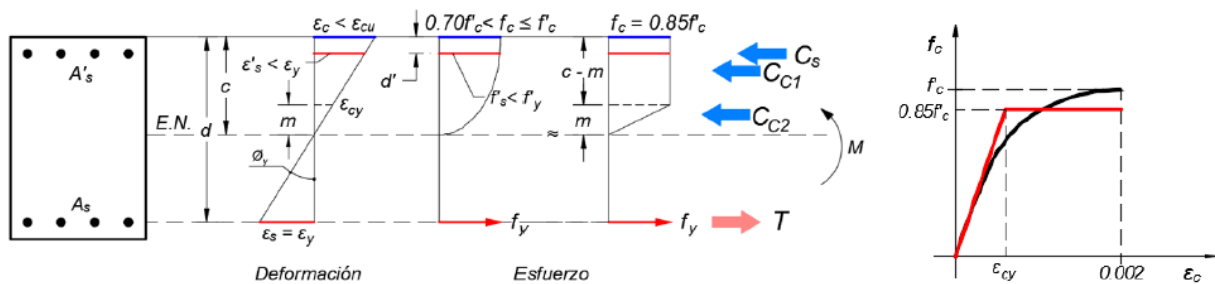


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas T=C y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$C_{c1} = 0.85 f'c \cdot (c - m) \cdot b \quad \text{Compresión en el concreto (Area rectangular)} \quad C_{c2} = \frac{0.85 f'c \cdot m \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto (Area triangular)}$$

$$C_s = A's \cdot f's \quad \text{Compresión en el acero superior} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

$$C = C_{c1} + C_{c2} + C_s \quad \text{Compresión resultante}$$

$$0.85 f'c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A's \cdot f's = A_s \cdot f_y \quad 0.85 f'c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A's \cdot f's$$

$$\varepsilon's = \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f's = E_s \cdot \varepsilon's \quad 0.85 f'c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A's \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c}$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 f'c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \varepsilon_y}$$

$$c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 f'c \cdot b) \cdot (2 \varepsilon_y) = 2 \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A's \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A's) + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -2.41 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A's \cdot d') + 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.35 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro: $c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 18.192 \text{ cm}$ $m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 15.927 \text{ cm}$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00066 \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = (1.325 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c - m) \cdot b = 12.132 \text{ tonnef} \quad Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 42.644 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 18.048 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 72.823 \text{ tonnef}$$

- Por último se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{(d - c)} = 0.005 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_y := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c - m)}{2} \right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3} \right) + Cs \cdot (d - d') = 39424.176 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.008$

$$x_{cal} := \frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0.097 \quad \text{Entrar en la primera columna}$$

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $A_e := \frac{\pi \cdot db_e^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $A_v := 2 \cdot A_e = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 35912.893 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot M_y}{L_{viga}} = 34.583 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $y := \frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{34.583}{0.30 \cdot 0.60 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 5$ **Entrar en la tercera columna**

	C		a	b	c			
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02

$$x1 := 0 \quad a1 := 0.02 \quad b1 := 0.04 \quad c1 := 0.2$$

$$x2 := 0.5 \quad x_{cal} = 0.097 \quad a2 := 0.015 \quad b2 := 0.02 \quad c2 := 0.2$$

$$at := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.019 \quad bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.036$$

$$ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2$$

*Rotación de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.007 \text{ m}^4$ $\theta_y := \frac{L_{viga} \cdot M_y}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_u := \theta_y + at = 0.02 \text{ rad}$ $M_u := M_y + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{m} = 43683.553 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.037 \text{ rad}$ $M_r := M_y \cdot ct = 7884.835 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptación

			IO	LS	CP
	C		a	b	c
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.097 \quad a1 := 0.005 \quad b1 := 0.02 \quad c1 := 0.04$$

$$x2 := 0.5 \quad a2 := 0.005 \quad b2 := 0.015 \quad c2 := 0.02$$

$$IO := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.005 \quad LS := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.019$$

$$CP := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.036$$

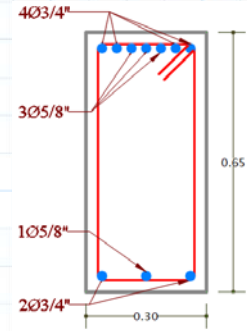
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*65_(P2,4,6_BD_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*65_(P2,4,6_DB_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de viga	$r := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$h := 65 \text{ cm}$	Altura de viga	$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 60 \text{ cm}$	Altura efectiva de viga		



2. MATERIALES

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cedente del acero de refuerzo}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.002 \quad \text{Deformación cedente del acero} \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201 \quad \text{Relación de módulos de elasticidad}$$

$$L_{\text{viga}} := 7.70 \text{ m} \quad \text{Longitud de viga} \quad \epsilon_{cu} := 0.003 \quad \text{Deformación última del concreto} \quad \beta_1 := 0.85$$

3. ACERO DE REFUERZO

$$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm} \quad A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2 \quad db_2 := \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm} \quad A_2 := \frac{\pi \cdot db_2^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 2 \cdot A_2 + A_1 = 7.68 \text{ cm}^2 \quad A'_s := 4 \cdot A_2 + 3 \cdot A_1 = 17.339 \text{ cm}^2$$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ⊗ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ⊗ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ⊗ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ⊗ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ⊗ Comportamiento elasto-plástico del acero

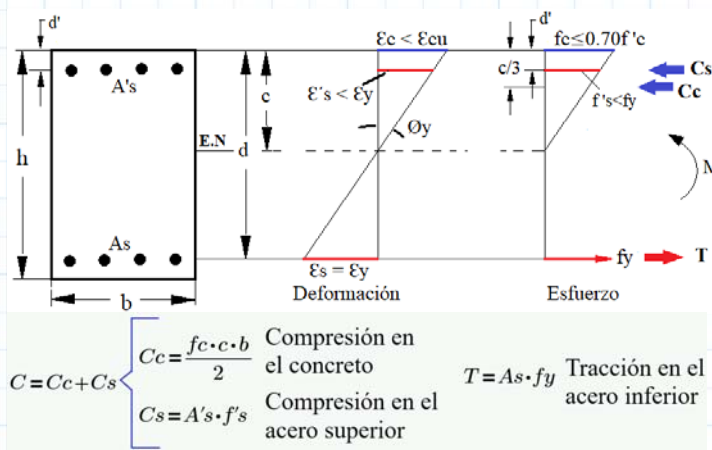


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 105.078 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -22.994 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 12.194 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00032 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 632.016 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00054 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 116.434 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$C_c := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 21.297 \text{ tonnef} \quad T := A_s \cdot f_y = 32.255 \text{ tonnef} \quad C_s := A'_s \cdot f'_s = 10.958 \text{ tonnef}$$

- Por 3ltimo obtenemos la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi_y := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.004393 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_y := C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_s \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 17939.508 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $f_b := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \rho_b := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{f_b}{f_b + f_y} \right) = 0.021 \quad \rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004 \quad \rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0.01$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = -0.253$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estrictos de 3/8" en dos ramas: $d_{be} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm} \quad A_e := \frac{\pi \cdot d_{be}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad A_v := 2 \cdot A_e = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estrictos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 35912.893 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot M_y}{L_{viga}} = 4.66 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $\frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} \quad x_{cal} := \frac{4.66}{0.30 \cdot 0.60 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 0.674 \quad \text{Entrar en la tercera columna}$

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c	0.010	0.025	0.05
			0.025	0.05	0.2			
			$at := 0.025$	$bt := 0.05$	$ct := 0.2$			

*Rotaci3n de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.007 \text{ m}^4 \quad \theta_y := \frac{L_{viga} \cdot M_y}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.002 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento 3ltimo: $\theta_u := \theta_y + at = 0.027 \text{ rad} \quad M_u := M_y + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{\text{m}} = 23535.953 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.052 \text{ rad} \quad M_r := M_y \cdot ct = 3587.902 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	IO	LS	CP
						0.010	0.025	0.05
						$IO := 0.010$	$LS := 0.025$	$CP := 0.05$

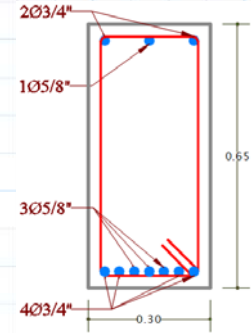
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*65_(P2,4,6_BD_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*65_(P2,4,6_DB_1,2) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de viga	$r := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$h := 65 \text{ cm}$	Altura de viga	$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 60 \text{ cm}$	Altura efectiva de viga		



2. MATERIALES

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del concreto}$$

$$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo cedente del acero de refuerzo}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021 \quad \text{Deformación cedente del acero} \quad n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201 \quad \text{Relación de módulos de elasticidad}$$

$$L_{\text{viga}} := 7.70 \text{ m} \quad \text{Longitud de viga} \quad \epsilon_{cu} := 0.003 \quad \text{Deformación última del concreto} \quad \beta_1 := 0.85$$

3. ACERO DE REFUERZO

$$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm} \quad A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2 \quad db_2 := \frac{3}{4} \text{ in} = 1.905 \text{ cm} \quad A_2 := \frac{\pi \cdot db_2^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 4 \cdot A_2 + 3 \cdot A_1 = 17.339 \text{ cm}^2 \quad A'_s := 2 \cdot A_2 + A_1 = 7.68 \text{ cm}^2$$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ⊗ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ⊗ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ⊗ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ⊗ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ⊗ Comportamiento elasto-plástico del acero

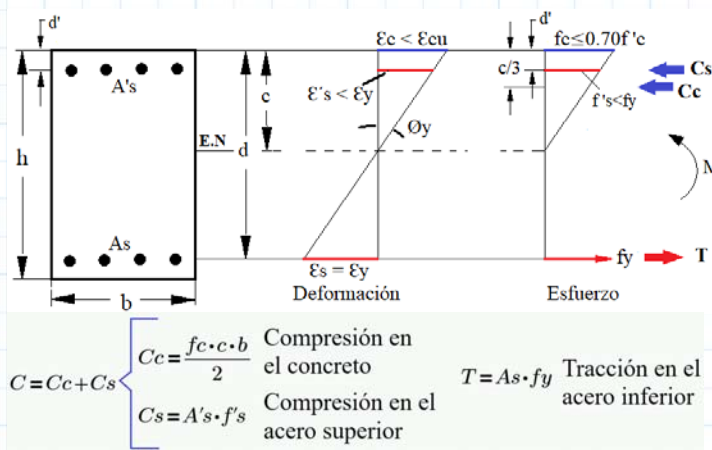


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 105.078 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -45.307 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 19.17 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00073 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = (1.458 \cdot 10^3) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00099 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon_c = 214.323 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte en forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008.

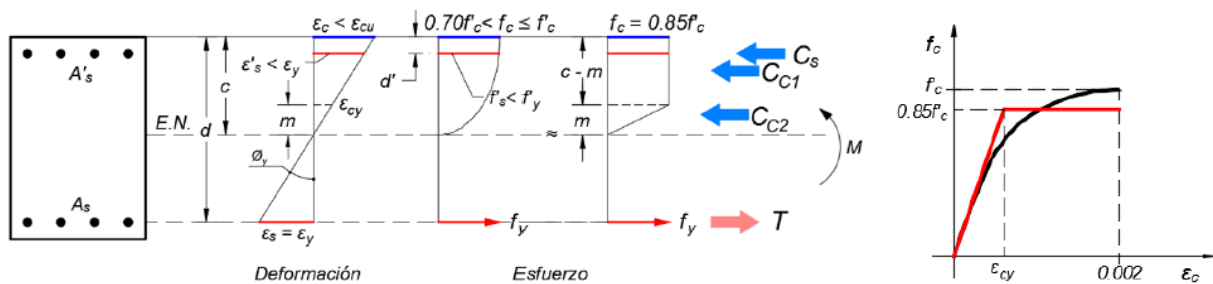


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas T=C y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$C_{c1} = 0.85 f'_c \cdot (c - m) \cdot b \quad \text{Compresión en el concreto (Area rectangular)} \quad C_{c2} = \frac{0.85 f'_c \cdot m \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto (Area triangular)}$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s \quad \text{Compresión en el acero superior} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

$$C = C_{c1} + C_{c2} + C_s \quad \text{Compresión resultante}$$

$$0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c}$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 f'_c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \varepsilon_y}$$

$$c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 f'_c \cdot b) \cdot (2 \varepsilon_y) = 2 \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -2.305 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.345 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro: $c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 19.253 \text{ cm} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 15.523 \text{ cm}$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00073 \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = 1469.183 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c - m) \cdot b = 19.979 \text{ tonnef} \quad Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 41.562 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 11.283 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 72.823 \text{ tonnef}$$

- Por último se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{(d - c)} = 0.0052 \frac{1}{m}$$

$$My := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c - m)}{2} \right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3} \right) + Cs \cdot (d - d') = 39056.104 \text{ kgf} \cdot m$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.004$

$$x_{cal} := \frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0.253 \quad \text{Entrar en la primera columna}$$

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Ae := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{sep} = 35912.893 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot My}{L_{viga}} = 10.144 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $y := \frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{10.144}{0.30 \cdot 0.60 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.467$ **Entrar en la tercera columna**

	C		a	b	c			
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.253 \quad a1 := 0.025 \quad b1 := 0.05 \quad c1 := 0.2$$

$$x2 := 0.5 \quad a2 := 0.02 \quad b2 := 0.03 \quad c2 := 0.2$$

$$at := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.022 \quad bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.04$$

$$ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2$$

*Rotación de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.007 \text{ m}^4$ $\theta y := \frac{L_{viga} \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.003 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta u := \theta y + at = 0.026 \text{ rad}$ $Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{m} = 44087.25 \text{ kgf} \cdot m$

*Rotación y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.043 \text{ rad}$ $Mr := My \cdot ct = 7811.221 \text{ kgf} \cdot m$

*Criterios de aceptación:

					IO	LS	CP	
	C		a	b	c			
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.253 \quad a1 := 0.010 \quad b1 := 0.025 \quad c1 := 0.05$$

$$x2 := 0.5 \quad a2 := 0.005 \quad b2 := 0.02 \quad c2 := 0.03$$

$$IO := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.007 \quad LS := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.022$$

$$CP := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.04$$

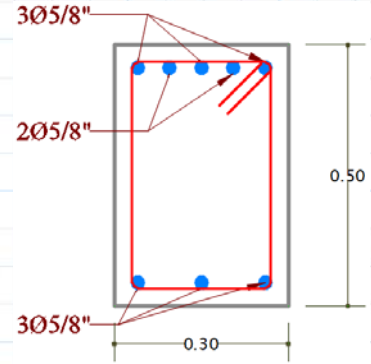
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_BA_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_BC_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de viga	$r := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$h := 50 \text{ cm}$	Altura de viga	$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 45 \text{ cm}$	Altura efectiva de viga		



2. MATERIALES

$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$Lviga := 2.39 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$

$A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$

$As := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

$A's := 5 \cdot A_1 = 9.897 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ⊗ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ⊗ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ⊗ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ⊗ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ⊗ Comportamiento elasto-plástico del acero

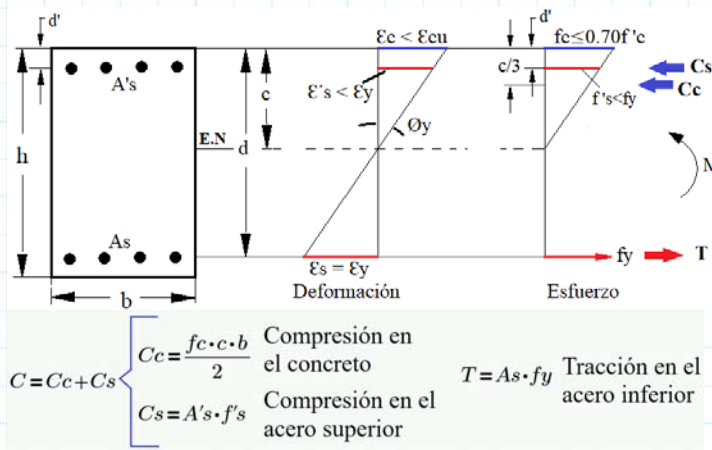


Figura 1.

$C = Cc + Cs$
 $Cc = \frac{fc \cdot c \cdot b}{2}$ Compresión en el concreto $T = As \cdot fy$ Tracción en el acero inferior
 $Cs = A's \cdot f's$ Compresión en el acero superior

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{fc \cdot c \cdot b}{2} + A's \cdot f's = As \cdot fy \quad \frac{fc \cdot c \cdot b}{2} = As \cdot fy - A's \cdot f's$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad fc = Ec \cdot \epsilon_c \quad \epsilon's = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f's = Es \cdot \epsilon's$$

$$\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot f's \quad \frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot Es \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$fy = Es \cdot \epsilon_y \quad \frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = As \cdot fy \cdot (d - c) - A's \cdot fy \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (fy \cdot (As + A's)) - fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A's) = 66.505 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A's \cdot d' + A_s \cdot d)) = -13.301 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 9.903 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00029 \quad f's := E_s \cdot \varepsilon's = 586.738 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$fcl\acute{m}ite := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00059 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 128.801 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < fcl\acute{m}ite, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$C_c := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 19.133 \text{ tonnef} \quad T := A_s \cdot f_y = 24.94 \text{ tonnef} \quad C_s := A's \cdot f's = 5.807 \text{ tonnef}$$

- Por 3ltimo obtenemos la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi_y := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.005983 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_y := C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_s \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 10300.867 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $f_b := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho_b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{f_b}{f_b + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.007$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = -0.138$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estribos de 3/8" en dos ramas: $d_{be} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $A_e := \frac{\pi \cdot d_{be}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $A_v := 2 \cdot A_e = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 26934.669 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot M_y}{L_{viga}} = 8.62 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $\frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $x_{cal} := \frac{8.62}{0.30 \cdot 0.45 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 1.662$ Entrar en la tercera columna

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c	0.010	0.025	0.05
------------	---	-----------------	---	---	---	-------	-------	------

$$at := 0.025 \quad bt := 0.05 \quad ct := 0.2$$

*Rotaci3n de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$ $\theta_y := \frac{L_{viga} \cdot M_y}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento 3ltimo: $\theta_u := \theta_y + at = 0.026 \text{ rad}$ $M_u := M_y + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{m} = 12848.18 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.051 \text{ rad}$ $M_r := M_y \cdot ct = 2060.173 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	IO	LS	CP
------------	---	-----------------	-------	------	-----	----	----	----

$$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$$

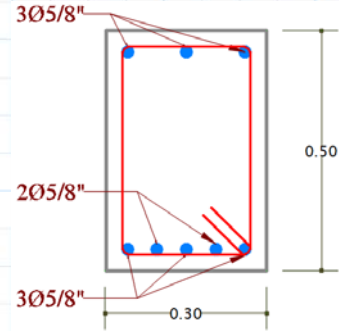
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_BA_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_BC_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$	Ancho de viga	$r := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento inferior
$h := 50 \text{ cm}$	Altura de viga	$d' := 5 \text{ cm}$	Recubrimiento superior
$d := h - r = 45 \text{ cm}$	Altura efectiva de viga		



2. MATERIALES

$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{f_y}{Es} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$L_{viga} := 2.39 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$

$A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$

$As := 5 \cdot A_1 = 9.897 \text{ cm}^2$

$A's := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A Estudio de la condición de cedencia

- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‰ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero

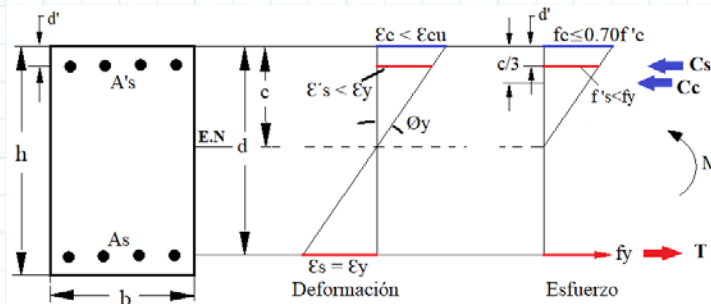


Figura 1.

$C = Cc + Cs$
 $Cc = \frac{fc \cdot c \cdot b}{2}$ Compresión en el concreto
 $Cs = A's \cdot f's$ Compresión en el acero superior
 $T = As \cdot fy$ Tracción en el acero inferior

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones, se tiene:

$\frac{fc \cdot c \cdot b}{2} + A's \cdot f's = As \cdot fy$ $\frac{fc \cdot c \cdot b}{2} = As \cdot fy - A's \cdot f's$
 $\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c}$ $fc = Ec \cdot \epsilon_c$ $\epsilon's = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c}$ $f's = Es \cdot \epsilon's$

$\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot f's$ $\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot Es \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$

$fy = Es \cdot \epsilon_y$ $\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = As \cdot fy \cdot (d - c) - A's \cdot fy \cdot (c - d')$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$c^2 \left(\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (fy \cdot (As + A's)) - fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d) = 0$ $A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 66.505 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -19.952 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 12.891 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00052 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1032.172 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00084 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon_c = 183.264 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008

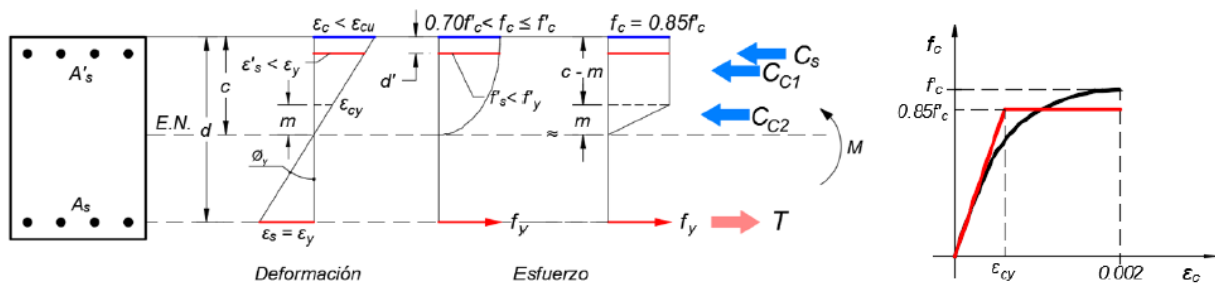


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas T=C y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$C_{c1} = 0.85 f'_c \cdot (c - m) \cdot b \quad \text{Compresión en el concreto (Area rectangular)} \quad C_{c2} = \frac{0.85 f'_c \cdot m \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto (Area triangular)}$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s \quad \text{Compresión en el acero superior} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

$$C = C_{c1} + C_{c2} + C_s \quad \text{Compresión resultante}$$

$$0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c}$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 f'_c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \varepsilon_y}$$

$$c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 f'_c \cdot b) \cdot (2 \varepsilon_y) = 2 \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b)$$

$$- c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d)$$

$$+ 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -1.677 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.171 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro:

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 12.776 \text{ cm} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 12.276 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00051 \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = 1013.52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c - m) \cdot b = 2.679 \text{ tonnef} \quad Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 32.868 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 6.018 \text{ tonnef} \\ T := A_s \cdot f_y = 41.566 \text{ tonnef}$$

- Por último obtenemos la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{(d - c)} = 0.0065 \frac{1}{\text{m}} \\ My := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c - m)}{2} \right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3} \right) + Cs \cdot (d - d') = 16887.62 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.007$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.004$

$$x_{cal} := \frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0.138 \quad \text{Entrar en la primera columna}$$

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $A_e := \frac{\pi \cdot db_e^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $A_v := 2 \cdot A_e = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 26934.669 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot My}{L_{viga}} = 14.132 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $y := \frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{14.132}{0.30 \cdot 0.45 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 2.724$ **Entrar en la tercera columna**

	C		a	b	c			
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.138 \quad a1 := 0.025 \quad b1 := 0.05 \quad c1 := 0.2 \\ x2 := 0.5 \quad a2 := 0.02 \quad b2 := 0.03 \quad c2 := 0.2$$

$$at := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.024 \quad bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.044$$

$$ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2$$

*Rotación de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$ $\theta_y := \frac{L_{viga} \cdot My}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_u := \theta_y + at = 0.025 \text{ rad}$ $M_u := My + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{m} = 19294.329 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.045 \text{ rad}$ $M_r := My \cdot ct = 3377.524 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptación:

						IO	LS	CP
	C		a	b	c	a	b	c
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.138 \quad a1 := 0.010 \quad b1 := 0.025 \quad c1 := 0.05 \\ x2 := 0.5 \quad a2 := 0.005 \quad b2 := 0.02 \quad c2 := 0.03$$

$$IO := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.009 \quad LS := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.024$$

$$CP := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.044$$

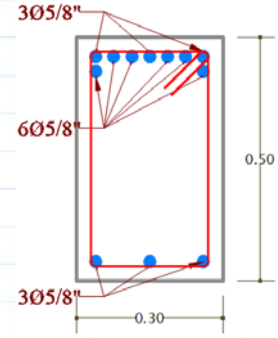
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_CB_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_CD_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 50 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 7.33 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 45 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto
 $E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto
 $E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo
 $\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad
 $L_{\text{viga}} := 4.04 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

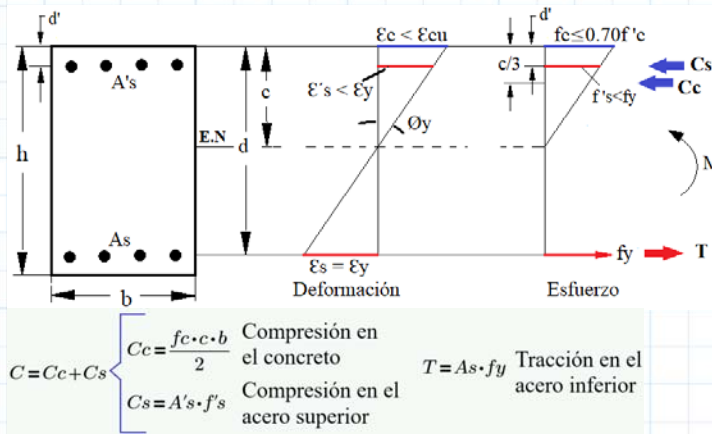
3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$ $A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$ $A_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$
 $A'_s := 9 \cdot A_1 = 17.814 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero
- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ Comportamiento elástico lineal del concreto.



- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 99.758 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -16.707 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 9.951 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00016 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 314.07 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.0006 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := E_c \cdot \varepsilon_c = 129.601 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$C_c := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 19.345 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 24.94 \text{ tonnef}$$

$$C_s := A'_s \cdot f'_s = 5.595 \text{ tonnef}$$

- Por 3ltimo obtenemos la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi_y := \frac{\varepsilon_y}{d - c} = 0.005992 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_y := C_c \cdot \frac{2}{3} \cdot c + C_s \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 10171.02 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $f_b := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho_b := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{f_b}{f_b + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004$ $\rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d} = 0.013$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = -0.414$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estrictos de 3/8" en dos ramas: $d_{be} := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $A_e := \frac{\pi \cdot d_{be}^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $A_v := 2 \cdot A_e = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estrictos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 26934.669 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot M_y}{L_{viga}} = 5.035 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $\frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$ $x_{cal} := \frac{5.035}{0.30 \cdot 0.45 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 0.971$ Entrar en la tercera columna

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c	0.010	0.025	0.05
			0.025	0.05	0.2			
	$at := 0.025$	$bt := 0.05$	$ct := 0.2$					

*Rotaci3n de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$ $\theta_y := \frac{L_{viga} \cdot M_y}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento 3ltimo: $\theta_u := \theta_y + at = 0.026 \text{ rad}$ $M_u := M_y + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{m} = 12718.332 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.051 \text{ rad}$ $M_r := M_y \cdot ct = 2034.204 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	IO	LS	CP
						0.010	0.025	0.05
						IO := 0.010	LS := 0.025	CP := 0.05

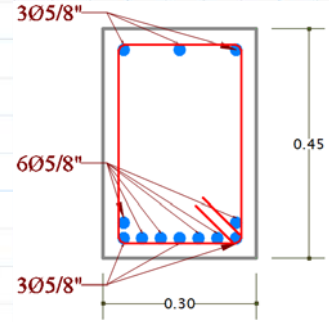
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_CB_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_CD_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 7.33 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 50 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 42.67 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$Lviga := 4.04 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$

$A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$

$As := 9 \cdot A_1 = 17.814 \text{ cm}^2$

$A's := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

b. Estudio de la condición de cedencia

- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero
- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ Comportamiento elástico lineal del concreto.

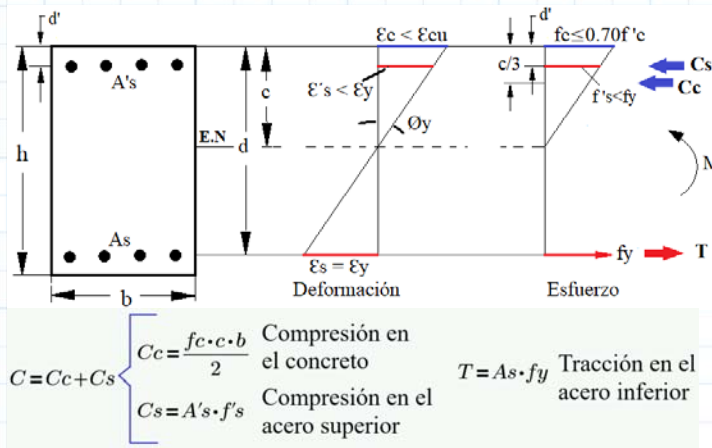


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones, se tiene:

$$\frac{fc \cdot c \cdot b}{2} + A's \cdot f's = As \cdot fy \quad \frac{fc \cdot c \cdot b}{2} = As \cdot fy - A's \cdot f's$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad fc = Ec \cdot \epsilon_c \quad \epsilon's = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f's = Es \cdot \epsilon's$$

$$\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot f's \quad \frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot Es \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$fy = Es \cdot \epsilon_y \quad \frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = As \cdot fy \cdot (d - c) - A's \cdot fy \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (fy \cdot (As + A's)) - fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 99.758 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -33.172 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 15.9 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00086 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = 1710.135 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00125 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon_c = 271.126 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elasto-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008

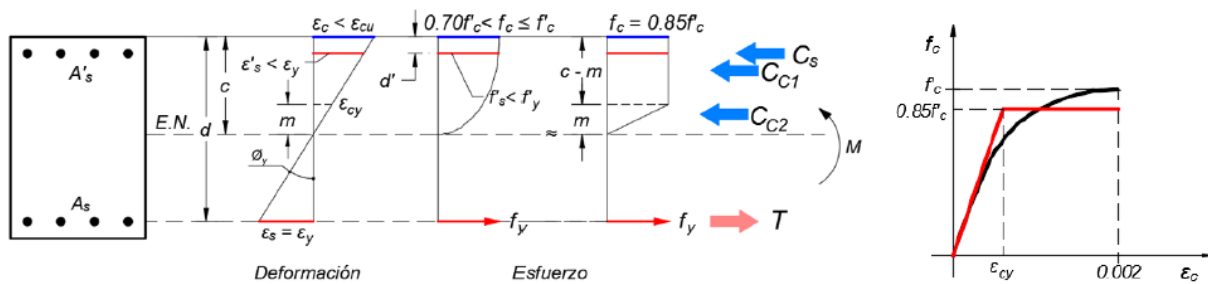


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$C_{c1} = 0.85 f'_c \cdot (c - m) \cdot b \quad \text{Compresión en el concreto (Area rectangular)} \quad C_{c2} = \frac{0.85 f'_c \cdot m \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto (Area triangular)}$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s \quad \text{Compresión en el acero superior} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

$$C = C_{c1} + C_{c2} + C_s \quad \text{Compresión resultante}$$

$$0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c}$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 f'_c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \varepsilon_y}$$

$$c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 f'_c \cdot b) \cdot (2 \varepsilon_y) = 2 \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 2.678 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -1.744 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.217 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro:

$$c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 16.783 \text{ cm} \quad m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 9.862 \text{ cm}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c-d')}{d-c} = 0.00096 \quad f's := \varepsilon's \cdot E_s = 1911.673 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c-m) \cdot b = 37.062 \text{ tonnef} \quad Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 26.405 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 11.351 \text{ tonnef}$$

$$T := A_s \cdot f_y = 74.819 \text{ tonnef}$$

- Por último se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{(d-c)} = 0.0081 \frac{1}{\text{m}}$$

$$M_y := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c-m)}{2} \right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3} \right) + Cs \cdot (d-d') = 27379.458 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.014$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.005$

$$x_{cal} := \frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0.437 \quad \text{Entrar en la primera columna}$$

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $A_e := \frac{\pi \cdot db_e^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $A_v := 2 \cdot A_e = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep} = 25540.052 \text{ kgf} \quad V_{actuante} := \frac{2 \cdot M_y}{L_{viga}} = 13.554 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $y := \frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{13.554}{0.30 \cdot 0.4267 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 2.756$ **Entrar en la tercera columna**

	C		a	b	c			
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad x_{cal} = 0.437 \quad a1 := 0.025 \quad b1 := 0.05 \quad c1 := 0.2$$

$$x2 := 0.5 \quad a2 := 0.02 \quad b2 := 0.03 \quad c2 := 0.2$$

$$at := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.021 \quad bt := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.033$$

$$ct := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.2$$

*Rotación de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$ $\theta_y := \frac{L_{viga} \cdot M_y}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.003 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_u := \theta_y + at = 0.023 \text{ rad}$ $M_u := M_y + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{m} = 29481.926 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.035 \text{ rad}$ $M_r := M_y \cdot ct = 5475.892 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptación:

						IO	LS	CP
	C		a	b	c	a	b	c
≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

$$x1 := 0 \quad a1 := 0.010 \quad b1 := 0.025 \quad c1 := 0.05$$

$$x2 := 0.5 \quad x_{cal} = 0.437 \quad a2 := 0.005 \quad b2 := 0.02 \quad c2 := 0.03$$

$$IO := (a2 - a1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + a1 = 0.006 \quad LS := (b2 - b1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + b1 = 0.021$$

$$CP := (c2 - c1) \cdot \frac{(x_{cal} - x1)}{(x2 - x1)} + c1 = 0.033$$

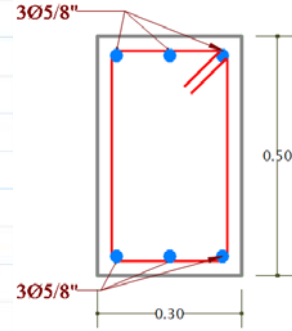
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_DC_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*50_(P2,4,6_DE_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 50 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 45 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$L_{\text{viga}} := 4.04 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$

$A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$

$A_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

$A'_s := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‰ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‰ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‰ Comportamiento elasto-plástico del acero
- ‰ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‰ Comportamiento elástico lineal del concreto.

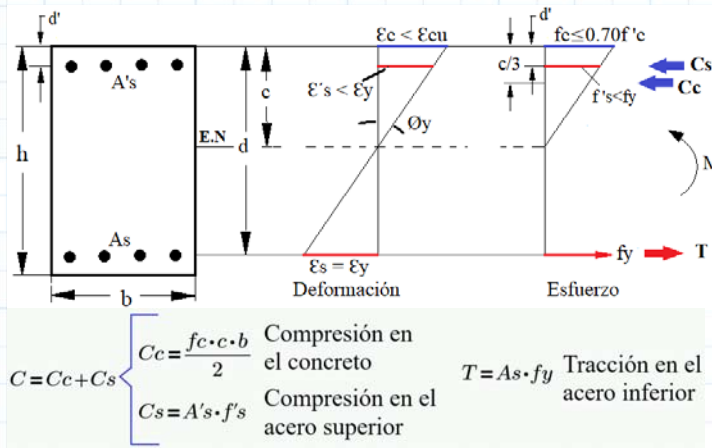


Figura 1.

$$C = C_c + C_s \begin{cases} C_c = \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} & \text{Compresión en el concreto} \\ C_s = A'_s \cdot f'_s & \text{Compresión en el acero superior} \end{cases} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := fy \cdot (As + A's) = 49.879 \text{ tonnef}$$

$$D := -(fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d)) = -12.47 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 10.336 \text{ cm} \quad \text{Profundidad del eje neutro}$$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00032 \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 646.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$fcl\acute{m}ite := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon c := \frac{\varepsilon y \cdot c}{(d - c)} = 0.00063 \quad \text{if}(\varepsilon c < \varepsilon cu, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon c = 136.104 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < fcl\acute{m}ite, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$Cc := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 21.101 \text{ tonnef} \quad T := As \cdot fy = 24.94 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 3.839 \text{ tonnef}$$

- Por 3ltimo obtenemos la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{d - c} = 0.0061 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My := Cc \cdot \frac{2}{3} \cdot c + Cs \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 10303.879 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + fy} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{As}{b \cdot d} = 0.004$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.004$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estrictos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Ae := \frac{\pi \cdot db e^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estrictos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 26934.669 \text{ kgf} \quad Vactuante := \frac{2 \cdot My}{Lviga} = 5.101 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $xcal := \frac{5.101}{0.30 \cdot 0.45 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 0.983$ **Entrar en la tercera columna**

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c	0.010	0.025	0.05
			0.025	0.05	0.2			

$$at := 0.025 \quad bt := 0.05 \quad ct := 0.2$$

*Rotaci3n de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.003 \text{ m}^4$ $\theta y := \frac{Lviga \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento 3ltimo: $\theta u := \theta y + at = 0.026 \text{ rad}$ $Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{m} = 12851.191 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.051 \text{ rad}$ $Mr := My \cdot ct = 2060.776 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	IO	LS	CP
			0.010	0.025	0.05			

$$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$$

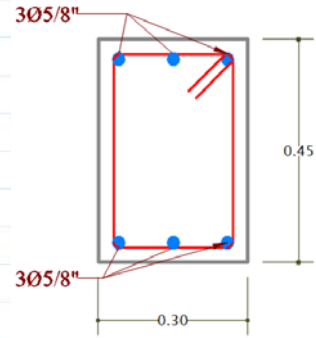
MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(PB_1,2,3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-30*45_(PD_1,2,3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 30 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 45 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 40 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$Es := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{fy}{Es} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{Es}{Ec} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$Lviga := 4.05 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{5}{8} \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$ $A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$ $As := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$
 $A's := 3 \cdot A_1 = 5.938 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo. ‡ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido. ‡ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero

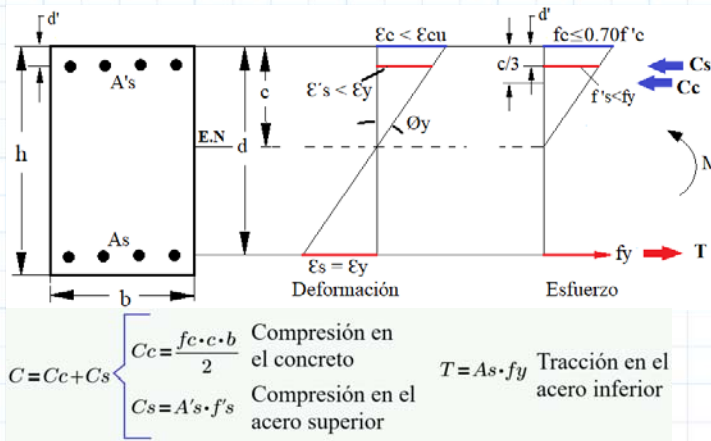


Figura 1.

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones, se tiene:

$$\frac{fc \cdot c \cdot b}{2} + A's \cdot f's = As \cdot fy \quad \frac{fc \cdot c \cdot b}{2} = As \cdot fy - A's \cdot f's$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad fc = Ec \cdot \epsilon_c \quad \epsilon's = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f's = Es \cdot \epsilon's$$

$$\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot f's \quad \frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = As \cdot fy - A's \cdot Es \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$fy = Es \cdot \epsilon_y \quad \frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = As \cdot fy \cdot (d - c) - A's \cdot fy \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{Ec \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (fy \cdot (As + A's)) - fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon y \cdot b}{2} = 684.718 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := fy \cdot (As + A's) = 49.879 \text{ tonnef}$$

$$D := -(fy \cdot (A's \cdot d' + As \cdot d)) = -11.223 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 9.668 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon's := \frac{\varepsilon y \cdot (c - d')}{d - c} = 0.00032 \quad f's := Es \cdot \varepsilon's = 646.402 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon's < \varepsilon y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$fcl\acute{m}ite := 0.70 \cdot f'c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{a}stico del concreto}$$

$$\varepsilon c := \frac{\varepsilon y \cdot c}{(d - c)} = 0.00067 \quad \text{if}(\varepsilon c < \varepsilon cu, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon c = 145.502 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < fcl\acute{m}ite, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Se define la resultante de tracci3n y compresi3n:

$$Cc := \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = 21.101 \text{ tonnef} \quad T := As \cdot fy = 24.94 \text{ tonnef} \quad Cs := A's \cdot f's = 3.838 \text{ tonnef}$$

- Por 3ltimo obtenemos la curvatura cedente y el momento cedente:

$$\phi y := \frac{\varepsilon y}{d - c} = 0.006923 \frac{1}{\text{m}}$$

$$My := Cc \cdot \frac{2}{3} \cdot c + Cs \cdot (c - d') + T \cdot (d - c) = 9103.851 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACI3N (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \beta 1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + fy} \right) = 0.021$ $\rho := \frac{As}{b \cdot d} = 0.005$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.005$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0$$

Entrar en la primera columna

Se us3 estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Ae := \frac{\pi \cdot db e^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separaci3n entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$

$$Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot d}{sep} = 23941.928 \text{ kgf} \quad Vactuante := \frac{2 \cdot My}{Lviga} = 4.496 \text{ tonnef}$$

- Segunda columna: $\text{if} \left(sep \leq \frac{d}{3}, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."}$

$$\text{if} \left(Vs > \frac{3}{4} \cdot Vactuante, \text{"Confor."}, \text{"No confor."} \right) = \text{"Confor."} \quad \text{Entrar en la segunda columna}$$

- Tercera columna: $\frac{Vactuante}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $xcal := \frac{4.496}{0.30 \cdot 0.40 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 0.975$ **Entrar en la tercera columna**

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	a	b	c	0.010	0.025	0.05
			0.025	0.05	0.2			

$$at := 0.025 \quad bt := 0.05 \quad ct := 0.2$$

*Rotaci3n de cedencia: $Ic := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4$ $\theta y := \frac{Lviga \cdot My}{6 \cdot Ec \cdot Ic} = 0.001 \text{ rad}$

*Rotaci3n y momento 3ltimo: $\theta u := \theta y + at = 0.026 \text{ rad}$ $Mu := My + \frac{0.05 \cdot Ec \cdot Ic \cdot 0.3 \cdot (\theta u - \theta y)}{m} = 10960.842 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotaci3n y momento residual: $\theta r := \theta y + bt = 0.051 \text{ rad}$ $Mr := My \cdot ct = 1820.77 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptaci3n:

≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	IO	LS	CP
						0.010	0.025	0.05

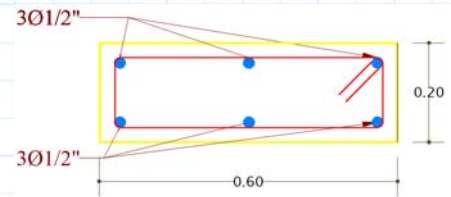
$$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$$

MODELO INELÁSTICO DE LA VIGA V-60*20_(PC_3) (RÓTULA PLÁSTICA)

MOMENTO POSITIVO Y NEGATIVO

1. SECCIÓN GENERAL

$b := 60 \text{ cm}$ Ancho de viga $r := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento inferior
 $h := 20 \text{ cm}$ Altura de viga $d' := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento superior
 $d := h - r = 15 \text{ cm}$ Altura efectiva de viga



2. MATERIALES

$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del concreto

$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del concreto

$E_s := 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo cedente del acero de refuerzo

$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} = 0.0021$ Deformación cedente del acero $n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201$ Relación de módulos de elasticidad

$L_{\text{viga}} := 4.05 \text{ m}$ Longitud de viga $\epsilon_{cu} := 0.003$ Deformación última del concreto $\beta_1 := 0.85$

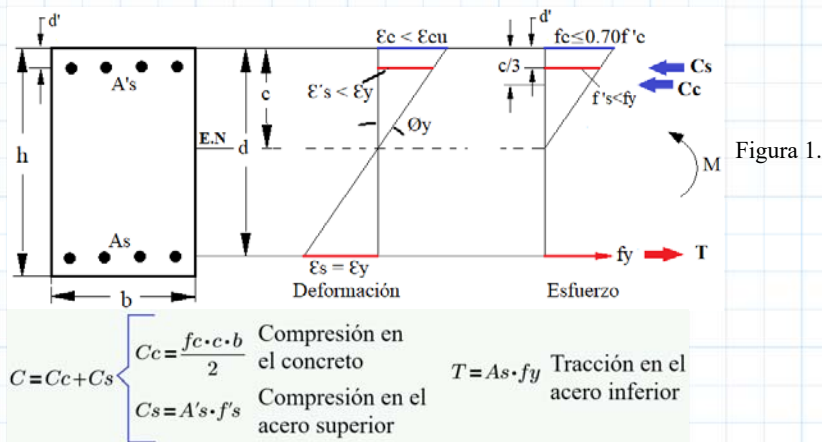
3. ACERO DE REFUERZO

$db_1 := \frac{1}{2} \text{ in} = 1.27 \text{ cm}$ $A_1 := \frac{\pi \cdot db_1^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$ $A_s := 3 \cdot A_1 = 3.8 \text{ cm}^2$
 $A'_s := 3 \cdot A_1 = 3.8 \text{ cm}^2$

4. PLANTEAMIENTO

A. Estudio de la condición de cedencia

- ‡ El acero de refuerzo inferior a tracción está cediendo.
- ‡ El concreto no ha alcanzado su agotamiento
- ‡ El acero de refuerzo superior a compresión no ha cedido.
- ‡ Comportamiento elástico lineal del concreto.
- ‡ Comportamiento elasto-plástico del acero



- Estableciendo el equilibrio de fuerzas $T=C$ y la relación de deformaciones en la figura 1, se tiene:

$$\frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad \frac{f_c \cdot c \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\epsilon_c = \frac{\epsilon_y \cdot c}{d - c} \quad f_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad \epsilon'_s = \frac{\epsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \epsilon'_s$$

$$\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2 \cdot (d - c)} = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot E_s \cdot \left(\frac{\epsilon_y (c - d')}{d - c} \right)$$

$$f_y = E_s \cdot \epsilon_y \quad \frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot c^2 \cdot b}{2} = A_s \cdot f_y \cdot (d - c) - A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')$$

- Determinando el eje neutro de la sección:

$$c^2 \left(\frac{E_c \cdot \epsilon_y \cdot b}{2} \right) + c \cdot (f_y \cdot (A_s + A'_s)) - f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := \frac{Ec \cdot \varepsilon_y \cdot b}{2} = (1.369 \cdot 10^3) \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := f_y \cdot (A_s + A'_s) = 31.923 \text{ tonnef}$$

$$D := -(f_y \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d)) = -3.192 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$c := \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 3.801 \text{ cm}$$

Profundidad del eje neutro

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:

$$\varepsilon'_s := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} = -0.00022 \quad f'_s := E_s \cdot \varepsilon'_s = -449.573 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(\varepsilon'_s < \varepsilon_y, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"ok"}$$

- Además verificamos que el concreto tenga un comportamiento elástico:

$$f_{cl\acute{m}ite} := 0.70 \cdot f'_c = 147 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Esfuerzo l\acute{m}ite de comportamiento el\acute{stico del concreto}$$

$$\varepsilon_c := \frac{\varepsilon_y \cdot c}{(d - c)} = 0.00071 \quad \text{if}(\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}, \text{"ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"ok"}$$

$$f_c := Ec \cdot \varepsilon_c = 154.946 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{if}(f_c < f_{cl\acute{m}ite}, \text{"ok"}, \text{"no cumple"}) = \text{"no cumple"}$$

- Debido a que no cumple, se debe plantear que el concreto se comporte de forma no lineal. Se establece un modelo bilineal equivalente (elástico-plástico). Para ello, se define una deformación elástica del concreto de 0.0008

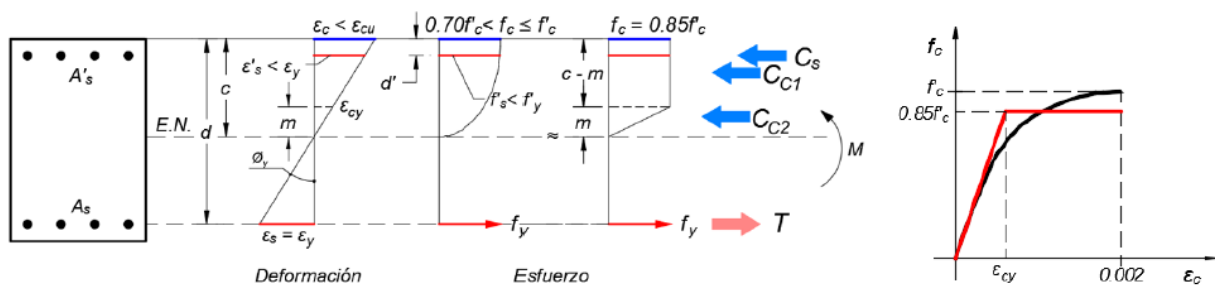


Figura 2.

$$\varepsilon_{cy} := 0.0008$$

- Estableciendo el equilibrio de fuerzas T=C y la relación de deformaciones en la figura 2, se tiene:

$$C_{c1} = 0.85 f'_c \cdot (c - m) \cdot b \quad \text{Compresión en el concreto (Area rectangular)} \quad C_{c2} = \frac{0.85 f'_c \cdot m \cdot b}{2} \quad \text{Compresión en el concreto (Area triangular)}$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s \quad \text{Compresión en el acero superior} \quad T = A_s \cdot f_y \quad \text{Tracción en el acero inferior}$$

$$C = C_{c1} + C_{c2} + C_s \quad \text{Compresión resultante}$$

$$0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b + A'_s \cdot f'_s = A_s \cdot f_y \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_s$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d')}{d - c} \quad f'_s = E_s \cdot \varepsilon'_s \quad 0.85 f'_c \cdot \left(c - \frac{m}{2}\right) \cdot b = A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f_y \cdot \frac{(c - d')}{d - c}$$

$$m = \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y} \quad c = \frac{A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}}{0.85 f'_c \cdot b} - \frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{2 \varepsilon_y}$$

$$c \cdot \left(1 + \frac{\varepsilon_{cy}}{2 \varepsilon_y}\right) \cdot (0.85 f'_c \cdot b) \cdot (2 \varepsilon_y) = 2 \varepsilon_y \cdot \left(A_s \cdot f_y - \frac{A'_s \cdot f_y \cdot (c - d')}{d - c}\right) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d$$

- Ecuación para determinar el eje neutro de la sección:

$$c^2 \cdot (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) - c \cdot ((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0 \quad A \cdot c^2 + B \cdot c + D = 0$$

$$A := (2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b) = 5.355 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$B := -((2 \cdot \varepsilon_y + \varepsilon_{cy}) \cdot (0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d) + 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s + A'_s) + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d) = -1.066 \text{ tonnef}$$

$$D := 2 \cdot \varepsilon_y \cdot f_y \cdot (A_s \cdot d + A'_s \cdot d') + 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \varepsilon_{cy} \cdot d^2 = 0.033 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

- Profundidad del eje neutro: $c := \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot D}}{2 \cdot A} = 3.787 \text{ cm}$ $m := \min\left(\frac{\varepsilon_{cy} \cdot (d - c)}{\varepsilon_y}, c\right) = 3.787 \text{ cm}$

- Al obtener la profundidad del eje neutro, se verifica que el acero superior a compresión no ha cedido:
 $\varepsilon's := \frac{\varepsilon_y \cdot (c - d)}{d - c} = -0.00023$ $f's := \varepsilon's \cdot E_s = -454.26 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ **if** ($\varepsilon's < \varepsilon_y$, "ok", "No cumple") = "ok"

- Luego, se define la resultante de tracción y compresión:

$Cc1 := 0.85 \cdot f'c \cdot (c - m) \cdot b = 0 \text{ tonnef}$ $Cs := A's \cdot f's = -1.726 \text{ tonnef}$
 $Cc2 := 0.85 \cdot f'c \cdot \frac{m}{2} \cdot b = 20.281 \text{ tonnef}$ $T := A_s \cdot f_y = 15.961 \text{ tonnef}$

- Por último, se obtiene la curvatura cedente y el momento cedente:

$\phi_y := \frac{\varepsilon_y}{(d - c)} = 0.0187 \frac{1}{\text{m}}$
 $M_y := Cc1 \cdot \left(d - \frac{(c - m)}{2}\right) + Cc2 \cdot \left(d - c + \frac{2 \cdot m}{3}\right) + Cs \cdot (d - d') = 2613.458 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

5. DIAGRAMA MOMENTO - ROTACIÓN (Usando las tablas ASCE 41-13)

- Primera columna: $fb := 6000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\rho b := 0.85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y}\right) = 0.021$ $\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004$ $\rho' := \frac{A's}{b \cdot d} = 0.004$

$\frac{\rho - \rho'}{\rho b} = 0$ **Entrar en la primera columna**

Se usó estribos de 3/8" en dos ramas: $dbe := \frac{3}{8} \text{ in} = 0.953 \text{ cm}$ $Ae := \frac{\pi \cdot db^2}{4} = 0.713 \text{ cm}^2$ $Av := 2 \cdot Ae = 1.425 \text{ cm}^2$

Separación entre estribos: $sep := 10 \text{ cm}$
 $V_s := \frac{Av \cdot f_y \cdot d}{sep} = 8978.223 \text{ kgf}$ $V_{actuante} := \frac{2 \cdot M_y}{L_{viga}} = 1.291 \text{ tonnef}$

- Segunda columna: **if** ($sep \leq \frac{d}{3}$, "Confor.", "No confor.") = "No confor."

if ($V_s > \frac{3}{4} \cdot V_{actuante}$, "Confor.", "No confor.") = "Confor." **Entrar en la segunda columna**

- Tercera columna: $\frac{V_{actuante}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}$ $x_{cal} := \frac{1.291}{0.60 \cdot 0.15 \cdot \sqrt{210 \cdot 10}} \cdot 1.1926 = 0.373$ **Entrar en la tercera columna**

≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	a	b	c	0.010	0.025	0.05
------------	---	-----------------	---	---	---	-------	-------	------

$at := 0.025$ $bt := 0.05$ $ct := 0.2$

*Rotación de cedencia: $I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0 \text{ m}^4$ $\theta_y := \frac{L_{viga} \cdot M_y}{6 \cdot E_c \cdot I_c} = 0.002 \text{ rad}$

*Rotación y momento último: $\theta_u := \theta_y + at = 0.027 \text{ rad}$ $M_u := M_y + \frac{0.05 \cdot E_c \cdot I_c \cdot 0.3 \cdot (\theta_u - \theta_y)}{m} = 2939.514 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Rotación y momento residual: $\theta_r := \theta_y + bt = 0.052 \text{ rad}$ $M_r := M_y \cdot ct = 522.692 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

*Criterios de aceptación:

≤ 0.0	C	$\leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	IO	LS	CP
------------	---	-----------------	-------	------	-----	----	----	----

$IO := 0.010$ $LS := 0.025$ $CP := 0.05$

ANEXO 03

**PROCEDIMIENTO DEL MODELADO, ANALISIS LINEAL, ANÁLISIS ESTÁTICO
NO LINEAL PUSHOVER Y DEL METODO ESPECTRO DE CAPACIDAD, USANDO
EL SOFTWARE COMPUTACIONAL DE MODELADO, ANÁLISIS Y DISEÑO DE
ESTRUCTURAS SAP2000 v20.0.0**

- Definición de las dimensiones en planta y altura de la estructura.

Define Grid System Data

System Name: GLOBAL

X Grid Data

Grid ID	Spacing (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	4.05	Primary	Yes	End	
2	4.05	Primary	Yes	End	
3	4.05	Primary	Yes	End	
4	4.05	Primary	Yes	End	
5	4.05	Primary	Yes	End	
6	4.05	Primary	Yes	End	

Y Grid Data

Grid ID	Spacing (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	2.28	Primary	Yes	Start	
B	3.85	Primary	Yes	Start	
C	3.85	Primary	Yes	Start	
D	1.58	Primary	Yes	Start	
E	0	Primary	Yes	Start	

Z Grid Data

Grid ID	Spacing (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
Z1	3.35	Primary	Yes	End	
Z2	3.20	Primary	Yes	End	
Z3	3.25	Primary	Yes	End	
Z4	1.95	Primary	Yes	End	
Z5	0	Primary	Yes	End	

- Definición de las propiedades de los materiales presentes en la edificación: Concreto, Acero de refuerzo, Albañilería. También definimos las áreas de las barras de refuerzo presentes en los elementos estructurales.

Material Property Data (Left - Rebar)

Material Name and Display Color: fy=4200kg/cm2

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.800E-03

Mass per Unit Volume: 7.954E-06

Units: Kg f, cm, C

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2000000

Poisson, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 784193.

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 4200

Minimum Tensile Stress, Fu: 6300

Expected Yield Stress, Fye: 4620

Expected Tensile Stress, Fue: 6930

Switch To Advanced Property Display

Material Property Data (Right - Concrete)

Material Name and Display Color: Fc=210kg/cm2

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.400E-03

Mass per Unit Volume: 2.447E-06

Units: Kg f, cm, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 217370.65119284

Poisson, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 90571.1

Other Properties for Concrete Materials

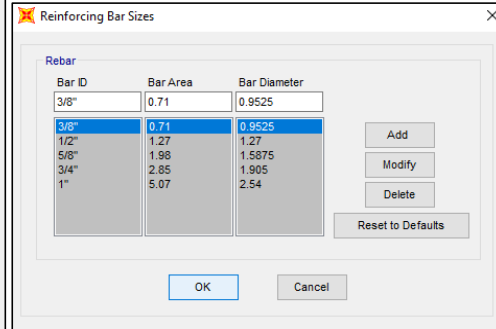
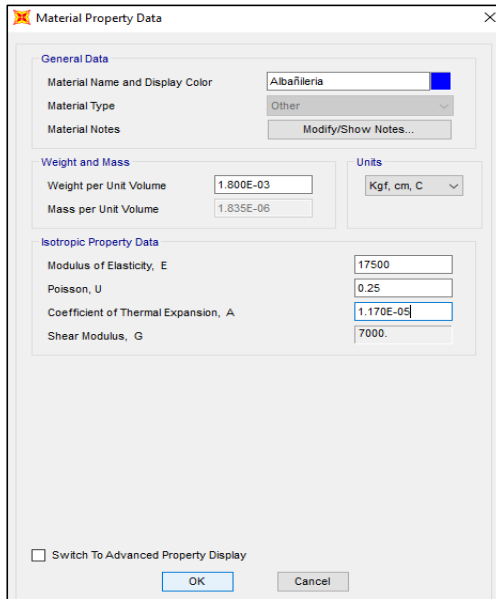
Specified Concrete Compressive Strength, Fc: 210

Expected Concrete Compressive Strength: 210

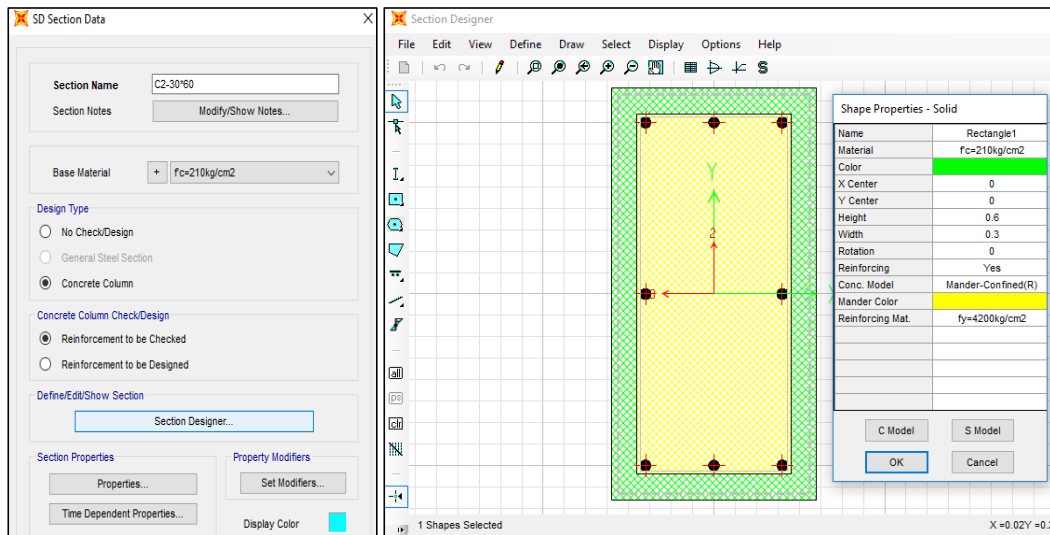
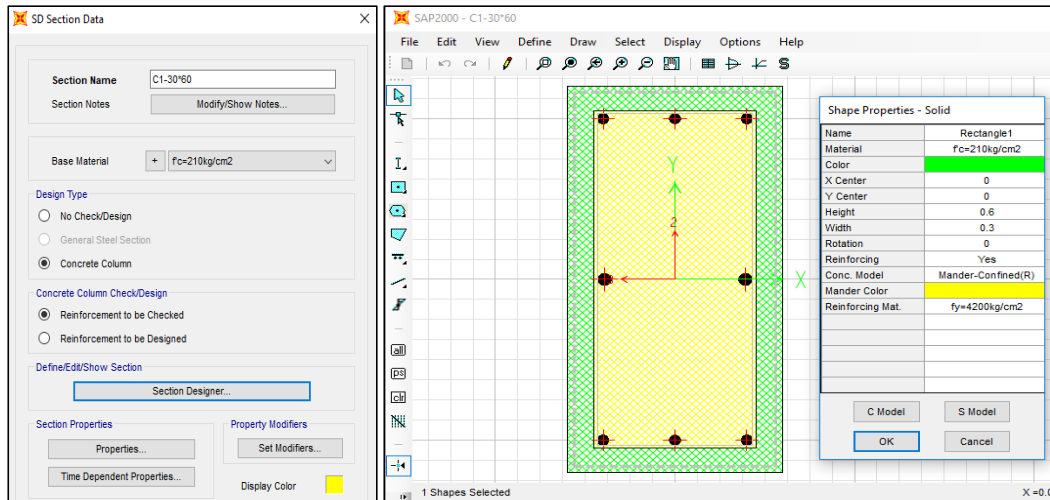
Lightweight Concrete

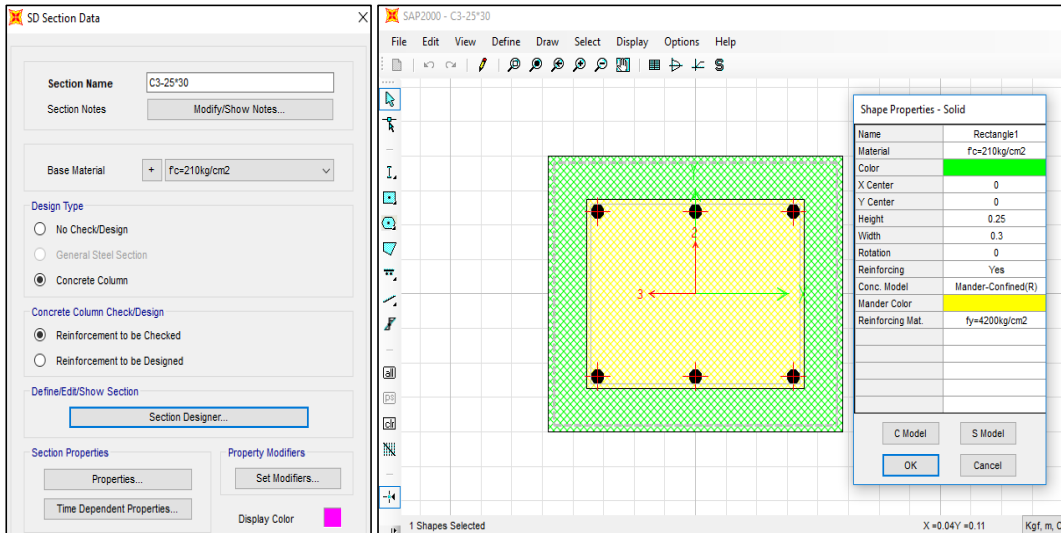
Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

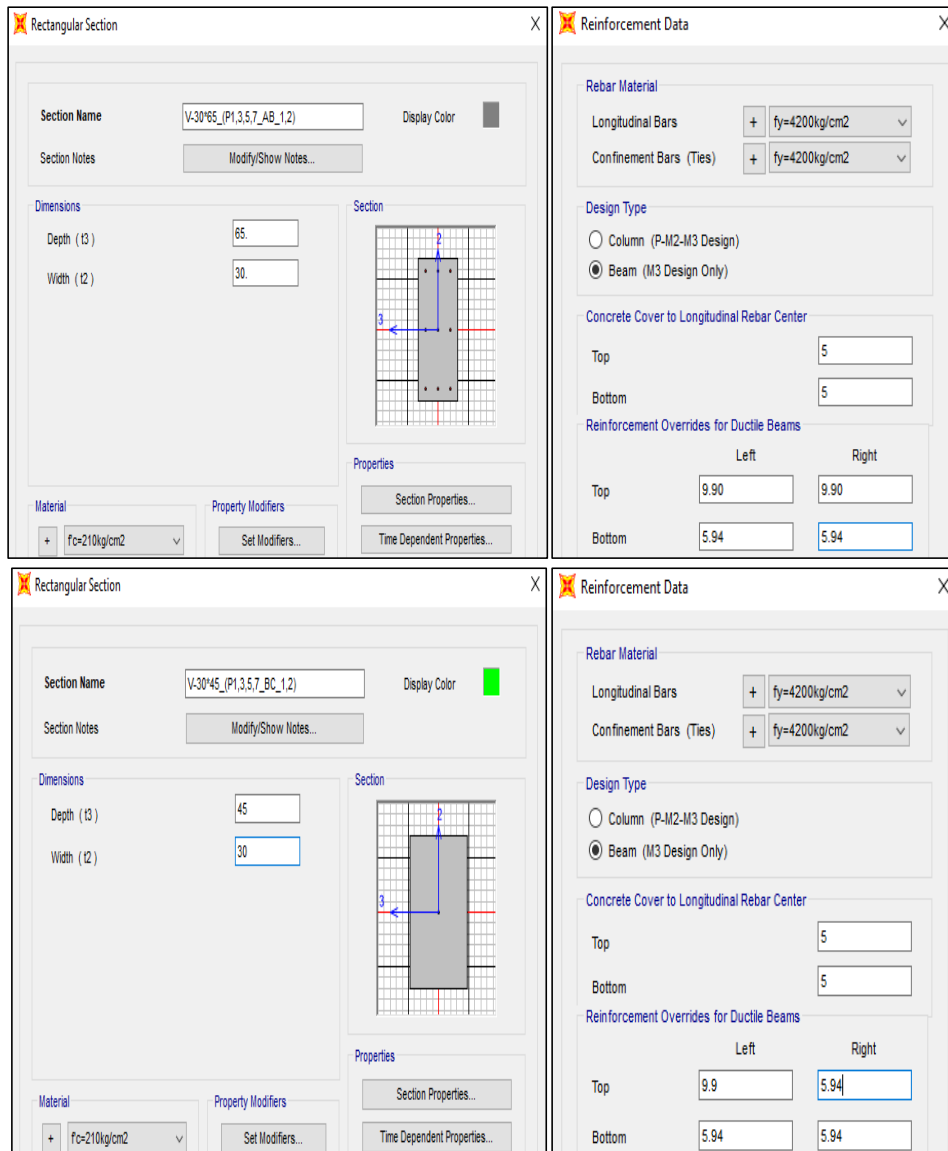


- Definición de las secciones – Columnas.





- Definición de las secciones – Vigas.



Rectangular Section

Section Name: V-30*45_(P1,3,5,7_CD_1,2) Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Depth (13):

Width (12):

Section

Properties

Material: Property Modifiers:

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top:

Bottom:

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	<input type="text" value="5.94"/>	<input type="text" value="5.94"/>
Bottom	<input type="text" value="5.94"/>	<input type="text" value="5.94"/>

Rectangular Section

Section Name: V-30*45_(P1,3,5,7_AB_3) Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Depth (13):

Width (12):

Section

Properties

Material: Property Modifiers:

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top:

Bottom:

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	<input type="text" value="9.90"/>	<input type="text" value="9.90"/>
Bottom	<input type="text" value="5.94"/>	<input type="text" value="5.94"/>

Rectangular Section

Section Name: V-30*45_(P1,3,5,7_BC_3) Display Color: ■

Section Notes:

Dimensions

Depth (13):

Width (12):

Section

Properties

Material: Property Modifiers:

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top:

Bottom:

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	<input type="text" value="9.9"/>	<input type="text" value="17.82"/>
Bottom	<input type="text" value="5.94"/>	<input type="text" value="5.94"/>

- Definición de las secciones - Muros de albañilería:

Los muros de albañilería se representarán por medio de puntales diagonales según la Norma Técnica E-070 (Albañilería).

Donde:

L= Longitud del muro de albañilería

h= Altura del muro de albañilería

$D = \sqrt{L^2 + h^2}$ Longitud del puntal

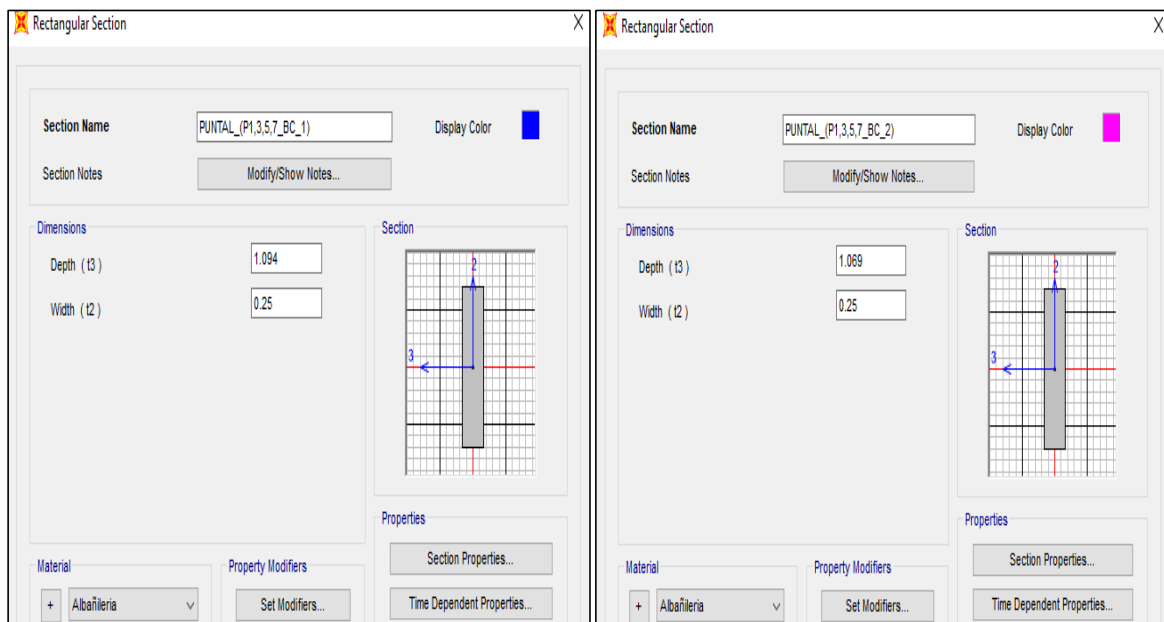
t= Espesor efectivo del puntal

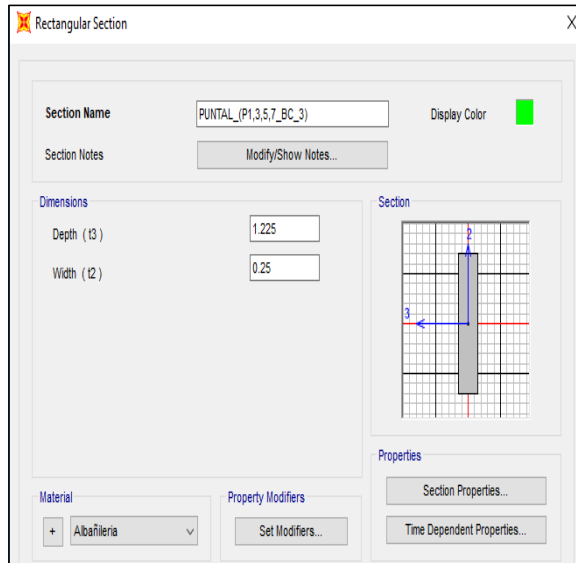
b= $D/4$ =Ancho equivalente del puntal

PUNTAL_(P1,3,5,7_BC_1)	
PUNTAL_(P1,3,5,7_CD_1)	
L=	3.275 m
h=	2.900 m
D=	4.374 m
t=	0.250 m
b=	1.094 m

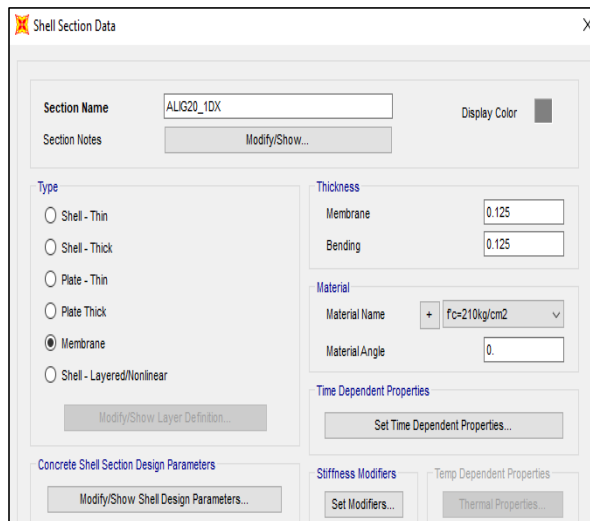
PUNTAL_(P1,3,5,7_BC_2)	
PUNTAL_(P1,3,5,7_CD_2)	
L=	3.275 m
h=	2.750 m
D=	4.276 m
t=	0.250 m
b=	1.069 m

PUNTAL_(P1,3,5,7_BC_3)	
PUNTAL_(P1,3,5,7_CD_3)	
L=	3.275 m
h=	3.646 m
D=	4.901 m
t=	0.250 m
b=	1.225 m

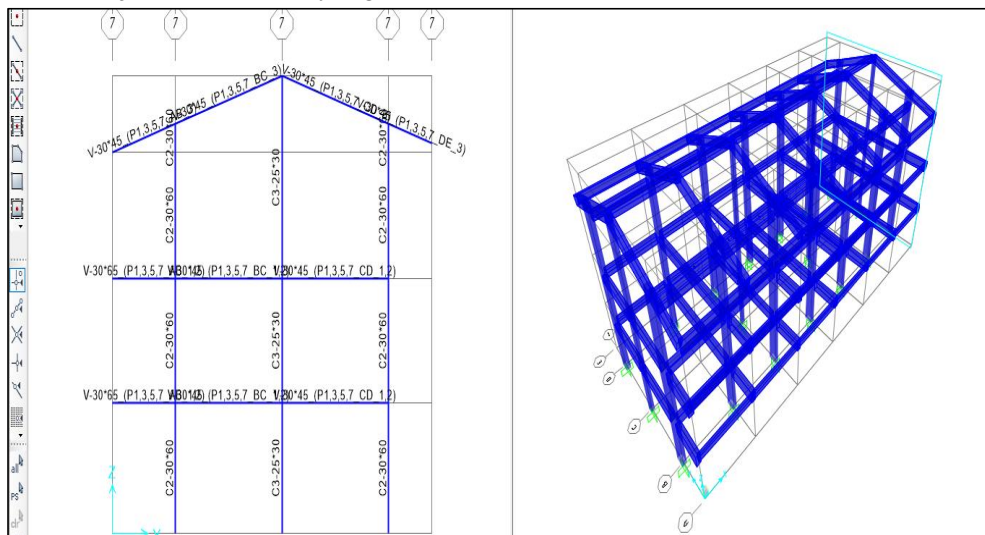




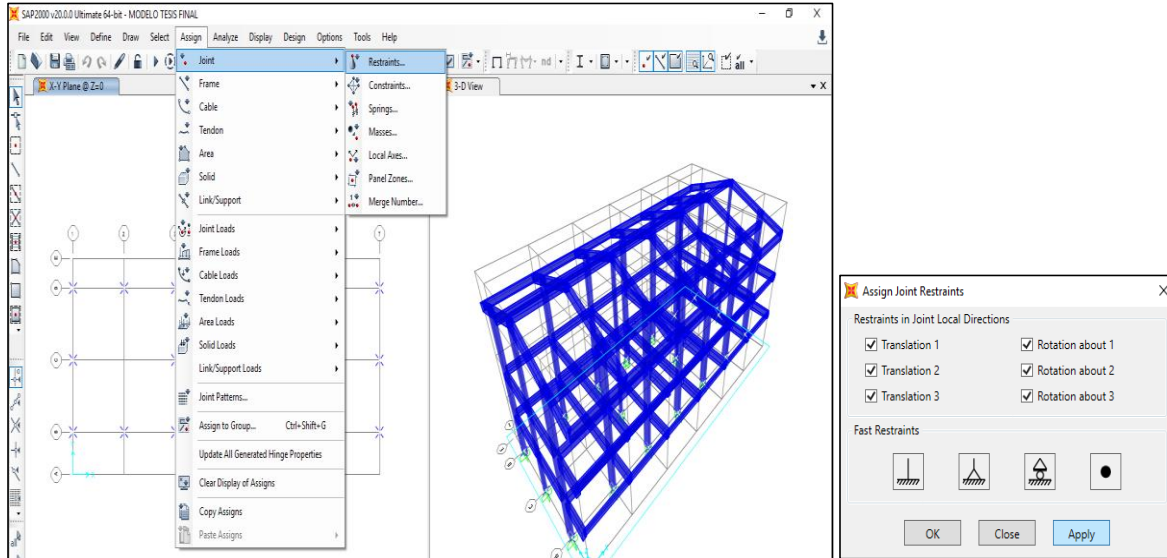
- Definición de las secciones – Losa aligerada.



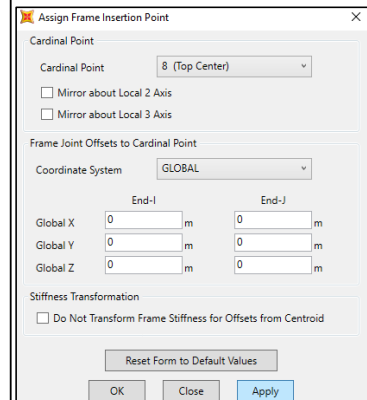
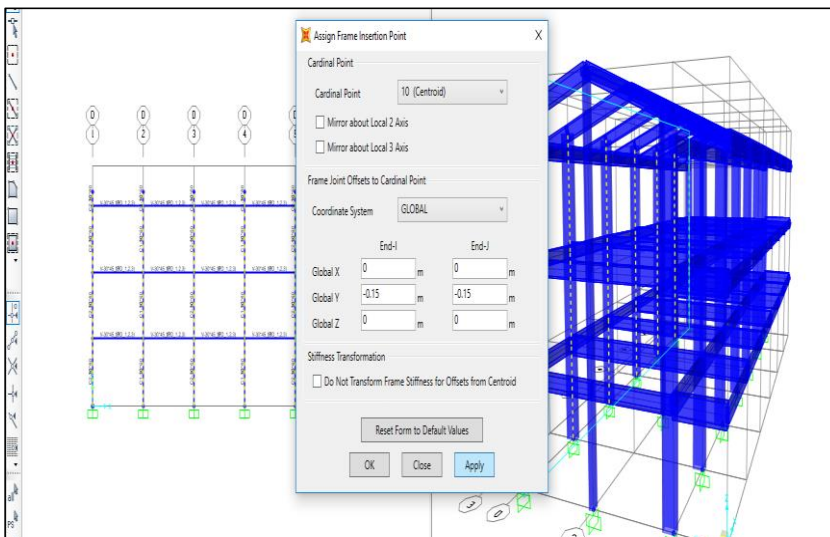
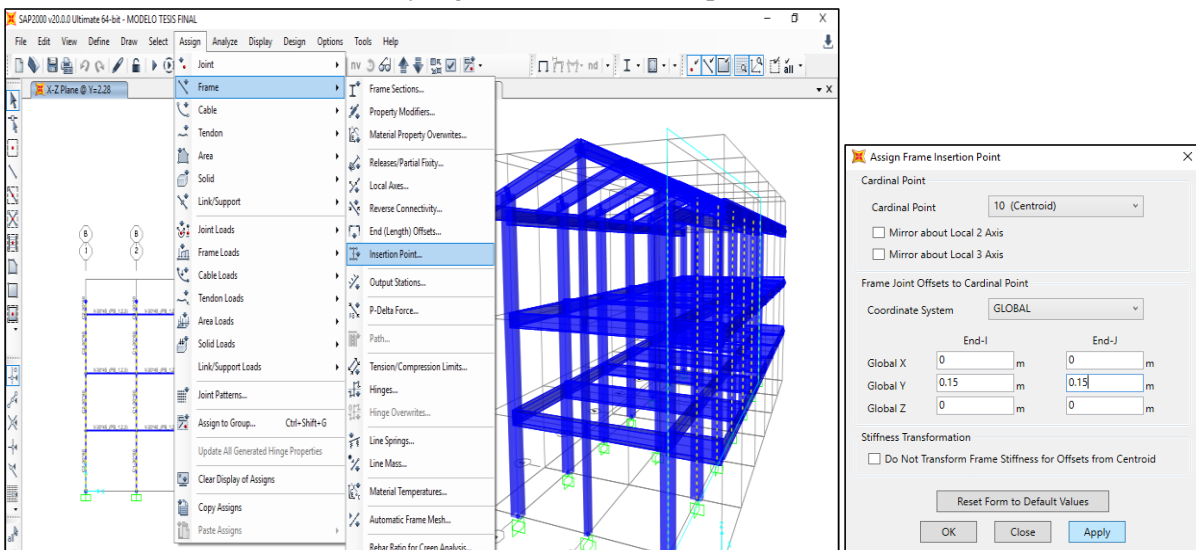
- Procedemos a dibujar las columnas y vigas.



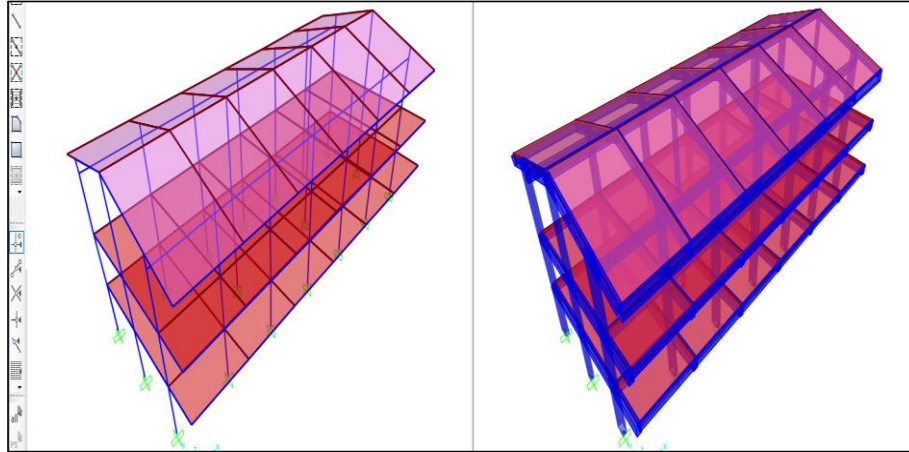
- Asignamos restricciones en la base de las columnas.



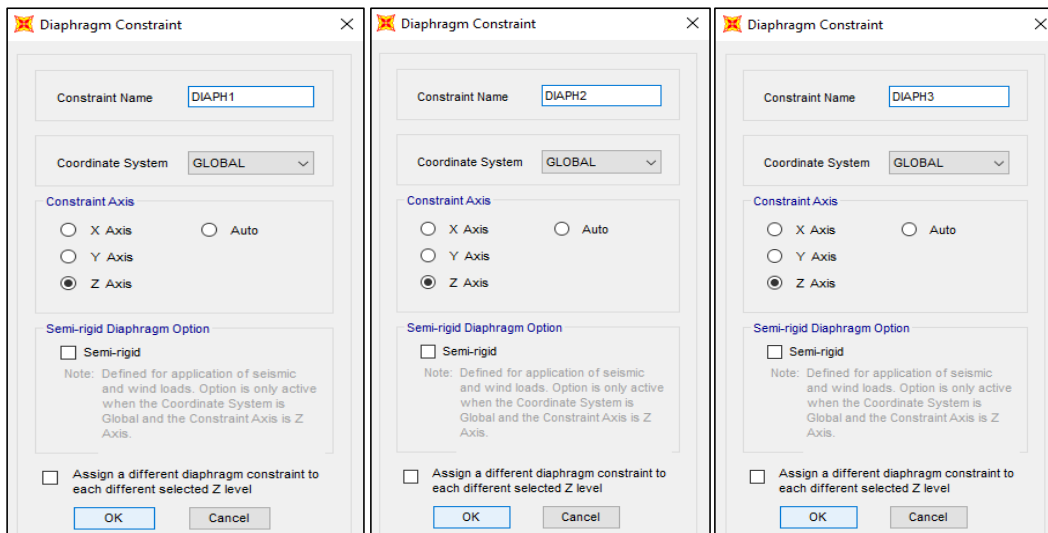
- Procedemos a ubicar las columnas y vigas como indican los planos.



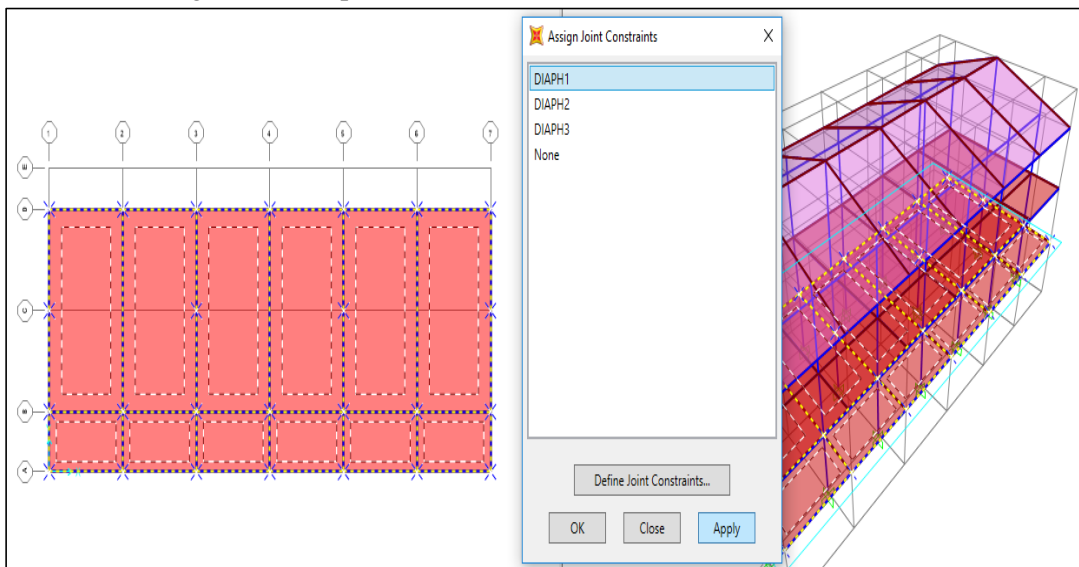
- Procedemos a dibujar la losa aligerada.



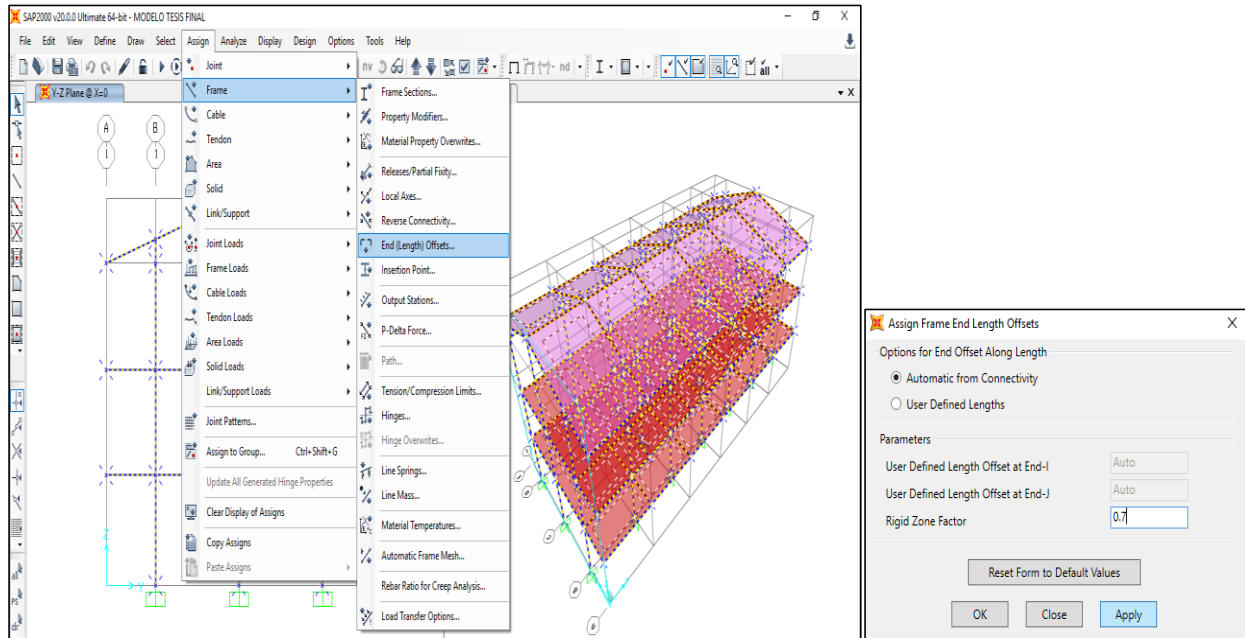
- Definimos los diafragmas rígidos (DIAPH1, DIAPH2) y semi - rígidos (DIAPH3).



- Asignamos los diafragmas a cada piso.

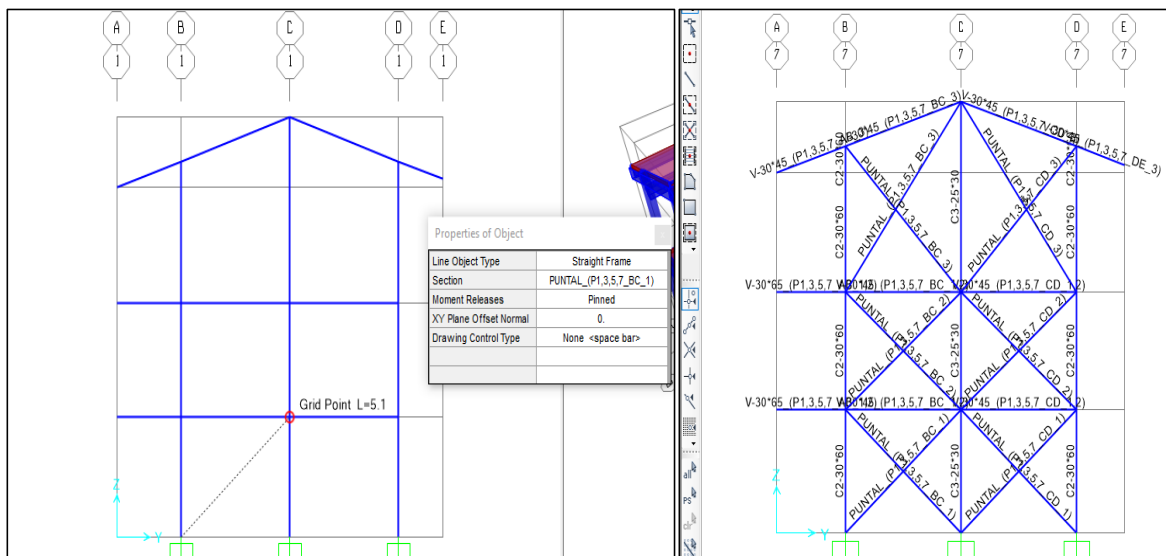


- Asignamos brazos rígidos a los elementos viga y columna.

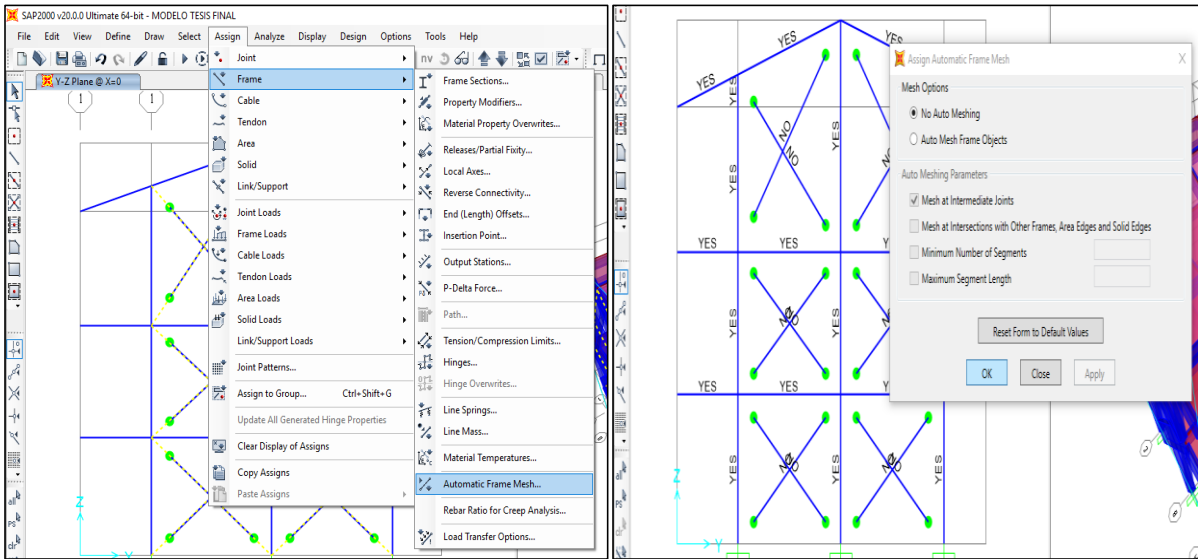


- Procedemos a dibujar los puntales.

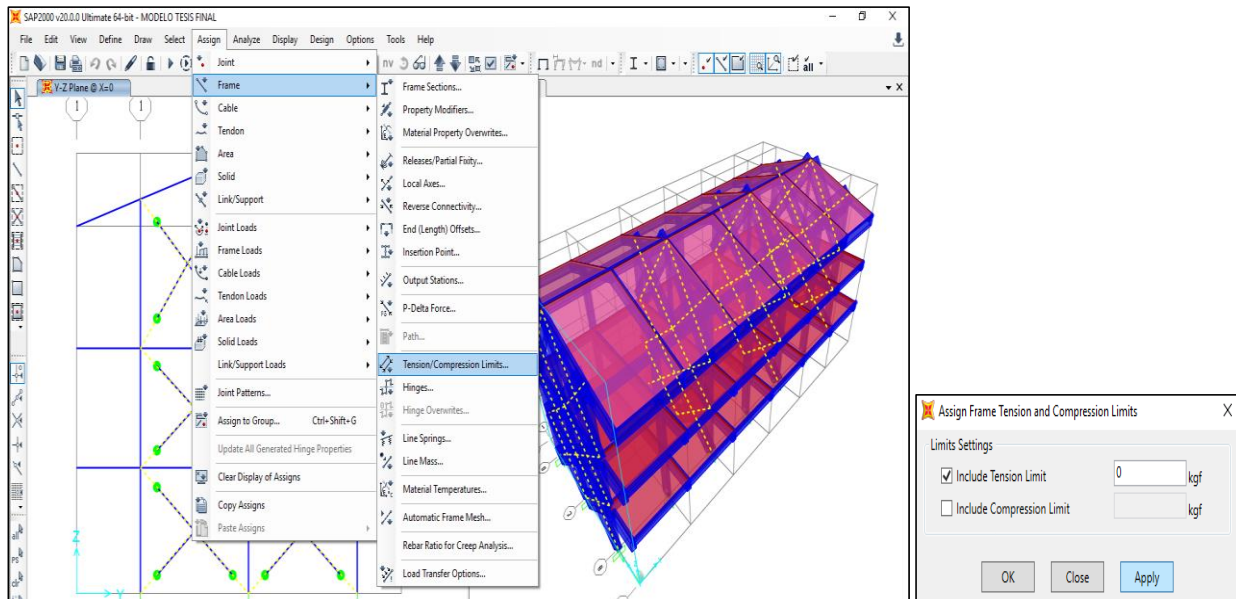
Consideramos dibujar los puntales en ambos sentidos para considerar la entrada de la fuerza sísmica de izquierda a derecha o viceversa, también se escogerá la opción PINNED, debido a que la albañilería trabaja a fuerzas axiales de compresión y no transmite momentos.



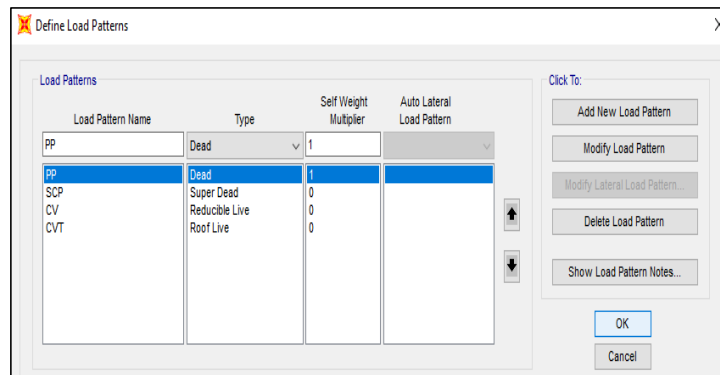
- Desconectamos los puntales entre sí, debido a que solo uno trabajará de acuerdo a la dirección de entrada del sismo



- Le damos las condiciones a los puntales que representan a los muros de albañería para que estos trabajen solo a compresión y no a tensión



- Definimos los patrones de carga al cual está sometido la estructura.



- Procedemos a realizar el metrado de cargas

METRADO DE CARGAS - LOSAS

- Sobrecarga permanente (SCP)

Peso de acabados entrepiso = 120 kg/m²

Peso de tabiquería entrepiso = 60 kg/m²

Peso de acabados techo = 50 kg/m²

Nivel	Sobrecarga permanente (SCP) (P. acabados + P. tabiquería)
1	180 kg/m ²
2	180 kg/m ²
3	50 kg/m ²

- Carga viva entrepiso (CV)

S/C aulas = 250 kg/m²

S/C corredor = 400 kg/m²

Nivel	Carga viva (CV) Aulas	Carga viva (CV) corredor
1	250	400
2	250	400

- Carga viva de techo (CVT) = 50 kg/m²

Nivel	Carga viva de techo
3	50 kg/m ²

METRADO DE CARGAS – VIGAS

- Sobrecarga permanente (SCP)

Alfeizar alto

Nivel	Espesor de muro	Altura de muro	Peso específico Albañilería	Carga repartida
2	0.15 m	2.00 m	1,800 kg/m ³	540 kg/m
3	0.15 m	2.00 m	1,800 kg/m ³	540 kg/m

Alfeizar bajo

Nivel	Espesor de muro	Altura de muro	Peso específico Albañilería	Carga repartida
2	0.15 m	1.35 m	1,800 kg/m ³	364.5 kg/m
3	0.15 m	1.35 m	1,800 kg/m ³	364.5 kg/m

Parapeto

Nivel	Espesor de muro	Altura de muro	Peso específico Albañilería	Carga repartida
2	0.15 m	1.10 m	1,800 kg/m ³	297 kg/m
3	0.15 m	1.10 m	1,800 kg/m ³	297 kg/m

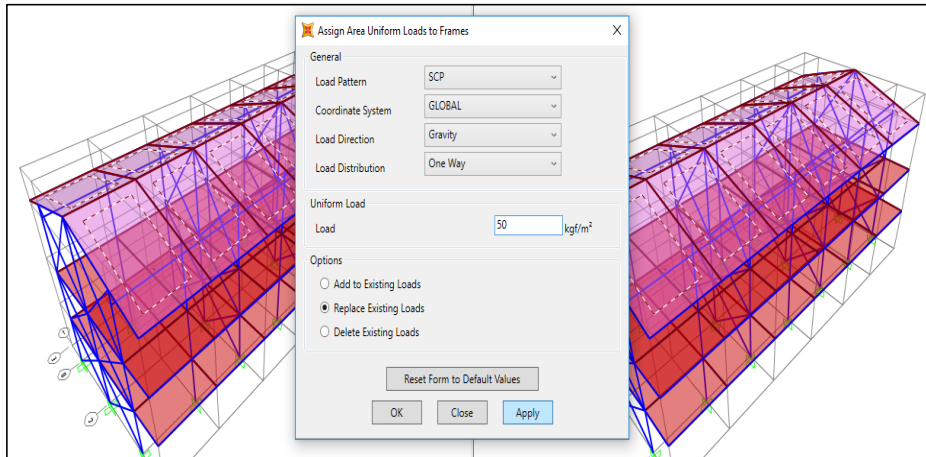
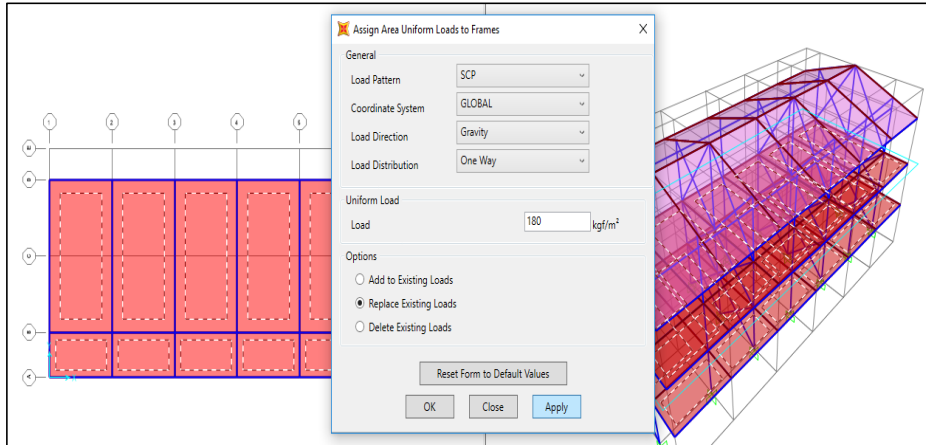
Viga BC de los Pórticos 1,3,5,7

Nivel	Espesor de muro	Altura de muro		Peso específico Albañilería	Carga repartida	
		Altura inicial	Altura final		Inicial	Final
2	0.25 m	2.75 m	2.75 m	1,800 kg/m ³	1,237.5 kg/m	1,237.5 kg/m
3	0.25 m	3.646 m	4.688 m	1,800 kg/m ³	1,640.7 kg/m	2,109.6 kg/m

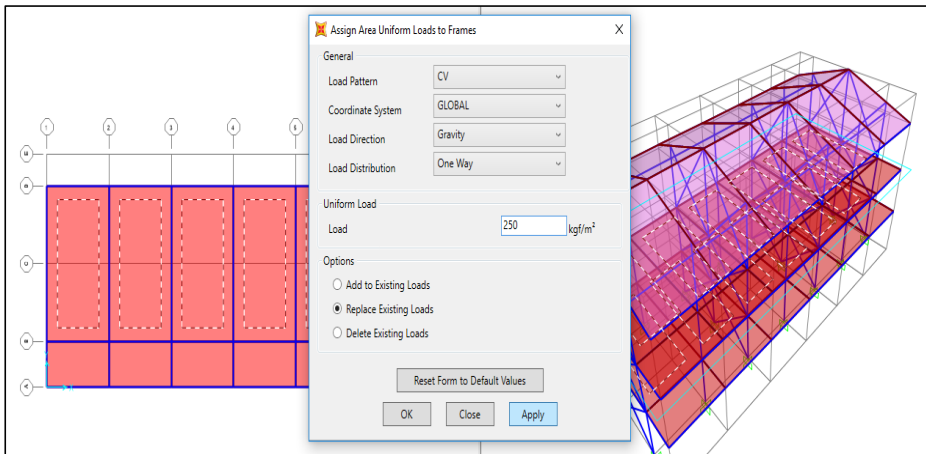
Viga CD de los Pórticos 1,3,5,7

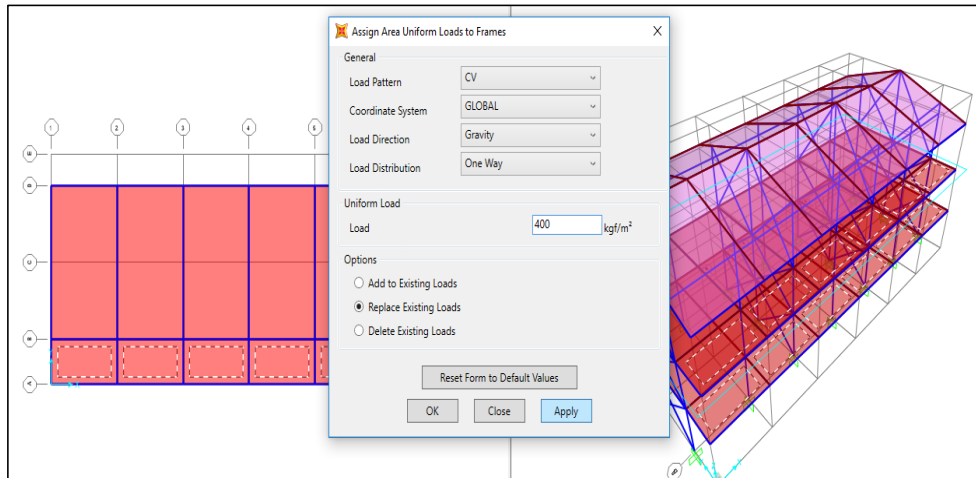
Nivel	Espesor de muro	Altura de muro		Peso específico Albañilería	Carga repartida	
		Altura inicial	Altura final		Inicial	Final
2	0.25 m	2.75 m	2.75 m	1,800 kg/m ³	1,237.5 kg/m	1,237.5 kg/m
3	0.25 m	4.688 m	3.646 m	1,800 kg/m ³	2,109.6 kg/m	1,640.7 kg/m

- Asignamos cargas en losas.
 - Sobrecarga permanente (SCP)

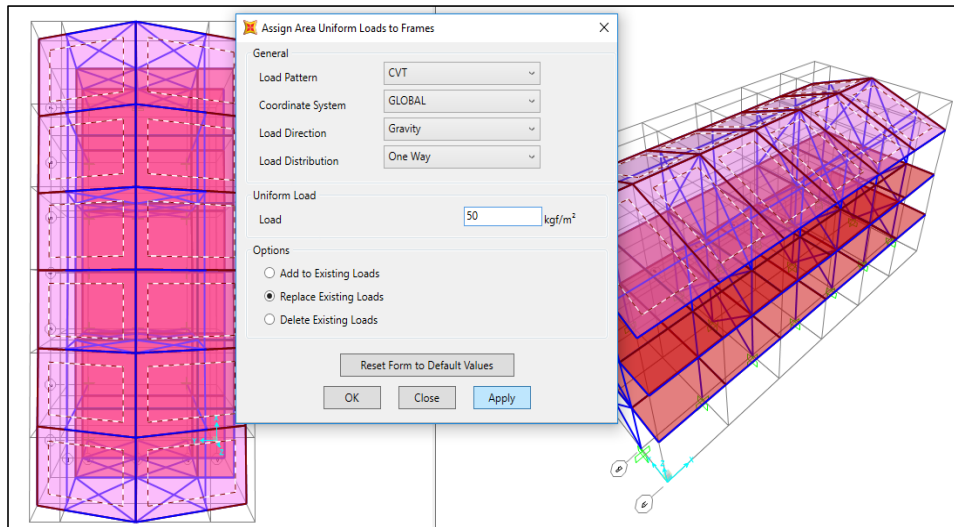


- Carga viva (CV)

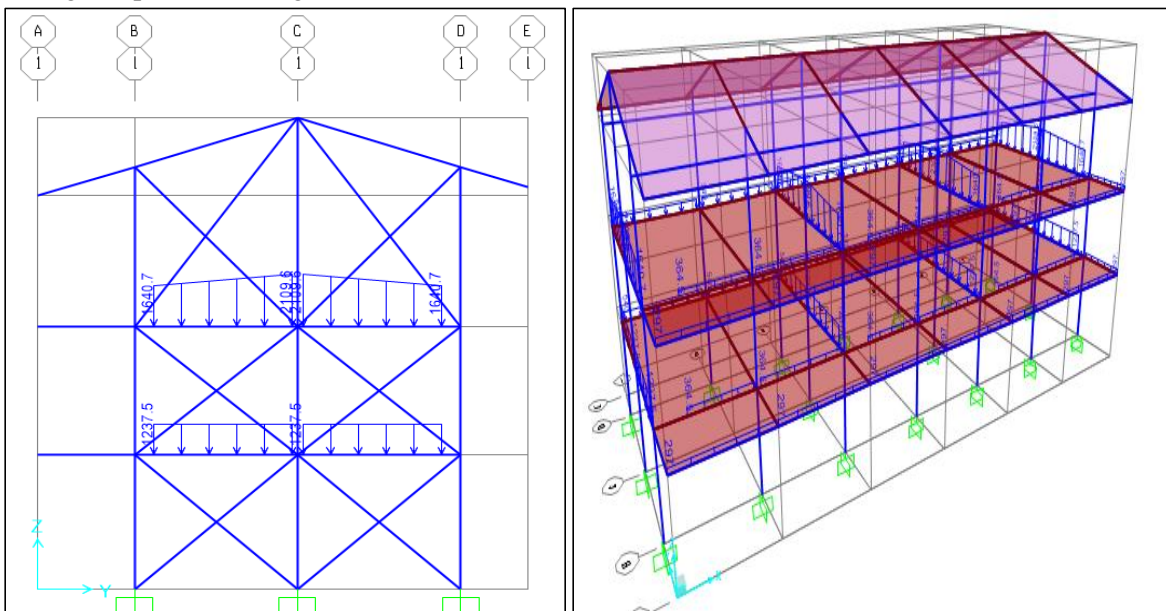




- Carga viva de techo (CVT)

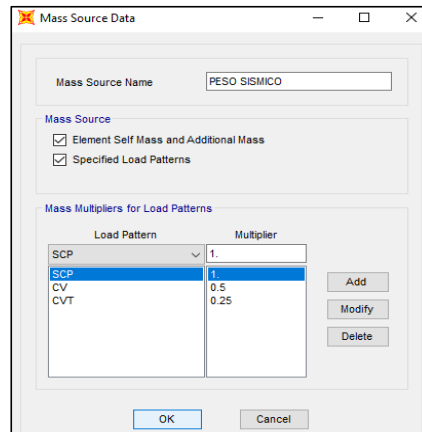


- Cargas repartidas en vigas



- Definimos el peso sísmico.

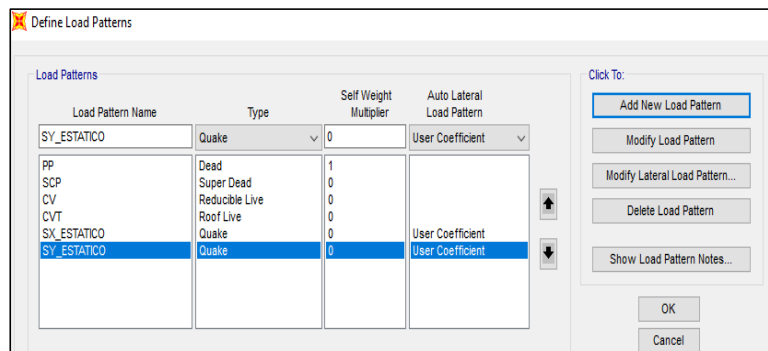
La NTE-030 indica que para este tipo estructuras (categoría A), el peso se calculará adicionando a la sobrecarga permanente (SCP) el 50% de la carga viva de entresijos y el 25% de la carga viva de los techos.



- Se procede a realizar el análisis elástico y lineal (Estático y dinámico), para revisar las derivas que exige la norma E-030 y obtener las fuerzas cortantes que se usarán en el análisis estático no lineal pushover.

- Análisis estático

Se definen los patrones de carga para representar el sismo estático en ambas direcciones (SX_ESTÁTICO, SY_ESTÁTICO)



La fuerza cortante en la base originada por el sismo, se determina con la siguiente ecuación

$$V = \frac{ZUCS}{R} x P$$

Dirección XX

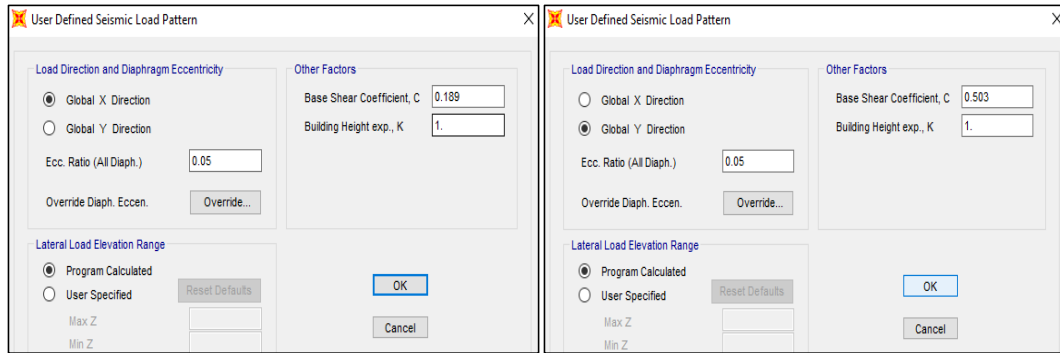
$$V_x = \frac{0.35x1.5x2.5x1.15}{8} x P$$

$$V_x = 0.189xP$$

Dirección YY

$$V_y = \frac{0.35x1.5x2.5x1.15}{3} x P$$

$$V_y = 0.503xP$$

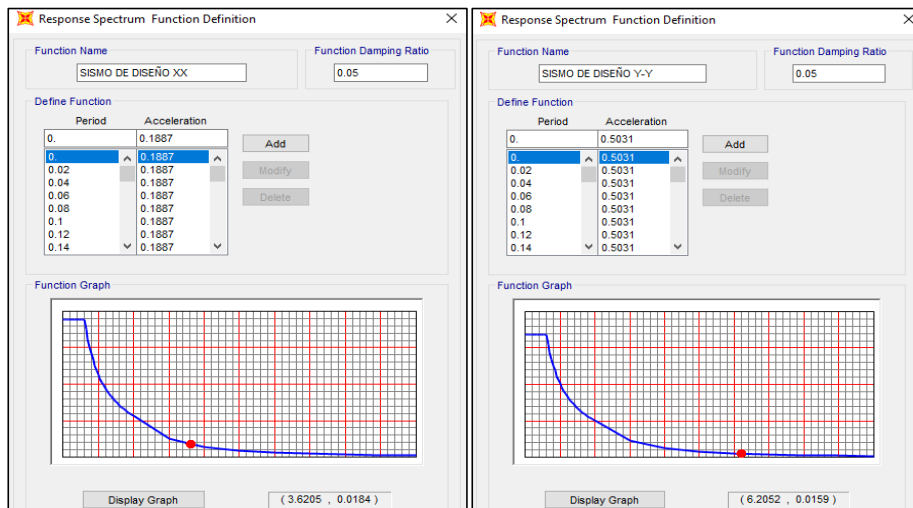


- Análisis dinámico modal espectral

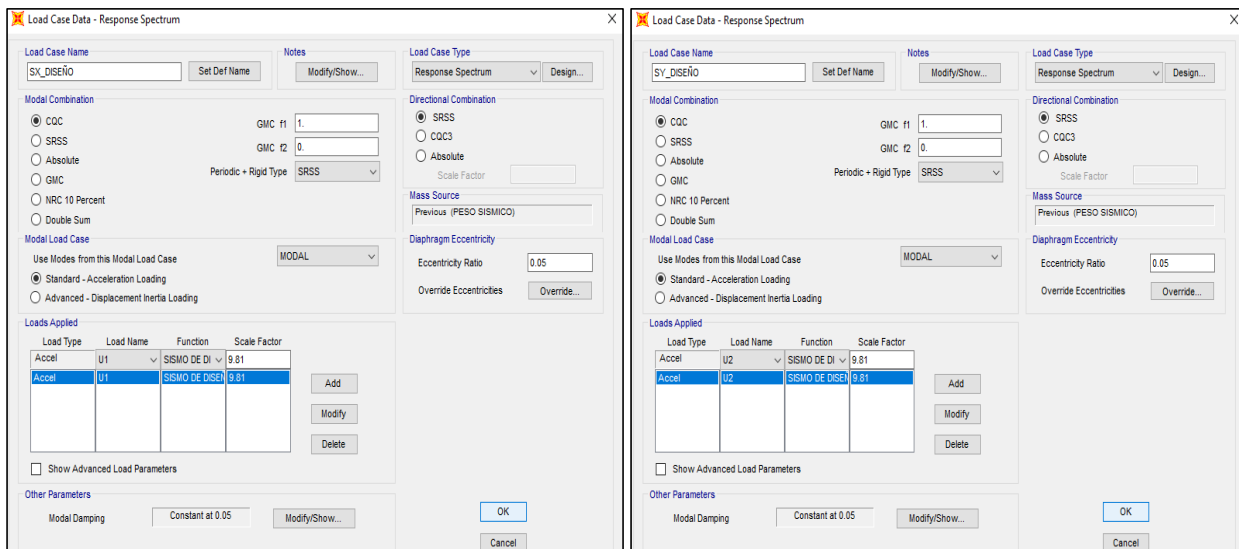
ANÁLISIS DINÁMICO

Definimos los espectros de respuesta de diseño para ambas direcciones (SISMO DE DISEÑO XX, SISMO DE DISEÑO YY), para ello se usa la siguiente ecuación:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} xg$$

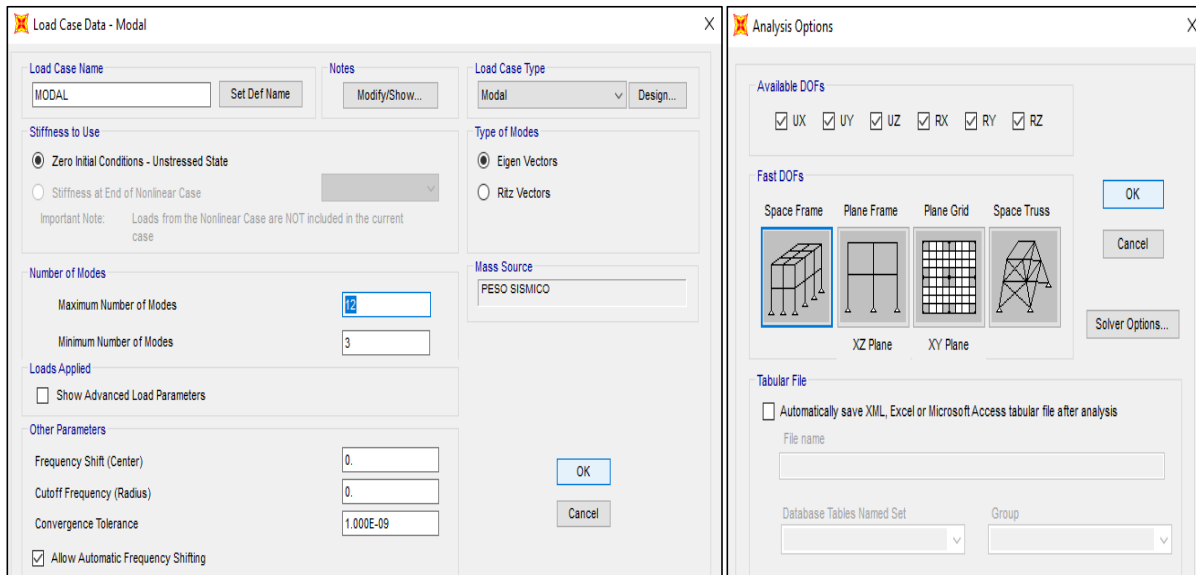


Definimos los casos de carga que representan los sismos en ambas direcciones (SX_DISEÑO, SY_DISEÑO)



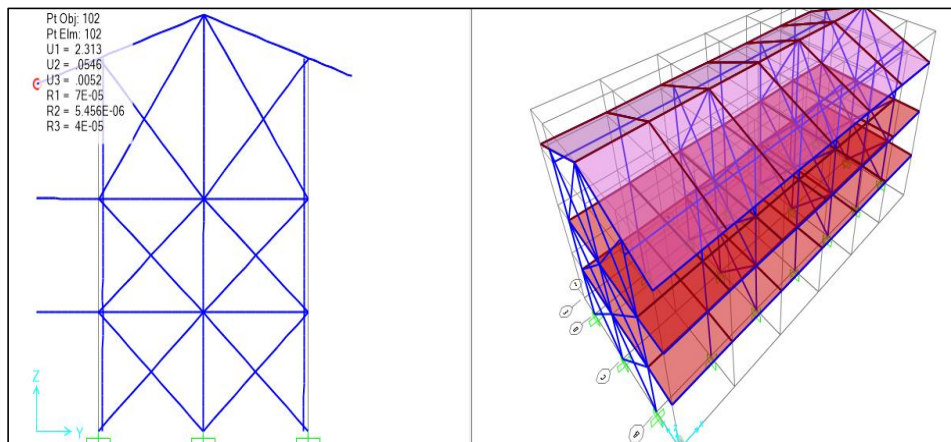
ANALISIS MODAL

Definimos el caso modal y seleccionamos los grados de libertad a analizar en el modelo.

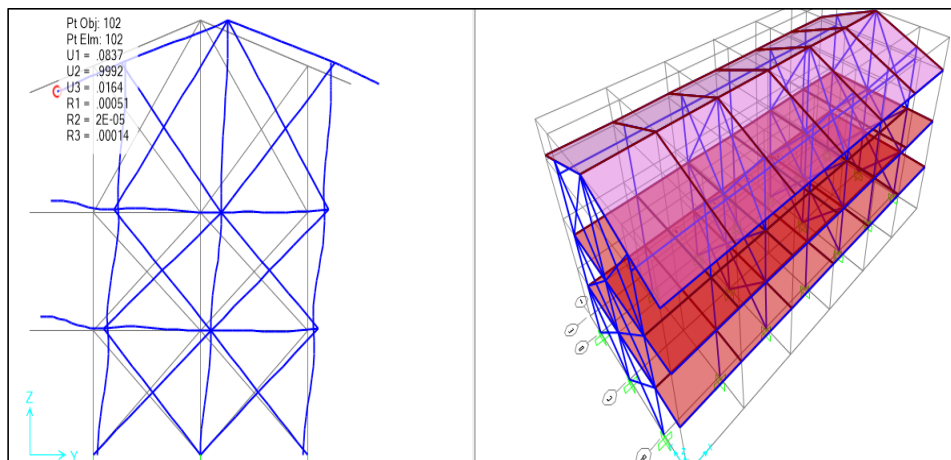


- Verificamos los desplazamientos y derivas de la estructura para las dos direcciones de análisis (SX_DISEÑO, SY_DISEÑO).

- Dirección XX



- Dirección YY



El modelado y análisis realizado hasta el momento forma parte del análisis lineal.

- Para comenzar a realizar el análisis estático no lineal pushover, es necesario tener el modelado de la estructura y su respectivo análisis lineal.

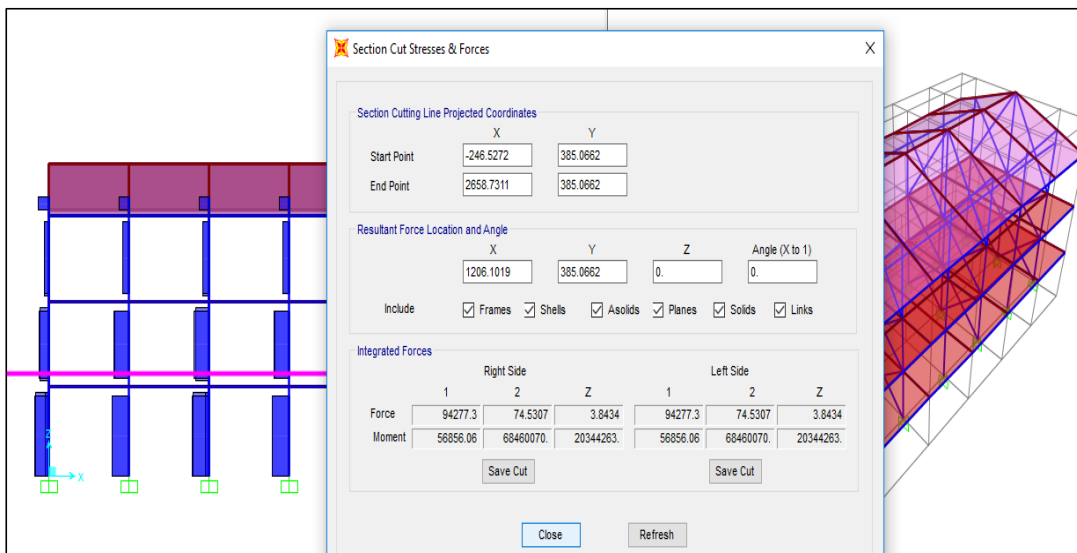
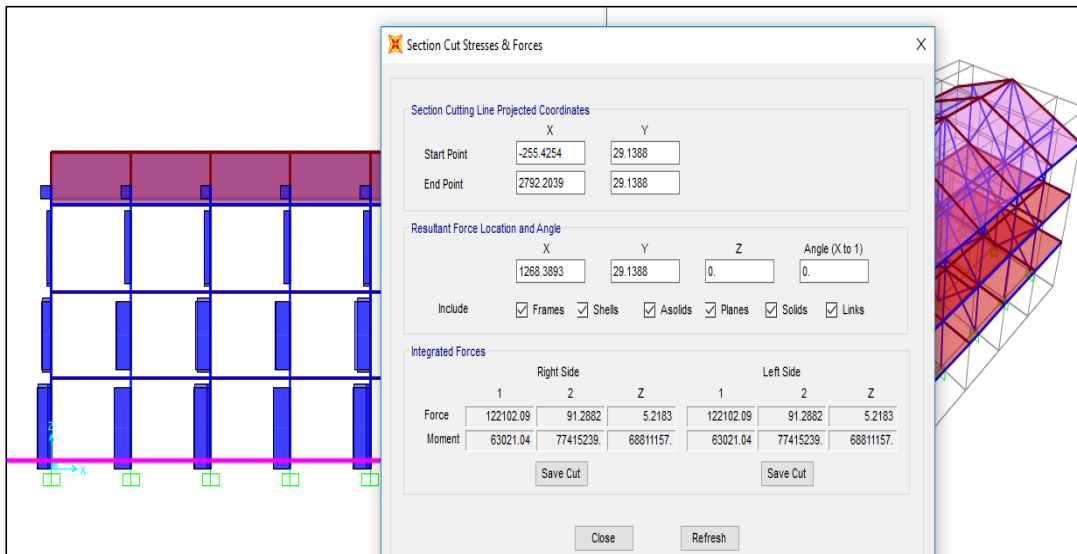
Los patrones de acciones laterales para el análisis estático no lineal pushover se pueden establecer a base de sistema de cargas laterales o sistemas de desplazamientos.

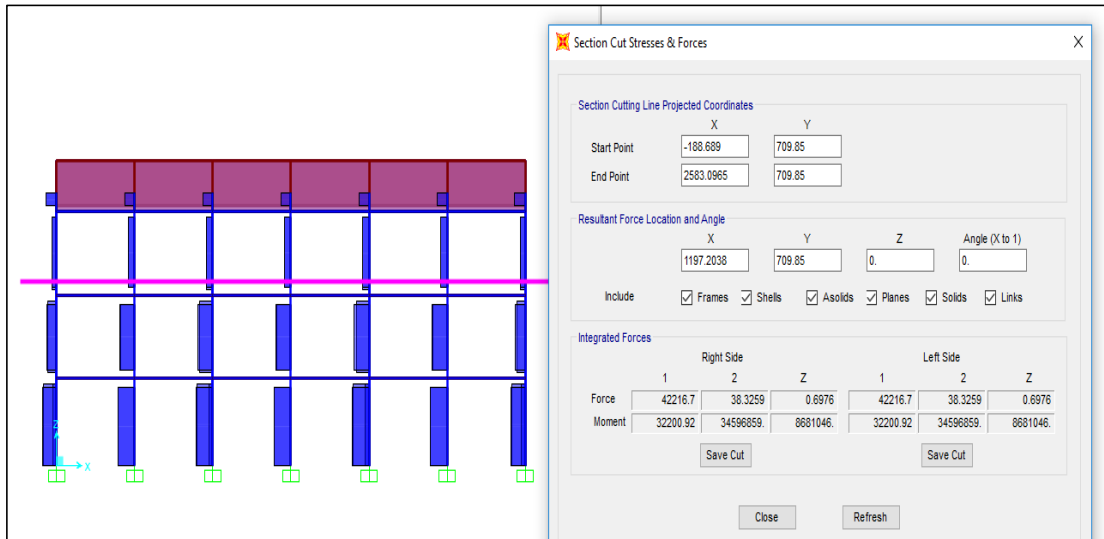
Para el presente trabajo se usarán ambos patrones de acciones laterales.

el sistema de cargas laterales se obtendrá de las fuerzas cortantes por piso originados por los sismos de diseño en cada dirección y el sistema de desplazamientos utilizados será los desplazamientos de los modos fundamentales en cada dirección.

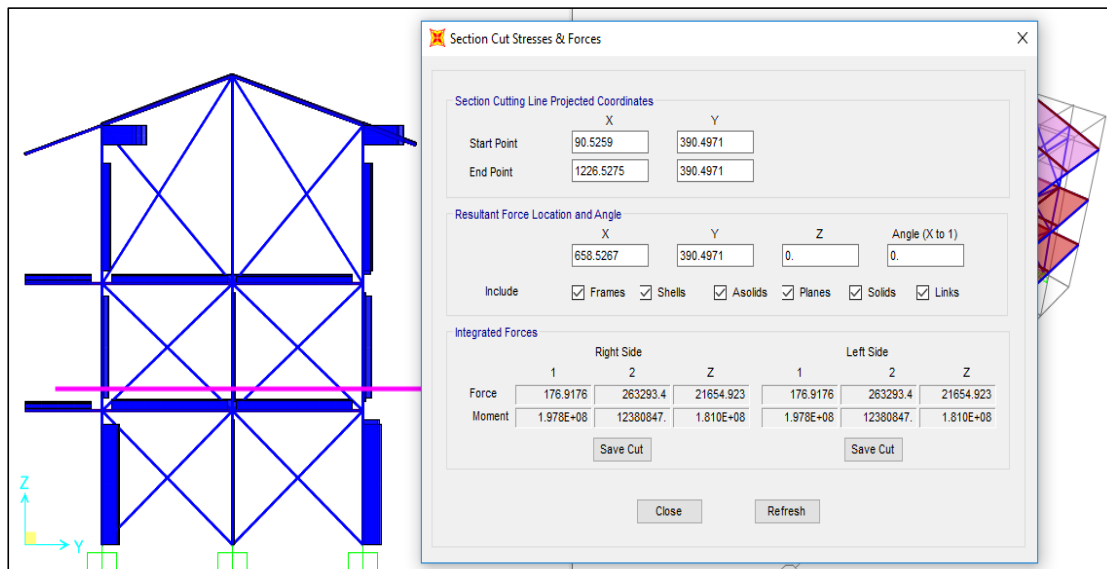
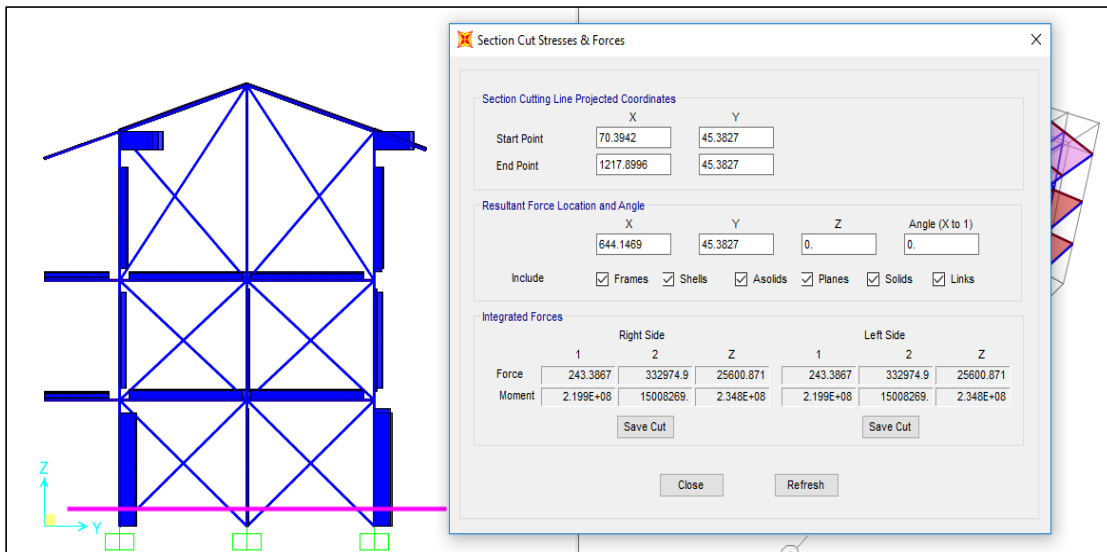
- Obtención del sistema de cargas laterales.

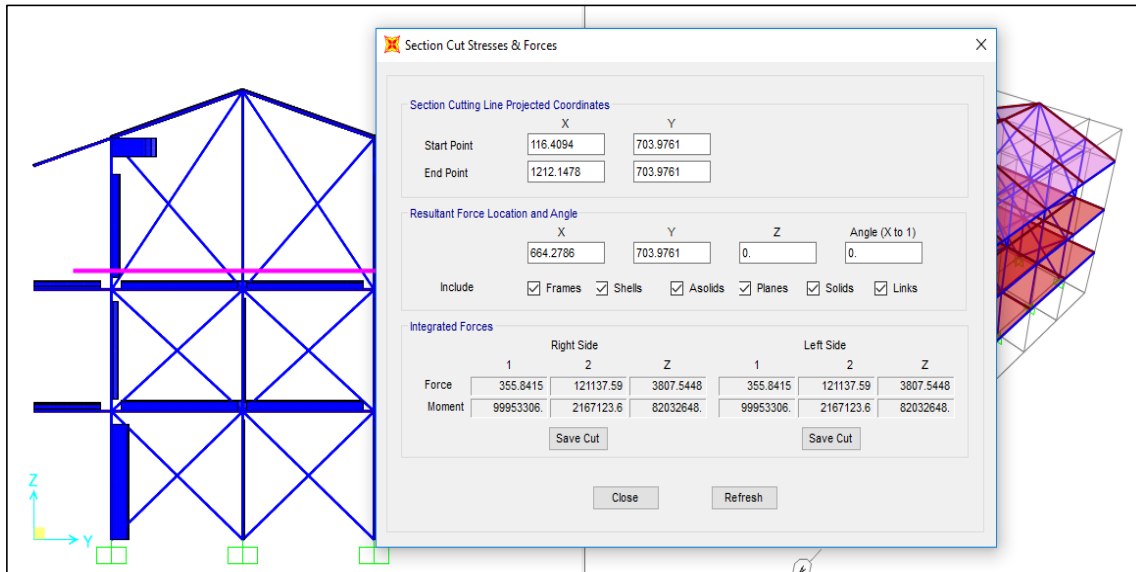
Cortantes producidos por el sismo SX_DISEÑO, en cada nivel de la estructura





- Cortantes producidos por el sismo SY_DISEÑO, en cada nivel de la estructura





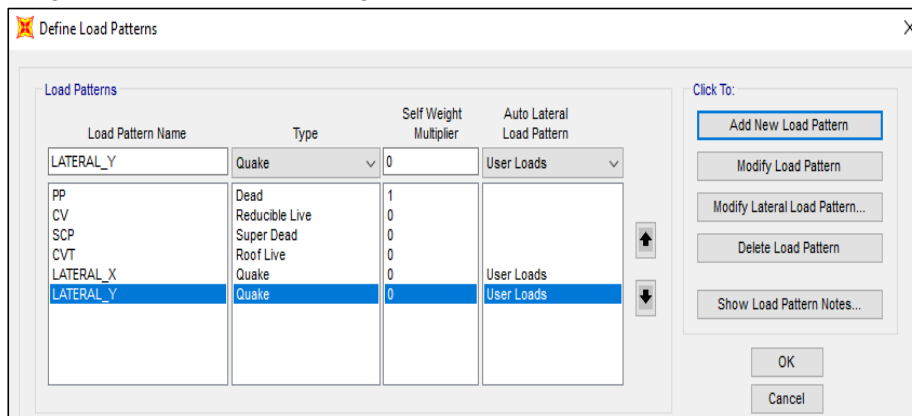
- Valores del sistema de cargas laterales XX

Nivel	Fuerza cortante (V)	fuerza horizontal (F)	Factor	Fuerza lateral
3	42216.700	42216.700	1.517	1517.233
2	94277.300	52060.600	1.871	1871.015
1	122102.090	27824.790	1.000	1000.000

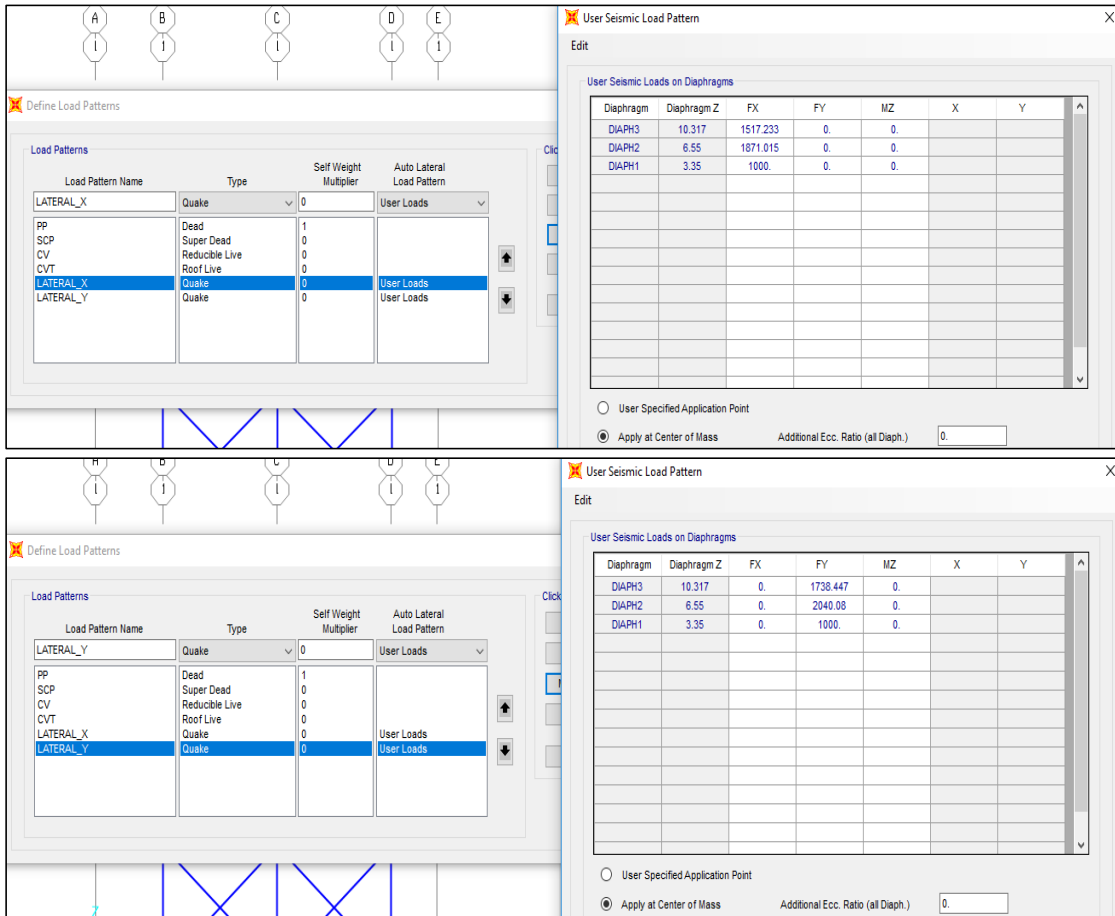
- Valores del sistema de cargas laterales YY

Nivel	Fuerza cortante (V)	Fuerza horizontal (F)	Factor	Fuerza lateral
3	121137.590	121137.590	1.738	1738.447
2	263293.400	142155.810	2.040	2040.080
1	332974.900	69681.500	1.000	1000.000

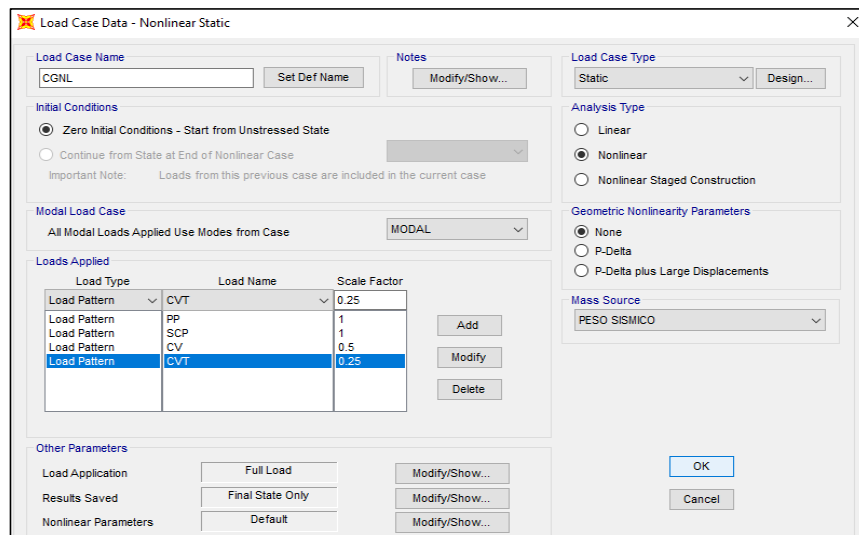
- Definición y asignación del sistema de cargas laterales en las dos direcciones X, Y



Las cargas laterales se asignarán al centro de masas de cada nivel



- Definición de los casos de carga no lineal
 - Carga gravitacional no lineal (CGNL)



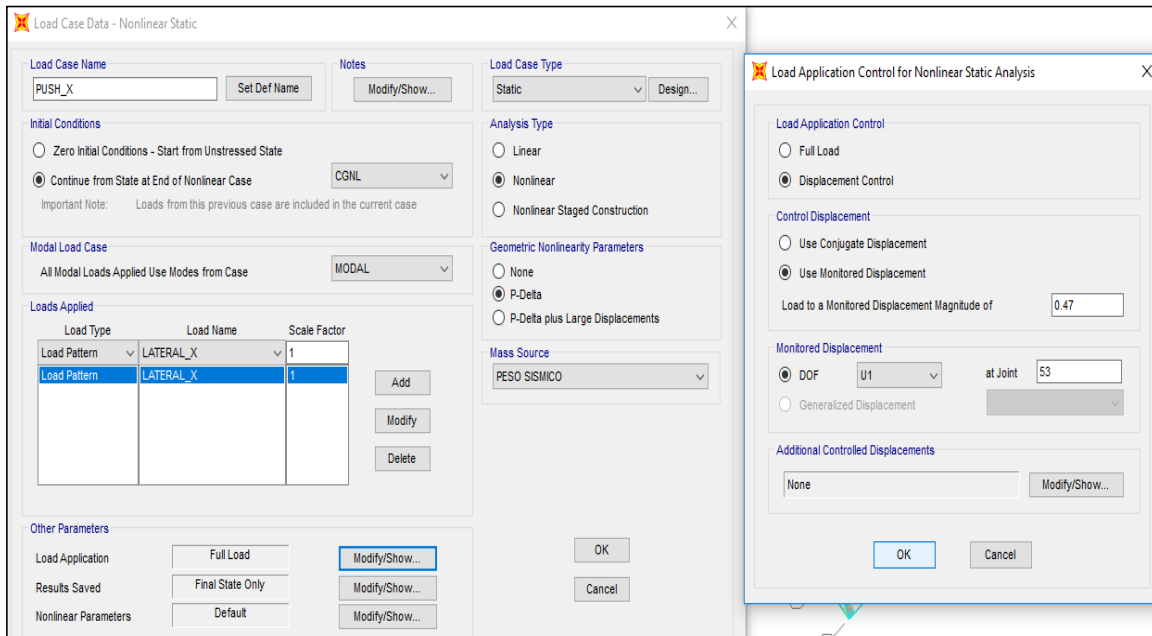
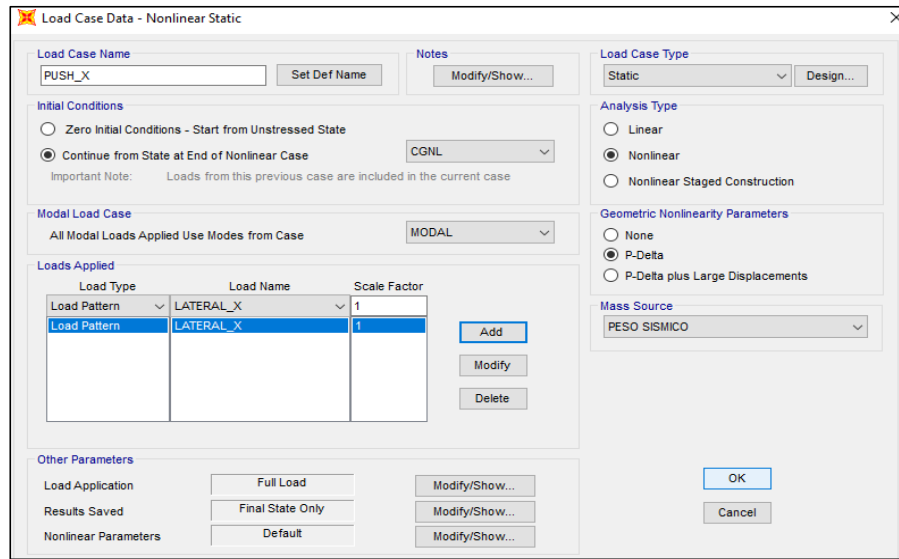
- Análisis Estático no lineal pushover

Para este análisis se consideró tres tipos de carga para cada dirección de análisis: PUSH, PUSH_NEG, PUSH_MODAL. Los resultados de estos serán comparados.

El caso PUSH, usa el sistema de cargas laterales hallados anteriormente como patrón de acciones laterales cuando el sismo ingresa de derecha a izquierda, el caso PUSH_NEG, usa el sistema de cargas laterales hallados anteriormente como patrón de acciones laterales cuando el sismo ingresa de izquierda a derecha.

El caso PUSH_MODAL, usa el sistema de desplazamientos de los modos fundamentales como patrón de acciones laterales

✓ Dirección XX
PUSH_X



PUSH_X_NEG

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH_X_NEG Notes: Load Case Type: Static

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case CGNL

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LATERAL_X	-1.
Load Pattern	LATERAL_X	-1.

Other Parameters:
 Load Application: Displ Control Results Saved: Multiple States Nonlinear Parameters: Default

Analysis Type: Nonlinear
 Geometric Nonlinearity Parameters: P-Delta
 Mass Source: PESO SISMICO

Buttons: OK, Cancel, Modify/Show...

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH_X_NEG Notes: Load Case Type: Static

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case CGNL

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LATERAL_X	-1.
Load Pattern	LATERAL_X	-1.

Other Parameters:
 Load Application: Displ Control Results Saved: Multiple States Nonlinear Parameters: Default

Analysis Type: Nonlinear
 Geometric Nonlinearity Parameters: P-Delta
 Mass Source: PESO SISMICO

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
 Full Load
 Displacement Control

Control Displacement:
 Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement
 Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.47

Monitored Displacement:
 DOF U1 at Joint 53
 Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements: None

Buttons: OK, Cancel, Modify/Show...

PUSH_X_MODAL1

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH_X_MODAL1 Notes: Load Case Type: Static

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case CGNL

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

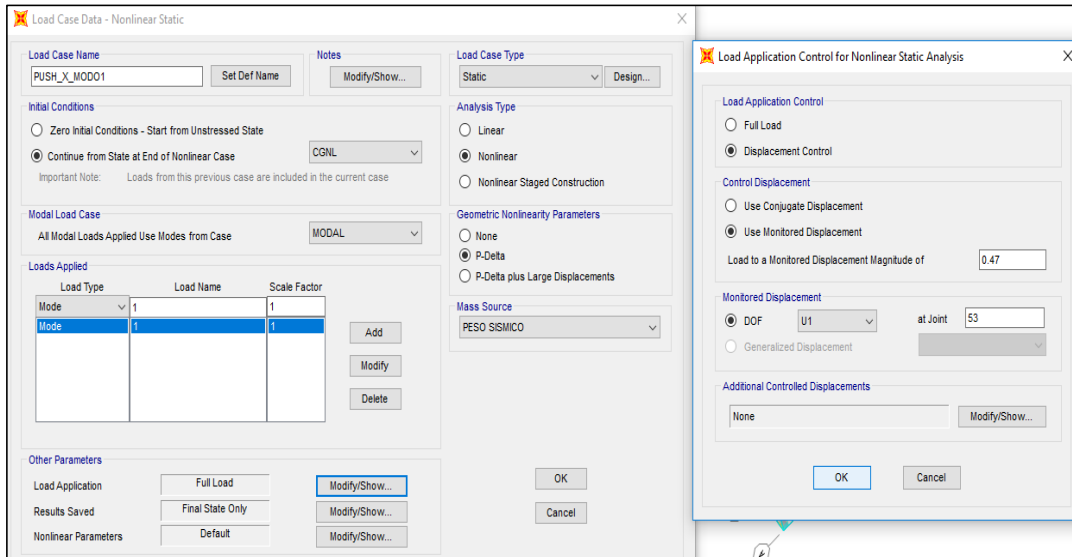
Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1
Mode	1	1

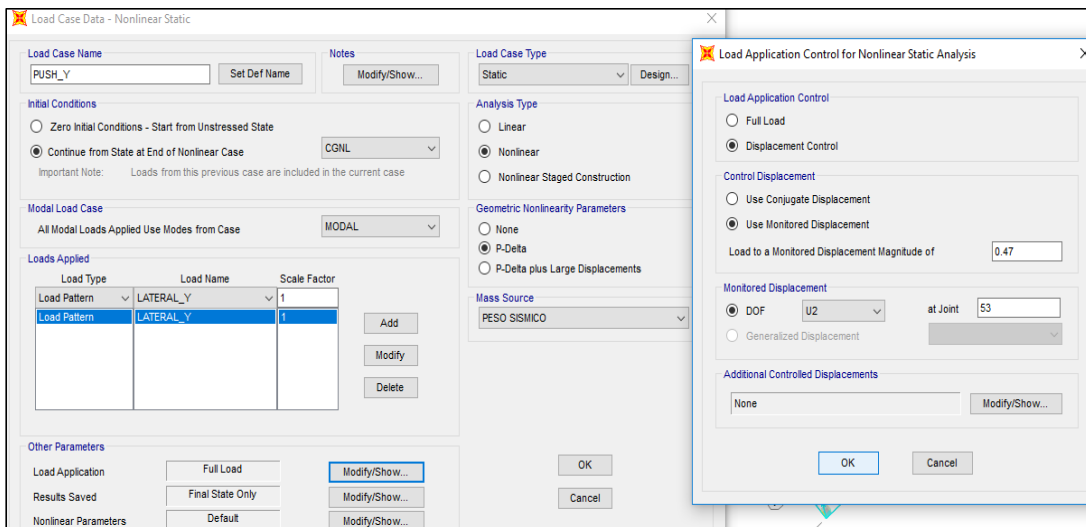
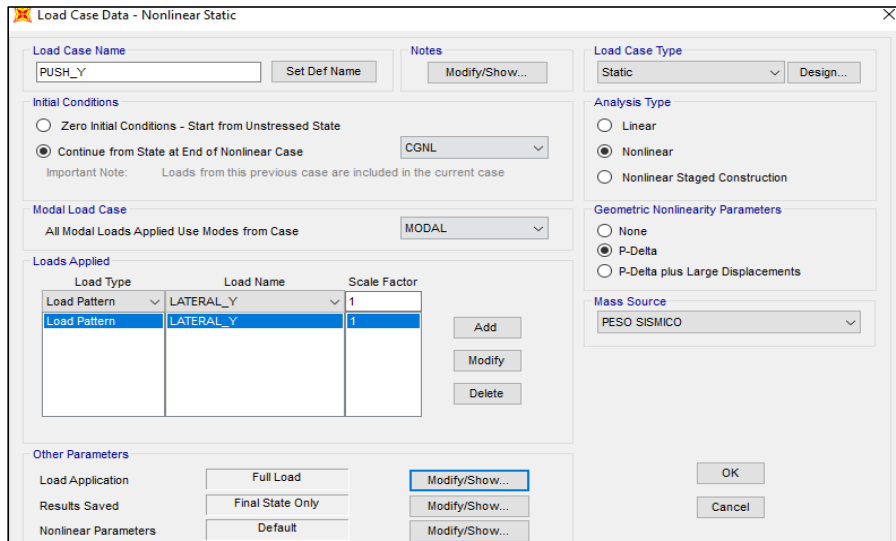
Other Parameters:
 Load Application: Full Load Results Saved: Final State Only Nonlinear Parameters: Default

Analysis Type: Nonlinear
 Geometric Nonlinearity Parameters: P-Delta
 Mass Source: PESO SISMICO

Buttons: OK, Cancel, Modify/Show...



✓ Dirección YY
PUSH_Y



PUSH_Y_NEG

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH_Y_NEG

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case (CGNL)

Modal Load Case:
All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LATERAL_Y	-1.
Load Pattern	LATERAL_Y	-1.

Other Parameters:
Load Application: Displ Control
Results Saved: Multiple States
Nonlinear Parameters: Default

Analysis Type: Nonlinear
Geometric Nonlinearity Parameters: P-Delta
Mass Source: PESO SISMICO

Buttons: OK, Cancel, Modify/Show...

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH_Y_NEG

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case (CGNL)

Modal Load Case:
All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LATERAL_Y	-1.
Load Pattern	LATERAL_Y	-1.

Other Parameters:
Load Application: Displ Control
Results Saved: Multiple States
Nonlinear Parameters: Default

Analysis Type: Nonlinear
Geometric Nonlinearity Parameters: P-Delta
Mass Source: PESO SISMICO

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
 Full Load
 Displacement Control

Control Displacement:
 Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement
Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.47

Monitored Displacement:
 DOF: U2 at Joint: 53
 Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements: None

Buttons: OK, Cancel, Modify/Show...

PUSH_Y_MODAL3

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH_Y_MODAL3

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case (CGNL)

Modal Load Case:
All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

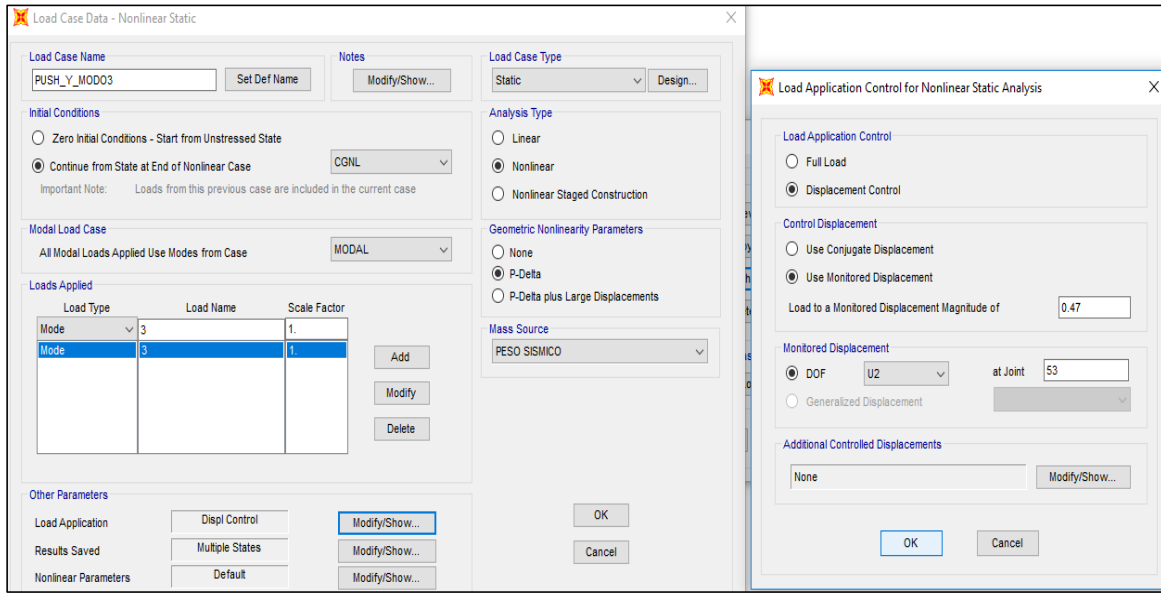
Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	3	1.
Mode	3	1.

Other Parameters:
Load Application: Displ Control
Results Saved: Multiple States
Nonlinear Parameters: Default

Analysis Type: Nonlinear
Geometric Nonlinearity Parameters: P-Delta
Mass Source: PESO SISMICO

Buttons: OK, Cancel, Modify/Show...



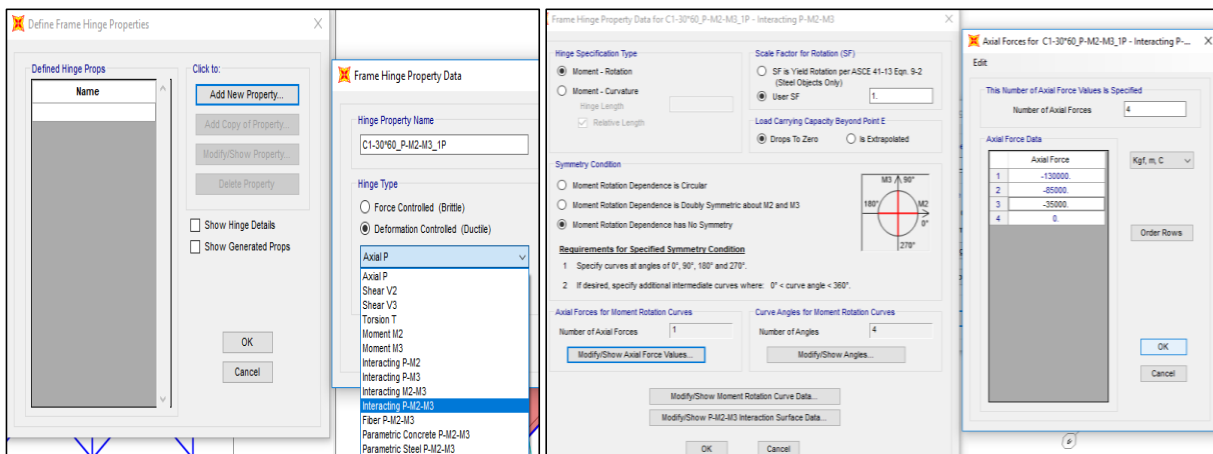
- Definición de las rótulas plásticas en columnas.

Las columnas son elementos que trabajan a flexo compresión, por lo tanto, las rótulas plásticas dependen de la carga axial al que está sometida la columna.

A continuación, se presentan las cargas axiales para el cual se analizaron las rótulas plásticas de cada columna.

Columna	Nivel	Carga Axial (ton)			
C1-30x60	1ro	130	85	35	0
	2do	130	85	35	0
	3er	130	85	35	0
C2-30x60	1ro	130	85	35	0
	2do	130	85	35	0
	3er	130	85	35	0
C3-25x30	1ro	50	35	16	0
	2do	50	35	16	0
	3er	50	35	16	0

- C1-30*60



✓ Primer nivel – Dirección XX

Moment Rotation Data for C1-30°60_P-M2-M3_IP - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: -130000, Angle: 0, Curve #1

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.022	4.000E-03
D	0.	4.000E-03
E	0.	4.000E-03

3-D Surface
 Axial Force = -130000

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 2.000E-03
- Life Safety: 3.000E-03
- Collapse Prevention: 4.000E-03

3D View
 Plan: -90, Elevation: 90, Aperture: 0

Moment Rotation Data for C1-30°60_P-M2-M3_IP - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: -85000, Angle: 0, Curve #5

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.077	0.012
D	0.2	0.012
E	0.2	0.012

3-D Surface
 Axial Force = -85000

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 5.000E-03
- Life Safety: 0.01
- Collapse Prevention: 0.012

3D View
 Plan: -90, Elevation: 90, Aperture: 0

Moment Rotation Data for C1-30°60_P-M2-M3_IP - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: -35000, Angle: 0, Curve #9

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.103	0.012
D	0.2	0.012
E	0.2	0.012

3-D Surface
 Axial Force = -35000

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 5.000E-03
- Life Safety: 0.01
- Collapse Prevention: 0.012

3D View
 Plan: -90, Elevation: 90, Aperture: 0

Moment Rotation Data for C1-30°60_P-M2-M3_IP - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: 0, Angle: 0, Curve #13

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.144	0.012
D	0.2	0.012
E	0.2	0.012

3-D Surface
 Axial Force = 0

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 5.000E-03
- Life Safety: 0.01
- Collapse Prevention: 0.012

3D View
 Plan: -90, Elevation: 90, Aperture: 0

✓ Primer nivel – Dirección YY

Moment Rotation Data for C1-30°60_P-M2-M3_IP - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: -130000, Angle: 90, Curve #2

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.096	9.000E-03
D	0.	9.000E-03
E	0.	9.000E-03

3-D Surface
 Axial Force = -130000

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 3.000E-03
- Life Safety: 8.000E-03
- Collapse Prevention: 9.000E-03

3D View
 Plan: -90, Elevation: 90, Aperture: 0

Moment Rotation Data for C1-30°60_P-M2-M3_IP - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: -85000, Angle: 90, Curve #6

Moment Rotation Data for Selected Curve

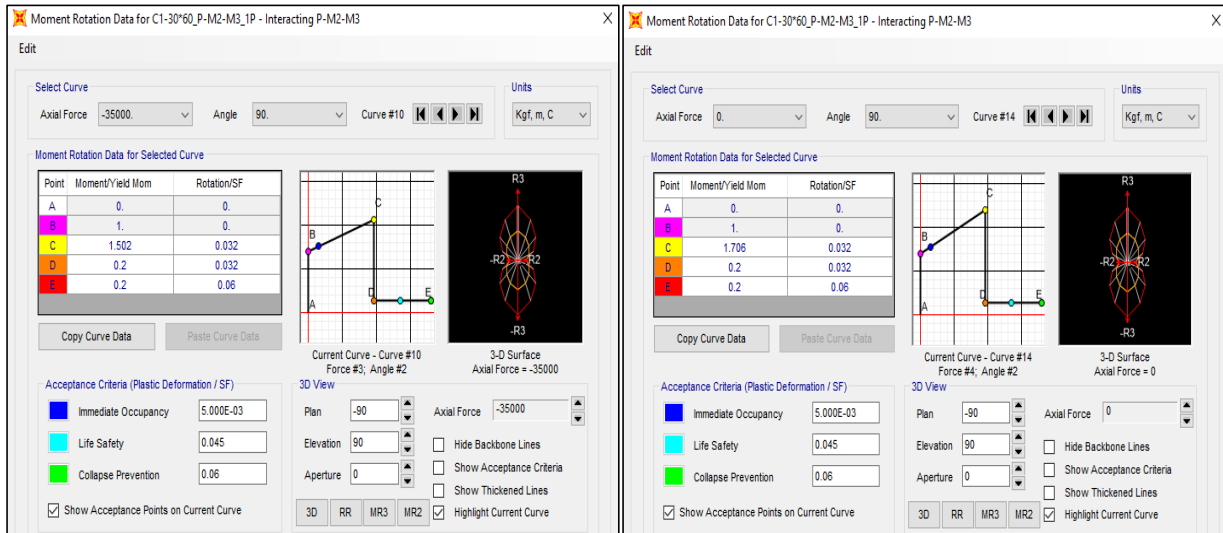
Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.367	0.031
D	0.2	0.031
E	0.2	0.06

3-D Surface
 Axial Force = -85000

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

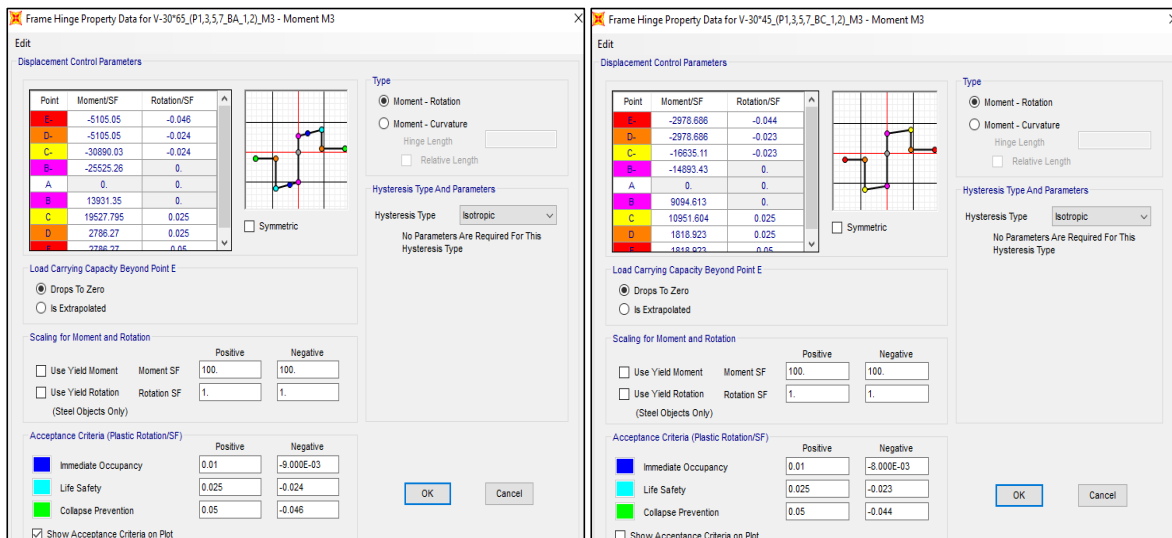
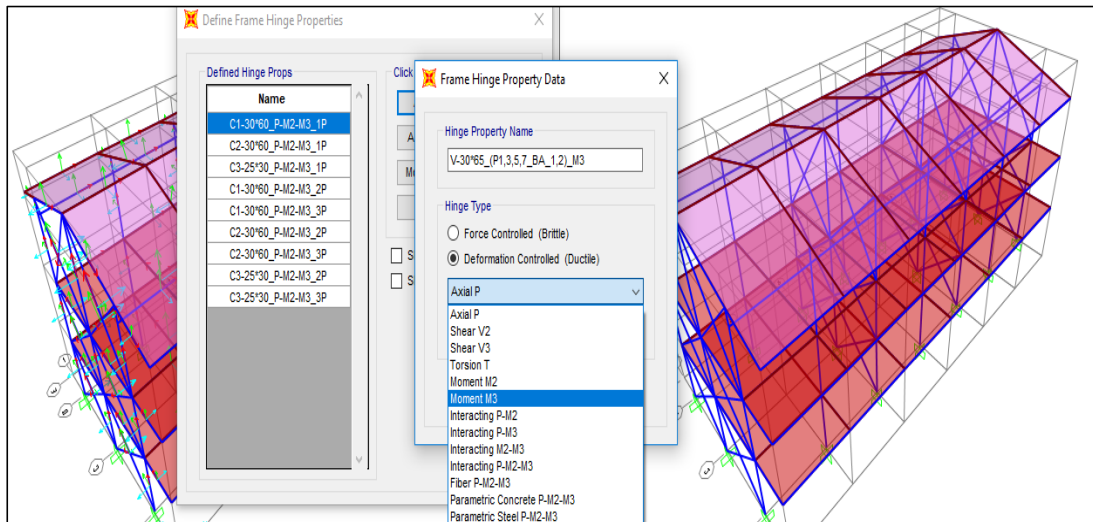
- Immediate Occupancy: 5.000E-03
- Life Safety: 0.045
- Collapse Prevention: 0.06

3D View
 Plan: -90, Elevation: 90, Aperture: 0



De esta forma se procede a definir todas las rótulas plásticas de columnas para cada nivel. Los valores se indican en el modelo inelástico elaborado con ayuda del software PTC MATHCAD PRIME 4.0

- Definición de las rótulas plásticas en vigas



Frame Hinge Property Data for V-30'45_(P1,3,5,7_CB,1,2)_M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-1820.77	-0.05
D	-1820.77	-0.025
C	-10960.84	-0.025
B	-9103.85	0.
A	0.	0.
B	9103.851	0.
C	10960.842	0.025
D	1820.77	0.025
E	1820.77	0.05

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length:
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters
Hysteresis Type: **Isotropic**
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E
 Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation
 Use Yield Moment Moment SF: Positive 100. Negative 100.
 Use Yield Rotation Rotation SF: Positive 1. Negative 1.
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)
 Immediate Occupancy Positive 0.01 Negative -0.01
 Life Safety Positive 0.025 Negative -0.025
 Collapse Prevention Positive 0.05 Negative -0.05

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for V-30'65_(P2,4,6_BA,1,2)_M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-7884.84	-0.036
D	-7884.84	-0.019
C	-43683.6	-0.019
B	-39424.2	0.
A	0.	0.
B	32905.15	0.
C	33063.88	0.023
D	6561.029	0.023
E	6881.029	0.036

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length:
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters
Hysteresis Type: **Isotropic**
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E
 Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation
 Use Yield Moment Moment SF: Positive 100. Negative 100.
 Use Yield Rotation Rotation SF: Positive 1. Negative 1.
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)
 Immediate Occupancy Positive 0.000E-03 Negative -5.000E-03
 Life Safety Positive 0.023 Negative -0.019
 Collapse Prevention Positive 0.046 Negative -0.036

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for V-30'65_(P2,4,6_BD,1,2)_M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-7811.22	-0.04
D	-7811.22	-0.022
C	-44087.3	-0.022
B	-39056.1	0.
A	0.	0.
B	17939.508	0.
C	23535.953	0.025
D	3587.902	0.025
E	3587.902	0.04

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length:
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters
Hysteresis Type: **Isotropic**
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E
 Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation
 Use Yield Moment Moment SF: Positive 100. Negative 100.
 Use Yield Rotation Rotation SF: Positive 1. Negative 1.
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)
 Immediate Occupancy Positive 0.01 Negative -7.000E-03
 Life Safety Positive 0.025 Negative -0.022
 Collapse Prevention Positive 0.05 Negative -0.04

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for V-30'65_(P2,4,6_DB,1,2)_M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-7811.22	-0.04
D	-7811.22	-0.022
C	-44087.3	-0.022
B	-39056.1	0.
A	0.	0.
B	17939.508	0.
C	23535.953	0.025
D	3587.902	0.025
E	3587.902	0.04

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length:
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters
Hysteresis Type: **Isotropic**
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E
 Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation
 Use Yield Moment Moment SF: Positive 100. Negative 100.
 Use Yield Rotation Rotation SF: Positive 1. Negative 1.
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)
 Immediate Occupancy Positive 0.01 Negative -7.000E-03
 Life Safety Positive 0.025 Negative -0.022
 Collapse Prevention Positive 0.05 Negative -0.04

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for V-30'50_(P2,4,6_BA,3)_M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-3377.52	-0.044
D	-3377.52	-0.024
C	-19294.33	-0.024
B	-16887.62	0.
A	0.	0.
B	10300.867	0.
C	12848.18	0.025
D	2060.173	0.025
E	2060.173	0.044

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length:
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters
Hysteresis Type: **Isotropic**
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E
 Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation
 Use Yield Moment Moment SF: Positive 100. Negative 100.
 Use Yield Rotation Rotation SF: Positive 1. Negative 1.
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)
 Immediate Occupancy Positive 0.01 Negative -9.000E-03
 Life Safety Positive 0.025 Negative -0.024
 Collapse Prevention Positive 0.05 Negative -0.044

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Frame Hinge Property Data for V-30'50_(P2,4,6_BC,3)_M3 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-3377.52	-0.044
D	-3377.52	-0.024
C	-19294.33	-0.024
B	-16887.62	0.
A	0.	0.
B	10300.867	0.
C	12848.18	0.025
D	2060.173	0.025
E	2060.173	0.044

Moment - Rotation
 Moment - Curvature

Hinge Length:
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters
Hysteresis Type: **Isotropic**
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E
 Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation
 Use Yield Moment Moment SF: Positive 100. Negative 100.
 Use Yield Rotation Rotation SF: Positive 1. Negative 1.
(Steel Objects Only)

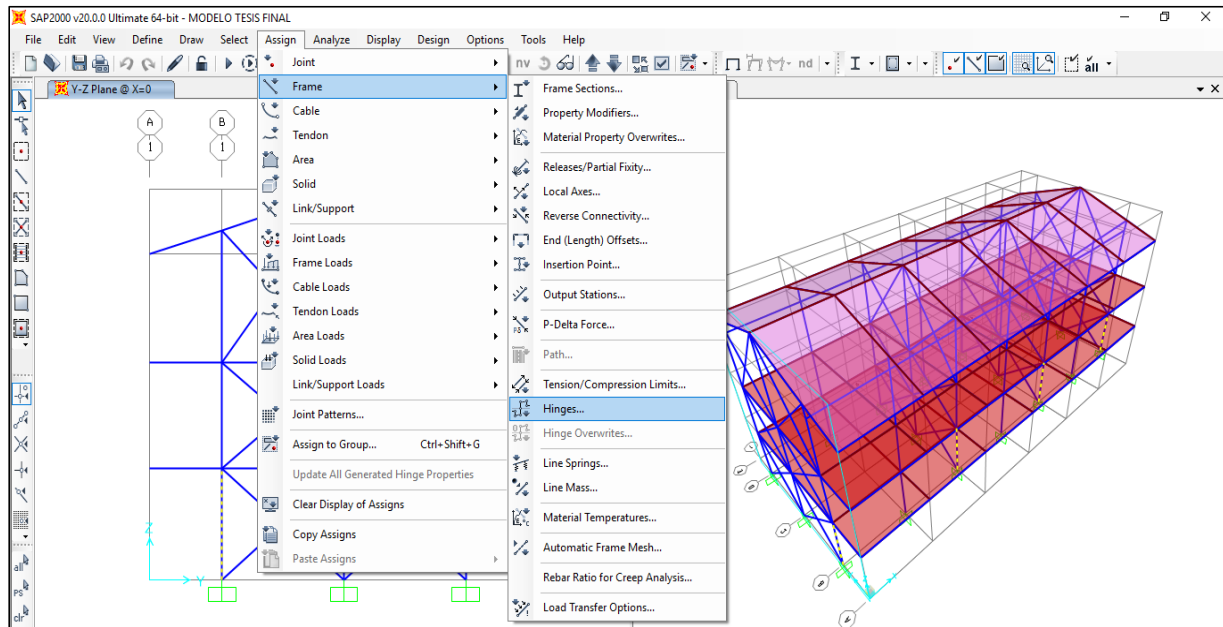
Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)
 Immediate Occupancy Positive 0.01 Negative -9.000E-03
 Life Safety Positive 0.025 Negative -0.024
 Collapse Prevention Positive 0.05 Negative -0.044

Show Acceptance Criteria on Plot

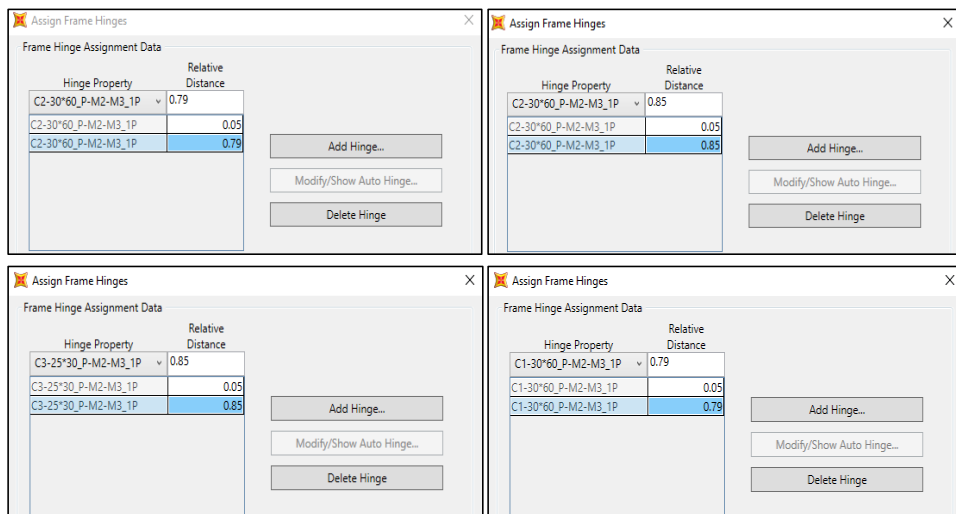
OK Cancel

De esta forma se procede a definir todas las rótulas plásticas de vigas. Los valores se indican en el modelo inelástico elaborado con ayuda del software PTC MATHCAD PRIME 4.0

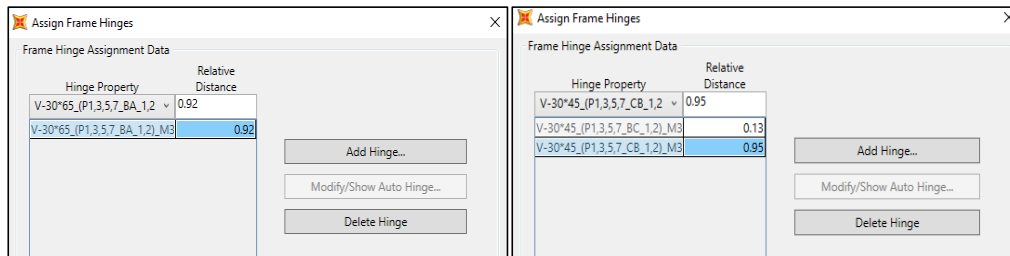
- Asignamos ubicaciones para las rótulas plásticas de vigas y columnas.

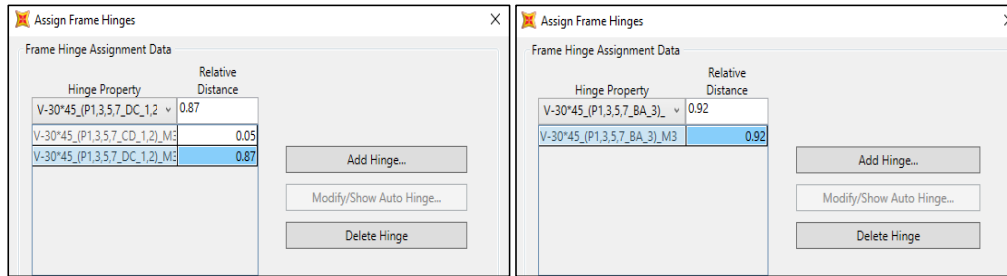


- Columnas.

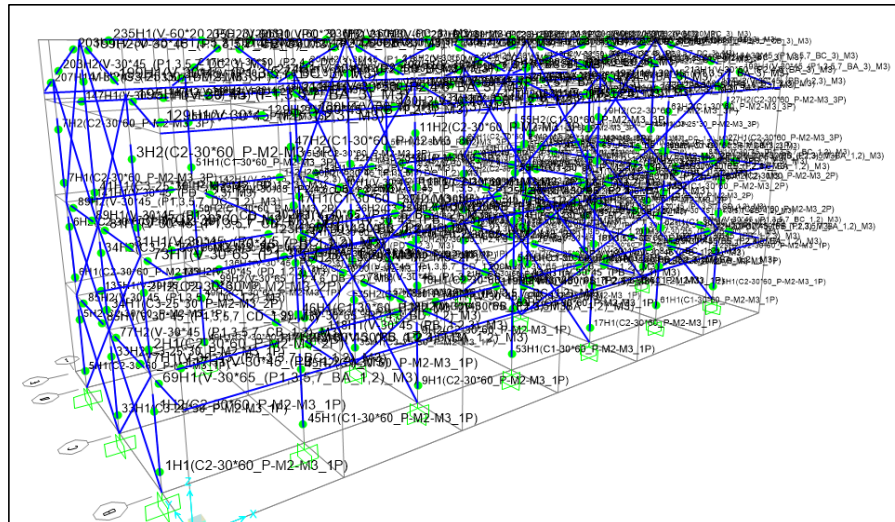


- Vigas





De esta forma se procede a ubicar el modelo inelástico de vigas y columnas (Rótula plástica)



- Definimos las resistencias en los puntales que representan los muros de albañilería (Según E-070)
Donde:

$f'm$ = Resistencia a la compresión

h = Altura del muro de albañilería

D = Longitud del puntal

L = Longitud del muro de albañilería

t = Espesor efectivo de puntal

f_s = Resistencia última a cizalle de albañilería

- Resistencia al aplastamiento: $R_C = 0.12xf'mxDxt$

Primer nivel	Segundo nivel	Tercer nivel
$f'm$ = 35 kg/cm ²	$f'm$ = 35 kg/cm ²	$f'm$ = 35 kg/cm ²
D = 4.374 m	D = 4.276 m	D = 4.901 m
t = 0.25 m	t = 0.25 m	t = 0.25 m
R_c = 45,927 kg	R_c = 44,898 kg	R_c = 51,460.5 kg

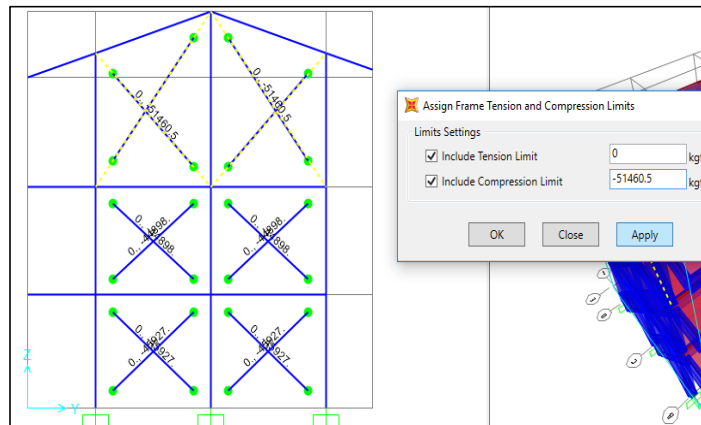
- Resistencia a tracción diagonal: $R_t = 0.85x\sqrt{f'm}xDxt$

Primer nivel	Segundo nivel	Tercer nivel
$f'm$ = 35 kg/cm ²	$f'm$ = 35 kg/cm ²	$f'm$ = 35 kg/cm ²
D = 4.374 m	D = 4.276 m	D = 4.901 m
t = 0.25 m	t = 0.25 m	t = 0.25 m
R_t = 54,988.483 kg	R_t = 53,756.459 kg	R_t = 61,613.75 kg

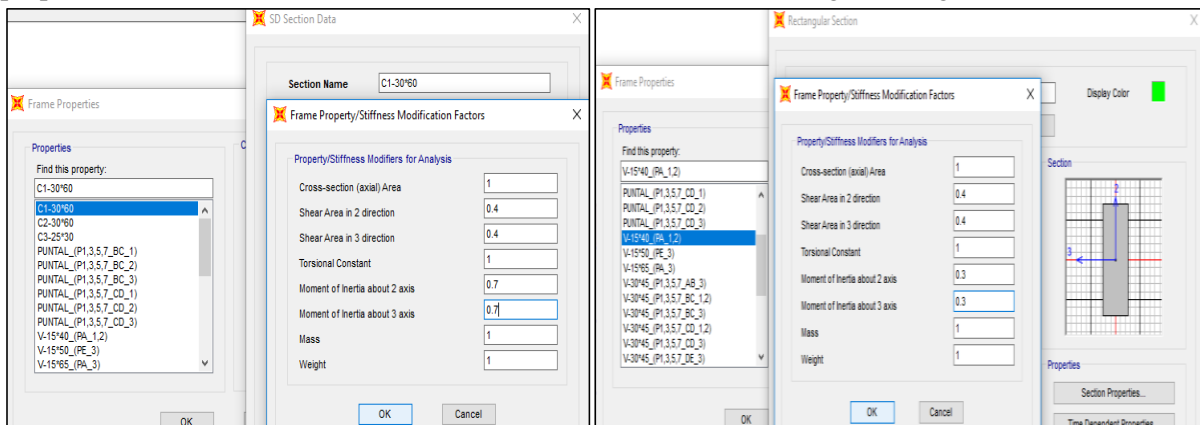
- Resistencia al cizalle: $R_s = \frac{f_s x t x D}{1 - 0.4 \frac{h}{L}}$, $f_s = 4 \text{ kg/cm}^2$.

Primer nivel		Segundo nivel		Tercer nivel	
f'm=	35 kg/cm2	f'm=	35 kg/cm2	f'm=	35 kg/cm2
D=	4.374 m	D=	4.276 m	D=	4.901 m
t=	0.25 m	t=	0.25 m	t=	0.25 m
h=	2.900 m	h=	2.750 m	h=	3.646 m
L=	3.275 m	L=	3.275 m	L=	3.275 m
Rs=	67,729.787 kg	Rs=	64,385.747 kg	Rs=	88,356.132 kg

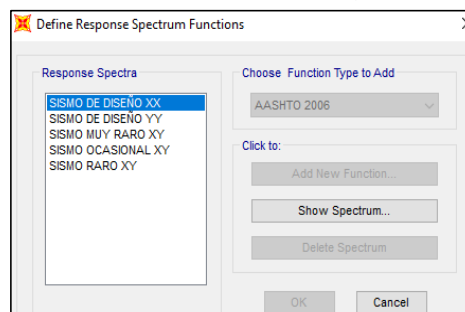
De todas las resistencias y para cada nivel se usará la más crítica.

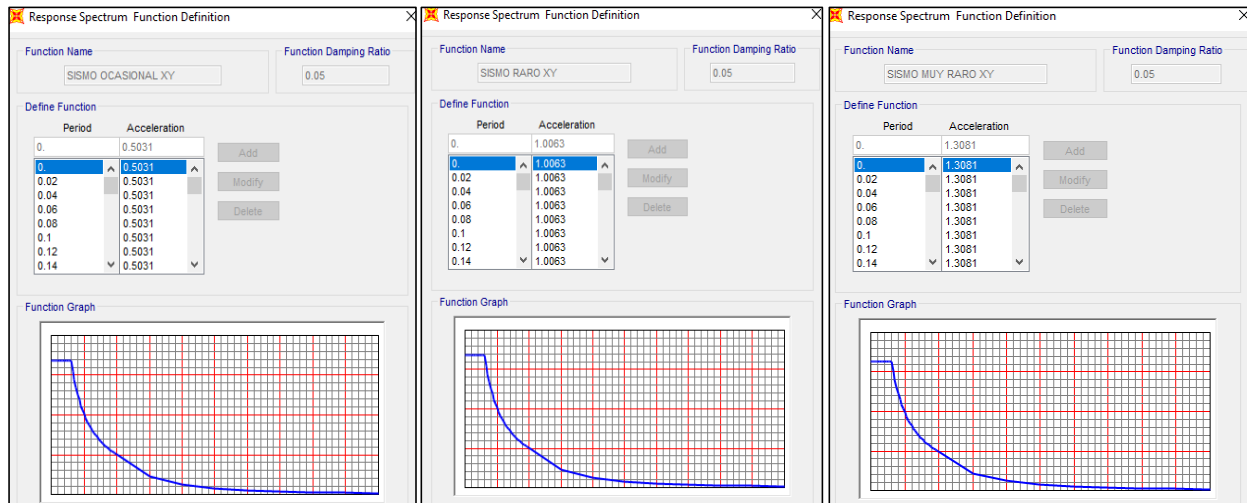


- Para la evaluación de la estructura trabajaremos con rigideces agrietadas en vigas y columnas según la propuesta del ASCE 41-13. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

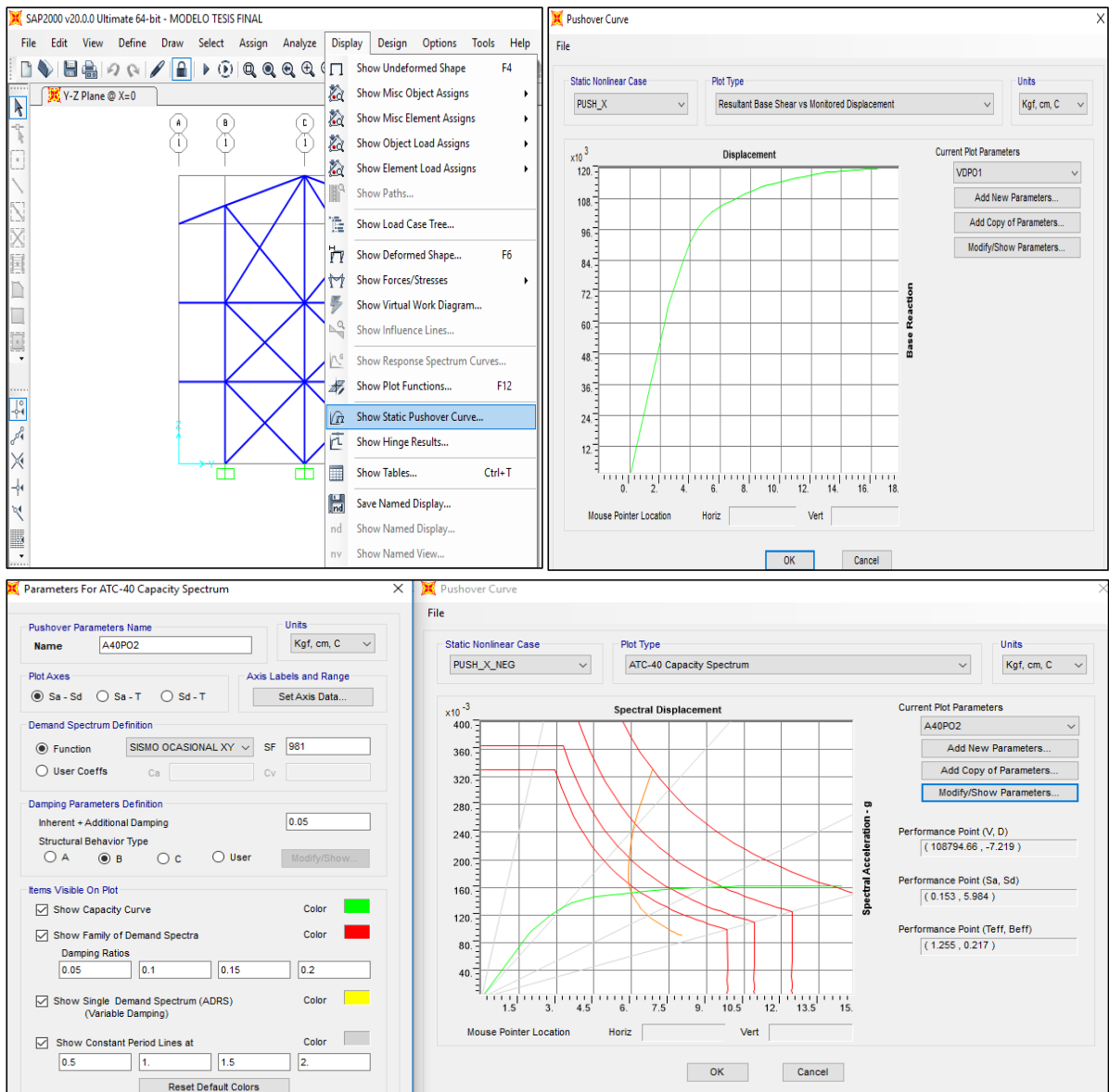


- Procedemos a filtrar las demandas sísmicas: Sismo ocasional, Sismo raro y sismo muy raro.

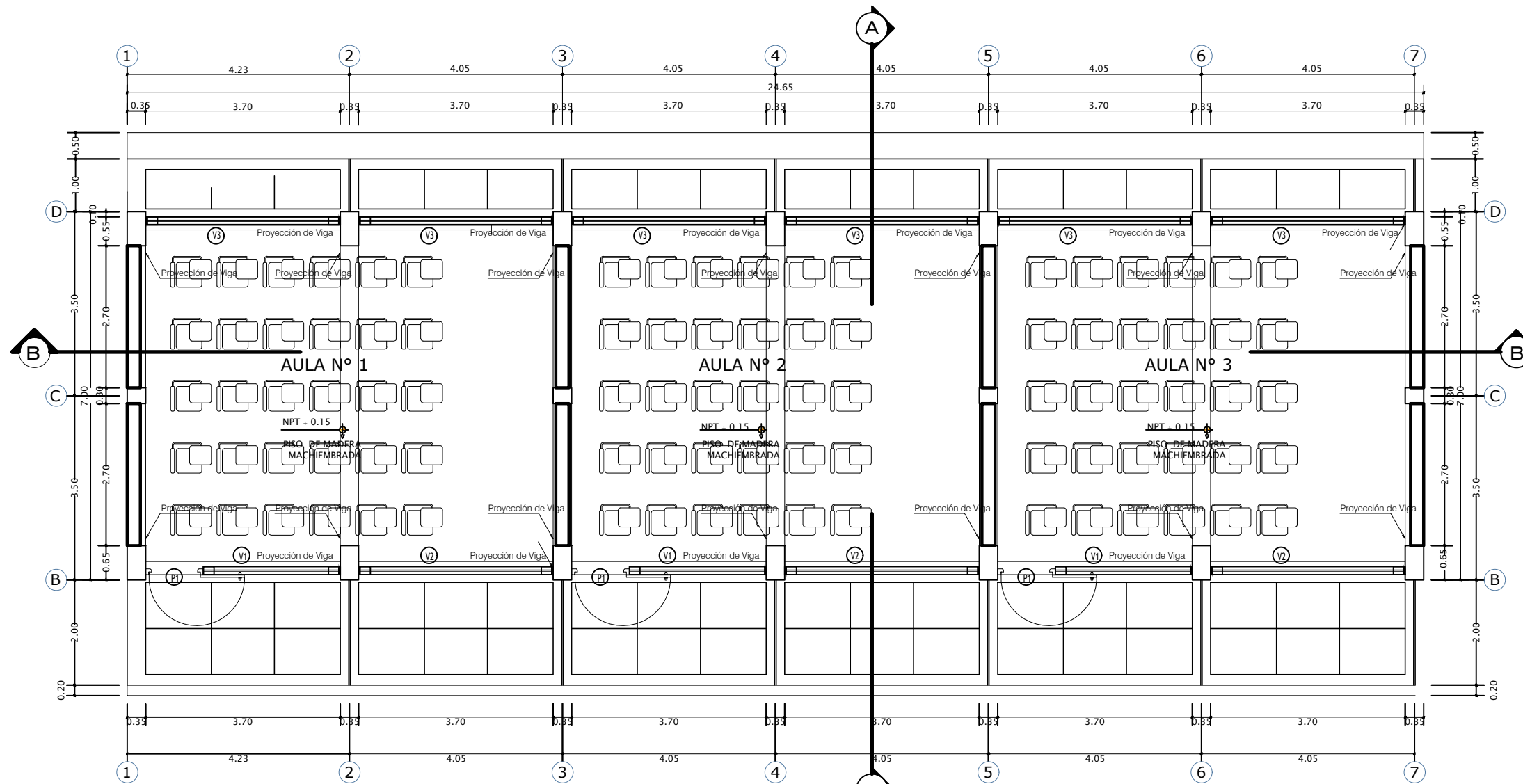




- Después de realizar todos estos procedimientos se obtiene la curva de capacidad y los puntos de desempeño para cada demanda sísmica.



ANEXO 04
PLANOS DE REPLANTEO
ARQUITECTURA Y ESTRUCTURA



PLANTA PRIMER PISO
ESCALA: 1/50

CUADRO DE VANOS					
VENTANAS					
TIPO	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	MATERIAL	CANTIDAD
V-1	2.60	1.40	1.35	ALUMINIO	09
V-2	3.70	1.40	1.35	ALUMINIO	09
V-3	3.70	0.75	2.00	ALUMINIO	18

CUADRO DE VANOS					
PUERTAS					
TIPO	ANCHO	ALTURA	ALFEIZER	MATERIAL	CANTIDAD
P-1	1.10	2.10	-	Madera	09

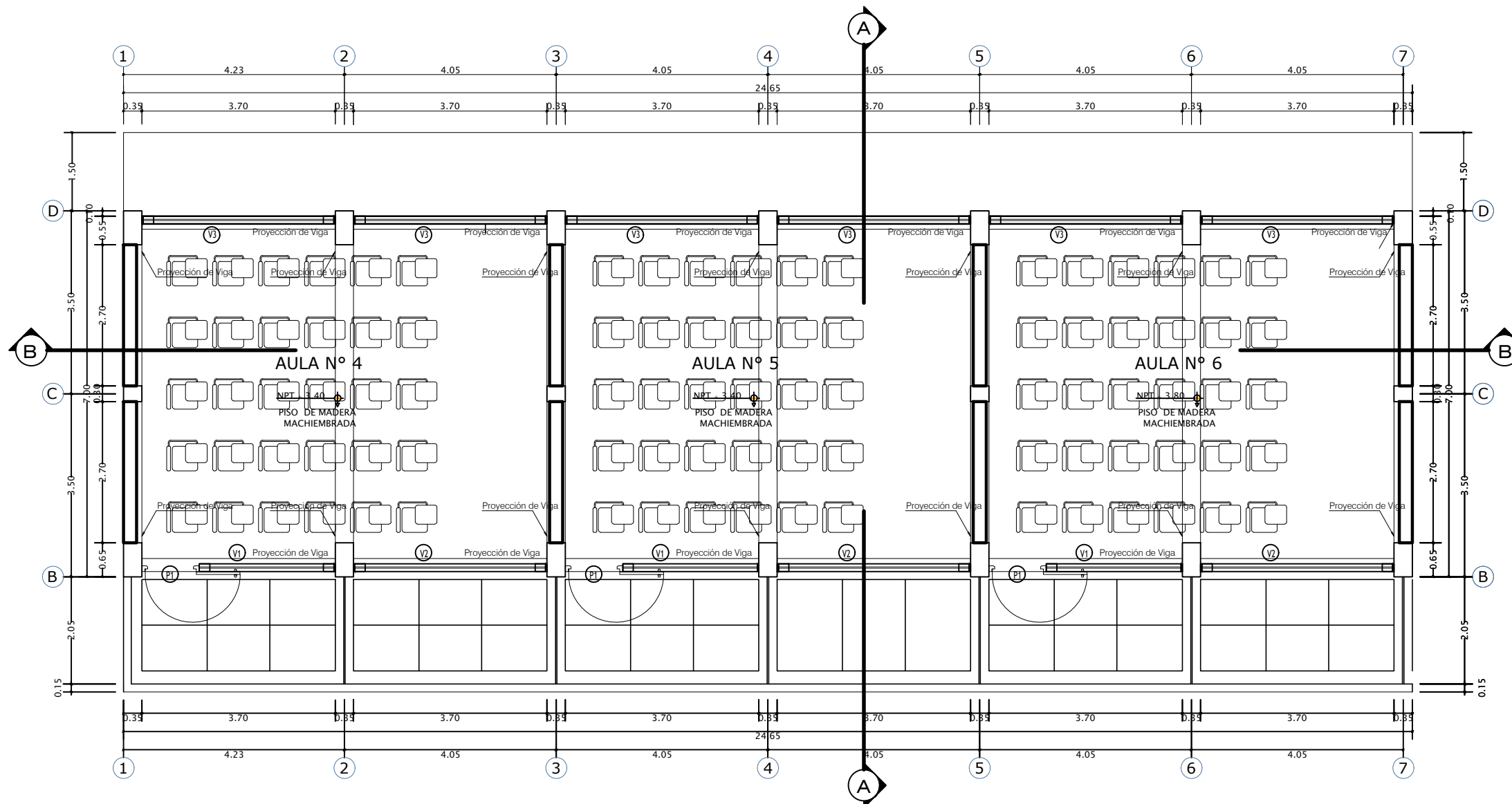
PROYECTO: **DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO**

UBICAC. Y LOCAL.
LUGAR: YANAHUANCA
DIST.: YANAHUANCA
PROV.: DANIEL A. CARRIÓN
DPTO.: PASCO

PLANO: ARQUITECTURA
PLANTA PRIMER PISO
PROPIEDAD: I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO
DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE

ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE

LAMINA: **A-01**



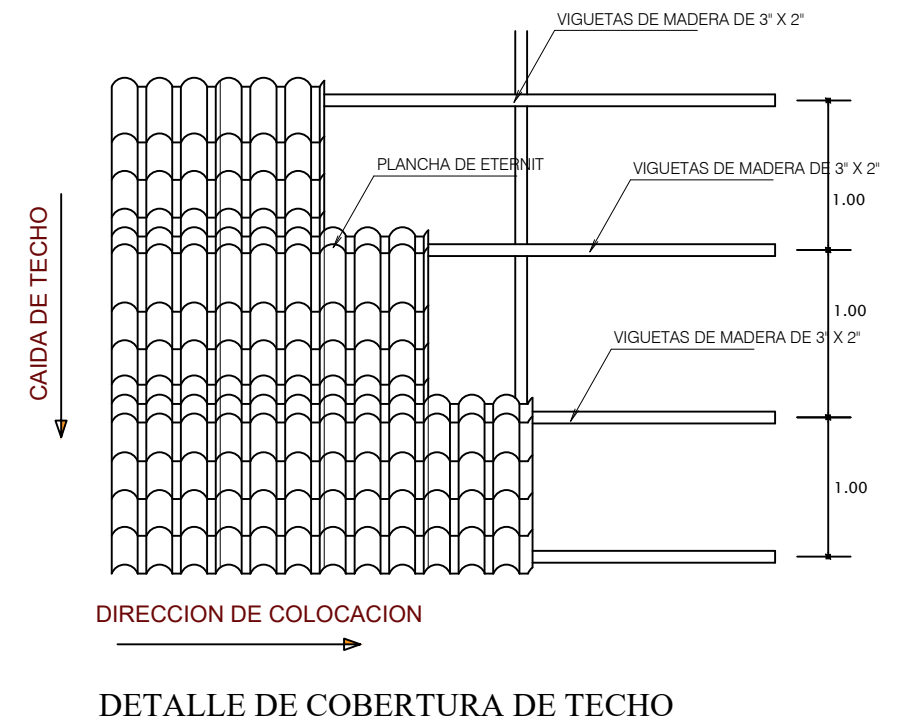
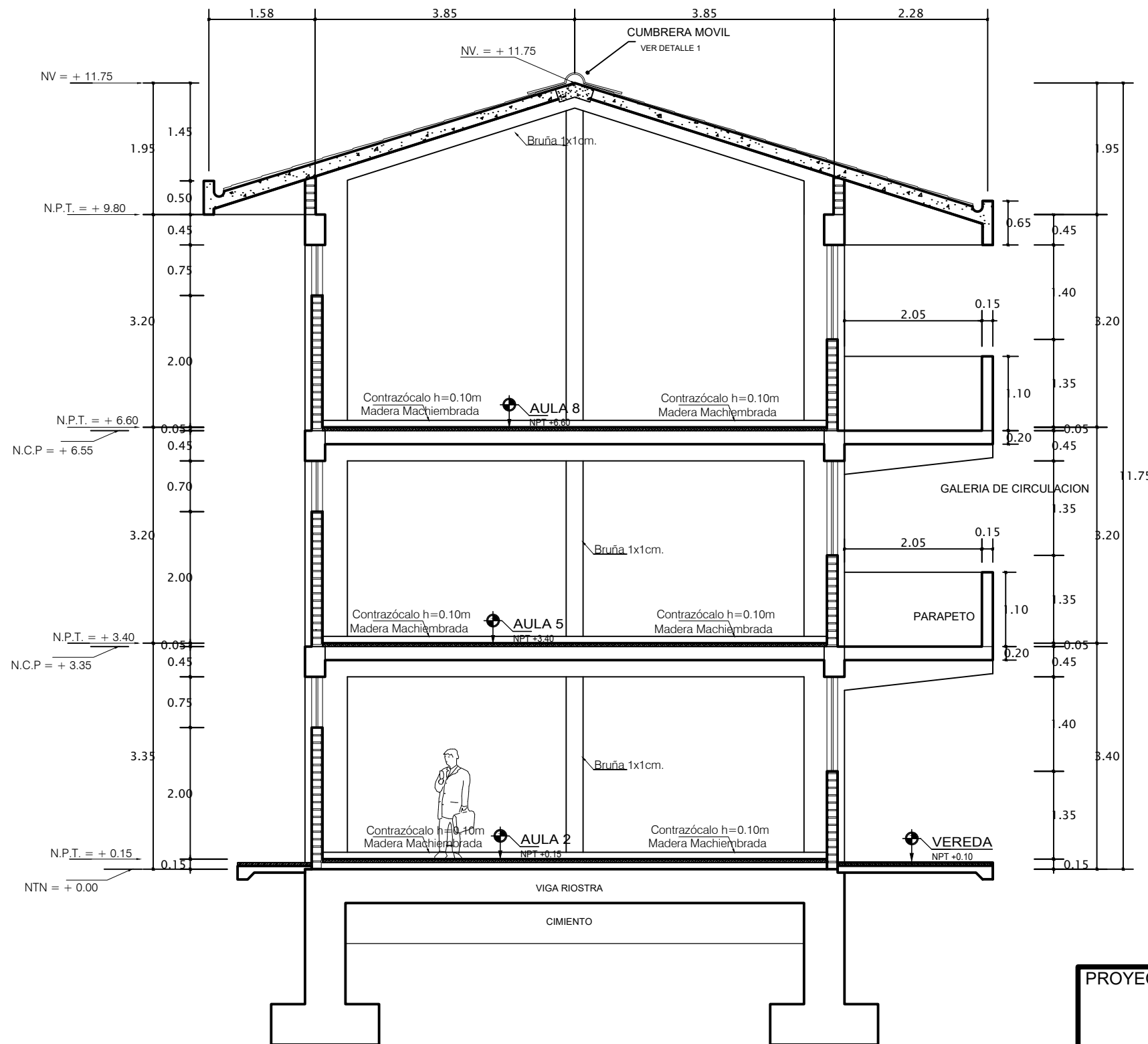
PLANTA SEGUNDO Y TERCER PISO
 ESCALA: 1/50

CUADRO DE VANOS					
VENTANAS					
TIPO	ANCHO	ALTURA	ALFEIZAR	MATERIAL	CANTIDAD
V-1	2.60	1.40	1.35	ALUMINIO	09
V-2	3.70	1.40	1.35	ALUMINIO	09
V-3	3.70	0.75	2.00	ALUMINIO	18

CUADRO DE VANOS					
PUERTAS					
TIPO	ANCHO	ALTURA	ALFEIZER	MATERIAL	CANTIDAD
P-1	1.10	2.10	-	Madera	09

PROYECTO: DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO

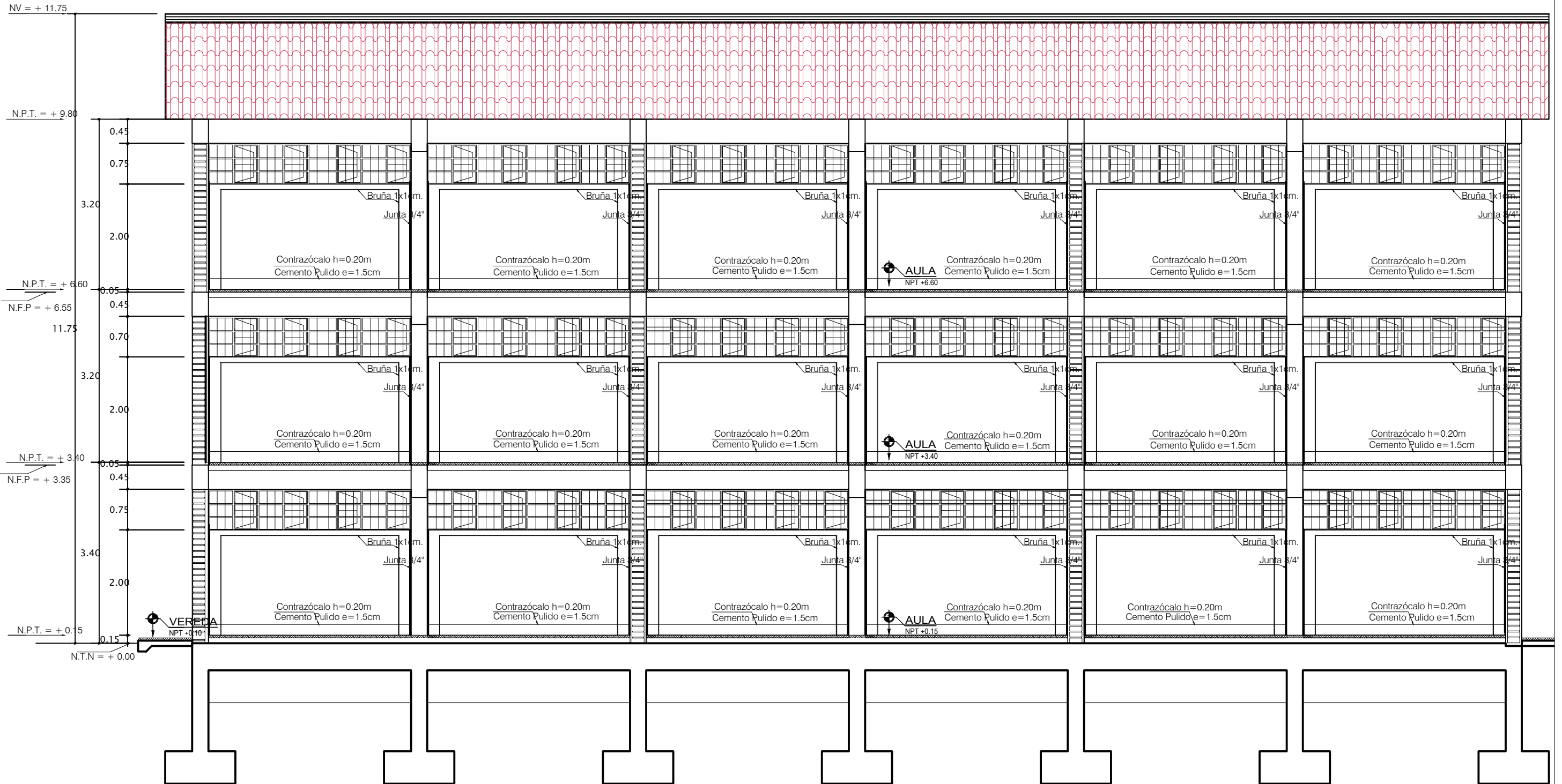
UBICAC. Y LOCAL. LUGAR: YANAHUANCA DIST.: YANAHUANCA PROV.: DANIEL A. CARRIÓN DPTO.: PASCO	PLANO: ARQUITECTURA PLANTA SEGUNDO Y TERCER PISO	ESCALA: INDICADA	LAMINA: A-02
	PROPIEDAD: I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO	FECHA: NOVIEMBRE	
	DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE		



CORTE A-A
ESCALA: 1/75

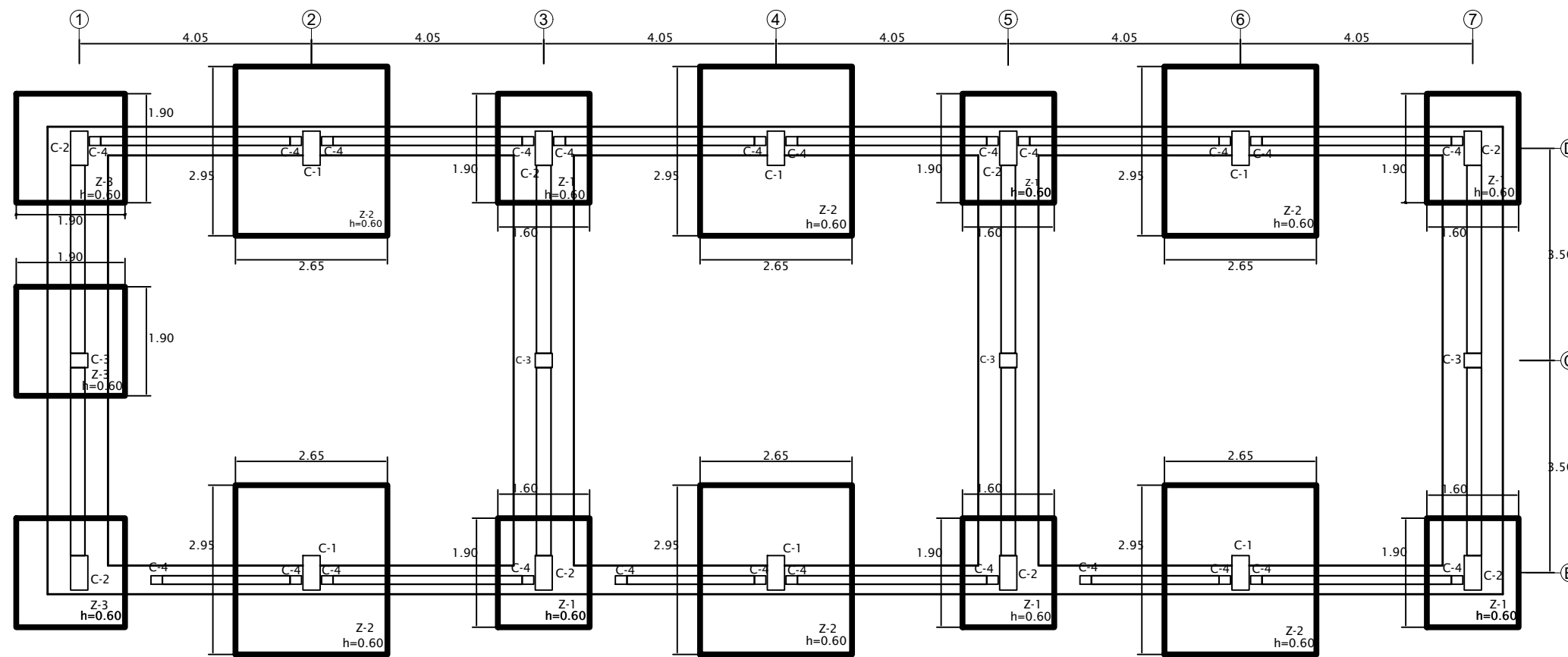
PROYECTO: **DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO**

UBICAC. Y LOCAL. LUGAR: YANAHUANCA DIST.: YANAHUANCA PROV.: DANIEL A. CARRIÓN DPTO.: PASCO	PLANO: ARQUITECTURA CORTE A-A	ESCALA: INDICADA	LAMINA: A-03
	PROPIEDAD: I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO	FECHA: NOVIEMBRE	
	DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE		



CORTE B-B
ESCALA: 1/75

PROYECTO: DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO			
UBICAC. Y LOCAL. LUGAR: YANAHUANCA DIST.: YANAHUANCA PROV.: DANIEL A. CARRIÓN DPTO.: PASCO	PLANO: ARQUITECTURA CORTE B-B PROPIEDAD: I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE	ESCALA: INDICADA FECHA: NOVIEMBRE	LAMINA: A-04



PLANO DE CIMENTACIÓN
ESCALA: 1/100

CUADRO DE COLUMNAS DE VIGA (ESC. 1/12.5)

C-1	C-2	C-3	C-4
$\square \emptyset 3/8", 1@0.05, 6@0.10, \text{Rto.}@0.25$	$\square \emptyset 3/8", 1@0.05, 6@0.10, \text{Rto.}@0.25$	$\square \emptyset 3/8", 1@0.05, 6@0.10, \text{Rto.}@0.25$	$\square \emptyset 3/8", 1@0.05, 6@0.10, \text{Rto.}@0.25$

CUADRO DE ZAPATAS (ESC. 1/50)

Z-1	Z-2	Z-3

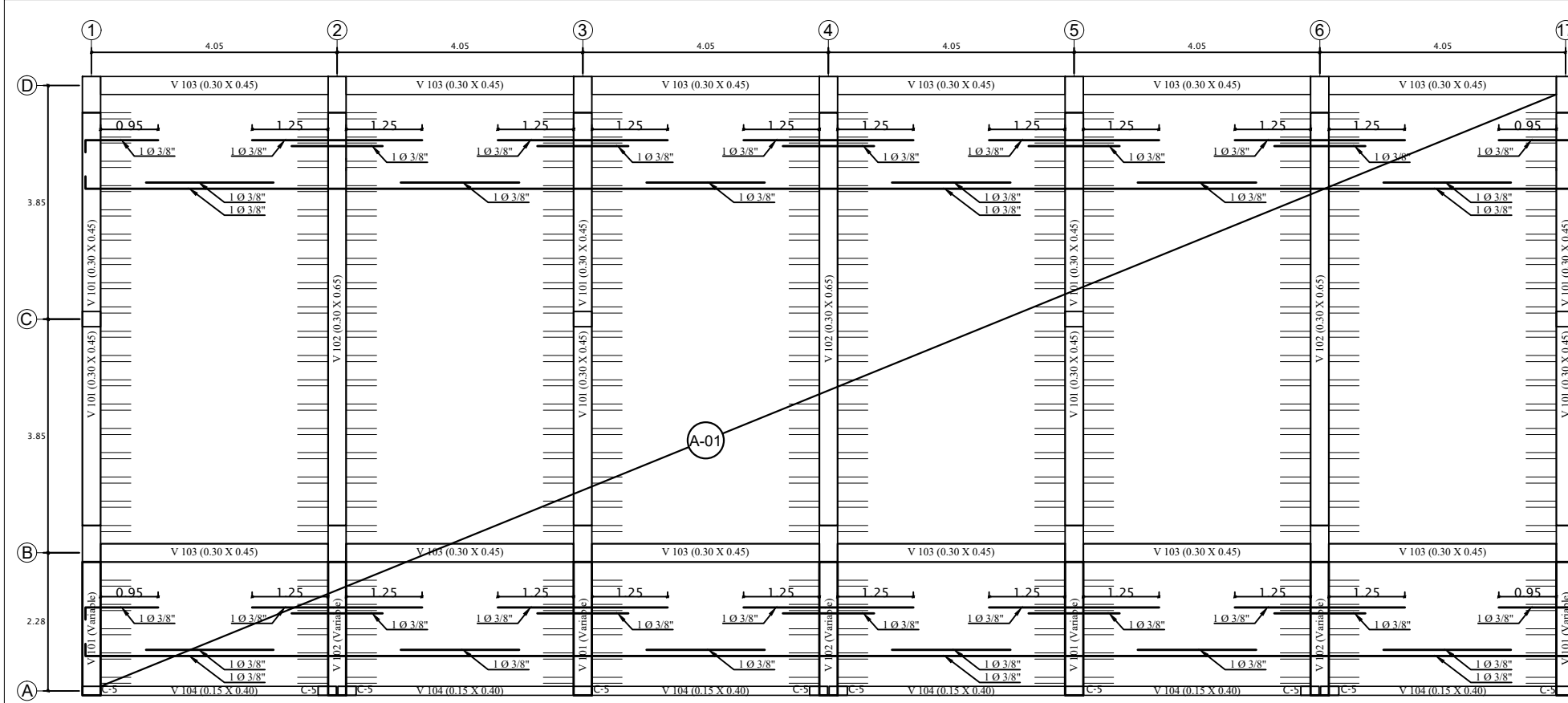
PROYECTO: DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO

UBICAC. Y LOCAL:
LUGAR: YANAHUANCA
DIST.: YANAHUANCA
PROV.: DANIEL A. CARRIÓN
DPTO.: PASCO

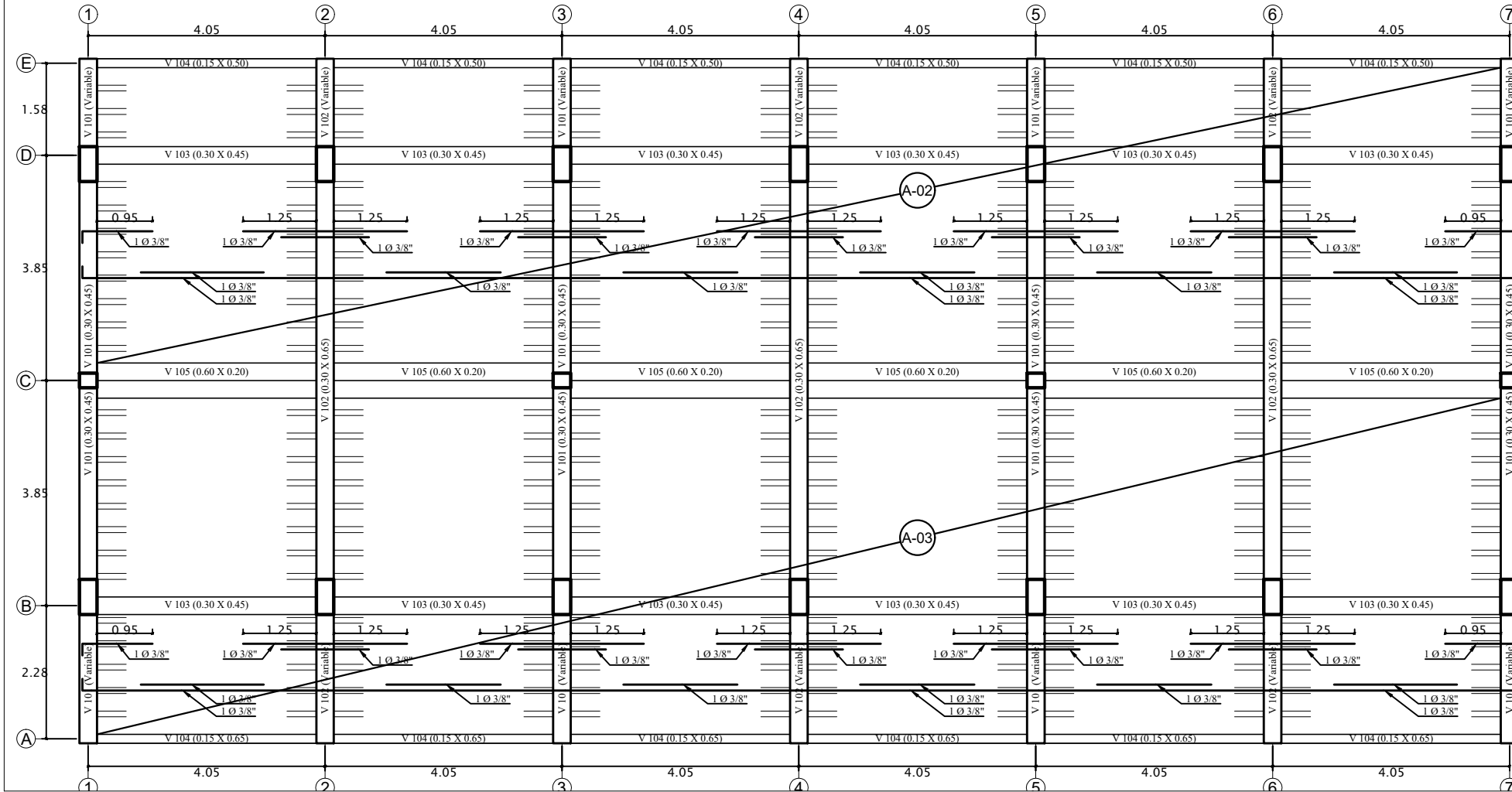
PLANO: ESTRUCTURAS
CIMENTACIONES Y DETALLES
PROPIEDAD: I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO
DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE

ESCALA: INDICADA
FECHA: NOVIEMBRE

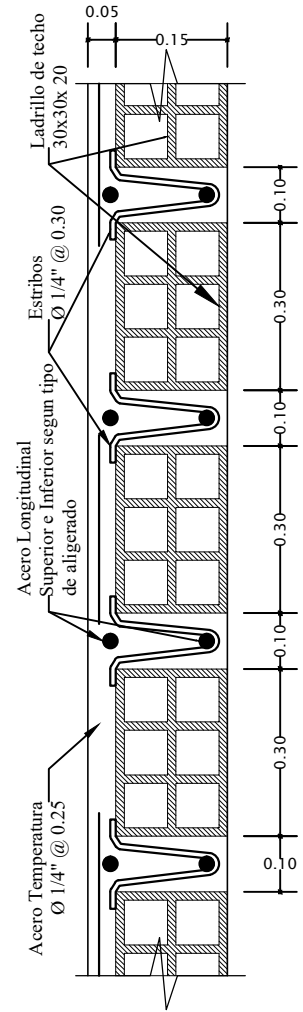
LAMINA: **E-01**



LOSA ALIGERADA 1er Y 2do NIVEL
H= 0.20 m S/C= 250 kg/m²
ESCALA: 1/100



LOSA ALIGERADA 1er Y 2do NIVEL
H= 0.20 m S/C= 250 kg/m²
ESCALA: 1/100



DETALLE TIPICO LOSA ALIGERADA H=0.20 m

ESPECIFICACIONES TECNICAS		
CONCRETO ARMADO	ZAPATAS, MURO DE CONTENCION	f _c = 210 kg/cm ²
	COLUMNAS Y VIGAS	f _c = 210 kg/cm ²
	COLUMNETAS Y VIGAS DE CONFIN.	f _c = 175 kg/cm ²
CONCRETO SIMPLE	LOSA ALIGERADA Y ESCALERAS	f _c = 210 kg/cm ²
	SOLADO DE ZAPATA : 12 + 25% PM. 3" max. e=10 cm	
	CIMIENTO CORRIDO : 10 + 30% PG. 6" max.	
ACERO	SOBRECIMIENTO : 1 : 8 + 25% PM. 3" max.	
	F _y = 4200 kg/cm ²	
RECUBRIM.	ZAPATA	7.5 cm
	COLUMNAS	3.5 cm
	VIGAS	3.5 cm
	LOSAS ALIGERADAS	2.5 cm
ALBAÑILERIA	SE REALIZARA CON LADRILLOS K.K DE 18 HUECOS	
	MORTERO 1:5 C:H	
	ESPESOR DE JUNTAS: e = 1.5 cm (maximo)	
f' m = 35 kg/cm ²		
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO: 1.50 kg/cm ²		

PROYECTO: DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO

UBICAC. Y LOCAL: YANAHUANCA
LUGAR: YANAHUANCA
DIST.: YANAHUANCA
PROV.: DANIEL A. CARRIÓN
DPTO.: PASCO

ESTRUCTURAS ALIGERADO Y DETALLES

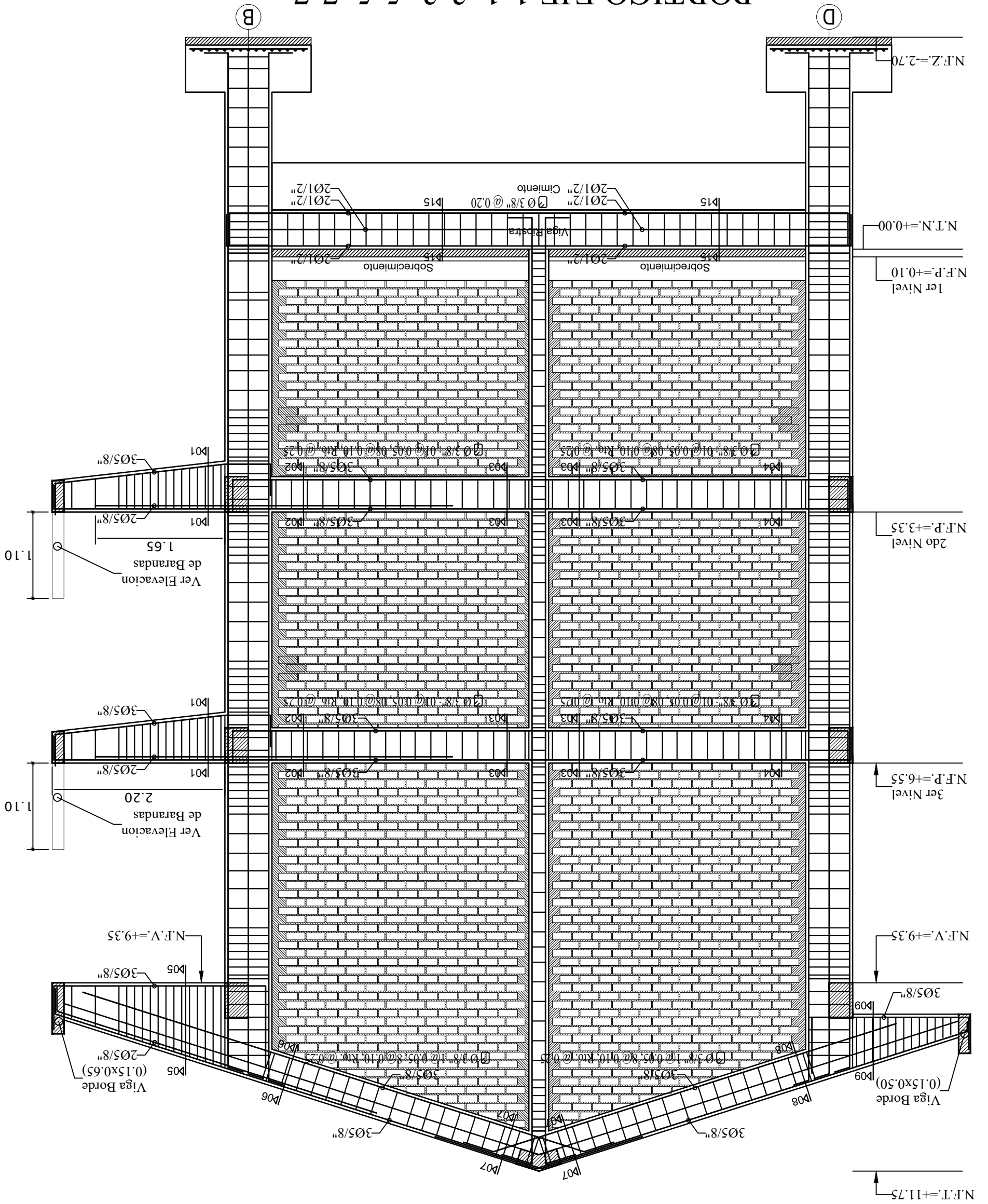
I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO
DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE

ESCALA: INDICADA
LAMINA: E-02
FECHA: NOVIEMBRE

E-03 LAMINA:	ESCALA: INDICADA	PLANO: ESTRUCTURAS	UBICAC. Y LOCAL: PASCO
	FECHA: NOVIEMBRE	PROPIEDAD: I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO	PROV.: DANIEL A. CARRIÓN
DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE		DPTO.: PASCO	
LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO		LUGAR: YANAHUANCA	
DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE		DIST.: YANAHUANCA	
		Lugar: YANAHUANCA	
		DPTO.: PASCO	

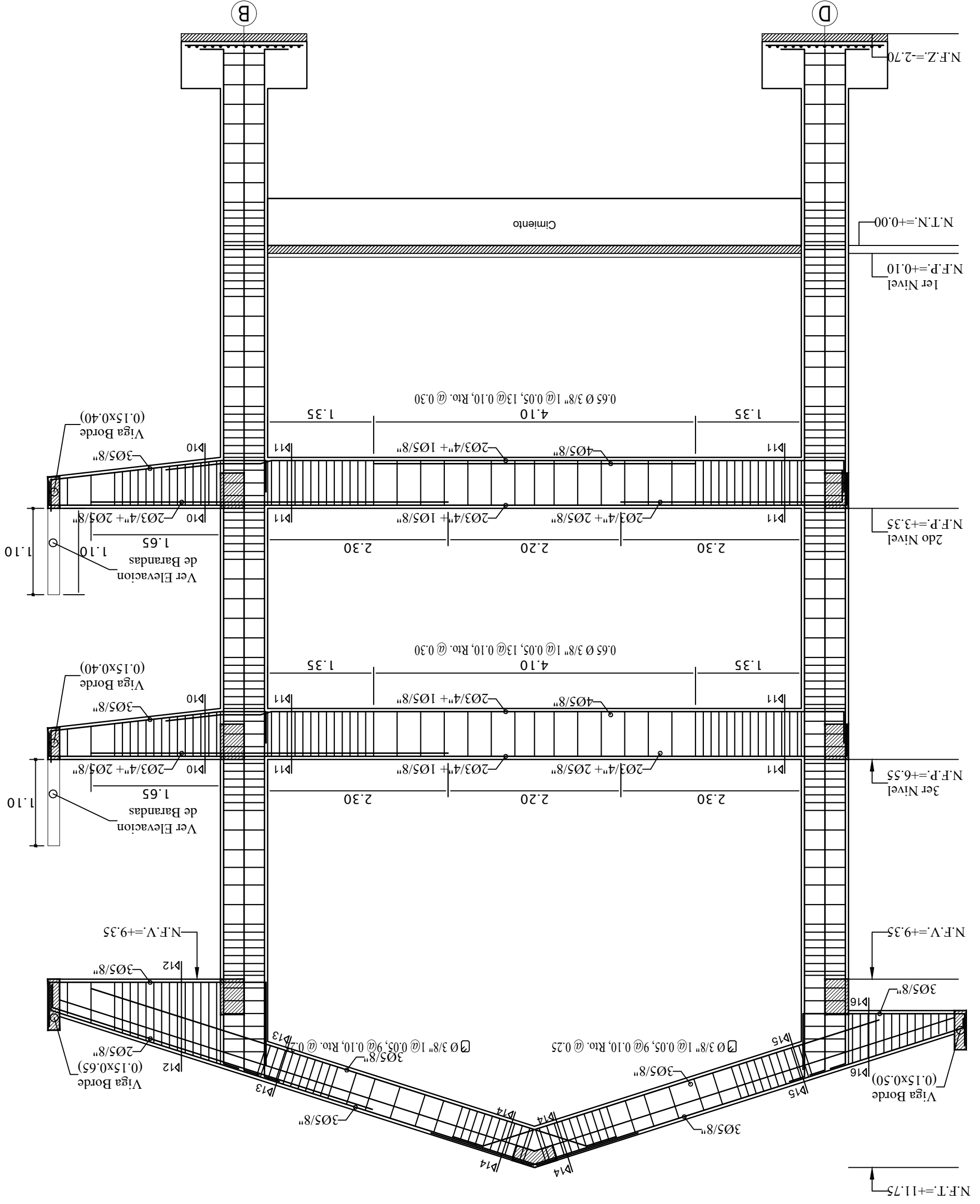
PORTICO EJE 1-1, 3-3, 5-5, 7-7

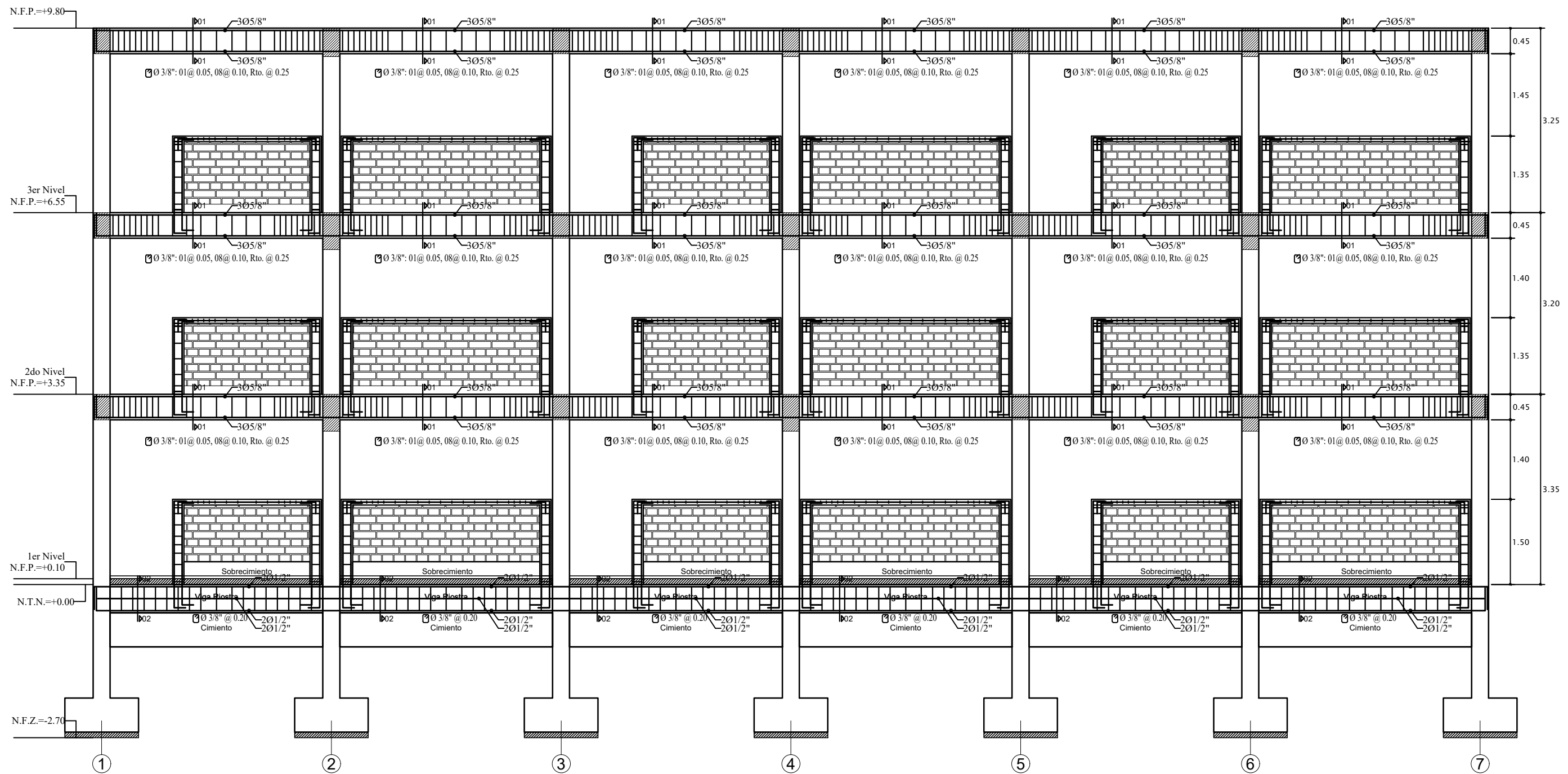
ESCALA: 1/50



E-04 LAMINA:	ESCALA: INDICADA	PLANO: ESTRUCTURAS	UBICAC. Y LOCAL: LUGAR: YANAHUANCA
	FECHA: NOVIEMBRE	PROPIEDAD: PÓRTICOS EJES 2-2, 4-4, 6-6	DIST.: YANAHUANCA
DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE		DPTO.: PASCO	
LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSICO		PROY.: DANIEL A. CARRIÓN	

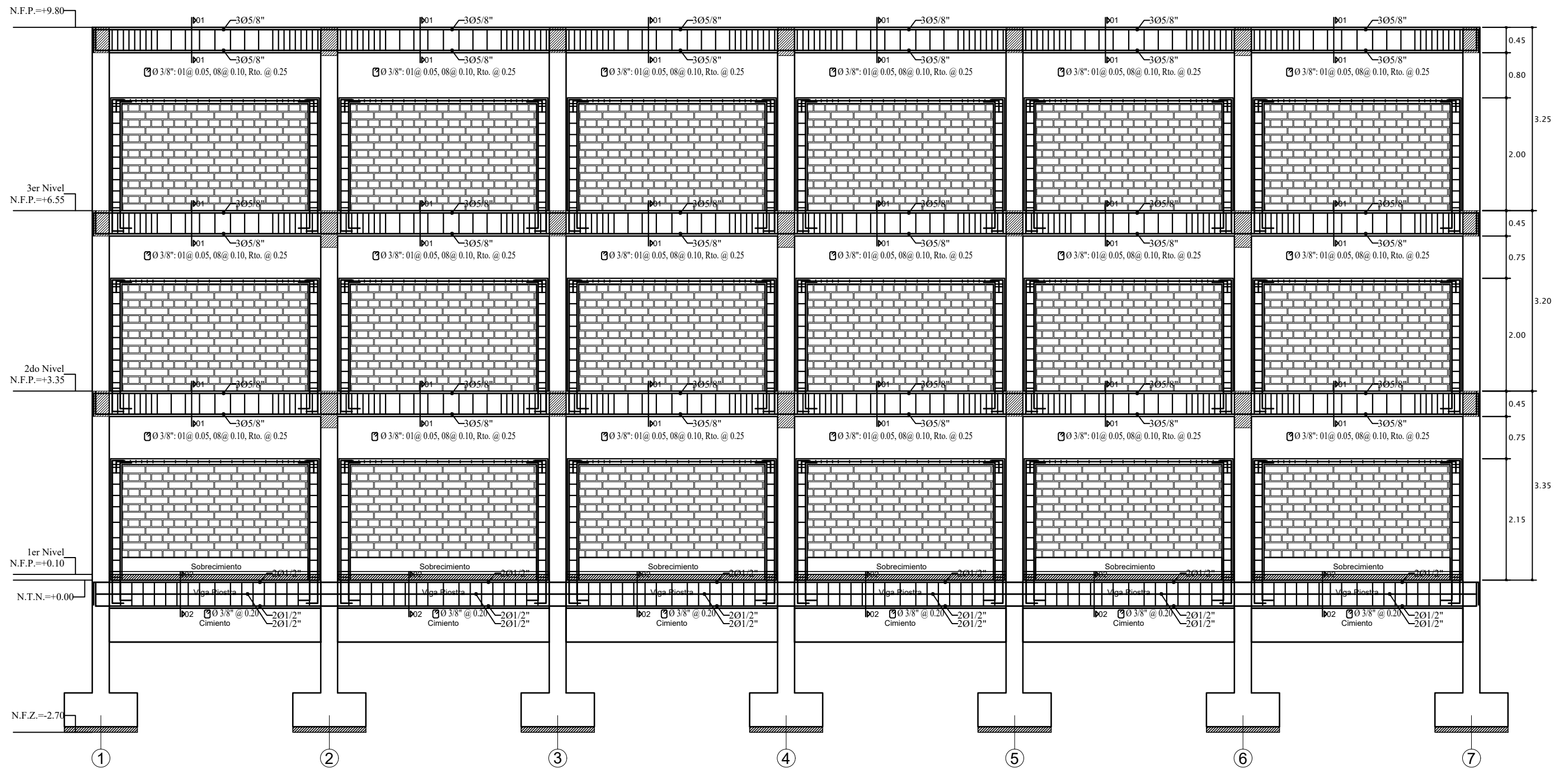
PORTICO EJE 2-2, 4-4, 6-6
ESCALA: 1/50





PORTICO EJE B-B
 ESCALA: 1/75

PROYECTO: DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO			
UBICAC. Y LOCAL. LUGAR: YANAHUANCA DIST.: YANAHUANCA PROV.: DANIEL A. CARRIÓN DPTO.: PASCO	PLANO: ESTRUCTURAS PÓRTICO EJE B-B PROPIEDAD: I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE	ESCALA: INDICADA FECHA: NOVIEMBRE	LAMINA: E-05



PORTICO EJE D-D
 ESCALA: 1/75

PROYECTO: DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO			
UBICAC. Y LOCAL. LUGAR: YANAHUANCA DIST.: YANAHUANCA PROV.: DANIEL A. CARRIÓN DPTO.: PASCO	PLANO: ESTRUCTURAS PÓRTECO EJE D-D PROPIEDAD: I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE	ESCALA: INDICADA FECHA: NOVIEMBRE	LAMINA: E-06

CUADRO DE SECCIONES DE VIGA (ESC. 1/75)

SECCIÓN 01-01	SECCIÓN 02-02	SECCIÓN 03-03	SECCIÓN 04-04	SECCIÓN 05-05	SECCIÓN 06-06	SECCIÓN 07-07	SECCIÓN 08-08	SECCIÓN 09-09	SECCIÓN 10-10	SECCIÓN 11-11	SECCIÓN 12-12	SECCIÓN 13-13	SECCIÓN 14-14	SECCIÓN 15-15	SECCIÓN 16-16
<p>SECCIÓN 01-01</p>	<p>SECCIÓN 02-02</p>	<p>SECCIÓN 03-03</p>	<p>SECCIÓN 04-04</p>	<p>SECCIÓN 05-05</p>	<p>SECCIÓN 06-06</p>	<p>SECCIÓN 07-07</p>	<p>SECCIÓN 08-08</p>	<p>SECCIÓN 09-09</p>	<p>SECCIÓN 10-10</p>	<p>SECCIÓN 11-11</p>	<p>SECCIÓN 12-12</p>	<p>SECCIÓN 13-13</p>	<p>SECCIÓN 14-14</p>	<p>SECCIÓN 15-15</p>	<p>SECCIÓN 16-16</p>

PROYECTO:

DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DEL PABELLÓN B DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA ERNESTO DIEZ CANSECO

UBICAC. Y LOCAL: LUGAR: YANAHUANCA
 DIST.: YANAHUANCA
 PROV.: DANIEL A. CARRIÓN
 DPTO.: PASCO

PLANO: ESTRUCTURAS
 DETALLE DE VIGAS
 PROPIEDAD: I.E. ERNESTO DIEZ CANSECO
 DISEÑO: Bach. Alexis Manuel ROBLES VALLE

ESCALA: INDICADA
 FECHA: NOVIEMBRE

LAMINA: E-07

ANEXO 05

PANEL FOTOGRÁFICO

INVESTIGACIÓN DE CAMPO



Imagen 1. Vista frontal de la estructura del pabellón B de la Institución Educativa Ernesto Diez Canseco.



Imagen 2. Medición de secciones de columnas.



Imagen 3. Medición de secciones de vigas.



Imagen 4. Anotación de las mediciones.



Imagen 5. Aulas características del primer y segundo nivel



Imagen 6. Aulas características del tercer nivel



Imagen 7. Corredor típico del segundo y tercer nivel