



# **UNIVERSIDAD DE CUENCA**

**Facultad de Ingeniería**

**Carrera de Ingeniería Civil**

## **Análisis y Diseño de Pórtico de Ensayo para Laboratorio de Ingeniería Civil**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
título de Ingeniero Civil.

### **Autores:**

Manuel Rolando León Ordoñez

CI: 0302418884

Ruben Darío Lema Guamán

CI: 0302497060

### **Director:**

Ing. Jaime Enrique García Alvear, Msc

CI: 0101967594

**Cuenca - Ecuador**

28-octubre-2019



## Resumen:

Este documento presenta el análisis y diseño de un pórtico, para ensayos a flexión, compresión, y otros, en estructuras de madera, acero, hormigón a escala natural o modelos a escala reducida. La configuración del pórtico consiste en una viga rígida unida a elementos tipo columna que permitirá subir y bajar, ajustándose al requerimiento del ensayo. También se acoplarán al pórtico un sistema de actuadores hidráulicos, para la aplicación de cargas, para la cual se definen las posiciones sobre las vigas. El pórtico deberá ser una estructura lo suficientemente rígido para no sufrir deformaciones permanentes, al momento de hacer pruebas sobre modelos estructurales. El pórtico servirá para determinar propiedades mecánicas como resistencia, deformación, rigidez y ductilidad, que son claves en el comportamiento de las estructuras. Con el uso del pórtico los estudiantes aprenderán a diseñar, calcular, comprobar, construir y ensayar variedades de estructuras reales o escalas reducidas. Con ello se logrará fomentar la creatividad, ingenio y destreza ante el reto de llevar a la práctica los conceptos aprendidos en clase, convirtiendo al laboratorio de ingeniería en un ente contribuidor de conocimientos e investigaciones experimentales. El diseño de la estructura comprende el diseño de: vigas, columnas, conexiones viga-columna atornilladas resistente a momento, conexión columna – cimentación por placa base rigidizada, diseño de anclajes, etc.

**Palabras claves:** Pórtico. Equipo de ensayos de estructuras. Tensión. Flexión. Compresión. Deformación. Esfuerzos combinados.



**Abstract:**

This document presents the analysis and design of a porch, for tests on bending, compression, and others, on wooden structures, steel, natural scale concrete or small scale models. The configuration of the gantry consists of a rigid beam attached to column type elements that will allow you to go up and down, adjusting to the test requirement. A system of hydraulic actuators will also be attached to the gantry, for the application of loads, for which the positions on the beams are defined. The gantry must be a structure sufficiently rigid so as not to suffer permanent deformations, when testing structural models. The gantry will be used to determine mechanical properties such as resistance, deformation, stiffness and ductility, which are key in the behavior of the structures. With the use of the porch, students will learn to design, calculate, test, build and test varieties of real structures or small scales. This will promote creativity, ingenuity and skill in the face of the challenge of putting into practice the concepts learned in class, turning the engineering laboratory into a contributing entity of knowledge and experimental research. The design of the structure includes the design of: beams, columns, bolted beam-column connections resistant to moment, column connection - foundation by stiffened base plate, design of anchors, etc.

**Keywords:** Porch. Structural testing equipment. Tension. Flexion. Compression. Deformation. Combined efforts.



## INDICE

<b>CAPÍTULO 1</b>	<b>1</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. OBJETIVOS	1
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	1
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.3. ALCANCE	2
<b>CAPÍTULO 2</b>	<b>4</b>
<b>2. REVISION DE ANTECEDENTES</b>	<b>4</b>
2.1. PÓRTICOS DE ENSAYOS	4
2.1.1. PÓRTICO AUTO PORTANTE	4
2.1.2. PÓRTICO ANCLADO	5
2.2. EJEMPLOS DE PÓRTICO DE ENSAYO	5
2.2.1. MARCO MAGNUS HPM1 - PUCP	5
2.2.2. LABORATORIO DEL CISMID - UNI	7
2.2.3. EQUIPO DE ENSAYO DE LA UNIVERSIDAD DE CUENCA	8
2.3. SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGAS	9
2.3.1. ACTUADOR HIDRÁULICO	9
2.3.2. BOMBA HIDRÁULICA	10
2.3.3. FUNCIONAMIENTO DE ACTUADORES HIDRÁULICOS	11
2.4. INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN	11
2.4.1. GALGAS EXTENSIOMÉTRICAS	11
2.4.2. CELDA DE CARGA	12
2.4.3. SENSOR DE DESPLAZAMIENTO (LVDT)	12
2.4.4. TRANSDUCTORES DE PRESIÓN	13
2.5. SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS	14
2.6. METODOLOGÍA DE DISEÑO	14
2.6.1. DISEÑO CON FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA LRFD	14
2.6.2. COMBINACIONES DE CARGAS	14
2.7. NORMAS DE DISEÑO	15
2.7.1. ESPECIFICACIÓN ANSI/AISC 360-16	15
2.7.2. ESPECIFICACIÓN ANSI/AISC 358	15
2.7.3. GUÍAS DE DISEÑO AISC	15
2.7.4. ESPECIFICACIÓN ACI 318-14	16
2.7.5. ESPECIFICACIÓN ACI 318-11 & PCA NOTES ON 318-11	16
2.7.6. ESPECIFICACIÓN SP-17(14) PART 1 & PART 2 DEL ACI	16
<b>CAPÍTULO 3</b>	<b>17</b>
<b>3. PARÁMETROS DE DISEÑO</b>	<b>17</b>
3.1. LÍMITES DE FUNCIONAMIENTO	17
3.1.1. RESISTENCIAS MÁXIMAS	17
3.1.2. CONTROL DE DEFORMACIONES	17
3.1.3. CONSIDERACIONES DE CARGA	18
3.2. VELOCIDADES DE APLICACIÓN DE CARGAS	19
3.3. TIPO DE ENSAYOS	19
3.3.1. ENSAYOS EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN	19
3.3.2. ENSAYOS EN ELEMENTOS DE ACERO	21
3.3.3. ENSAYOS EN MAMPOSTERÍA	21
3.4. MATERIALES	22
3.5. PRESUPUESTO ESTIMADO	22
3.6. METODOLOGÍA DE SEGURIDAD DE FUNCIONAMIENTO	23
<b>CAPÍTULO 4</b>	<b>24</b>
<b>4. DISEÑO DEL PÓRTICO</b>	<b>24</b>
4.1. CONFIGURACIÓN DEL PÓRTICO	24
4.2. MODELO DE PÓRTICO AUTO PORTANTE	24
4.3. MODELO CON SISTEMA DE PÓRTICO ANCLADO	25
4.4. MODELO DEL PÓRTICO SELECCIONADO	26

Rubén Darío, Lema Guamán

Manuel Rolando, León Ordoñez



<b>4.5. HIPÓTESIS DE DISEÑO</b>	<b>27</b>
<b>4.6. DISEÑO DE ELEMENTOS</b>	<b>29</b>
<b>4.7. DISEÑO DE VIGA</b>	<b>29</b>
4.7.1. COMBINACIÓN DE FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL	31
4.7.2. DEFLEXIÓN	32
4.7.3. VERIFICACIÓN POR CARGAS CONCENTRADAS	32
4.7.4. DISEÑO DE ATIESADORES	33
<b>4.8. DISEÑO DE COLUMNAS</b>	<b>35</b>
<b>4.9. DEFORMACIÓN DEL PÓRTICO</b>	<b>38</b>
<b>4.10. DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA</b>	<b>39</b>
<b>4.11. DISEÑO DE CONEXIÓN COLUMNA-CIMENTACIÓN</b>	<b>46</b>
4.11.1. CASOS DE CARGA:	47
4.11.2. ANÁLISIS DE PLACA BASE	48
4.11.3. DISEÑO A FLEXIÓN	49
4.11.4. MODELADO DE PLACA BASE RIGIDIZADA POR ELEMENTOS FINITOS	50
4.11.5. CORTANTE POR PUNZONAMIENTO EN LA PLACA BASE	55
<b>4.12. RESISTENCIA DE LAS VARILLAS DE ANCLAJES MEDIANTE EL AISC</b>	<b>56</b>
4.12.1. RESISTENCIA A TENSIÓN DE LAS VARILLAS DE ANCLAJE	56
4.12.2. RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS VARILLAS DE ANCLAJE	57
4.12.3. VERIFICACIÓN A COMBINACIÓN DE TENSIÓN Y CORTANTE	57
<b>4.13. DISEÑO DE CIMENTACIÓN</b>	<b>57</b>
4.13.1. VERIFICACIÓN DE LOS ANCLAJES EN EL HORMIGÓN	58
4.13.2. VERIFICACIÓN A TENSIÓN	58
4.13.3. VERIFICACIÓN A CORTANTE	61
<b>4.14. DISEÑO DE PEDESTAL</b>	<b>62</b>
4.14.1. DISEÑO A TENSIÓN (REFUERZO LONGITUDINAL)	63
4.14.2. DISEÑO A CORTANTE (ESTRIBOS)	64
<b>4.15. DISEÑO DE LA LOSA</b>	<b>66</b>
4.15.1. DISEÑO EN SENTIDO LONGITUDINAL	66
4.15.2. DISEÑO EN SENTIDO TRANSVERSAL	69
4.15.3. DISEÑO A CORTANTE DE LA LOSA	71
<b>4.16. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS</b>	<b>73</b>
4.16.1. SISTEMA DE SUJECIÓN DEL CILINDRO	73
4.16.2. VIGAS DE SOPORTE PARA ENSAYOS	74
4.16.3. RODILLO DE SOPORTE DE ENSAYOS	78
<b>4.17. SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGAS</b>	<b>79</b>
<b>CAPÍTULO 5</b>	<b>81</b>
<b>5. PRESUPUESTO, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>81</b>
<b>5.1. PRESUPUESTO</b>	<b>81</b>
<b>5.2. CONCLUSIONES</b>	<b>82</b>
<b>5.3. RECOMENDACIONES</b>	<b>83</b>
<b>5.4. BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>84</b>
<b>APENDICE A</b>	<b>86</b>
<b>6. PLANOS ESTRUCTURALES</b>	<b>86</b>
<b>APENDICE B</b>	<b>95</b>
<b>7. MANUAL DE FUNCIONAMIENTO Y MEDIDAS DE SEGURIDAD DEL PÓRTICO DE ENSAYOS</b>	<b>95</b>
<b>7.1. FUNCIONAMIENTO</b>	<b>96</b>
<b>7.2. SEGURIDAD.</b>	<b>97</b>
<b>7.3. MANTENIMIENTO</b>	<b>98</b>
<b>APENDICE C</b>	<b>100</b>
<b>8. COTIZACIONES Y CÁLCULO DE PRESUPUESTO</b>	<b>100</b>
<b>APENDICE D</b>	<b>101</b>
<b>9. MEMORIA DE CÁLCULO</b>	<b>101</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2-1 PÓRTICO TÍPICO. FUENTE: (R.C. HIBBELER, 2015) .....	4
FIGURA 2-2. PÓRTICO_PERFILES_500kN. FUENTE:(IBERTEST) .....	5
FIGURA 2-3. PÓRTICO_1000kN. FUENTE:(IBERTEST) .....	5
FIGURA 2-4. MARCO HI-PLAN MAGNUS HPM1. FUENTE: (PA HILTON LTD, ) .....	6
FIGURA 2-5. ENSAYOS EN MARCO MAGNUS HPM1. FUENTE: (PA HILTON LTD, ) .....	7
FIGURA 2-6. SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGA. FUENTE: (CISMID) .....	8
FIGURA 2-7. ENSAYO A FLEXIÓN DE LOSA DE HORMIGÓN. FUENTE: (CISMID) .....	8
FIGURA 2-8. PRENSA DEL LABORATORIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA FUENTE: PROPIA .....	9
FIGURA 2-9. ACTUADOR HIDRÁULICO DE SIMPLE EFECTO. FUENTE: (AUTOMATIZACIÓN INDUSTRIAL, 2010) .....	10
FIGURA 2-10. ACTUADOR HIDRÁULICO DE DOBLE EFECTO. FUENTE: (AUTOMATIZACIÓN INDUSTRIAL, 2010) .....	10
FIGURA 2-11. COMPONENTES DEL FUNCIONAMIENTO DEL ACTUADOR HIDRÁULICO FUENTE: (SINGH M., 2016) .....	11
FIGURA 2-12. CÉLULA DE CARGA TIPO ARANDELA PARA TRACCIÓN Y COMPRESIÓN DE LA MARCA LORENZ K-1250 .....	12
FIGURA 2-13. SENSOR DE DESPLAZAMIENTO LINEAL LVDT DE LA MARCA PENNY & GILES .....	13
FIGURA 2-14. APLICACIÓN DE SENSORES DE DESPLAZAMIENTO LVDT FUENTE: (BAZÁN JORGE, 2015) .....	13
FIGURA 2-15. SENSOR DE PRESIÓN HK3022 DE NAYLAMP .....	13
FIGURA 3-1. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN - CARGA EN LOS DOS TERCIOS FUENTE: (INEN, 2011) .....	20
FIGURA 3-2. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN - CARGA EN EL CENTRO FUENTE: EDIT. (INEN, 2011) .....	20
FIGURA 3-3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE TUBERÍA DE HORMIGÓN SIMPLE FUENTE: (ATHA) .....	21
FIGURA 3-4. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN. FUENTE: (LADRILLOS ECOLÓGICOS EL BAJO, 2015) .....	21
FIGURA 3-5. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DIAGONAL. FUENTE: (LADRILLOS ECOLÓGICOS EL BAJO, 2015) .....	22
FIGURA 4-1. MODELO DE PÓRTICO AUTO PORTANTE FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA .....	25
FIGURA 4-2. MODELO DE PÓRTICOS ANCLADOS .....	26
FIGURA 4-3. MODELO DE PÓRTICO SIMPLE ANCLADO FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA .....	27
FIGURA 4-4. FLUJO DE CARGAS .....	28
FIGURA 4-5. CARGA PUNTUAL EN UNA VIGA EMPOTRADA FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA .....	29
FIGURA 4-6. DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR Y FUERZA CORTANTE .....	31
FIGURA 4-7. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR Y FUERZA CORTANTE PARA LA COMBINACIÓN DE ESFUERZOS FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA .....	32
FIGURA 4-8. ESTADOS LÍMITES POR CARGA CONCENTRADA. FUENTE:(McCORMAC, 2012) .....	33
FIGURA 4-9. GEOMETRÍA DEL ATIESADOR .....	34
FIGURA 4-10. CONFIGURACIÓN DE LOS ATIESADORES FUENTE: .....	35
FIGURA 4-11. SEPARACIÓN DE AGUJEROS EN LA COLUMNA PARA LA CONEXIÓN FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA .....	36
FIGURA 4-12. DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL .....	36
FIGURA 4-13. CONFIGURACIÓN BLOQUE DE CORTANTE FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA .....	37
FIGURA 4-14. A) POSICIÓN DE LA CARGA, B) DEFORMACIÓN DEL PÓRTICO .....	39
FIGURA 4-15 A) POSICIÓN DE LA CARGA, B) DEFORMACIÓN DEL PÓRTICO .....	39
FIGURA 4-16. CONFIGURACIÓN DE LA CONEXIÓN 4ES .....	40
FIGURA 4-17. A) DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR, B) DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE .....	40
FIGURA 4-18. DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL .....	41
FIGURA 4-19. GEOMETRÍA DE PLACA DE EXTREMO 4ES .....	41
FIGURA 4-20. RECOMENDACIÓN DE LA GUÍA 04 AISC, FIG. 2.10 .....	43
FIGURA 4-21. GEOMETRÍA DEL RIGIDIZADOR .....	44
FIGURA 4-22. ZONA PANEL .....	45
FIGURA 4-23. FUERZAS EN ZONA PANEL .....	46
FIGURA 4-24. CONEXIÓN TÍPICA DE PLACA BASE FUENTE: (McCORMAC, 2013) .....	47
FIGURA 4-25. CASO DE CARGA 1 .....	47
FIGURA 4-26 CASO DE CARGA 2 .....	48



FIGURA 4-27 CASO DE CARGA 3 .....	48
FIGURA 4-28. GEOMETRÍA DE LA PLACA BASE.....	49
FIGURA 4-29. GEOMETRÍA DE LA PLACA BASE Y RIGIDIZADOR .....	49
FIGURA 4-30. GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL.....	50
FIGURA 4-31 MODELO PLACA BASE, ELEMENTOS FINITOS SAP2000.....	51
FIGURA 4-32. CARGAS Y ANCLAJES DEL CASO1 .....	51
FIGURA 4-33. DEFORMACIÓN CASO 1 .....	52
FIGURA 4-34. MOMENTOS EN CASO 1 .....	52
FIGURA 4-35. ESFUERZO DE VON MISES .....	53
FIGURA 4-36. CARGAS Y ANCLAJES CASO.....	53
FIGURA 4-37. ZONAS DE APLASTAMIENTO Y DEFORMACIÓN. ....	54
FIGURA 4-38 ESFUERZO DE VON MISES MÁXIMO PROBABLE .....	54
FIGURA 4-39 ESFUERZO DE VON MISES, ZONAS DE FLUENCIA .....	55
FIGURA 4-40. CARGAS DEL CASO 3.....	55
FIGURA 4-41. CORTANTE EN LA PLACA BASE DEBIDO A LOS ANCLAJES .....	56
FIGURA 4-42. CONFIGURACIÓN DE PERNOS Y TUERCAS FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA .....	56
FIGURA 4-43. CASO CRÍTICO EN EL DISEÑO DE LOS ANCLAJES .....	59
FIGURA 4-44. CONFIGURACIÓN DE LOS ANCLAJES FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA .....	59
FIGURA 4-45. ESTADOS LÍMITES DE ANCLAJES A TENSIÓN (ACI 318).....	60
FIGURA 4-46. LOCALIZACIÓN DE LOS ANCLAJES .....	61
FIGURA 4-47. GEOMETRÍA PEDESTAL.....	63
FIGURA 4-48 ACERO LONGITUDINAL .....	63
FIGURA 4-49 MODELO PARA REFUERZO A CORTANTE.....	64
FIGURA 4-50 CORTE, MODELO PUNTAL - TENSOR. ....	65
FIGURA 4-51 CONFIGURACIÓN REFUERZO A CORTANTE. ....	66
FIGURA 4-52 DIMENSIONES DE LA LOSA. ....	66
FIGURA 4-53 CARGAS Y DIMENSIONES DE LA LOSA, LONGITUDINAL - CASO1 .....	67
FIGURA 4-54 DIAGRAMA LOSA, LONGITUDINAL CASO 1 .....	67
FIGURA 4-55 CONFIGURACIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL INFERIOR .....	68
FIGURA 4-56 CARGAS PARA CASO 2. ....	68
FIGURA 4-57 DIAGRAMAS, LONGITUDINAL - CASO 2 .....	69
FIGURA 4-58 CARGAS EN LA LOSA, TRANSVERSAL- CASO1 .....	69
FIGURA 4-59 CARGAS EN LA LOSA, TRANSVERSAL- CASO2 .....	70
FIGURA 4-60 DIAGRAMAS, TRANSVERSAL - CASO 1.....	70
FIGURA 4-61 REFUERZO LONGITUDINAL .....	70
FIGURA 4-62 REFUERZO TRANSVERSAL.....	71
FIGURA 4-63 PUNZONAMIENTO EN LA LOSA POR CARGA CONCENTRADA .....	72
FIGURA 4-64 PUNZONAMIENTO EN LA LOSA POR CARGA CONCENTRADA .....	72
FIGURA 4-65 CONFIGURACIÓN DE ESTRIBOS EN LA LOSA. ....	73
FIGURA 4-66 SISTEMA DE SUJECIÓN DE CILINDRO. ....	73
FIGURA 4-67 GEOMETRÍA DE LA PLACA.....	74
FIGURA 4-68 VIGAS DE SOPORTE PARA ENSAYOS. ....	74
FIGURA 4-69 VIGAS DE SOPORTE PARA ENSAYOS. ....	75
FIGURA 4-70 MODELO PARA CARGAS EN VIGA DE SOPORTE PARA ENSAYOS .....	75
FIGURA 4-71 DIAGRAMA DE ESFUERZOS PARA LA VIGA DE SOPORTE. ....	75
FIGURA 4-72 CONFIGURACIÓN VIGA DE SOPORTE.....	78
FIGURA 4-73 RODILLO DE SOPORTE DE ENSAYOS. ....	78
FIGURA 4-74 SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGAS. ....	79
FIGURA 4-75 PÓRTICO DE ENSAYOS - CONFIGURACIÓN FINAL. ....	80



## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 4-1 CARGAS EN LA ESTRUCTURA.....	29
TABLA 4-2 DATOS GEOMETRICOS DEL PERFIL DE LA VIGA .....	30
TABLA 4-3 CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA VIGA .....	31
TABLA 4-4 CAPACIDAD A CORTANTE DE LA VIGA .....	31
TABLA 4-5 VERIFICACIÓN DE DEFLEXIÓN PARA LA VIGA .....	32
TABLA 4-6 VERIFICACIÓN DE VIGA POR CARGA CONCENTRADA .....	33
TABLA 4-7 GEOMETRÍA DE ATIESADORES PARA LA VIGA .....	34
TABLA 4-8 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE LOS ATIESADORES .....	34
TABLA 4-9 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LOS ATIESADORES .....	35
TABLA 4-10 CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS DEL PERFIL PARA COLUMNAS.....	36
TABLA 4-11 CAPACIDAD A TENSIÓN .....	37
TABLA 4-12 CAPACIDAD A COMPRESIÓN .....	38
TABLA 4-13 VERIFICACIÓN DE DEFORMACIÓN EN LA COLUMNA.....	38
TABLA 4-14 CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA DE EXTREMO.....	42
TABLA 4-15 RESISTENCIA A MOMENTO DE LOS PERNOS A TENSIÓN .....	42
TABLA 4-16 RESISTENCIA DE LA PORCIÓN EXTENDIDA DE LA PLACA DE EXTREMO .....	42
TABLA 4-17 RESISTENCIA DE PERNOS EN COMPRESIÓN Y APLASTAMIENTO/DESGARRE DE PLACA Y PATÍN.....	42
TABLA 4-18 GEOMETRÍA DEL RIGIDIZADOR .....	44
TABLA 4-19 REQUERIMIENTO DE RIGIDIZADOR .....	44
TABLA 4-20 RESISTENCIA AL CORTE EN LA ZONA PANEL.....	46
TABLA 4-21 GEOMETRÍA DE PLACA BASE .....	48
TABLA 4-22 GEOMETRÍA DEL RIGIDIZADOR DE PLACA BASE .....	49
TABLA 4-23 CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA PLACA BASE.....	50
TABLA 4-24 REACCIONES EN LOS ANCLAJES, CASO 1.....	51
TABLA 4-25 REACCIONES EN LOS ANCLAJES, CASO 2.....	53
TABLA 4-26 VERIFICACIÓN A CORTANTE DE PLACA BASE.....	56
TABLA 4-27 VERIFICACIÓN DE TENSIÓN EN LOS ANCLAJES.....	56
TABLA 4-28 VERIFICACIÓN DE CORTANTE EN LOS ANCLAJES .....	57
TABLA 4-29 ESTADOS LÍMITES PARA ANCLAJES EN HORMIGÓN. (TABLA 17.3.1.1, ACI 318.).....	58
TABLA 4-30 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SEGÚN ACI 17.3.3.....	58
TABLA 4-31 FUERZA DE TENSIÓN EN CADA ANCLAJE.....	60
TABLA 4-32 RESISTENCIA DE LOS ANCLAJES EN EL HORMIGÓN A TENSIÓN .....	61
TABLA 4-33 RESISTENCIA DE LOS ANCLAJES EN EL HORMIGÓN A CORTANTE.....	61
TABLA 4-34 CARGAS PARA DISEÑO DE PEDESTAL.....	62
TABLA 4-35 DIMENSIONES PEDESTAL.....	62
TABLA 36 CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LA VIGA DE SOPORTE.....	76
TABLA 37 CAPACIDAD A CORTANTE DE LA VIGA DE SOPORTE .....	76
TABLA 38 VERIFICACIÓN DE DEFLEXIÓN PARA LA VIGA DE SOPORTE .....	76
TABLA 39 VERIFICACIÓN DE VIGA POR CARGA CONCENTRADA.....	77
TABLA 40 GEOMETRÍA DE ATIESADORES PARA LA VIGA DE SOPORTE .....	77
TABLA 41 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE LOS ATIESADORES .....	77
TABLA 42 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LOS ATIESADORES .....	77
TABLA 5-1 RESUMEN DE PRESUPUESTO PARA PÓRTICO DE ACERO.....	81
TABLA 5-2 RESUMEN DE PRESUPUESTO PARA SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGAS.....	81
TABLA 5-3 RESUMEN DE PRESUPUESTO PARA CIMENTACIÓN.....	81





Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio  
Institucional

---

Yo, **Manuel Rolando León Ordóñez** en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "**Análisis y Diseño de Pórtico de Ensayo para Laboratorio de Ingeniería Civil**", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 28 de octubre de 2019

---

**Manuel Rolando León Ordóñez**

C.I: 0302418884



Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio  
Institucional

---

Yo, **Rubén Darío Lema Guamán** en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "**Análisis y Diseño de Pórtico de Ensayo para Laboratorio de Ingeniería Civil**", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 28 de octubre de 2019

**Rubén Darío Lema Guamán**

C.I: 0302497060



### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Yo, **Manuel Rolando León Ordóñez**, autor del trabajo de titulación "**Análisis y Diseño de Pórtico de Ensayo para Laboratorio de Ingeniería Civil**", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 28 de octubre de 2019

---

**Manuel Rolando León Ordóñez**

C.I: 0302418884



### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Yo, **Rubén Darío Lema Guamán**, autor del trabajo de titulación "**Análisis y Diseño de Pórtico de Ensayo para Laboratorio de Ingeniería Civil**", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 28 de octubre de 2019

---

**Rubén Darío Lema Guamán**

C.I: 0302497060



## DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación la dedico a mis padres Jesús y Angélica, a mis hermanos Georgina, Jesús y Christian por haber brindado su apoyo y cariño a lo largo de mi vida.

También, a mi familia, amigos y a todas las personas especiales que me acompañaron en esta etapa, aportando a mi formación tanto profesional y como persona.

Y de manera especial a Jess Álvarez por su amistad, y formar parte de mi vida.  
Gracias.

Lema Guamán Rubén Darío



## **DEDICATORIA**

A mis padres, Narcisa y Gerardo, que con su apoyo, sabiduría y amor, han encaminado mis pasos.

A mis hermanos y hermanas, por su apoyo y por ser fuente de inspiración.

A Jessenia Mainato por aparecer en mi vida, el cariño brindado y por toda la paz que me transmite.

A la lucha de nuestros hermanos Indígenas y del pueblo en general, por el momento de tensión que vive mi Ecuador, a causa de uno de los peores gobiernos de nuestra historia.

León Ordoñez Manuel Rolando



## **AGRADECIMIENTOS**

Agradecemos a Dios por guiarnos en cada paso, a nuestras familias y amigos pues sin su apoyo no se habría logrado culminar esta etapa de nuestras vidas.

A nuestros padres por ser los principales promotores de nuestros sueños, por confiar y creer en nuestras expectativas, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.

A los docentes de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Cuenca, por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de nuestra profesión, de manera especial, al Ingeniero Enrique García, tutor de nuestro proyecto de investigación quien nos ha guiado con su paciencia.

Y por supuesto a nuestra querida Universidad y a todas las autoridades, por permitirnos concluir con una etapa de nuestras vidas, gracias por la paciencia y orientación.

León Ordoñez Manuel Rolando  
Lema Guamán Rubén Darío

# Capítulo 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes

La ingeniería civil es una de las carreras más influyentes en el desarrollo de la sociedad, dado al avance que existe en el cálculo y diseño estructural, permitiendo la construcción de un sinnúmero de estructuras tales como: escuelas, hospitales, hidroeléctricas, puentes, etc. Pero este avance, no sería posible sin una construcción adecuada, junto a las pruebas de laboratorio de los diferentes materiales y elementos, antes de la ejecución final en obra.

Uno de las grandes incógnitas al hacer un diseño estructural es saber cómo interactúa cada elemento (columnas, vigas, zapatas y conexiones entre éstas) en la construcción final. Para ello se realizan pruebas de laboratorio con el fin de asegurar el correcto funcionamiento de estos elementos.

Cuenca de la misma manera que cualquier otra ciudad del Ecuador, debido a su ubicación geográfica se halla en una zona de alta sismicidad, por lo que hace necesario un mejor control en el sector de la construcción, así como la verificación de capacidad, resistencia, deformación, etc. de los diferentes materiales y elementos en un laboratorio.

La Universidad de Cuenca cuenta con un Laboratorio de Geotecnia y Materiales, cuya principal meta es dar soporte a la ejecución de proyectos para: Análisis de Estructuras, Tecnología de materiales y Tecnologías de la Construcción, así como la formación académica de profesionales de la Carrera de Ingeniería Civil.

En el laboratorio se cuenta con una prensa para la realización de ensayos de esfuerzo-deformación para: puentes de madera, vigas de hormigón y acero, etc. En éste equipo la realización de ensayos es de fácil acceso y manipulación, al igual que la lectura de datos. Sin embargo, tiene algunas limitantes como son: área de ensayo del equipo, altura y capacidad limitada del equipo. Lo que solamente permite realizar ciertos ensayos en elementos con dimensiones reducidas.

Una solución y aporte al laboratorio sería la implementación de un pórtico de ensayos, en el que se pueda lograr la aplicación de cargas mayores, ensayos en elementos de mayor dimensión, así como ampliar la variedad de elementos a ensayar.

A partir de los ensayos experimentales realizados en el pórtico, se podrá generar información confiable para la toma de decisiones tanto en el ámbito académico e investigativo, pudiendo con ello brindar un aporte al sector de la construcción.

### 1.2. Objetivos

#### 1.2.1. Objetivo General

Análisis y diseño estructural de un pórtico de ensayos mediante el método LRFD, para ensayos estructurales a escala real o de modelos a escala reducida, que pueda ser implementado en un laboratorio de Ingeniería Civil.





### 1.2.2. Objetivos específicos

- Configuración del pórtico.
- Análisis y diseño de elementos del pórtico (viga/s, columnas, conexiones, soporte)
- Configuración del mecanismo de aplicación de cargas.
- Evaluación de la funcionalidad y medidas de seguridad del pórtico.
- Análisis de costos de construcción del pórtico.

### 1.3. Alcance

Este trabajo se basa en la investigación y recolección de datos para el análisis y diseño de un pórtico de ensayos. Para lo cual, se analizaron diferentes pórticos de ensayo de laboratorios estructurales. Por ejemplo el pórtico perteneciente a la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), pórtico "Marco Hi-Plan Magnus HPM1" con una capacidad de carga de 300kN, elaborado por P.A. Hilton Ltda. También se tiene como referencia el pórtico del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Universidad Nacional de Ingeniería (Perú). Además de otros pórticos que puedan ser considerados en el desarrollo del documento.

Para un correcto funcionamiento del pórtico, se requieren de 3 etapas de diseño: el diseño estructural del pórtico de ensayos, el diseño del sistema de aplicación de cargas y el sistema de instrumentación y control. Debido a que el diseño estructural y el sistema de aplicación de cargas del pórtico, están estrechamente relacionados, se da a conocer el sistema de aplicación de cargas de forma general, con el fin de conocer su funcionamiento, dimensiones, puntos de aplicaciones de carga, soportes y efectos que pueden ocasionar en el pórtico.

Además, el sistema de aplicación de cargas con el sistema de instrumentación y control que se propone, es un sistema básico y funcional, que permita la aplicación de cargas y la obtención de información de los ensayos. Ya que el presente trabajo se enfoca principalmente en el diseño estructural del pórtico de ensayos, haciendo uso de la metodología de diseño LRFD.

La configuración y diseño del pórtico, se realiza dando mayor prioridad a los ensayos de flexión, sin dejar de lado la posibilidad de ajustarse a otro tipo de ensayos, los cuales van a depender de la capacidad y configuración del pórtico. Las normativas que se tuvieron en cuenta para ensayos a flexión son: la norma ASTM C78 Método de ensayo Normalizado para la determinación de la resistencia a la flexión del hormigón (usando viga simple con carga en los tercios del claro), ASTM 293 Método de prueba estándar para la resistencia a la flexión del hormigón (usando viga simple con carga en el punto central). Entre otras normativas que garanticen un buen funcionamiento e información confiable de los ensayos que se realicen.

Se utilizó también, programas para el análisis de estructuras como lo son SAP2000, Autodesk® Advance Steel, entre otros. Para el análisis, modelado y visualización de los objetos 3D. Creando así modelos de forma realista, y obteniendo resultados que pueden representarse directamente en la estructura. Estos programas contribuirán a la comprensión del análisis y de los respectivos resultados.

El material con el que va a ser diseñado el pórtico será de acero estructural con perfiles laminados en caliente, considerando para ello normativa AISC correspondiente. Para el diseño de cada elemento, se tomó en cuenta la condición más desfavorable, ya que la condición más crítica depende de la magnitud, y la posición del actuador hidráulico.



Universidad de Cuenca

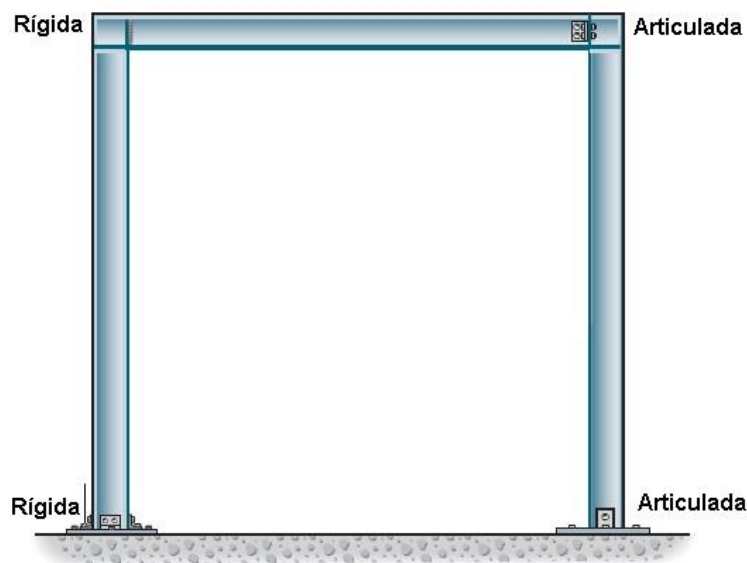
Y por último se analizó el mecanismo para la aplicación de cargas: la configuración de las gatas hidráulicas, su capacidad de carga, la ubicación en el pórtico. También se proporciona un manual para el procedimiento de montaje indicando las precauciones y metodología para la realización de los ensayos. Finalmente se realiza un análisis general del sistema del pórtico en relación a costos de fabricación del mismo.

# Capítulo 2

## REVISION DE ANTECEDENTES

### 2.1. Pórticos de ensayos

Los pórticos o marcos a menudo se usan en edificios y se componen de vigas y columnas conectadas de manera articulada o fija, ver **Figura 2-1**. Se extienden en dos o tres dimensiones. La carga en un pórtico provoca la flexión de sus miembros, y si tiene conexiones de unión rígidas, esta estructura es generalmente "indeterminada" desde el punto de vista del análisis. Los pórticos están sujetos a cargas axiales internas, cortante y momento. (R.C. Hibbeler, 2015).



*Figura 2-1 Pórtico típico.  
Fuente: (R.C. Hibbeler, 2015)*

Los pórticos de ensayo, se pueden definir como un sistema entre pórtico/s de acero y un sistema de aplicación de cargas que pueden ser controlados por los usuarios. Los elementos se pueden unir mediante conexiones soldadas o atornilladas.

Existen pórticos de ensayo auto portante y sistemas que necesitan ser anclados a un tipo de cimentación (losa de carga o de reacción).

#### 2.1.1. Pórtico auto portante

Este tipo de pórtico no tiene la necesidad de ser anclado a una losa de reacción, ya que la misma estructura se encarga de resistir las fuerzas ejercidas por el actuador hidráulico. En la **Figura 2-2** se puede apreciar un pórtico con perfiles de acero con una capacidad de 50 toneladas, perteneciente a la empresa española de equipos de ensayo Ibertest.



*Figura 2-2. Pórtico\_perfiles\_500kN.  
Fuente:(Ibertest )*

### 2.1.2. Pórtico anclado

En este tipo de pórticos, para la realización de los diferentes ensayos de laboratorio, necesitan ser anclados mediante una placa base a una losa de reacción o cimentación, a la cual se transfieren las cargas provenientes del actuador hidráulico. En la **Figura 2-3** se muestra un pórtico de este tipo, con capacidad de 100 toneladas, perteneciente a la empresa española de equipos de ensayo Ibertest.



*Figura 2-3. Pórtico\_1000kN.  
Fuente:(Ibertest )*

A continuación se presentan algunos ejemplos de equipos de ensayo, que servirán de guía para la configuración del pórtico a ser diseñado.

## 2.2. Ejemplos de pórtico de ensayo

### 2.2.1. Marco Magnus HPM1 - PUCP

La Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) cuenta con un marco de carga sofisticado realizado por la empresa P.A. Hilton Ltd. Este modelo del marco es Marco Hi-Plan Magnus HPM1 se puede apreciar en la **Figura 2-4**. El magnus incluye un marco armado con secciones C o de canales de acero 4.61mx1.2mx2.53 m de altura, el espacio de la ventana es de 4x1.6 m de altura. El espacio transversal entre columnas es de 60cm.

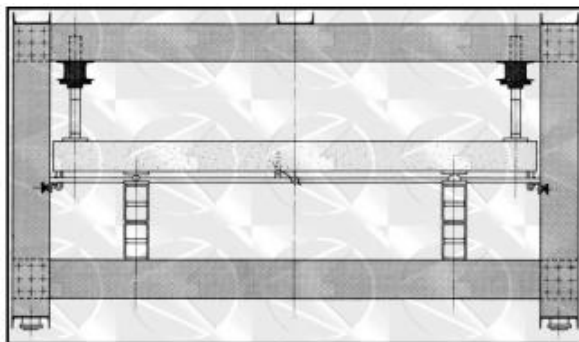
El marco entero está diseñado para una carga de 30 toneladas, lo que permite un ensayo de viga de cuatro puntos típico utilizando dos arietes de 20 toneladas. (PA Hilton Ltd, ).



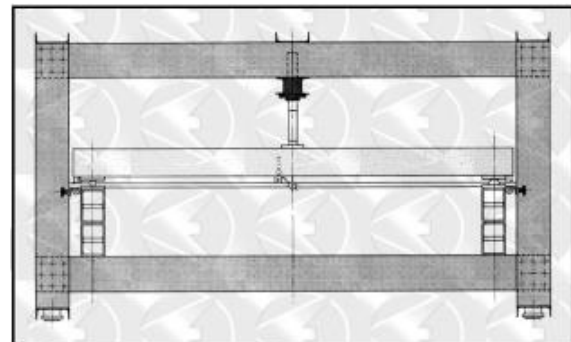
*Figura 2-4. Marco Hi-Plan Magnus HPM1.*

*Fuente: (PA Hilton Ltd, )*

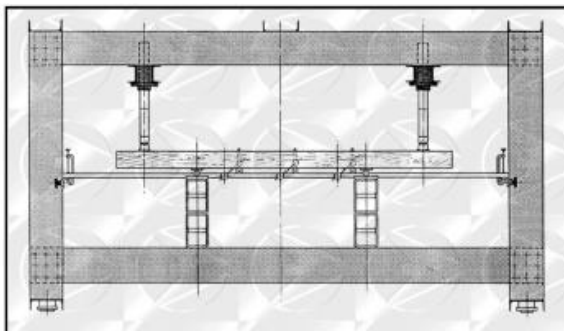
El magnus permite realizar ensayos de vigas a escala real en diferentes configuraciones, como también cerchas a escala reducida. Por ejemplo para vigas de hormigón armado de 3.95m (L) x 0.25m (A) x 0.15m (H), como muestra la **Figura 2-5** a y b. También se pueden realizar ensayos en madera y sobre cerchas de acero, como muestran en las **Figura 2-5** c, d, e y f.



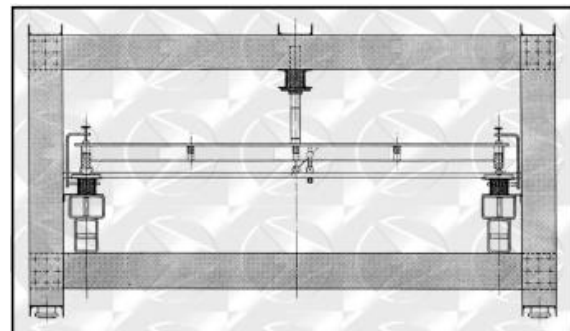
*a) Hormigón armado HPM4/1*



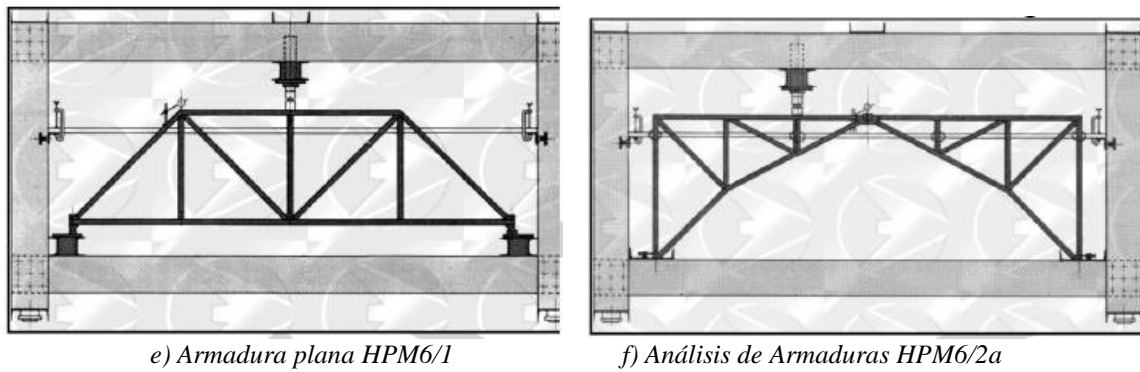
*b) Hormigón armado HPM4/2*



*c) Viga de madera HPM5/1*



*d) Análisis de puente HPM5/2*



**Figura 2-5.** Ensayos en Marco Magnus HPM1.  
Fuente: (PA Hilton Ltd, )

### 2.2.2. Laboratorio del CISMID - UNI

El laboratorio del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), conjuntamente con la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), es uno de los laboratorios más completos de Sudamérica. La infraestructura más importante del Laboratorio es el muro de reacción y la losa de carga. Este conjunto de muro y losa es único en Sudamérica.

El muro de reacción tiene 9 metros de alto, 10.8 metros de ancho y 4.5 metros de espesor. La losa de carga tiene 22.5m de largo. Los sistemas de aplicación de cargas tienen una capacidad de 20, 50 y 100 toneladas. Otro sistema importante es la mesa vibradora de 1.2 x 1.2 m, que permite realizar ensayos dinámicos de elementos estructurales, equipos y estructuras a escala reducida. (CISMID).

En este laboratorio de estructuras se realizan ensayos para determinar las características de materiales, de componentes estructurales, y estructuras a escala natural o modelos a escala reducida. En los ensayos estáticos la aplicación de carga es lenta y en el caso de simular los efectos de sismos se hace a través de la carga lateral en muros, esto permite estudiar en forma detallada las propiedades de resistencia y deformación, rigidez, etc. (CISMID).

Dentro del equipamiento del laboratorio cuenta con un Sistema de aplicación de carga, el cual está configurado de la siguiente manera:

- Muro de Reacción
- Losa de Reacción
- Marcos de Carga
- Actuadores de 50tn de carga con 40cm p-p de carrera del émbolo
- Gatas Hidráulicas (20tn,50tn,100tn)
- Tableros de mando “servopulser”
- Unidad de bomba hidráulica
- Celdas de carga.

En la **Figura 2-6** se muestran marcos de acero, en un ensayo de una pared de mampostería con los sistemas de aplicación de cargas y la **Figura 2-7** se muestra un ensayo a flexión de una losa de hormigón, haciendo uso de uno de los equipos del CISMID.



*Figura 2-6. Sistema de aplicación de carga.  
Fuente: (CISMID)*



*Figura 2-7. Ensayo a flexión de losa de hormigón.  
Fuente: (CISMID)*

### 2.2.3. Equipo de ensayo de la Universidad de Cuenca

En el Laboratorio de Geotecnia y Materiales de la facultad de ingeniería, se cuenta con una prensa para realizar los ensayos ver **Figura 2-8**. La que es utilizada para realizar ensayos de esfuerzo-deformación, determinación de resistencia a tracción, compresión, resistencia a flexión de vigas de hormigón, etc. También resistencias mecánicas de yeso, aceros y madera. Además se realiza ensayos de puentes de madera a escalas reducidas. Los elementos a ensayar deben ser de longitudes menores a un metro, aproximadamente.

El equipo de ensayos existente es de acero de alta resistencia. El sistema de aplicación de carga se la realiza mediante una actuador hidráulico de doble efecto y un sistema de control incorporado.

Actualmente, el equipo se encuentra en buen estado y los ensayos se pueden realizar con normalidad.



*Figura 2-8. Prensa del laboratorio de la facultad de Ingeniería  
Fuente: Propia*

### **2.3. Sistema de aplicación de cargas**

El sistema de aplicación de carga consiste en el mecanismo eléctrico, líquido o gases, que permita generar una fuerza, y a la vez, pueda ser aplicada a los especímenes que se requieran ensayar. Este mecanismo puede ser un conjunto entre una bomba hidráulica y actuador/es hidráulico/s.

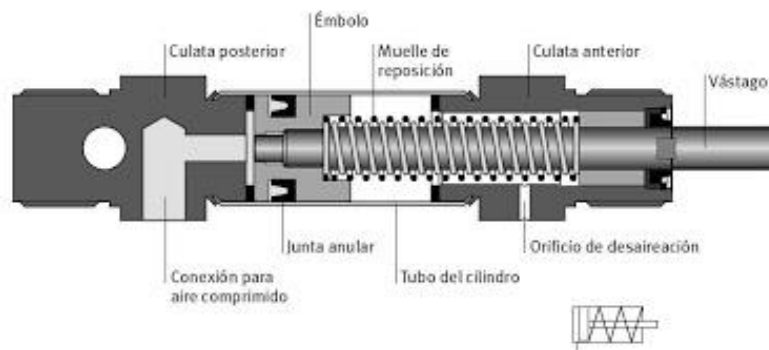
#### **2.3.1. Actuador hidráulico**

Los actuadores son instrumentos para aplicación de cargas lineales, a partir de energía eléctrica, líquidos o gases. Los actuadores hidráulicos se utilizan cuando se requiere potencia, donde el desplazamiento y la fuerza de empuje del pistón son elevados. Para el funcionamiento del mismo, requiere equipos adicionales como es la bomba hidráulica, del computador para el suministro de energía y de un mantenimiento periódico. Estos pueden ser de simple y doble efecto.

##### **2.3.1.1. Actuadores de simple efecto**

- La generación de fuerza es solo en una dirección.
- Para el avance del pistón se realiza con presión hidráulica y su retroceso mediante una fuerza externa como resorte o por gravedad.
- La fuerza de retorno es mínima, debido a que solo actúa la fuerza de muelle o resorte.
- La cámara de muelle debe airearse, debido a la formación de agua de condensación y penetración de líquidos corrosivos.
- Los tiempos de desplazamiento a causa del retroceso por muelle no es definible, son fuertemente dependientes de la sección de los tubos y de la viscosidad del aceite.
- La seguridad de funcionamiento es incierto a causa de la ruptura del muelle.



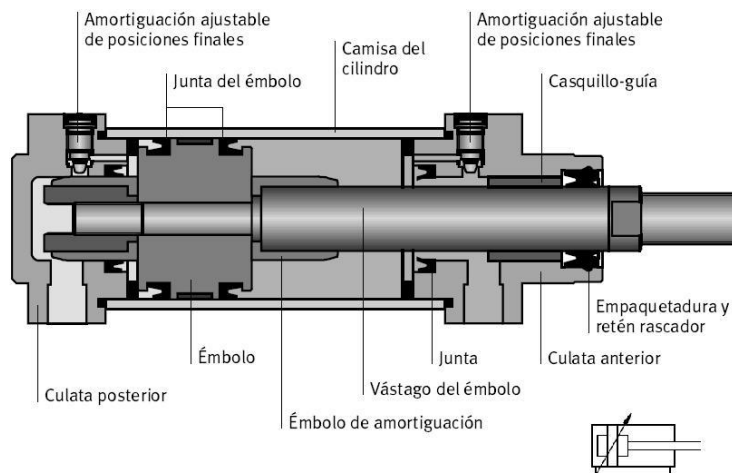


**Figura 2-9.** Actuador hidráulico de simple efecto.

Fuente: (Automatización Industrial , 2010)

### 2.3.1.2. Actuadores de doble efecto

- La generación de fuerza es en ambas direcciones del eje.
- El avance del pistón se realiza en las dos direcciones con presión hidráulica.
- La fuerza de retorno es elevada debido a que tiene presión hidráulica.
- No cuenta con cámara de muelle, se evita la formación de condensación y penetración de líquidos corrosivos.
- Tiempos de desplazamientos exactamente definibles y repetibles.
- Seguridad de funcionamiento elevada.



**Figura 2-10.** Actuador hidráulico de doble efecto.

Fuente: (Automatización Industrial , 2010)

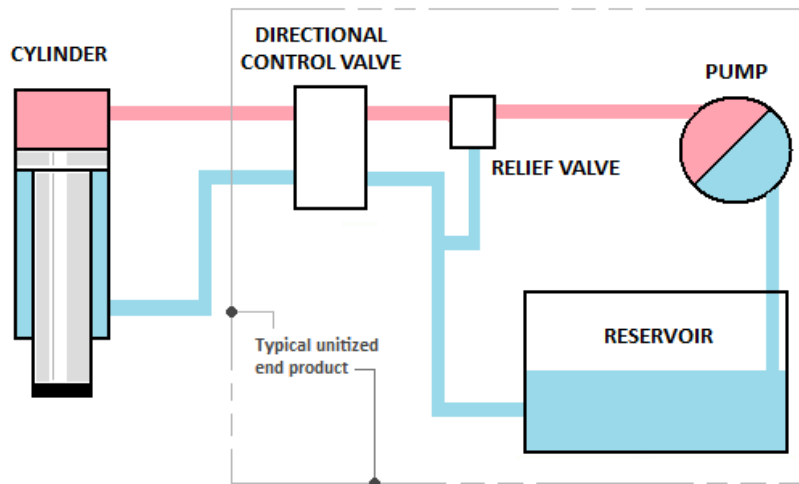
### 2.3.2. Bomba hidráulica

El actuador hidráulico para su funcionamiento requiere de una bomba hidráulica, esta convierte la energía mecánica en presión hidráulica, que a su vez produce fuerza en el cilindro. La energía mecánica puede ser suministrada a mano, por un motor eléctrico o por presión de aire. Las bombas hidráulicas se clasifican en la categoría amplia de bombas, conocida como desplazamiento positivo.

Las bombas de desplazamiento positivo (PD, positive displacement) pueden producir presión de fluido ya sea mediante la rotación de engranajes de engrane por acción del pistón. Las bombas PD requieren una provisión de protección de sobrepresión.

### 2.3.3. Funcionamiento de actuadores hidráulicos

Los componentes de acoplamiento crítico de cualquier bomba hidráulica y circuito hidráulico, son el depósito y la válvula de control. El depósito o tanque de almacenamiento de aceite, es generalmente una parte integral del conjunto de la bomba. El volumen del depósito es importante. La válvula de control es parte del conjunto de la bomba o está contenida por separado dentro del circuito hidráulico. La correcta coincidencia del tipo de válvula de control con la aplicación de trabajo no puede exagerarse. La selección de la válvula de control está cubierta en una sección separada. Un esquema de funcionamiento se puede observar en la **Figura 2-11**



*Figura 2-11. Componentes del funcionamiento del actuador hidráulico*  
Fuente: (Singh M., 2016)

## 2.4. Instrumentos de Medición

En la realización de ensayos, los instrumentos de medición son de suma importancia debido a que estos equipos permiten obtener mediciones físicas como desplazamientos, giros, fuerzas, etc. Este conjunto de instrumentos permiten extraer datos para luego ser procesados en un computador y obtener registro de información, imagen digital, etc.

### 2.4.1. Galgas extensiométricas

La galga extensiométrica o strain gauge, es un sensor que permite la medición de deformación, presión, carga, posición, etc. Su funcionamiento consiste en el efecto piezorresistivo, que tienen algunos materiales como propiedad, al cambiar el valor nominal de su resistencia eléctrica, cuando se les somete a ciertos esfuerzos. Es decir, galga extensiométrica al ser sometido a un esfuerzo que la deforme, esta tendrá una variación en su resistencia eléctrica permitiendo determinar el esfuerzo aplicado (Esquer, 2013).

#### 2.4.1.1. Aplicaciones de las galgas extensiométricas en Ingeniería Civil

Estos sensores de medición tienen diferentes aplicaciones dentro de Ingeniería Civil como se ve a continuación:

- Son utilizados para la determinación de desplazamientos, esfuerzos de tensión o compresión de diferentes tipos de estructuras metálicas como cerchas, armaduras, puentes, etc. a una escala media o reducida, dentro de un laboratorio.
- En estructuras de hormigón son adheridos las galgas extensiométricas para la medición de esfuerzos, deformaciones, a fin de obtener la fuerza axial y el momento de flexión de un elemento estructural. Las galgas se incrustan en el mismo durante la fundición,

mientras que en elementos de hormigón reforzado se suelen soldar o pegar a los aceros de refuerzo.

- El sensor capta la deformación electrónicamente, y entonces se puede conectar el instrumento a un sistema de adquisición de datos para registrarlos y llevar a cabo el monitoreo en tiempo real.
- En ingeniería de pavimentos, se utilizan para medir deformaciones de diferentes tipos de materiales permitiendo con su posterior estudio, la mejora del material, obteniendo construcciones más resistentes y una vida útil mayor.
- Para el estudio de deterioro de pavimentos, las galgas se puede instalar bajo o sobre él, obteniendo información del estado actual del pavimento y cómo es afectado ante diferentes ciclos de carga en el transcurso del tiempo. Obteniendo así, una base datos que permitirían evaluar daños y su correspondiente reparación.

### 2.4.2. Celda de carga

Una celda de carga es un transductor que permite convertir una fuerza en una señal eléctrica. La celda de carga analógica con galgas extensométricas es la más utilizada comúnmente, por lo general son fabricadas en acero, las cuales sufren una deformación al aplicar cargas de tensión o compresión en el rango elástico del material ver **Figura 2-12**. Lo que es una limitante de capacidad de una celda de carga, al momento de sobrepasar el rango elástico, el acero sufre una deformación permanente, razón por la cual, la celda de carga detecta ausencia de fuerza.



*Figura 2-12. Célula de carga tipo arandela para tracción y compresión de la marca LORENZ K-1250*

### 2.4.3. Sensor de desplazamiento (LVDT)

Un Transformador Diferencial de Variación Lineal (LVDT por sus siglas en inglés) es un transformador eléctrico de alta precisión, utilizado para la medición de desplazamientos lineales ver **Figura 2-13**.

Los LVDT gracias a sus características pueden ser utilizados para medir desplazamientos y deformaciones lineales en elementos estructurales como vigas, columnas, etc. Los LVDT pueden ir colocados en los equipos de instrumentación como también en los elementos a ser ensayados.

#### 2.4.3.1. Características:

- Extremadamente precisos, de alta resolución y resistencia al envejecimiento.
- Insensible a las interferencias, resistencia a los ambientes difíciles (humedad, polvo, etc.) y es robusto.
- Resistencia a la aceleración, precio favorable y de fácil instalación.



*Figura 2-13. Sensor de desplazamiento lineal LVDT de la marca Penny & Giles*



*Figura 2-14. Aplicación de sensores de desplazamiento LVDT*  
*Fuente: (Bazán Jorge, 2015)*

#### **2.4.4. Transductores de presión**

Los transductores son instrumentos que convierten magnitudes físicas en señales eléctricas, para que puedan ser leídas y controladas por computadores ver **Figura 2-15**. La finalidad del transductor de presión es leer la presión con la cual está funcionando el actuador hidráulico y transmitir estas señales a un computador para que pueda controlar en función de mínimos y máximos valores de presión, según lo requiera el ensayo o ya sea el límite de presión que pueda soportar el actuador hidráulico.

Para seleccionar el transductor de presión, se debe tener en cuenta la presión máxima que va medir en el sistema. También se debe considerar la precisión tanto estática como térmica, debido a que durante los ensayos el aceite puede variar su temperatura.



*Figura 2-15. Sensor de presión HK3022 de Naylamp*



## 2.5. Sistema de Adquisición de Datos

El alcance de este documento no considera el sistema de adquisición de datos, debido a que el pórtico de ensayo puede funcionar de manera correcta con un equipo básico, sin embargo es importante mencionarlo con el objetivo de que se pueda implementarlo en el futuro, de manera que se pueda automatizar el sistema de adquisición de datos y el control.

El sistema de adquisición de datos en la instalación experimental es un conjunto de varios elementos que en su conjunto transforman las mediciones físicas, desplazamientos, giros y fuerzas, obtenidas en los ensayos de las probetas, en datos discretos, registros o imágenes.

Este sistema de medición se compone de cuatro dispositivos, los cuales hacen esta transformación:

**Instrumento**, este tiene la función de convertir el esfuerzo, desplazamiento o giro en una señal eléctrica.

**Acondicionador de Señal**: Este tiene como función captar la señal eléctrica generada por el instrumento y este puede amplificar, filtrar, modular, desmodular o linealizarla, de manera que esta pueda ser procesada por el equipo de adquisición de datos.

**Convertidor A/D**: Este tipo de convertidores, transforman la señal de Análoga a Digital para ser procesada en un computador.

**Computador**: Este es el encargado de procesar y guardar toda la información adquirida e importante de los ensayos. También toma parte en el sistema control de la instalación experimental.

## 2.6. Metodología de diseño

### 2.6.1. Diseño con factores de carga y resistencia LRFD

La especificación AISC (American Institute of Steel Construction) proporciona dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conexiones. Estos son el Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design) (McCormac, Diseño de estructuras de acero, 2012).

Particularmente se pretende realizar el diseño de los elementos del pórtico de ensayos mediante el método LRFD.

Al igual que el método ASD, el método LRFD se basa en los principios de estado límite. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función prescrita. Existen dos tipos de estados límite: **Los estados límite de resistencia** definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido. **Los estados límite de servicio** definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. Todos los estados límite deben evitarse. (McCormac, Diseño de estructuras de acero, 2012).

Las cargas individuales (carga muerta, carga viva, etc.), se les denomina **cargas de servicio** o de **trabajo**. El mayor valor que resulta de las combinaciones de estas cargas, se usan para el análisis y diseño de las estructuras (McCormac, Diseño de estructuras de acero, 2012).

### 2.6.2. Combinaciones de cargas

Se forman grupos posibles de cargas de servicio, y se multiplica por un factor de carga, normalmente mayor de 1.0. La magnitud del factor de carga refleja la incertidumbre de esa



carga específica. La combinación resultante de las cargas de servicio, multiplicado por su respectivo factor de carga, se llama **carga factorizada**. Los mayores valores determinados de esta manera se usan para calcular los momentos, los cortantes y otras fuerzas en la estructura (McCormac, Diseño de estructuras de acero, 2012).

El AISC proporciona las siguientes combinaciones de carga para el método LRFD.

1.  $1.4D$
2.  $1.2D + 1.6L + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
3.  $1.2D + 1.6(L \text{ o } S \text{ o } R) + (L^* \text{ o } 0.5W)$
4.  $1.2D + 1.0W + L^* + 0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$
5.  $1.2D + 1.0E + L^* + 0.2S$
6.  $0.9D + 1.0W$
7.  $0.9D + 1.0E$

El resultado de las combinaciones no debe ser mayores que las resistencias de diseño de los miembros.

## 2.7. Normas de diseño

Las normas y especificaciones técnicas consideradas para el diseño de elementos acero y hormigón, se muestran a continuación:

### 2.7.1. Especificación ANSI/AISC 360-16

La especificación ANSI/AISC 360-16, establece criterios para el diseño, fabricación y montaje de sistemas estructurales en acero o sistemas con acero estructural actuando en estructuras compuestas con hormigón armado. (AISC 360-16, Versión Español, ALACERO)

Por tanto es la principal especificación que se utilizará para el diseño del pórtico.

### 2.7.2. Especificación ANSI/AISC 358

La especificación ANSI/AISC 358-11 (Precualified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames), se utiliza para el diseño de las conexiones de acero precalificadas. Por tanto haremos uso de la misma, con cierta consideración para el diseño de las conexiones viga-columna del pórtico.

### 2.7.3. Guías de diseño AISC

#### 2.7.3.1. Guía de diseño 01 AISC

La guía de diseño 01 del AISC (Base Plate and Anchor Rod Design), brinda las pautas necesarias para el diseño de placa base de uso común. A partir de la cual se logra encontrar el camino para el diseño de la placa base del pórtico.

#### 2.7.3.2. Guía de diseño 13 AISC

La guía de diseño 13 del AISC (Stiffening Wide-Flange Columns at Moment Connections, Wind and Siesmic Applications), brinda una guía para el diseño de los refuerzos de la columna y el control de la zona panel.

#### 2.7.3.3. Guía de diseño 16 AISC

La guía de diseño 16 del AISC (Flush and Extended Multiple-Row Moment End-plate Connections), brinda las pautas necesarias para el diseño de la conexión viga-columna mediante placa de extremo. Como complemento se utiliza la guía de diseño 13 del AISC, para el diseño del refuerzo de la columna.



#### **2.7.4. Especificación ACI 318-14**

Para el diseño de los elementos de hormigón que se necesiten, se hará uso de la normativa para hormigón estructural ACI 318-14 de la American Concrete Institute (ACI), el cual cubre los aspectos necesarios para el diseño y construcción de hormigón estructural.

#### **2.7.5. Especificación ACI 318-11 & PCA Notes On 318-11**

Para la verificación de los estados de falla en el hormigón a causa de la extracción de los anclajes con cargas excéntricas, se hará uso de la normativa ACI 318-11 & PCA Notes On 318-11 del American Concrete Institute (ACI) debido a que contiene recomendaciones, ejemplos y tablas.

#### **2.7.6. Especificación SP-17(14) Part 1 & Part 2 del ACI**

De la misma manera que la especificación anterior, sirve para la verificación de los estados de falla en el hormigón a causa de la extracción de los anclajes con cargas excéntricas, se hará uso de la Especificación SP-17(14) Part 1 & Part 2 del American Concrete Institute (ACI) debido a que contiene recomendaciones, ejemplos y tablas.

# Capítulo 3

## PARÁMETROS DE DISEÑO

El pórtico podrá ensayar elementos de distintos materiales como hormigón armado, acero estructural, madera, etc. Teniendo en cuenta que las deformaciones del pórtico sean despreciables comparadas con las deformaciones de los elementos a ensayar.

Para lograr un eficaz funcionamiento del pórtico de ensayo, se plantea que pueda cumplir los siguientes requerimientos:

- Que tenga la suficiente resistencia y rigidez.
- Que las cargas y las dimensiones de muestras sean representativas.
- Que sea de fácil montaje y desmontaje para ensayos principalmente a flexión.
- Que los puntos de aplicación de carga y puntos de apoyos de la probeta se puedan ajustar fácilmente.
- Que se pueda medir la carga, la deformación.
- Que se puedan realizar otro tipo de ensayos.
- Costo razonable de fabricación.
- Uso de materiales normalizados y accesibles.
- Que tenga seguridad necesaria para la realización de ensayos.
- Que el proceso de ensamble, adaptación y desensamble no presente riesgos.
- Que el mantenimiento se pueda llevar a cabo con facilidad.

Para lograr los requerimientos, se plantearon parámetros de diseño como:

1. Límites de funcionamiento para: resistencia, deformación, consideraciones de carga, velocidad de aplicación de cargas.
2. Tipos de ensayo que se puedan realizar.
3. Material de fabricación del pórtico.
4. Presupuesto estimado de fabricación.
5. Seguridad de funcionamiento.

### 3.1 Límites de funcionamiento

#### 3.1.1. Resistencias máximas

La resistencia máxima de diseño está directamente relacionada con la capacidad máxima de los actuadores hidráulicos.

#### 3.1.2. Control de deformaciones

El control de deformaciones se tiene en cuenta para que no existan deformaciones excesivas ni permanentes, es decir, que sean despreciables en relación a las obtenidas en los ensayos.

Para el control de deformaciones, en la sección 10.3 (McCormac, 2012) menciona que, "Para el caso donde se soporta maquinaria delicada o de precisión, las deflexiones máximas pueden quedar limitadas a  $\frac{L}{1500}$  o  $\frac{L}{2000}$ ", además, la especificación (AASHTO, 2017) en la sección 2.5.2.6 (Criteria for Deflection), establece las deflexiones máximas de las vigas o traveses de acero por efecto de cargas vivas a  $\frac{L}{800}$ , donde L es la longitud del claro.





En ausencia de otros criterios y con el fin de garantizar la rigidez de la estructura, el límite de deflexión, para los elementos del pórtico se limitó a  $L/2000$ , el valor obtenido de la deflexión se puede considerar conservativo. Por tanto se tendrá:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{2000} \quad (3.1)$$

### 3.1.3. Consideraciones de carga

Se debe determinar todas aquellas cargas que pueden intervenir durante la vida útil del pórtico y también, las cargas que intervienen durante el proceso de ensayo.

**La carga muerta**, es constituida por el peso propio del pórtico más el peso de los actuadores hidráulicos con todos los elementos para su sujeción y funcionamiento.

Cabe mencionar que el uso exclusivo del pórtico, es para la realización de los ensayos de laboratorio y debido a su configuración, no está diseñado para tener **cargas vivas** o sobrecarga de manera frecuente, ya que su configuración no la permite, puede resultar hasta peligroso. Por lo tanto para dar mantenimiento o alguna configuración distinta del pórtico (dependiendo de los requerimientos del ensayo) se debe tener cuidado. Para el diseño del pórtico, se puede despreciar la carga viva ya que todos estos posibles acción de cargas se realizan con el equipo apagado (es decir, el actuador hidráulico no está en funcionamiento).

**Las cargas ambientales**, no se considera debido a la ubicación final que tendrá el pórtico (laboratorio) como son: cargas de nieve, precipitación, viento, etc.

**La carga temporal**, es ejercida por los actuadores hidráulicos, siendo también la más importante para el diseño ya que es la mayor carga presente en la estructura. En la mayor parte del tiempo, la única carga presente en la estructura será por peso propio y ocurriendo las mayores sollicitaciones cuando el actuador hidráulico está en funcionamiento.

Otras de las cargas a tener en cuenta son las **cargas de impacto**, las cargas de impacto son causadas por la vibración de las cargas móviles o movibles. Es obvio que un bulto arrojado al piso de un almacén o un camión que rebota sobre el pavimento irregular de un puente, causan mayores fuerzas que las que se presentarían si las cargas se aplicaran suave y gradualmente. (McCormac, Diseño de estructuras de acero, 2012)

En el diseño normal de los elementos mediante la método LRFD, se utiliza factores de mayoración en base a la incertidumbre a la hora de estimar las magnitudes cargas. Pero en este caso, la magnitud de aplicación de la carga se puede controlar y por ende, se puede realizar la lectura de la carga en los ensayos.

El Ing. Humberto Tioli Mora, debido a que en su experiencia, han existido problemas por desajustes de equipos que han dañado permanente los marcos de carga, recomienda que se debe tener una diferencia de al menos un 50% entre la carga de diseño y la carga máxima esperada (Alfaro M., 2015).

Así también, la sección 4.6.3 (Impact loads) de la especificación (ASCE 7-10, 2010) indica que, para maquinaria recíproca (con dispositivo cilindro-embolo), para el propósito de diseño, se deben incrementar en 50 por ciento la carga.



Por lo dicho anteriormente, la carga temporal generada por el actuador hidráulico se puede considerar como una carga viva, ya que esta puede cambiar de posición y magnitud de la carga. Así mismo, tomando el factor de mayoración correspondiente para la carga viva. El factor de mayoración incluye los efectos por cargas de impacto y permite aplicar la diferencia recomendada por Ing. Tioli en (Alfaro M., 2015).

### **3.2. Velocidades de aplicación de cargas**

El pórtico no tiene como finalidad la medición de efectos dinámicos y los ensayos que se realizaran son cuasi estáticos, por tanto la aplicación de cargas es de manera muy lenta. La velocidad de carga también, dependerá del ensayo y por ende la normativa respectiva.

Por ejemplo:

La normativa NTE INEN 2554 define la velocidad de carga para el ensayo de “Resistencia a la flexión de vigas de hormigón - Carga en los dos tercios” debe ser aplicada a una velocidad constante hasta el punto de rotura. Aplicar la carga a una velocidad tal que aumente constantemente el esfuerzo máximo sobre la cara de tracción entre 0.86MPa/min y 1.21MPa/min, hasta que se produzca la rotura.

Por lo cual, se puede tomar como referencia la velocidad de carga, dada por la normativa NTE INEN 2554.

### **3.3. Tipo de ensayos**

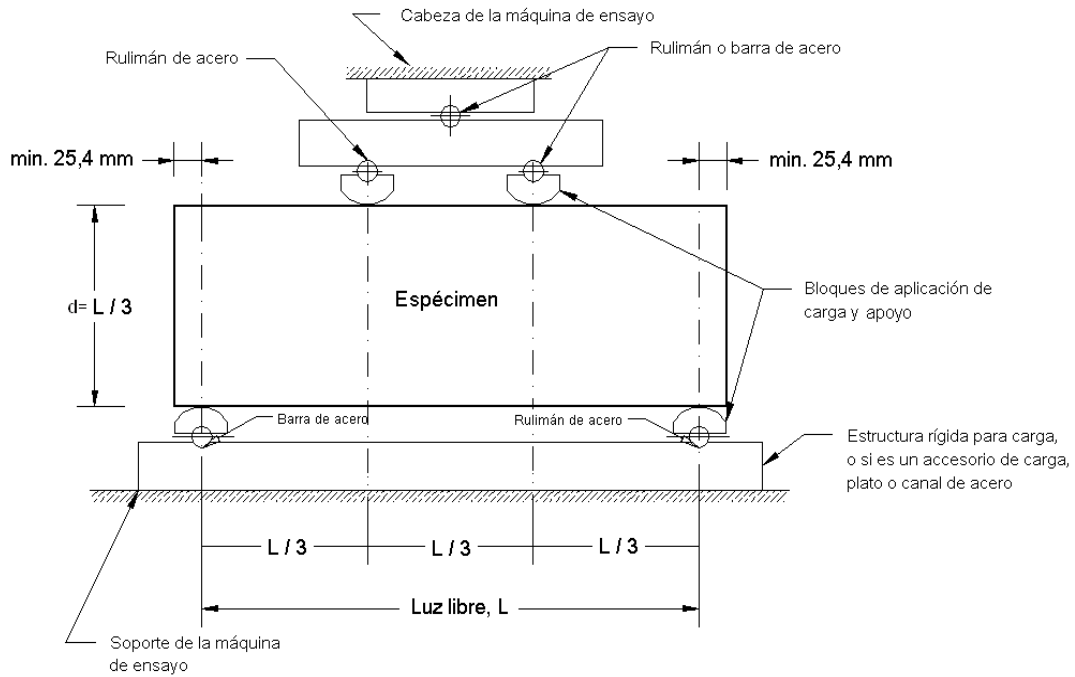
Los ensayos principales en los que se basa la configuración, son los ensayos a flexión de distintos elementos y materiales. Demás ensayos, se podrán realizar siempre y cuando, la especificación correspondiente y el pórtico lo permitan.

Algunos de los ensayos que se han tomado en cuenta se presentan a continuación:

#### **3.3.1. Ensayos en elementos de hormigón**

##### ***3.3.1.1. Resistencia a la flexión de vigas de hormigón - Carga en los dos tercios***

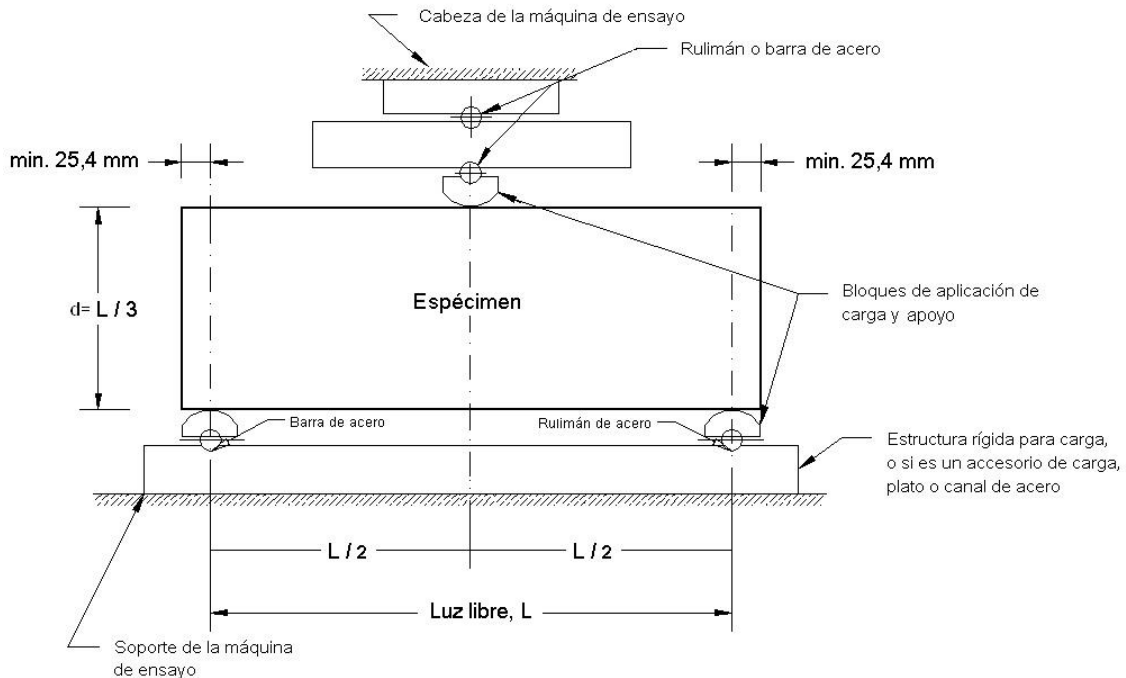
El pórtico podrá realizar este ensayo, según la NTE INEN 2554:2011 (ASTM c78), la cual describe el método de ensayo para determinar la resistencia a la flexión del hormigón mediante el uso de una viga simplemente apoyada en los extremos y carga en los dos tercios de la luz libre, como lo muestra la **Figura 3-1**.



**Figura 3-1. Resistencia a la flexión de vigas de hormigón - Carga en los dos tercios**  
Fuente: (INEN , 2011)

### 3.3.1.2. Resistencia a la flexión de vigas de hormigón - Carga en el centro

La normativa ASTM c293 describe la metodología para realizar ensayos con el fin de determinar la resistencia a la flexión del hormigón mediante el uso de una viga simplemente apoyada en los extremos y con carga en el centro, como lo muestra la **Figura 3-2**.



**Figura 3-2. Resistencia a la flexión de vigas de hormigón - Carga en el centro**  
Fuente: Edit. (INEN , 2011)

### 3.3.1.3. Ensayos en tuberías de hormigón simple

Mediante la normativa NTE INEN 1587:1987-11 (ASTM c497) se puede determinar la resistencia a la compresión de tuberías de hormigón, se pretende que se pueda realizar este ensayo sin mayor inconveniente en el pórtico.



*Figura 3-3. Resistencia a la compresión de tubería de hormigón simple  
Fuente: (ATHA )*

### 3.3.2. Ensayos en elementos de acero

Se podrán realizar ensayos sobre elementos de acero, siempre que el pórtico se pueda configurar para cumplir con la normativa ASTM A370 (Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products).

### 3.3.3. Ensayos en Mampostería

En el pórtico se podrán realizar este tipo de ensayos, se debe tener en cuenta los requerimientos debidos a la aplicación de la carga y al desarrollo de los ensayos, como lo determina la normativa CPE INEN-NEC-SE-MP 26-6 (ASTM C67 2003) en el Anexo A (Confeción y ensayo de prisma de mampostería) y en el Anexo B (Confeción y ensayo de muretes de mampostería).



*Figura 3-4. Resistencia a la Compresión.  
Fuente: (Ladrillos Ecológicos El Bajo, 2015)*



**Figura 3-5.** Resistencia a la compresión diagonal.  
Fuente: (Ladrillos Ecológicos El Bajo, 2015)

Demás ensayos que no se mencionan, se deben tener en cuenta si el pórtico cumple los requerimientos de la normativa, así como la capacidad del pórtico, entonces, se puede optar por realizar el ensayo.

### 3.4. Materiales

Debido a la resistencia, uniformidad, ductilidad, facilidad de montaje y rapidez de construcción. Se ha optado por realizar el diseño en acero estructural. Cada componente del pórtico de ensayos tales como vigas, columnas y conexiones, estará diseñado con acero estructural ASTM A572 Grado 50, con esfuerzo de fluencia de  $F_y = 50 \text{ ksi}$  y un módulo de elasticidad de  $E = 29000 \text{ ksi}$ .

Las conexiones entre los diferentes elementos serán a través de soldaduras o pernos, dependiendo el caso. Para la placa de extremo se consideró como material acero ASTM A572 Gr50 con  $F_y = 50 \text{ ksi}$ . Así mismo, los pernos de alta resistencia considerados son de material ASTM 490, con esfuerzo a la tracción nominal  $F_{nt} = 113 \text{ ksi}$  y esfuerzo de corte nominal  $F_{nv} = 68 \text{ ksi}$ , según la tabla J3.2 del AISC 360, y considerando que la rosca no están excluidas del plano de corte.

Para material de la placa base y rigidizadores se consideró, ASTM A572 Gr.50 con  $F_y = 50 \text{ ksi}$  y  $F_u = 65 \text{ ksi}$ . Además, para las varillas de anclaje se consideró como material ASTM F1554 Gr.55 con  $F_y = 55 \text{ ksi}$  y  $F_u = 75 \text{ ksi}$ , según la tabla 2.2 de la guía 01 del AISC.

Los elementos complementarios, como los apoyos serán de acero de alta resistencia.

### 3.5. Presupuesto estimado

No se cuenta con información que logre brindar una referencia sobre costos de este tipo de estructuras. Sin embargo, teniendo en cuenta costos aproximados de los materiales, se plantea, un límite de \$20000, el que se considera es un presupuesto razonable para adquisición de materiales de la estructura, adquisición del sistema de aplicación de carga, fabricación de la estructura, costos de mano de obra y montaje total del pórtico.

El costo aproximado de construcción se determina en el capítulo 5 y apéndice C.



### **3.6. Metodología de seguridad de funcionamiento**

Este parámetro permite tener las garantías necesarias para lograr un funcionamiento seguro de la estructura. Teniendo en cuenta que existirán situaciones que generen algún tipo de riesgo para la estructura y/o usuarios, por ello, y con el fin de eliminar en su máximo posible estas situaciones, se plantean medidas de seguridad, como las que se describen en el Apéndice B.

# Capítulo 4

## DISEÑO DEL PÓRTICO

En esta sección se realiza la configuración del pórtico, seguidamente se realiza el diseño de cada componente del pórtico (vigas, columnas, conexiones, etc.) mediante el método de Diseño con factores de carga y resistencia LRFD, tomando en cuenta: resistencia, rigidez, costos, fácil instalación, etc. Posteriormente se verificó las deformaciones bajo condiciones de cargas de servicio.

### 4.1. Configuración del pórtico

Los distintos laboratorios de estructuras generalmente, cuentan con pórticos que tienen actuadores hidráulicos con capacidades que varían entre 20, 50, 100 ton o mayores. A partir del cual se optó por realizar el diseño del pórtico para capacidad de dos actuadores de 50ton.

Se asume que esta carga es considerable para una vida útil y uso prolongados, además se pretende que la capacidad de carga del pórtico no sea una limitante y permita realizar ensayos en estructuras a escala reducida o escala real, es decir que permita la realización de la mayor cantidad de ensayos.

Como se vio anteriormente, existen pórticos auto portantes y pórticos anclados a algún tipo de cimentación. Teniendo en cuenta los tipos de pórticos y con el objetivo de obtener un modelo que logre combinar: una buena resistencia y rigidez, costos no elevados, así también, que sea de fácil construcción e instalación, para el diseño del pórtico se consideraron 3 modelos.

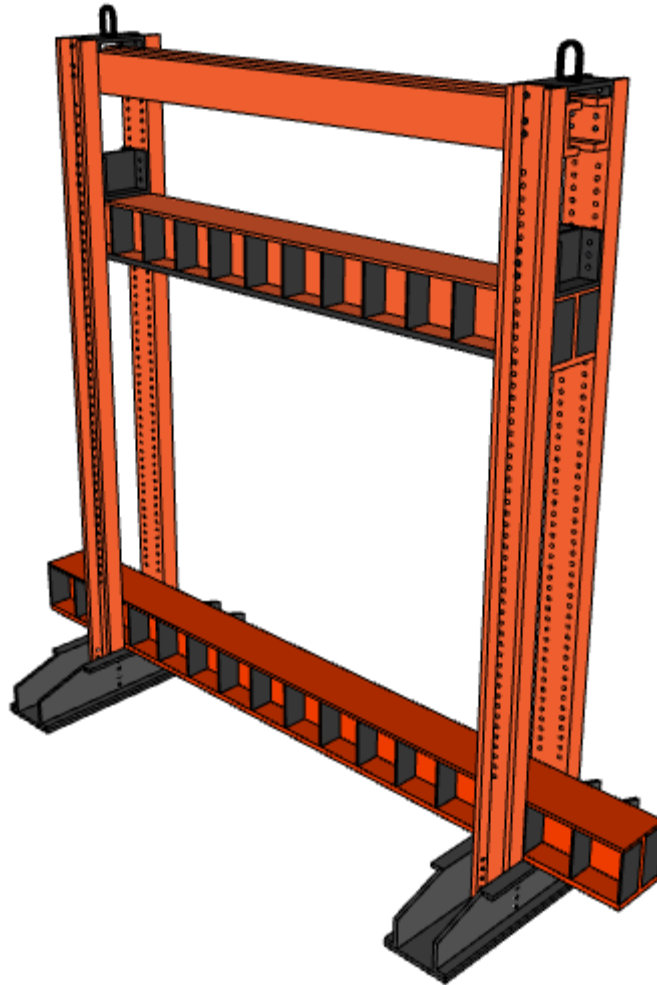
### 4.2. Modelo de pórtico auto portante

Con la finalidad de reducir costos por construcción de losa o cimentación para anclar el pórtico, se realizó un diseño de este tipo de pórtico.

El pórtico se constituye de 3 vigas, de las cuales una es móvil para poder ajustarse al tipo de ensayo que corresponda, también tiene 4 columnas se secciones C, las cuales permiten sujetar las vigas. Las cargas que se transmiten a los elementos del pórtico tienen una configuración similar a la que se presenta en la **Figura 2-2**, al existir una viga de piso, se genera un sistema auto portante (las cargas son resistidas por el mismo pórtico). Las columnas mayormente trabajando a tensión en los ensayos.

La configuración del pórtico permite un fácil desplazamiento de la viga, también, permite una fácil construcción y montaje del mismo.

Un bosquejo del pórtico se presenta en la **Figura 4-1**.



*Figura 4-1. Modelo de pórtico auto portante*  
*Fuente: Elaboración propia*

Debido a que la carga que ejercerán los actuadores es considerable, también que éstas cargas se pueden desplazar horizontal y verticalmente, los elementos que cumplen para este tipo de pórtico son de grandes secciones. Debido a esto, el espacio disponible para ensayos se ve notablemente reducido, y por lo tanto se descartó para el diseño final.

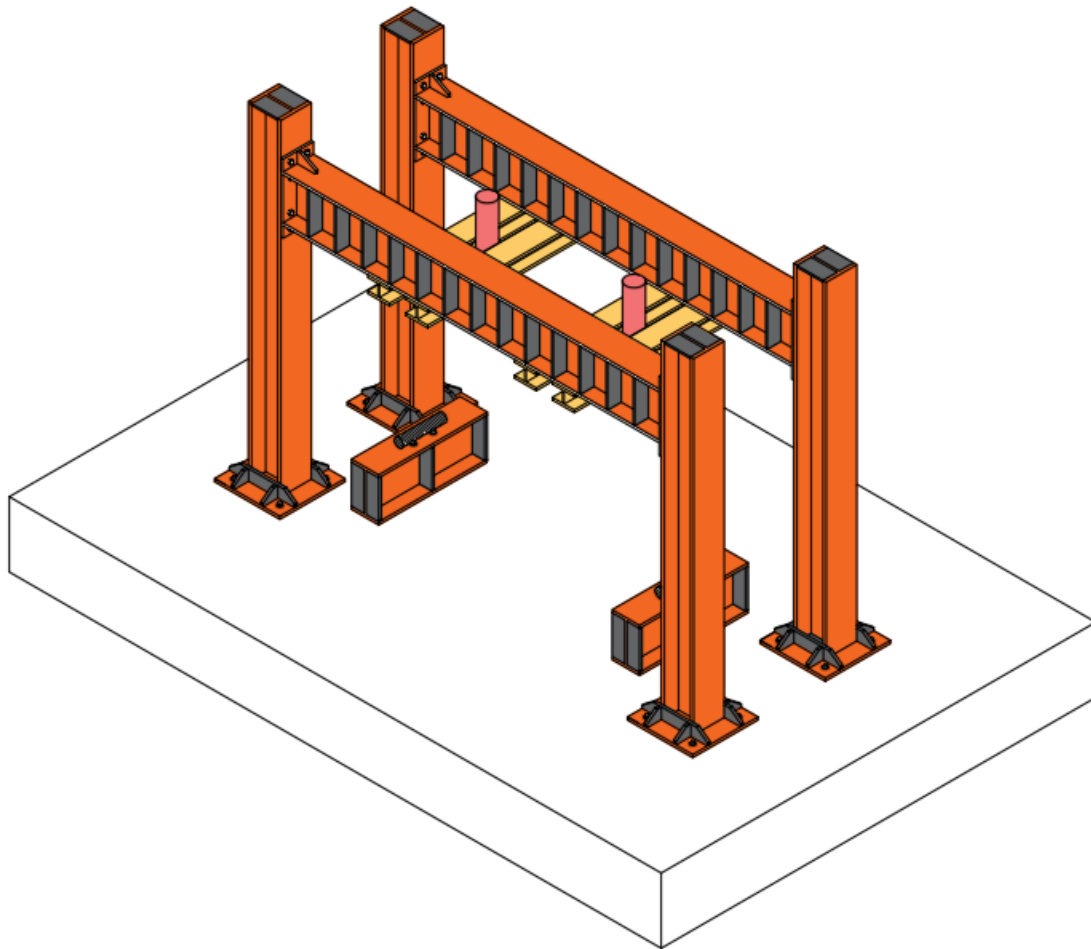
#### **4.3. Modelo con sistema de pórtico anclado**

Con el objetivo de reducir las secciones de los elementos del pórtico, se optó por realizar un diseño de este tipo de pórtico.

El pórtico se constituye de 2 vigas móviles de sección W, las cuales son conectadas a las columnas, para poder ajustarse al tipo de ensayo que corresponda. Tiene también 4 columnas de sección W, las cuales permiten sujetar las vigas. El sistema de aplicación de cargas lo constituye dos actuadores hidráulicos, los cuales son fijados rígidamente a las vigas pequeñas que pueden cambiar su posición. Además, la unión de los elementos tiene en cuenta las conexiones, viga-columna mediante una placa de extremo y columna-losa mediante una placa base a ser fijado en la cimentación.

Un bosquejo del pórtico se presenta en la **Figura 4-2**.





*Figura 4-2. Modelo de pórticos anclados*

Para este tipo de pórtico las cargas de diseño se reducen, pero se requiere mayor cantidad de material por lo cual generará mayores costos. Además, la configuración con dos vigas móviles, hacen que el desplazamiento vertical sea difícil si no se cuenta con polipastos.

Así también, la configuración con cuatro columnas ocupa mayor espacio, y las conexiones viga columna requiere de gran cantidad de pernos.

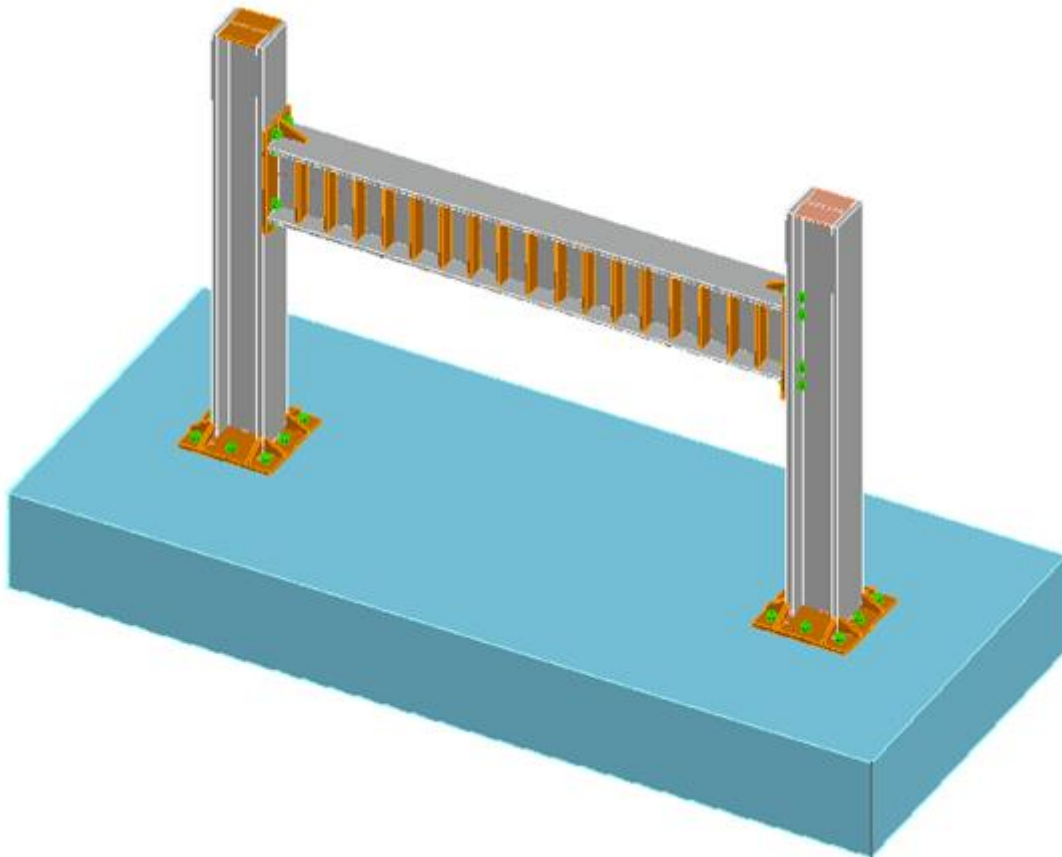
Aunque el funcionamiento del pórtico puede ser viable, se descarta para el diseño final y, se opta por realizar otro tipo de configuración.

#### **4.4. Modelo del pórtico seleccionado**

Para lograr generar una capacidad de carga considerable, así como costos no elevados, se realizó un diseño para un pórtico simple anclado.

El pórtico se configura con una viga y dos columnas de sección W ancladas a una cimentación, la viga puede desplazarse a lo largo de las columnas. Los actuadores hidráulicos se fijan directamente al patín inferior de la viga.

Un bosquejo del pórtico se presenta en la **Figura 4-3**.



*Figura 4-3. Modelo de pórtico simple anclado*  
*Fuente: Elaboración propia*

Para este tipo de pórtico las cargas de diseño se reducen (ver Consideraciones de carga en la sección 3.1.3), se requiere una cantidad de material menor que las presentadas anteriormente. La configuración con una viga móvil, permite un desplazamiento accesible, aunque para mayor seguridad se puede hacer uso de polipastos. Las dos columnas transversalmente, no ocupan gran espacio, así mismo las conexiones viga-columna requiere de una cantidad de pernos menor que el pórtico anterior.

Finalmente se concluye que el funcionamiento del pórtico puede ser viable, se opta por realizar la configuración, y el diseño final para este modelo de pórtico.

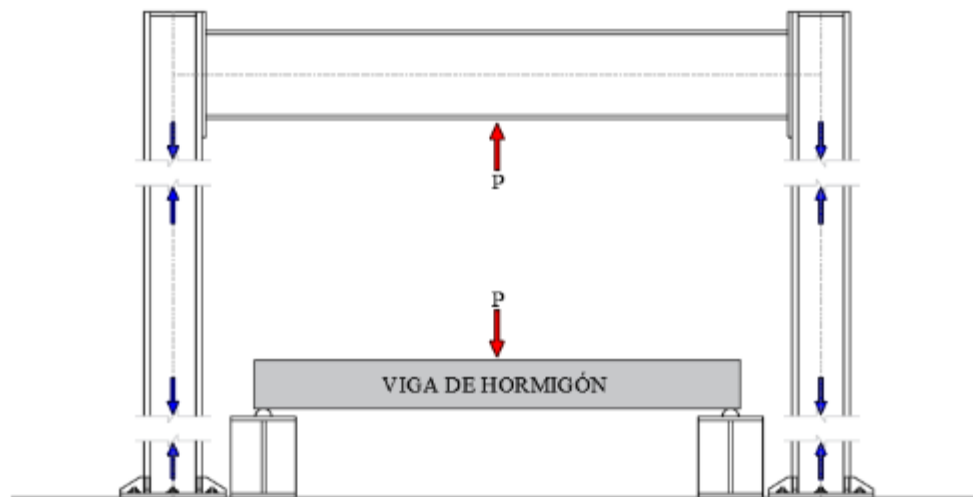
#### **4.5. Hipótesis de diseño**

La configuración del pórtico tiene en cuenta:

- El pórtico se encuentra empotrado a una cimentación.
- La viga se puede desplazar verticalmente para ajustarse a los ensayos.
- El actuador hidráulico puede desplazarse a lo largo de la viga.
- La viga transmitirá momento a las columnas.
- La conexión viga-columna es resistente a momento.
- La conexión viga-columna es atornillada, para la cual, realiza con una placa de extremo extendida a momento 4ES.
- Las columnas y la viga se construyen en perfiles laminados en caliente de perfiles W.
- La conexión columna-cimentación se realiza con placa base rigidizada.

El funcionamiento del pórtico, se puede idealizar en base al ensayo a flexión de una viga de hormigón, como se muestra en la **Figura 4-4**. Al aplicar una fuerza con el actuador hidráulico a la viga de hormigón, causará una reacción sobre la viga de acero y está transmitirá esfuerzos a los demás elementos del pórtico como son las conexiones, columnas y la cimentación.

Al variar la altura de la viga de acero como también la posición de la carga, los diagramas de momento flector, fuerza cortante y fuerza axial variarán de igual modo. Por lo cual se debe determinar las posiciones más críticas para el diseño de cada elemento.



*Figura 4-4. Flujo de cargas*

Las dimensiones del pórtico deben ser tal que permitan ensayar elementos de hormigón o acero de tamaños cercanos a las reales y también, a escalas reducidas. Para la cual, se plantea que se puedan realizar ensayos a flexión de vigas hasta 3.5m de longitud, que pueden ser utilizadas en construcciones cotidianas. También se plantea una conexión viga - columna atornillada, con agujeros en la columna espaciados uniformemente, con el fin de poder realizar la conexión a diferentes alturas. Limitando a una altura mínima de 1.5m y una altura máxima de 3m.

Entonces, con el objetivo de poder realizar la mayor cantidad de ensayos posibles, las dimensiones del pórtico se plantea: separación entre ejes de las columnas de 4m y una altura desde el piso de 3m.

Como se mencionó, el diseño del pórtico se realizó para la capacidad de un actuador de 100ton o dos actuadores de 50ton c/u.

Para la configuración de cargas, basados en la sección de consideraciones de carga 3.1.3 se considera todas las cargas que podrían intervenir en el pórtico durante su vida útil, la carga muerta (D) está constituida por el peso propio del material más el peso de los actuadores hidráulicos, las cargas vivas (L) se considera las ejercidas por los actuadores hidráulicos debido a que éstas podrán variar en magnitud y ubicación.

A partir de las combinaciones del LRFD se plantea la combinación de cargas, omitiendo aquellas que no apliquen a la estructura. Además en el diseño de la estructura, la carga muerta (D) representa una fracción muy pequeña de la carga viva, por tanto se desprecia para los elementos de acero.

Entonces, mediante el método LRFD la combinación de carga considerada para diseño es:

Rubén Darío, Lema Guamán  
Manuel Rolando, León Ordoñez



**Tabla 4-1**  
*Cargas en la estructura*

Cargas			
Carga viva	L	100	ton
Carga muerta	D	0	ton
Combinación			
Servicio	D + L	100	ton
LRFD	1.2D + 1.6L	160	ton

Con las cargas definidas, se realiza el diseño de cada uno de los elementos del pórtico, teniendo en cuenta las consideraciones particulares que aparecerán para cada uno de ellos.

#### 4.6. Diseño de elementos

Para el diseño de cada elemento del pórtico, se debe tener en cuenta que los diagramas de fuerza axial, fuerza cortante y momento flector, varían dependiendo de la altura a la que se coloque viga como también de la posición del actuador hidráulico sobre esta. Por lo cual, se debe determinar la condición más crítica para el diseño de cada elemento del pórtico.

El diseño del pórtico consiste en el diseño de cada uno de sus elementos: la viga móvil, dos columnas que están solicitadas a tensión, las conexiones viga columna, así como la conexión columna-cimentación. Además, se tiene en cuenta el diseño de la cimentación en la que se anclaran las columnas.

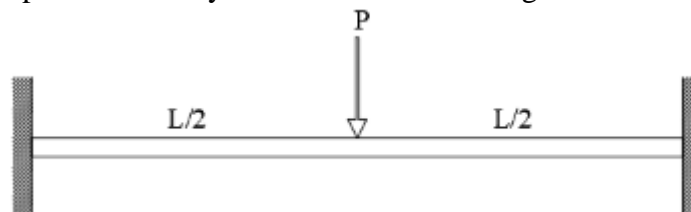
Se planteó todas las consideraciones de diseño que intervienen en los elementos, como son: límites de deformaciones, carga máxima a flexión, cortante, axial, material, etc. Con ello se determinan todas las secciones de perfiles W del AISC que cumplen con los requerimientos, seguidamente se realiza un análisis detallado de un perfil, ver MEMORIA DE CÁLCULO.

En este documento se muestran los resultados obtenidos del análisis de cada elemento, los cálculos detallados se presentan en el APENDICE D - MEMORIA DE CALCULO.

#### 4.7. Diseño de viga

En la mayoría de casos, las vigas son los elementos que soportan cargas en dirección de la gravedad, sin embargo no es el caso, ya que el actuador generará una carga vertical con dirección opuesta, como se indicó anteriormente en la **Figura 4-4**.

Para el límite de deformación de la viga, se considera como una viga empotrada en los extremos, con una carga puntual en centro del claro como se muestra en la **Figura 4-5** debido a que en este punto se presenta la mayor deformación en la viga.



**Figura 4-5.** Carga puntual en una viga empotrada  
*Fuente: Elaboración propia*

El material de la viga acero es de ASTM 572 Gr.50, la carga P de diseño fue calculada en la **Tabla 4-1**. Luego de generar los posibles perfiles que cumplan para las solicitaciones respectivas, se eligió el perfil W21X111.



Las características geométricas del perfil se presentan en la **Tabla 4-2**.

**Tabla 4-2**  
*Datos geométricos del perfil de la viga*

Sección W21x111		
$A_b$	210	cm <sup>2</sup>
$d_b$	54.6	cm
$b_{fb}$	31.2	cm
$t_{fb}$	2.22	cm
$t_{wb}$	1.4	cm
$S_{wb}$	4080	cm <sup>3</sup>
$Z_{xb}$	4570	cm <sup>3</sup>
$I_{xb}$	111000	cm <sup>4</sup>

Para el perfil seleccionado se realizan las verificaciones para: pandeo local, estados límites de resistencia a flexión y cortante. También, la verificación de deflexión en la viga, verificación por cargas concentradas y diseño de atiesadores.

Al estar la viga sometida a flexión se debe verificar el **pandeo local**, según la sección B4 del AISC 360, el elemento puede clasificar como compacta, no compacta o esbelta según la Tabla B4.1b del AISC 360. Al realizar esta verificación se determina que tanto el patín como el alma de la viga son compactos y por tanto la viga es compacta.

Para el diseño a flexión y cortante, luego de analizar distintas ubicaciones de la viga y del actuador hidráulico, las mayores solicitaciones para flexión y cortante no se producen simultáneamente.

La configuración más desfavorable a flexión se produce cuando la viga se encuentra en la posición más alta y la carga actuando en el centro del claro, en este punto se produce la mayor deformación, generándose también, el momento máximo de diseño, como se muestra la **Figura 4-6a**. Sin embargo, el cortante máximo presente en la viga, se produce cuando la viga se encuentra a cualquier altura, pero con la carga actuando cerca de la cara de la columna, como muestra la **Figura 4-6b**.

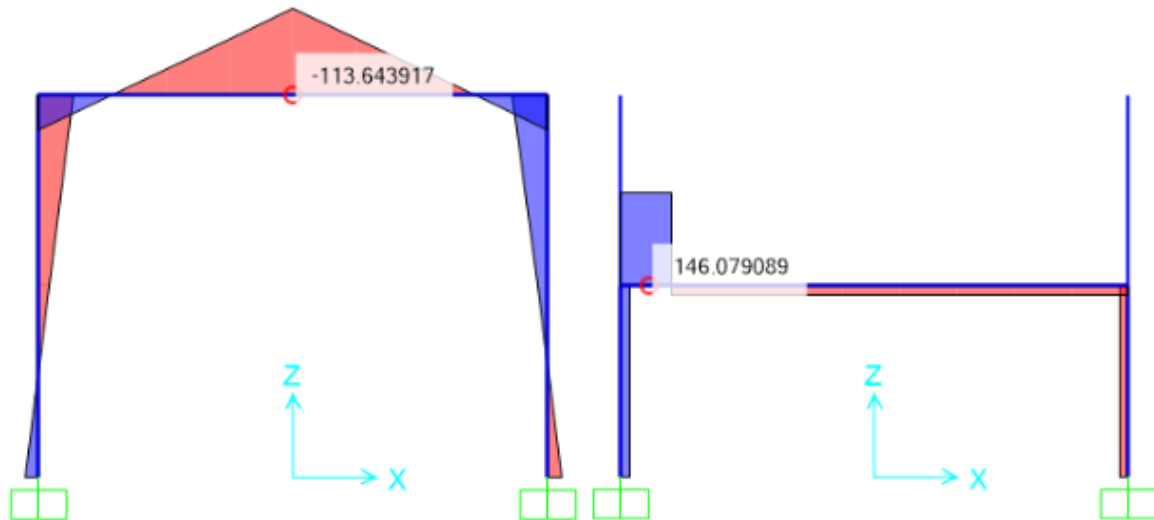


Figura 4-6. Diagramas de momento flector y fuerza cortante

La viga deberá tener una resistencia factorizada mayor a 114 *ton.m* en momento flector y 146 *ton* en cortante, como se indicó en la **Figura 4-6**.

Teniendo una sección compacta, la resistencia de diseño a **flexión**, será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral - torsional, en base al capítulo F del AISC 360, además se limitó la capacidad de la viga a fin de que se trabaje en el rango elástico al momento de realizar los ensayos, esto es con el fin de no tener deformaciones permanentes o zonas de fluencia. Mientras, la resistencia de diseño a **cortante**, se determinó en base al capítulo G del AISC 360.

La capacidad a flexión y cortante de la viga se muestran en las **Tabla 4-3** y **Tabla 4-4** respectivamente.

**Tabla 4-3**

Capacidad a flexión de la viga

Mn (ton.m)	$\phi_b$	$\phi_b Mn$ [ton.m]	Mu [ton.m]	Utilidad	Condición
143.43	0.9	129.09	114	88%	Cumple

**Tabla 4-4**

Capacidad a cortante de la viga

Vn (ton)	$\phi_v$	$\phi_v Vn$ [ton]	Vu [ton]	Utilidad	Condición
161.23	1.0	161.23	147	91%	Cumple

#### 4.7.1. Combinación de flexión y fuerza axial

Cuando la viga se encuentra a una altura de 1.5m y con el actuador hidráulico en el centro del claro, la flexión y la carga axial máxima ocurren simultáneamente (ver **Figura 4-7**), por tanto, existirá una **combinación de esfuerzos**, la cual se revisó en base a la sección H1 de AISC 360.

Se analizó en esta posición debido a que la carga axial máxima se genera en este punto, mientras que momento flector disminuye levemente.

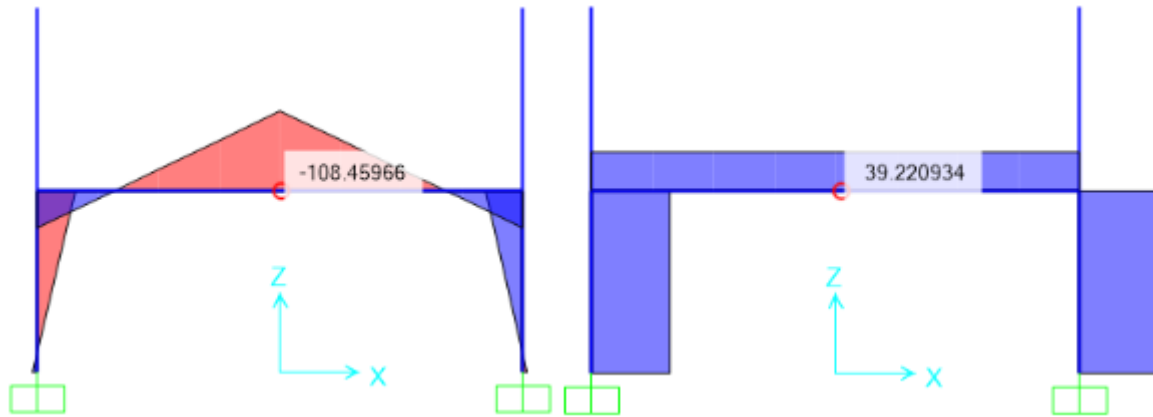


Figura 4-7. Diagrama de momento flector y fuerza cortante para la combinación de esfuerzos

Fuente: Elaboración propia

La verificación por combinación de esfuerzos, se realiza siguiendo la sección H1 del AISC 360, con las ecuaciones H1-1a o H1-1b. Al realizar la comprobación, la combinación de esfuerzos es igual a 0.87, por lo tanto la sección es adecuada debido a que es inferior a 1.0

#### 4.7.2. Deflexión

Para el cálculo de la **deflexión** máxima en la viga, se puede considerar como una viga empotrada con una carga puntual en el centro. En el pórtico la viga no actuará de esta manera, sin embargo al limitar la deflexión admisible para maquinaria pesada y de precisión según la AASHTO 2010 a  $L/2000$ , el valor obtenido de la deflexión se puede considerar conservativo.

Entonces, para una viga empotrada con carga puntual en el centro.

$$\Delta_{max} = \frac{P_a \cdot L^3}{192 \cdot E \cdot I} \quad (4.1)$$

Deflexión admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{2000} \quad (4.2)$$

La verificación por deformación se muestra en la:

**Tabla 4-5**

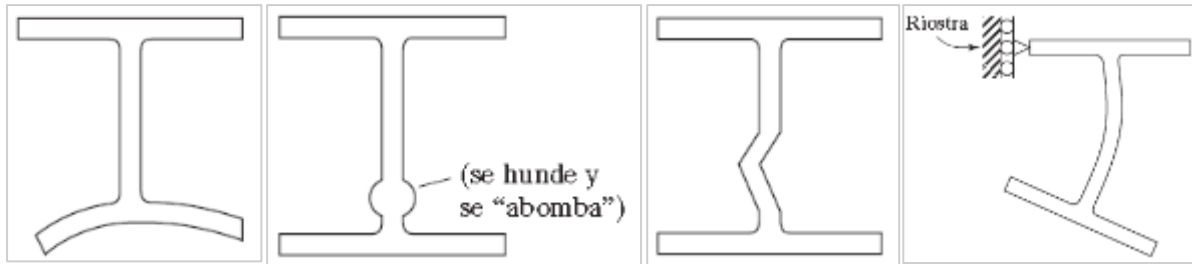
Verificación de deflexión para la viga

$\Delta_{max}$ [mm]	$\Delta_{adm}$ [mm]	Condición
1.50	2.0	Cumple

En base a los resultados obtenidos de las **Tabla 4-3**, **Tabla 4-4** y **Tabla 4-5**, la viga se considera adecuada.

#### 4.7.3. Verificación por cargas concentradas

Los actuadores hidráulicos van a generar cargas concentradas, por lo cual se debe verificar la resistencia de la viga para estas cargas. La verificación se realiza mediante el apartado J10 del AISC 360 para flexión local del patín, fluencia local del alma, aplastamiento del alma, y pandeo lateral del alma.



a) Flexión local patín. b) Fluencia local alma. c) Aplastamiento alma d) Pandeo lateral alma.

**Figura 4-8.** Estados límites por carga concentrada.

Fuente:(McCormac, 2012)

La **Tabla 4-6** muestra las resistencias por carga concentrada de la viga. En la tabla se muestra un resumen, los cálculos detallados se presentan en la memoria de cálculo (Apéndice D).

**Tabla 4-6**

Verificación de viga por carga concentrada

Estado limite	$\phi$	Rn [ton]	$\phi Rn$ [ton]	Pu [ton]	Condición
Fluencia local del patín	0.9	108.28	97.45	160	No cumple
Fluencia local del alma	1.0	215.44	215.44	160	Cumple
Aplastamiento del alma	0.75	182.54	136.91	160	No cumple
Pandeo lateral del alma	0.85		No aplica		

De la **Tabla 4-8** se puede notar que la viga necesita ser reforzada por carga concentrada. El refuerzo consiste en un par de atiesadores en diferentes puntos de la viga, la cual es descrita a continuación.

Existen dos tipos de atiesadores: *atiesadores de apoyo*, los que transmiten las cargas concentradas al peralte total del alma, y los *atiesadores intermedios*, que se colocan a varios intervalos del alma según la dirección del peralte para prevenir el pandeo debido a la compresión diagonal.

El apartado G2-3 del AISC 360 menciona el uso de los atiesadores intermedios, estos no son requeridos cuando  $\frac{h}{t_{wb}} \leq 2.46 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$ , o cuando la resistencia de corte disponible  $\phi_v \cdot V_n$  sea mayor que la resistencia requerida  $V_u$ .

$$\text{Se tiene: } \frac{h}{t_{wb}} = 33.98 \leq 2.46 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 59.2 \quad \phi_v \cdot V_n = 161.23 \text{ ton} > V_u = 147 \text{ ton}$$

Por tanto no se necesitan de atiesadores intermedios.

#### 4.7.4. Diseño de atiesadores

Los **atiesadores de apoyo** se colocan por pares sobre las almas del perfil en los extremos no enmarcados y donde se requieran, debido a cargas concentradas. Deben estar en contacto con los patines y extenderse hacia los bordes tanto como sea posible. Un atiesador de apoyo es un tipo especial de columna.

Para las cargas concentradas, se necesitan de atiesadores de apoyo, para los cuales se realizó el diseño:

La geometría del atiesador (ancho, espesor, altura) se puede determinar a partir del apartado J10-8 del AISC 360. La separación de los atiesadores transversales se determina en base a la aplicabilidad de las cargas concentradas a lo largo de la viga. Por lo cual se debe elegir una separación adecuada para realizar la mayor cantidad de ensayos posibles.

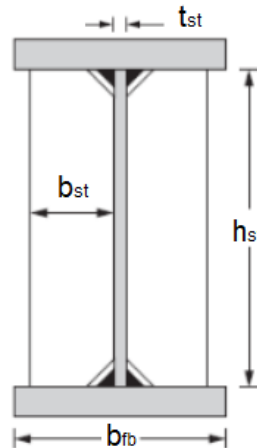


La **Tabla 4-7** y **Figura 4-9** muestran los valores correspondientes a la geometría de los atiesadores.

**Tabla 4-7**

*Geometría de atiesadores para la viga*

Geometría del atiesador			
Ancho	$b_{st}$	12.0	cm
Espesor	$t_{st}$	0.75	in
Altura	$h_{st}$	50.16	cm
Separación	$a$	25.0	cm



**Figura 4-9.** Geometría del atiesador

Los atiesadores bajo cargas concentradas tienen requisitos especiales debido a la posibilidad del aplastamiento del alma o pandeo por compresión de la misma. Por lo cual, en este caso se diseñan como elementos a compresión.

La resistencia de diseño  $\phi R_n$  al **aplastamiento**, de superficies en contacto debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como muestra el apartado J7 del AISC.

**Tabla 4-8**

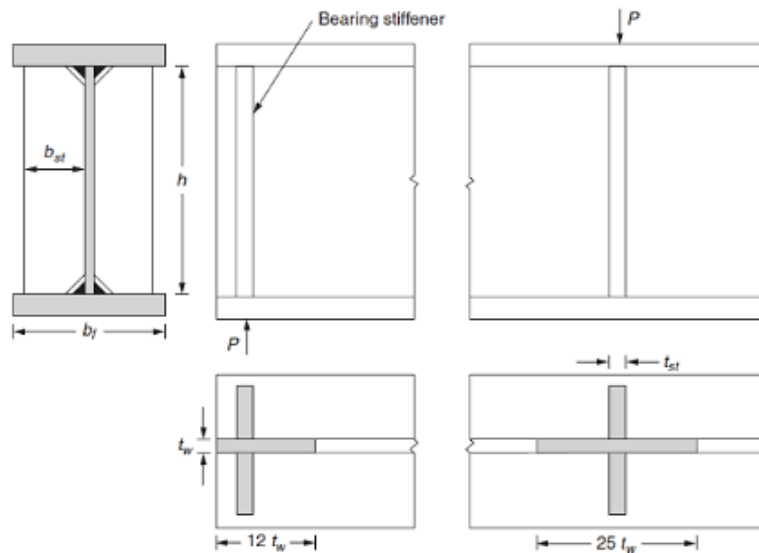
*Resistencia al aplastamiento de los atiesadores*

Rn [ton]	$\phi$	$\phi R_n$ [ton]	Pu [ton]	Utilidad	Condición
228.10	0.75	171.08	160.0	94%	Cumple

Para determinar la resistencia a **compresión**, la sección J10.8 del AISC 360, indica que los atiesadores se deben analizar en base al capítulo E o la sección J4.4 del AISC dependiendo de la relación de esbeltez.

Para un  $\frac{kL}{r} = 7.2 \leq 25$  por tanto se aplica la sección J4.4a del AISC.

La resistencia se debe determinar utilizando una longitud efectiva de  $0.75h$ , con una sección compuesta de dos atiesadores y una franja del alma de ancho igual a  $25t_w$  en atiesadores interiores y  $12t_w$  en atiesadores en los extremos de los miembros, como muestra la **Figura 4-10**.



**Figura 4-10.** Configuración de los atiesadores  
Fuente:

Los actuadores no llegan a distancias menores de  $12t_w$ , por tanto, todos los atiesadores se consideran atiesadores interiores, y se tiene:

**Tabla 4-9**

*Resistencia a la compresión de los atiesadores*

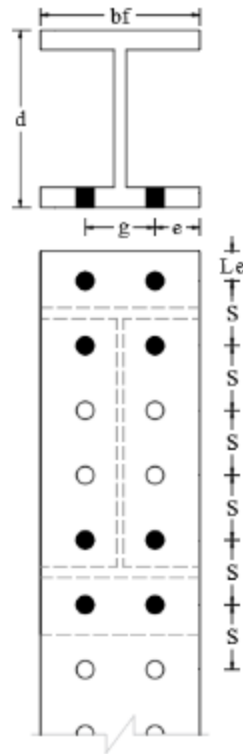
<b>Pn [ton]</b>	<b><math>\phi</math></b>	<b><math>\phi Pn</math> [ton]</b>	<b>Pu [ton]</b>	<b>Utilidad</b>	<b>Condición</b>
332.97	0.9	299.67	160.0	53%	Cumple

#### 4.8. Diseño de Columnas

Como se vio anteriormente, los elementos que soportan la viga, van a trabajar mayormente a tensión (ver **Figura 4-4**), sin embargo, se debe tener en cuenta la posibilidad de que al realizar un ensayo la probeta falle repentinamente, generándose así una inversión de esfuerzos, con lo cual, la columna trabajara a compresión.

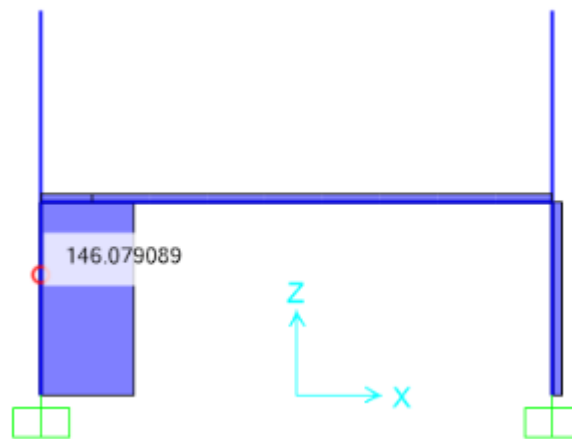
Para el diseño de la columna, se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones:

- La conexión viga-columna se hizo a un solo patín de la columna, por medio de una conexión atornillada, para la cual se requiere que los patines de la viga y la columna tengan dimensiones similares ver **Figura 4-11**.
- Para los estados límites de fractura en la sección neta y bloque de cortante, se consideró que la columna estará conectada por 8 tornillos (Conexión 4ES), además que está conexión se la realiza en el extremo superior (caso crítico) de la columna, por lo cual se debe tener en cuenta la longitud  $L_e$ , como se verá más adelante.
- La distancia  $e$ , se calculó en base al distancia del gramil y al ancho de la base se la sección.
- La separación  $s$  de los agujeros se considera uniforme a lo largo de la columna, con el fin de realizar la conexión a diferentes alturas ver la **Figura 4-11**.
- La deformación máxima en la columna es  $\frac{L}{2000}$ , aplicando el mismo criterio que la viga.



**Figura 4-11.** Separación de agujeros en la columna para la conexión  
Fuente: Elaboración propia

Tanto para el diseño de la columna a tensión, la fuerza dependerá de la posición de los actuadores hidráulicos en la viga, la carga última de diseño de la columna está directamente relacionado con el cortante último de la viga es decir  $P_u = 146 \text{ ton}$ , como se muestra la **Figura 4-12**.



**Figura 4-12.** Diagrama de fuerza axial

A partir de las consideraciones mencionadas anteriormente, se obtuvieron varios perfiles que cumplen las solicitaciones, presentadas en la memoria de cálculo, seleccionando para la verificación el perfil W12X170.

Las características del perfil se presentan en la **Tabla 4-10**.

**Tabla 4-10**

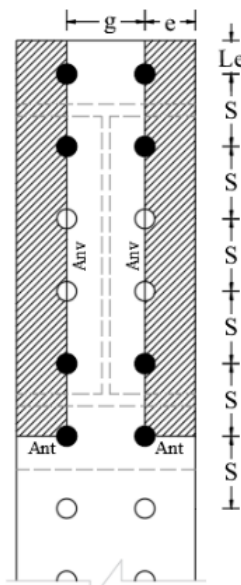
*Características geométricas del perfil para columnas*

Sección W12x170		
$A_c$	323	$\text{cm}^2$

$d_c$	35.6	cm
$b_{fc}$	32	cm
$t_{fc}$	3.96	cm
$t_{wc}$	2.44	cm
$S_{wc}$	3850	cm <sup>3</sup>
$Z_{xc}$	4510	cm <sup>3</sup>
$I_{xc}$	68700	cm <sup>4</sup>

De acuerdo al capítulo D del AISC 360, la resistencia de **diseño a tensión**,  $\phi P_n$  será el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de: fluencia por tensión en el área bruta según sección D2a, fractura por tensión en el área neta efectiva según sección D2b. Además, se tiene que verificar el estado límite por bloque de cortante, según la sección J4.3.

Para el estado límite de bloque de cortante se tuvo en cuenta la configuración de la conexión, como se muestra en la **Figura 4-13**.



**Figura 4-13.** Configuración bloque de cortante  
Fuente: Elaboración propia

En la **Tabla 4-11** se muestra la capacidad a tensión de la columna. La capacidad a tensión es el menor valor obtenido de los tres estados límites mencionados.

**Tabla 4-11**  
Capacidad a tensión

Estado limite	$\phi$	$P_n$ [ton]	$\phi P_n$ [ton]	$T_u$ [ton]
Fluencia sección total	0.9	1135.45	1021.91	147
Fluencia área neta	0.75	1204.40	903.300	147
Bloque de cortante	0.75	1442.85	1082.14	147

A partir de la tabla se puede notar que la capacidad a tensión es 903.3 ton por fluencia en el área neta efectiva, además se nota que la relación de la demanda/capacidad del elemento es bastante inferior a 1, sin embargo, se debe tener en cuenta que el elemento columna está gobernado por la deformación.

Debido a que el pórtico puede estar sometido a inversiones de carga, se debe verificar la resistencia de la columna a compresión, la cual se determina de acuerdo a la sección E3 de AISC 360.



Para la verificación del pandeo local se realiza según la Tabla B4.1a de AISC para los elementos rigidizados (alma) y no rigidizados (patín). Ya que el pórtico no tiene arriostramientos laterales que ayuden a resistir el pandeo de la columna, la columna se pandeará respecto a su eje débil, con factor de longitud  $K=1.2$  (Tabla 5.1 McCormac)

En la **Tabla 4-12** se muestra la capacidad a compresión de la columna.

**Tabla 4-12**

*Capacidad a compresión*

Estado limite	$\phi$	Pn [ton]	$\phi Pn$ [ton]
Compresión	0.9	985.52	886.97

Finalmente se realizó la verificación de **deformación** por carga axial de tensión, para la cual se determina la deformación máxima según la ecuación 4.3, y se compara con la deformación admisible dada anteriormente en la ecuación (4.3), similar al de la viga. En la **Tabla 4-13** se muestra la verificación por deformación.

$$\Delta_{max} = \frac{P_a \cdot L}{A \cdot E} \quad (4.3)$$

Se eligió el área neta efectiva para la determinación de la deformación, ya que esta considera a más del diámetro de los agujeros, el plano de conexión entre elementos a tensión.

**Tabla 4-13**

*Verificación de deformación en la columna*

$\Delta_{max}$ [mm]	$\Delta_{adm}$ [mm]	Condición
0.51	1.5	Cumple

En base a los resultados obtenidos de las tablas **Tabla 4-11**, **Tabla 4-12** y **Tabla 4-13**, la columna se considera adecuada.

#### 4.9. Deformación del pórtico

Una vez que se determina las secciones W para las columnas y la viga, se determinó la deformación máxima del pórtico. Luego de realizar varias configuraciones de la carga y de la viga, se notó que las mayores deformaciones del pórtico ocurren cuando la viga se encuentra a la mayor altura. Los modelos se realizaron incluyendo la deformación por corte con la ayuda del programa de SAP2000.

La **Figura 4-14** y la **Figura 4-15** siguientes, indican las posiciones de carga donde se produce la mayor deformación del pórtico.

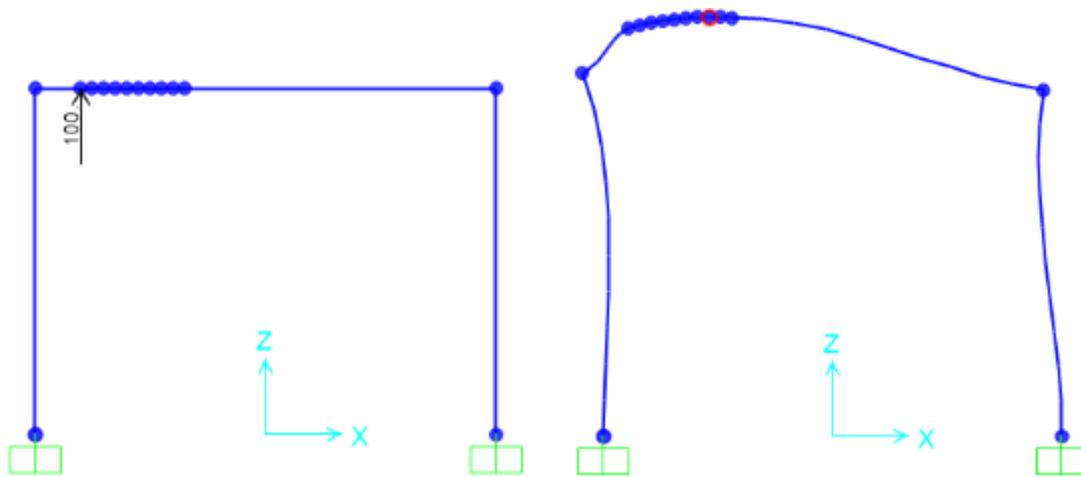


Figura 4-14. a) Posición de la carga, b) Deformación del pórtico

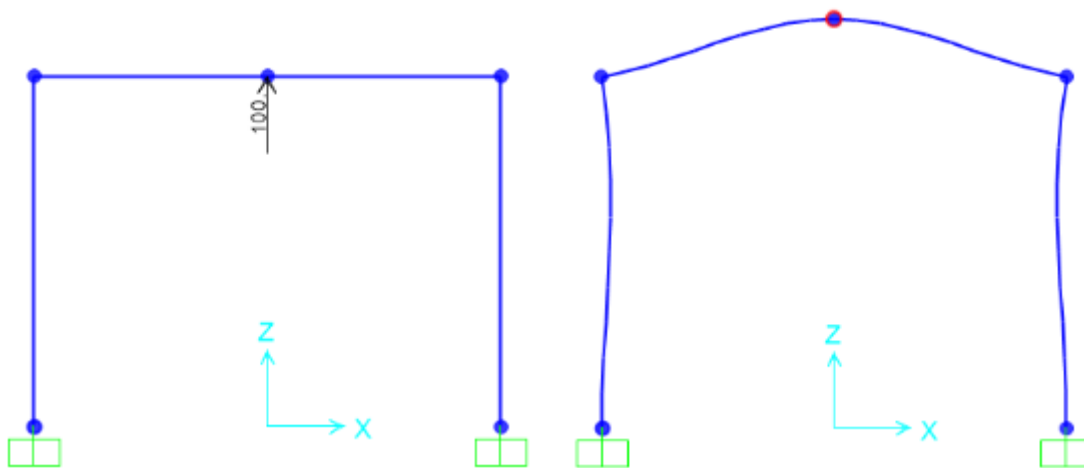


Figura 4-15 a) Posición de la carga, b) Deformación del pórtico

Para el modelo de las **Figura 4-14a** y **Figura 4-14b**, se obtiene una deformación del pórtico de 1.64mm, mientras la máxima deformación 5.24mm, se obtiene cuando la viga se coloca en la posición más alta y el actuador hidráulico en el centro de la viga, modelo de la **Figura 4-15a** y **Figura 4-15b**.

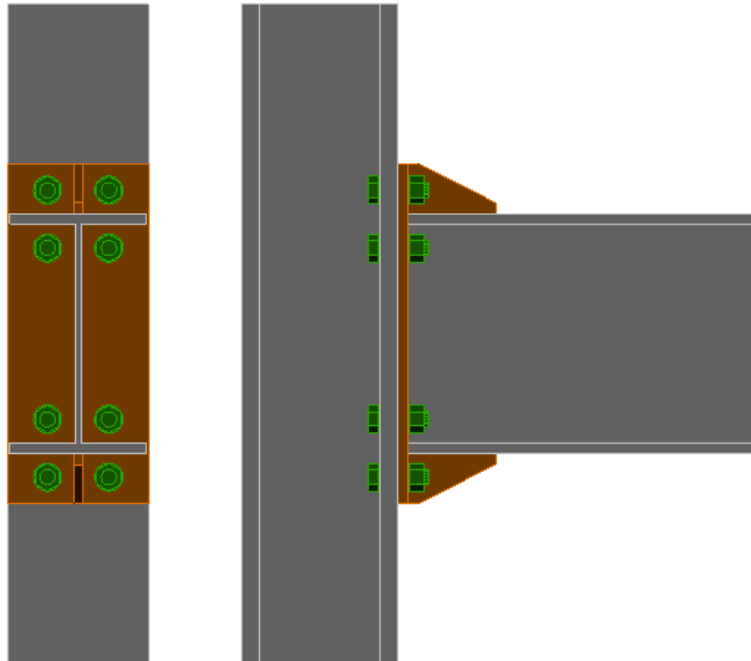
#### 4.10. Diseño de Conexión Viga-Columna

La conexión viga-columna es uno de los procedimientos más esenciales para garantizar la estabilidad de una estructura y por ende que ésta se mantenga en pie.

En este apartado se presenta el diseño de la conexión viga-columna, para la cual se tuvo las siguientes consideraciones:

- En la mayor parte del tiempo, la única carga presente en la estructura será por peso propio, ocurriendo las mayores solicitaciones cuando el actuador hidráulico está en funcionamiento, por lo cual, para el momento de diseño en la cara de la columna sólo se tomará en cuenta las cargas ejercidas por el actuador.
- Para la realización de los diferentes tipos de ensayos en el laboratorio, se requerirá que la viga se pueda desplazar verticalmente, por lo cual, la conexión que se consideró fue una conexión atornillada.
- Se hizo uso de una conexión totalmente restringida (FR) debido a que éstas se utilizan para lograr rigidez y continuidad, como indica la sección B3.4b.a del AISC 360.

- Al tener una conexión atornillada, se utilizará para la unión una placa de extremo resistente a momento, que es un método de conexión aceptado por la norma AISC.
- Con objetivo de facilitar la manipulación, se utilizó para la conexión una placa de extremo con cuatro tornillos reforzada (4ES), como indica el apartado 6.2 del AISC 358 ver **Figura 4-16**.
- Para el diseño de la conexión se hace uso de la norma AISC 358, de la guía de diseño 04 del AISC y también de la guía 13 del AISC.

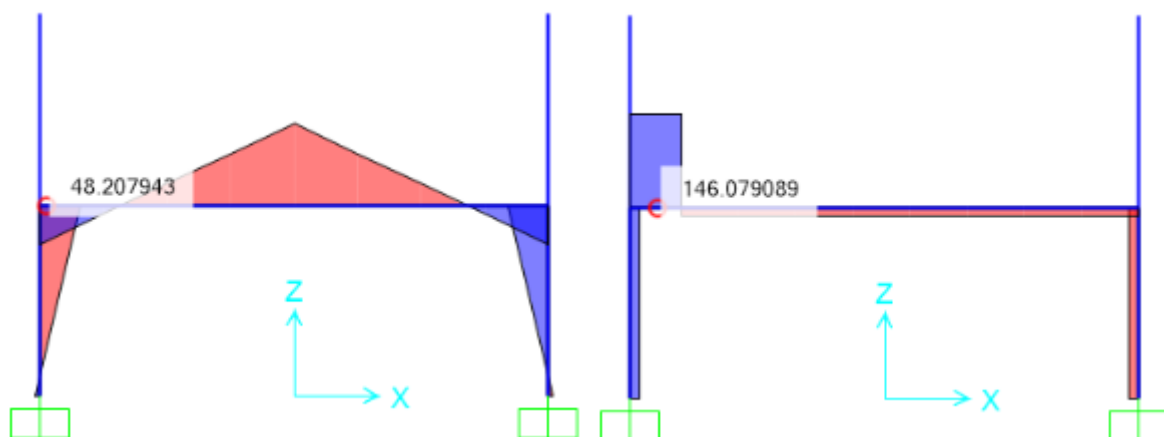


**Figura 4-16.** Configuración de la conexión 4ES

El momento máximo de diseño que soportará la conexión, se produce cuando el cilindro hidráulico actúa en el centro del claro, y a una mínima altura a la que descenderá la viga, como se presenta en la **Figura 4-17a**.

El cortante máximo que deberá soportar la conexión, se produce cuando el cilindro hidráulico ejerce la carga en el extremo de la viga, como muestra la **Figura 4-17b**.

En la **Figura 4-18** se presenta el diagrama de fuerza axial, con el valor máximo al que va estar sometida la conexión.



**Figura 4-17.** a) Diagrama de momento flector, b) Diagrama de fuerza cortante

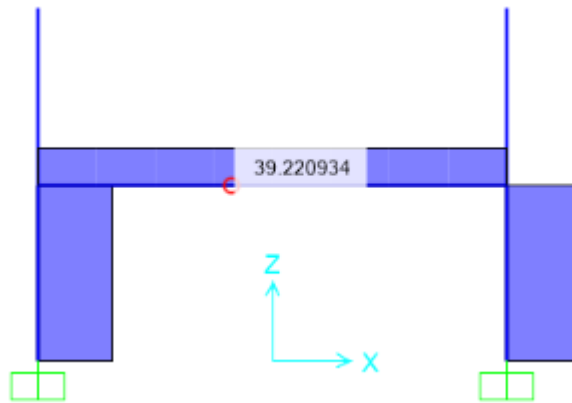


Figura 4-18. Diagrama de fuerza axial

A partir de los diagramas, la conexión deberá tener una resistencia factorizada mayor a  $M_f = M_u = 50 \text{ ton.m}$  en momento flector,  $V_u = 146 \text{ ton}$  en cortante y  $N_u = 39.5 \text{ ton}$  en fuerza axial.

Para el diseño se debe tener en cuenta las características de los perfiles de la viga y columna, los cuales fueron dados anteriormente. Para la placa se consideró como material Acero ASTM A572 Gr50 con  $F_y = 50 \text{ ksi}$  y  $F_u = 65 \text{ ksi}$ . Así mismo, los pernos considerados son de material ASTM 490, con esfuerzo a la tracción nominal  $F_{nt} = 113 \text{ ksi}$  y esfuerzo de corte nominal  $F_{nv} = 68 \text{ ksi}$ , según la tabla J3.2 del AISC 360, y considerando que la rosca no están excluidas del plano de corte.

A partir de los planteamientos de la especificación AISC 358 se realizó el diseño, de la conexión. Se revisa el diseño del lado de la viga y del lado de la columna.

Para el **diseño del lado de la viga** se define: las características geométricas de la placa de extremo, el diámetro de los pernos, verificación de la resistencia por corte y ruptura por corte de la porción extendida de la placa de extremo, también de la resistencia al corte de los pernos a compresión, la verificación por aplastamiento/desgarre de la placa de extremo y del patín de la columna, así mismo se realiza el cálculo de espesor, longitud y soldadura del refuerzo y finalmente se realiza el diseño de la soldadura de la conexión ver Memoria de cálculo en el anexo.

La geometría de la placa de extremo se muestra a continuación:

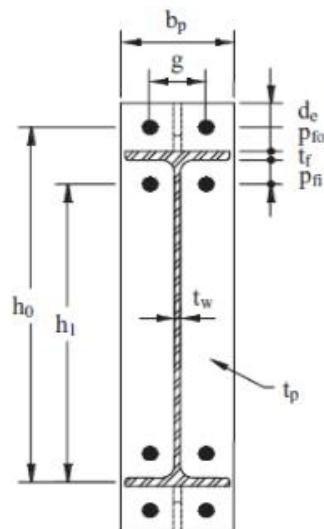


Figura 4-19. Geometría de placa de extremo 4ES





**Tabla 4-14**  
*Características de la placa de extremo*

<b>Geometría conexión 4ES</b>			
Diámetro de pernos	$\delta_p$	1 3/8	in
Espesor de la placa	$t_p$	3/4	in
Ancho de la placa	$b_p$	32.0	cm
Gramil	$g$	14.0	cm
Distancia al borde	$d_e$	6.0	cm
Separación entre pernos	$S$	13.0	cm
	$p_{fo}$	5.4	cm
	$p_{fi}$	5.4	cm
	$h_0$	58.89	cm
	$h_1$	45.87	cm

La geometría de la placa de extremo, tomando en consideración las distancias a borde y separación entre agujeros.

Uno de los primeros pasos, es determinar la resistencia a momento de los pernos a tensión, para ello se usa la ecuación 3.8 de la guía 04 del AISC, como se muestra en la **Tabla 4-15**.

**Tabla 4-15**  
*Resistencia a momento de los pernos a tensión*

$M_f$ [ton.m]	$\phi M_{np}$ [ton.m]	Condición
50	143.52	Cumple

La fuerza factorada del patín de la viga  $F_{fu} = 115.21 \text{ ton}$ , se determinó a partir de la ecuación 2.1-1 de la Guía 13 del AISC.

La porción extendida de la placa de extremo, debe tener una resistencia factorizada mayor a  $\frac{F_{fu}}{2} = 57.61 \text{ ton}$ , para fluencia según la ecuación 6.8-7 del AISC 358 y ruptura según la ecuación 6.8-8 del AISC 358. En la **Tabla 4-16** se presenta la verificación de resistencias.

**Tabla 4-16**  
*Resistencia de la porción extendida de la placa de extremo*

Resistencia	$\phi$	Rn [ton]	$\phi Rn$ [ton]	$F_{fu}/2$ [ton]	Condición
Corte	1.0	128.58	128.58	57.61	Cumple
Ruptura por corte	0.9	127.35	114.62	57.61	Cumple

La resistencia factorizada de los **pernos** en compresión según la ecuación 6.8-11 del AISC 358, así como la resistencia al aplastamiento/desgarre de la placa de extremo y del patín de la columna según la ecuación 6.8-12 del AISC 358, debe ser mayor a  $V_u = 146 \text{ ton}$ .

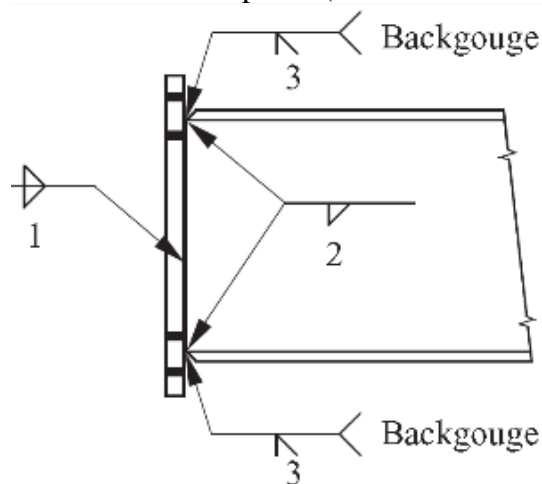
**Tabla 4-17**  
*Resistencia de pernos en compresión y aplastamiento/desgarre de placa y patín*

Resistencia	$\phi$	Rn [ton]	$\phi Rn$ [ton]	$V_u$ [ton]	Condición
Pernos en compresión	0.9	183.2	164.88	147	Cumple
Placa de extremo (Aplastamiento / desgarre)	0.9	231.2	208.35	147	Cumple
Patín de la columna (Aplastamiento / desgarre)	0.9	481.24	433.11	147	Cumple

La **soldadura de los elementos**, consiste en soldar el patín y alma de la viga a la placa de extremo, así como la soldadura del refuerzo a la viga.

Para soldar el patín la especificación 358 recomienda usar soldadura de penetración completa (CJP). También se puede seguir el procedimiento propuesto en la **Figura 4-20** de la guía 04 del AISC, como se indica:

- Preparar los patines de la viga con un biselado de profundidad total a 45 grados.
- Colocar la placa de extremo y viga con una abertura de raíz mínima.
- Precalentar las muestras como indica los requerimientos de las especificaciones AWS.
- Preparar las superficies como indica las especificaciones AWS.
- Colocar la soldadura del alma. (1)
- Coloque las soldaduras de filete de respaldo de 5/16 pulg. En los patines del lado del alma de la viga (2).
- Colocar la raíz del bisel, para eliminar cualquier contaminante de las soldaduras de filete de respaldo de 5/16 pulg. (3).
- Colocar las soldaduras de ranura del patín. (AWS TC-U4b-GF).



*Figura 4-20. Recomendación de la guía 04 AISC, Fig. 2.10*

Además, la guía de diseño 04 del AISC, recomienda que la fuerza de diseño de la soldadura del alma se tome igual a la fuerza del patín calculada, pero no inferior a  $0.6 F_{yb}(t_{wb}L_w)$ , donde  $L_w$  es la longitud efectiva de soldadura, además, el tamaño de la soldadura del alma se debe tomar como, el mayor valor de soldadura requerido por flexión y por cortante, por tanto se obtuvo que se la soldadura a usarse es una soldadura de filete con  $w = 20mm$ .

Para soldar el rigidizador a la placa y al patín, la sección 6.7.6 (5) del AISC 358 recomienda usar soldadura de penetración completa (CJP).

El **diseño del rigidizador** consiste en verificar el pandeo local y determinar la geometría del mismo. El pandeo local se verificó con la ecuación 6.8-10 del AISC 358 siendo satisfactorio.

La geometría consiste en el cálculo del espesor, longitud y altura. Para el cálculo del espesor se hizo uso de la ecuación 3.15 de la guía 04 del AISC, mientras la longitud se calcula a partir de la ecuación 6.9-1 del AISC 358, la altura está dada en función de la longitud extendida de la placa de extremo. La configuración del rigidizador se muestra a continuación.

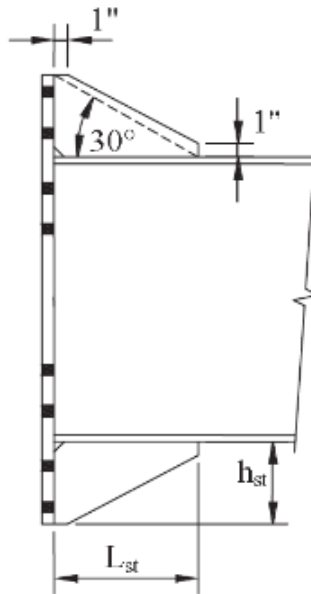


Figura 4-21. Geometría del Rigidizador

Tabla 4-18

Geometría del Rigidizador

Geometría del rigidizador			
Espesor	$t_{st}$	0.75	in
Altura	$h_{st}$	11.4	cm
Longitud	$L_{st}$	20.0	cm

Para el **diseño del lado de la columna** se verifican los estados límites para determinar si se requiere o no rigidizar la columna, por tanto, luego de verificar el espesor del patín se determina la resistencia de la columna para los estados límites de, flexión local del patín, fluencia local del alma, pandeo del alma, aplastamiento del alma.

La verificación de fluencia por flexión del patín de la columna se puede determinar a partir de la ecuación 6.8-13 del AISC 358. Si la verificación de la ecuación no cumple, entonces se debe incrementar el espesor de los patines de la columna, o añadir atiesadores. (Placas de continuidad). Si se añaden atiesadores, se debe comprobar la ecuación 6.8-13, usando  $Y_c$  para los atiesadores. Donde  $Y_c$  es el parámetro del mecanismo de línea de fluencia de la placa de extremo y se determina a partir de la tabla 6.5 o 6.6 del AISC 358.

Se verificó mediante la ecuación 6.8-13 del AISC 358 que el patín es satisfactorio para fluencia por flexión. Por tanto se procedió a verificar los estados límites para el uso o no uso de rigidizador por carga concentrada. En la **Tabla 4-19** siguiente se muestra el cálculo y verificación de los estados límites.

Tabla 4-19

Requerimiento de rigidizador

Estado limite		$\phi R_n$ [ton]	$F_{tu}$ [ton]	Condición
Resistencia del patín		727.5		Cumple
Flexión local del patín	$dist > 10t_{fc}$	582.2		Cumple
	$dist < 10t_{fc}$	291.4		Cumple
Fluencia local del alma	$dist > 10t_{fc}$	334.3		Cumple
	$dist < 10t_{fc}$	167.1		Cumple

			143.5	
Pandeo del alma	dist > dc/2	899.2		Cumple
	dist < dc/2	449.6		Cumple
Aplastamiento del alma	dist > dc/2	420.1		Cumple
	dist < dc/2	210.1		Cumple

La fuerza requerida para el diseño del rigidizador para la columna se determina como  $F_{cu} = F_{fu} - \min(\phi R_n)$  lo que da  $F_{cu} = -46.36\text{ton}$ , por lo tanto, se no se requirió de rigidizador para la columna.

*Control de la zona de panel*, una vez realizada el diseño de la conexión por placa de extremo, se debe verificar que el alma y el patín de la columna, sean capaz de resistir las fuerzas transmitidas por la viga.

*Fuerza de corte de la zona panel*, la zona-panel es el área de la columna que está delimitada por los patines de la columna y las proyecciones de la viga.

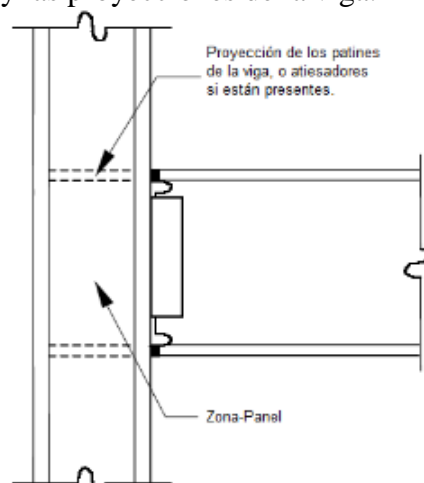


Figura 4-22. Zona panel

Una columna sin reforzar debe tener suficiente resistencia local en los patines y alma para resistir los pares de fuerza resultante del patín de la viga. Las conexiones de momento se denominan "fuerzas concentradas dobles" en la Sección J10 del AISC 360, porque hay una fuerza de tracción y una fuerza de compresión que actúa en el mismo lado de la columna (Ver **Figura 4-23**).

Se consideró que el comportamiento de la zona panel permanece nominalmente dentro del rango elástico. Entonces, la resistencia de diseño se determina a partir de las ecuaciones J10.9 y J10.10, teniendo en cuenta la magnitud de la carga axial en la columna. (Sec. 2.2-1, Guía 13 AISC).

A partir de la ecuación 2.1-1 y 2.1-5 de la Guía 13 AISC, la resistencia de diseño al corte del patín de la zona del panel es:

$$V_u = F_{fu} = 115.21 \text{ ton}$$

Entonces, la zona panel deberá tener una resistencia factorizada mayor a  $V_u = 115.21 \text{ ton}$ . La verificación se presenta en la **Tabla 4-20**.

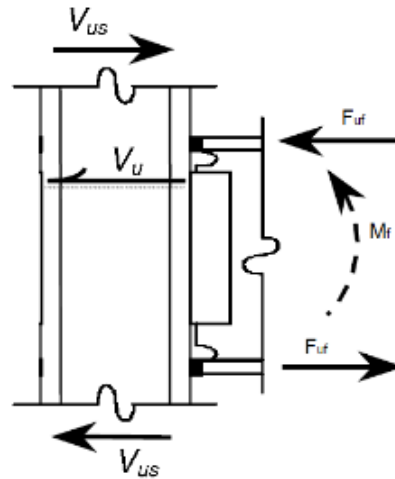


Figura 4-23. Fuerzas en Zona panel

**Tabla 4-20**

Resistencia al corte en la zona panel

$V_u$ [ton]	$\phi R_n$ [ton]	Condición
115.21	164.90	Cumple

Por lo tanto por los cálculos realizados para la conexión, se concluye que la sección W12X170 de la columna es adecuada.

#### 4.11. Diseño de conexión Columna-Cimentación

En este apartado se define el diseño, las dimensiones y características de la conexión columna - losa. La conexión debe ser resistente para poder transferir las mayores solicitaciones.

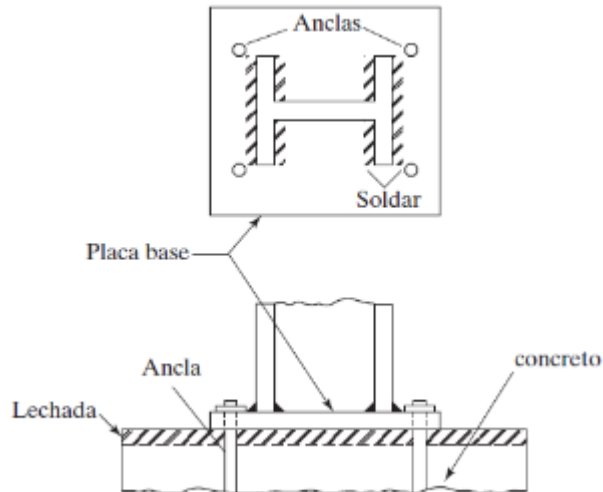
La conexión se realizó mediante una conexión de placa base, haciendo uso de la Guía 01 del AISC y también del código de diseño para hormigón armado ACI 318-14.

A fin de reducir el espesor de la placa base, se consideró el uso de rigidizadores para la conexión.

Dependiendo de la altura que se coloque la viga y la posición de la carga sobre ésta, las reacciones en la placa base cambiarán. Por tanto se debe determinar los esfuerzos máximos como son, fuerza cortante, momento flector y fuerza axial.

El diseño de la conexión incluye además el diseño de los anclajes, los cuales tienen en cuenta los distintos tipos de estados de falla en el hormigón. Por tanto para resolver el diseño se tiene en cuenta las especificaciones PCA Notes On ACI 318-11, ACI 355 y ACI 349.2R-07.

La **Figura 4-24** presenta una conexión típica de placa base.



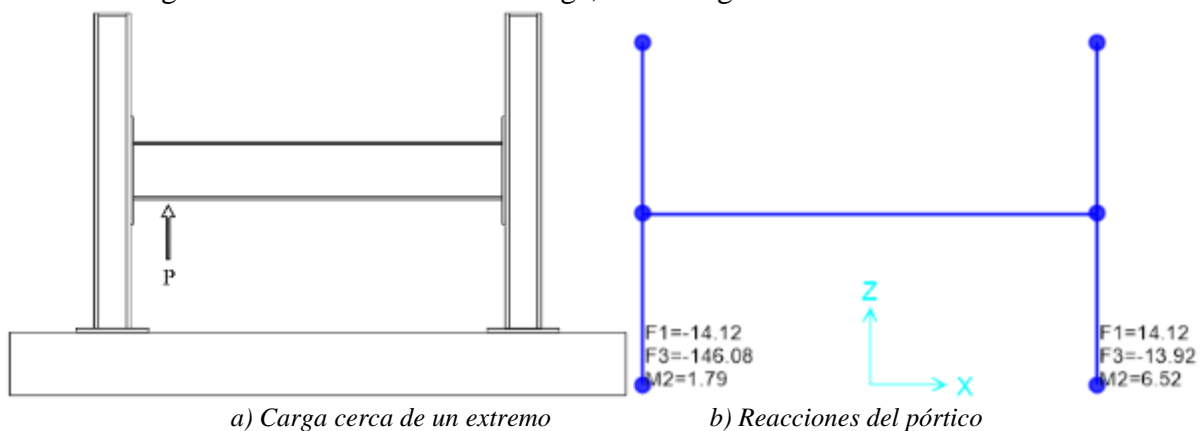
**Figura 4-24.** Conexión típica de placa base  
Fuente: (McCormac, 2013)

Para material de la placa base y rigidizadores se consideró, ASTM A572 Gr.50 con  $F_y = 50 \text{ ksi}$  y  $F_u = 65 \text{ ksi}$ . Además, para las varillas de anclaje se consideró como material ASTM F1554 Gr.55 con  $F_y = 55 \text{ ksi}$  y  $F_u = 75 \text{ ksi}$ , según la Tabla 2.2 de la guía 01 del AISC.

En un análisis preliminar se determinó tres casos de carga a tener en cuenta a causa de las reacciones en la conexión columna – cimentación, ver **Figura 4-25**, **Figura 4-26** y la **Figura 4-27**.

#### 4.11.1. Casos de carga:

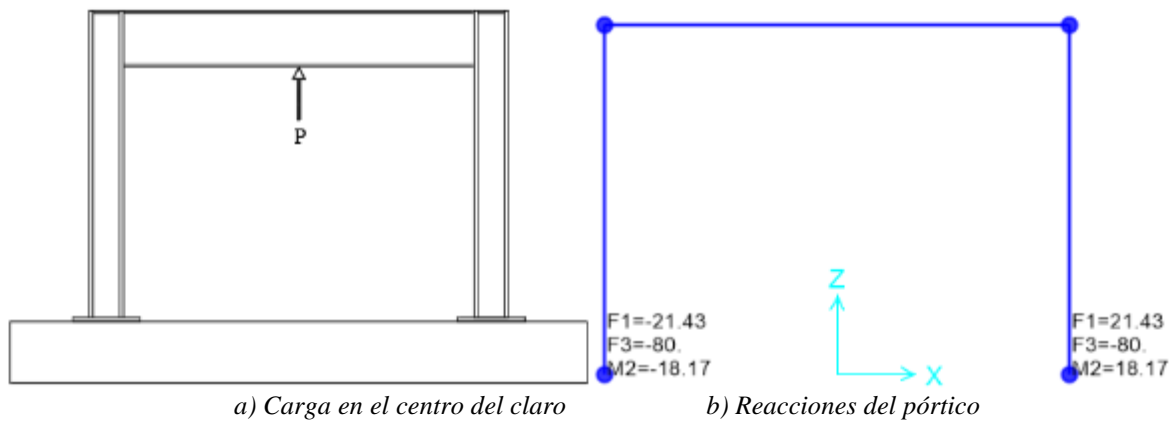
**Caso 1:** Carga cerca de un extremo de la viga, con la viga a una altura mínima.



**Figura 4-25.** Caso de carga 1

En esta condición, se obtiene fuerza axial 146 ton, cortante de 14.5ton y momento flector de 1.8 ton.m

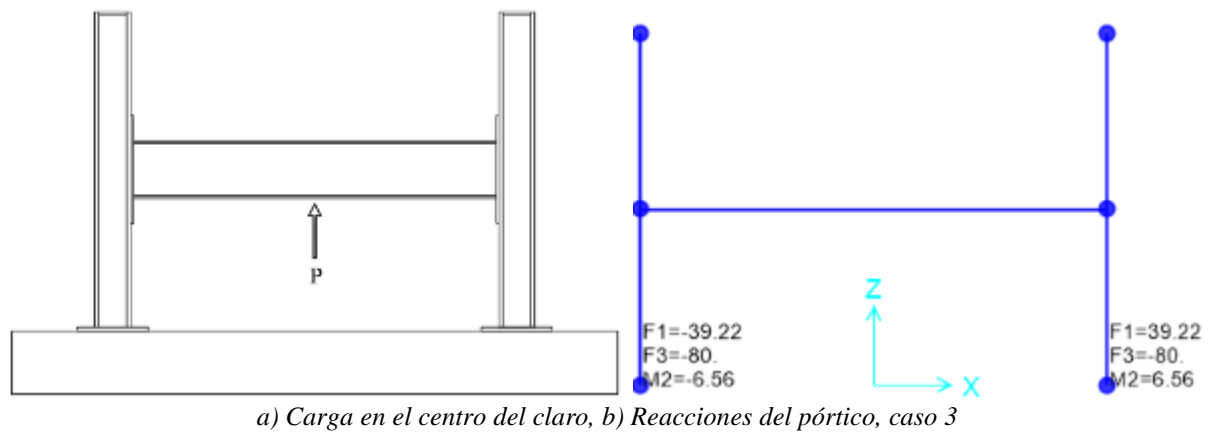
**Caso 2:** Con la carga del actuador hidráulico en el centro del claro y con la viga a una altura máxima.



**Figura 4-26** Caso de carga 2

Bajo esta condición de carga se obtiene, fuerza axial 80 ton, cortante de 21.5ton y momento flector de 18.5 ton.m.

**Caso 3:** Carga en el centro del claro de la viga y con la viga a una altura mínima.



**Figura 4-27** Caso de carga 3

Se tiene: Fuerza axial 80 ton, cortante de 39.5ton y momento flector de 6.5 ton.m

#### 4.11.2. Análisis de placa base

Debido a que las máximas sollicitaciones a axial, cortante y momento flector se generan en diferentes configuraciones del pórtico, la placa base debe cumplir para cada uno de los casos de carga presentados anteriormente.

La **configuración de la placa base** y rigidizador se muestra a continuación.

**Tabla 4-21**

Geometría de placa base

Geometría de la placa base		
N	65.0	cm
B	65.0	cm
$t_p$	1.25	in
$f^*$	8.50	cm
f	24.0	cm
x	8.18	cm

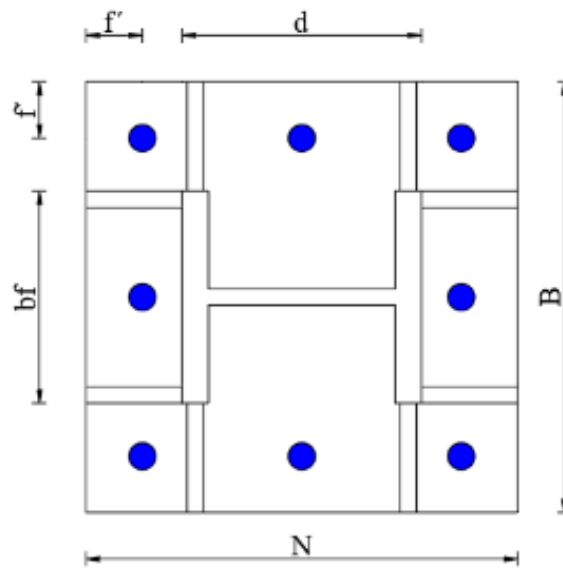


Figura 4-28. Geometría de la placa base

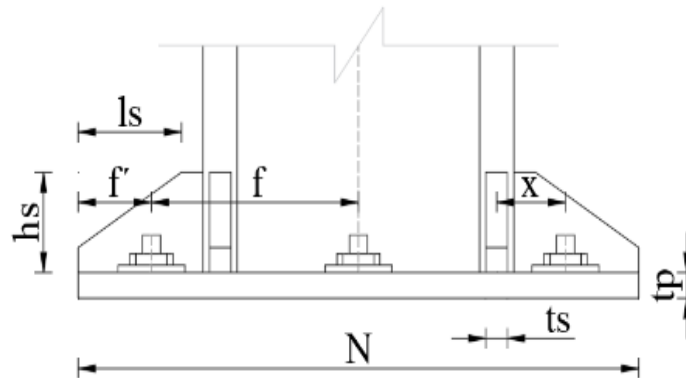


Figura 4-29. Geometría de la placa base y rigidizador

Tabla 4-22

Geometría del Rigidizador de placa base

Geometría del rigidizador		
$t_s$	1.0	in
$h_s$	10.0	cm
$l_s$	13.0	cm

Una vez definida las características geométricas, haciendo uso de la guía 01 del AISC se realizó un análisis a flexión.

#### 4.11.3. Diseño a flexión

Para una aproximación de las dimensiones de la placa base y de los rigidizadores, se tuvo en cuenta la acción del voladizo a causa de la fuerza de tensión máxima  $T_u = 146 \text{ ton}$  debido a que la reacción en los anclajes causara que la placa se flexione, obteniéndose el momento máximo  $M_{pu} = 5.97 \text{ ton.m}$  al que estará sometido la placa base.

Para el cálculo de la capacidad a flexión, se toma en cuenta la placa base rigidizada, cuya sección se muestra en la **Figura 4-30** a continuación.



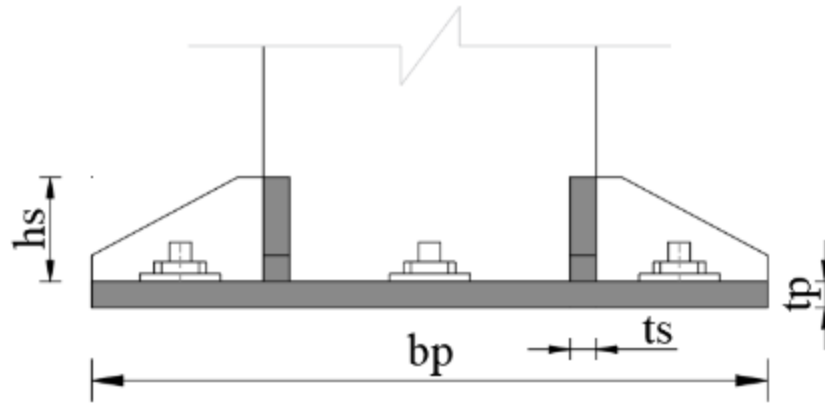


Figura 4-30. Geometría de la sección transversal

Al incorporar rigidizadores a la placa base, se asegura que no tenga problemas de fluencia ni deformaciones excesivas. La capacidad de la placa base se determinó en el rango elástico, la cual es dada por la ecuación:

$$M_n = F_y S_x \quad (4.4)$$

Dónde:

$S_x$ : Módulo de sección elástico, en base a la sección de la **Figura 4-30**.

**Tabla 4-23**

Capacidad a flexión de la placa base

Mn [ton.m]	$\phi$	$\phi M_n$ [ton.m]	Mu [ton.m]	Utilidad	Condición
8.08	0.9	7.27	5.97	82%	Cumple

Una vez realizada la aproximación de la geometría de la placa base rigidizada, se procedió a analizar bajo las diferentes condiciones de carga presentadas en la sección 4.11.1 por medio de elementos finitos que se presenta a continuación.

#### 4.11.4. Modelado de placa base rigidizada por elementos finitos

Con el objetivo de realizar un mejor análisis de cada caso, se optó por modelar la placa base por medio de elementos finitos mediante el programa de "Análisis y diseño SAP2000".

Es importante tener en cuenta para el diseño que, los anclajes solo actúan a tensión, pues la placa base distribuirá la carga de compresión al hormigón. También, que las cargas que se tiene en cuenta para el diseño de la placa base son la carga axial y momento. Además, se asume que el cortante en la placa base será resistida por los anclajes.

El hormigón que se pretende utilizar es de resistencia  $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$  y módulo de elasticidad  $E = 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$ , cuya rigidez se modeló como resortes que funcionan solo a compresión (para el contacto entre la placa de acero y el hormigón) ya que en tracción se pierde el contacto entre los dos.

Para la incorporación de los anclajes, se consideraron anclajes de diámetro  $\delta_r = 1.5 \text{ in}$ , estos fueron modelados como resortes que trabajan solo a tracción. Sin embargo, dependiendo de la localización y del caso de análisis, los resortes trabajarán bien a tracción o a compresión.

Cuando un resultado indica que el anclaje trabaja a compresión, se anula ese anclaje para el análisis, ya que a compresión actúa el hormigón. También se incorporó resortes laterales con magnitud despreciable para la convergencia de resultados.

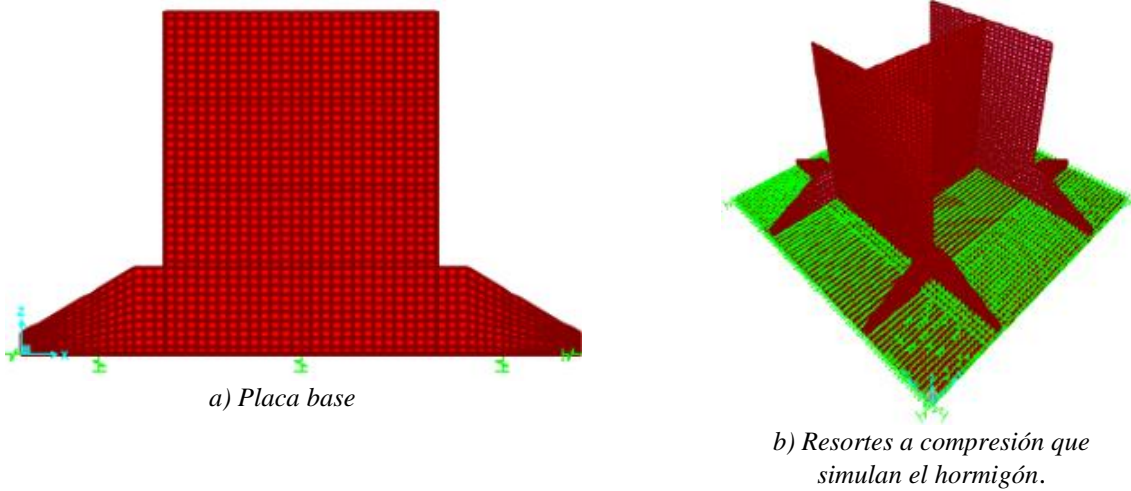


Figura 4-31 Modelo Placa base, elementos finitos SAP2000

El análisis por elementos finitos se realiza para los tres casos presentados anteriormente como se muestra a continuación.

4.11.4.1. Caso 1:

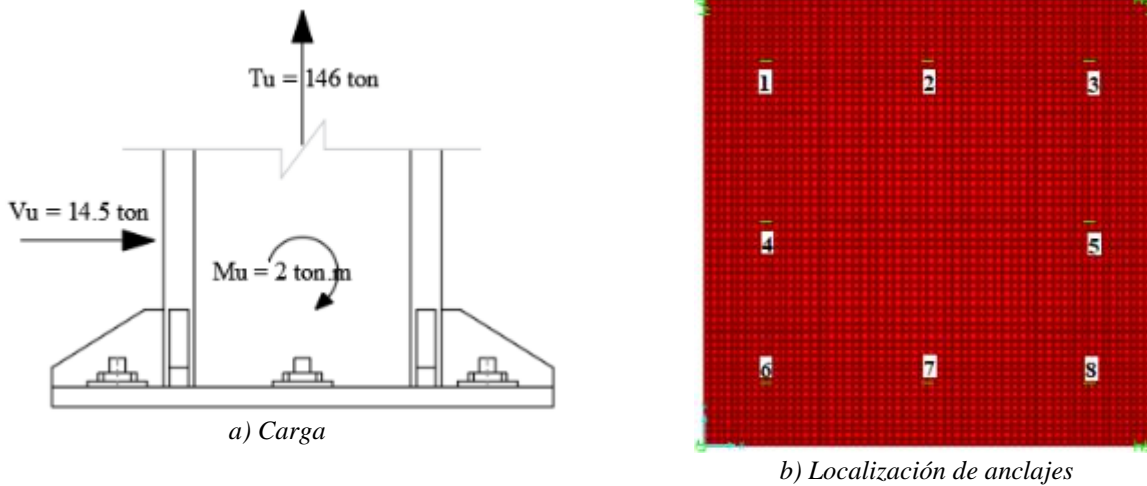


Figura 4-32. Cargas y anclajes del caso 1

Las reacciones que se obtienen para el caso 1, se muestran en la **Tabla 4-24**.

**Tabla 4-24**

Reacciones en los anclajes, caso 1

Anclaje	1	2	3	4	5	6	7	8
Reacción [ton]	17.34	19.25	14.81	23.24	19.9	17.34	19.25	14.81

**Deformación**

Para la configuración de la placa base con rigidizadores, la deformación máxima se encuentra localizada en la zona del alma con aproximadamente 0.90mm, al ser un valor bajo, la deformación se considera aceptable.

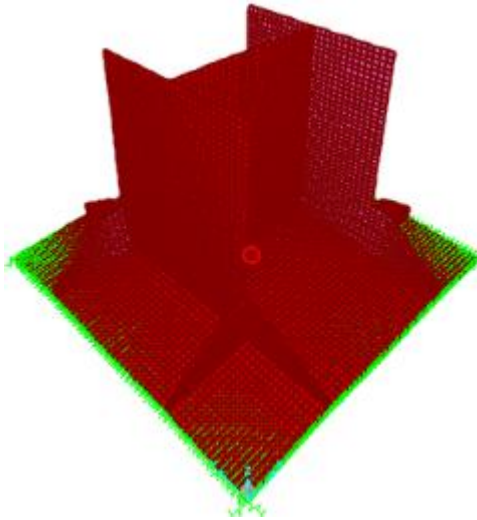
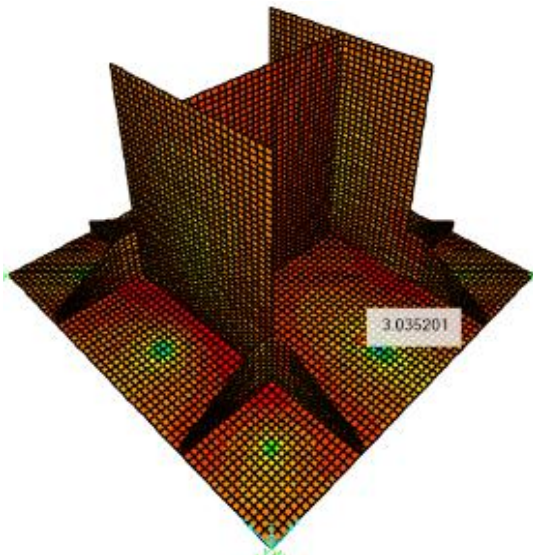
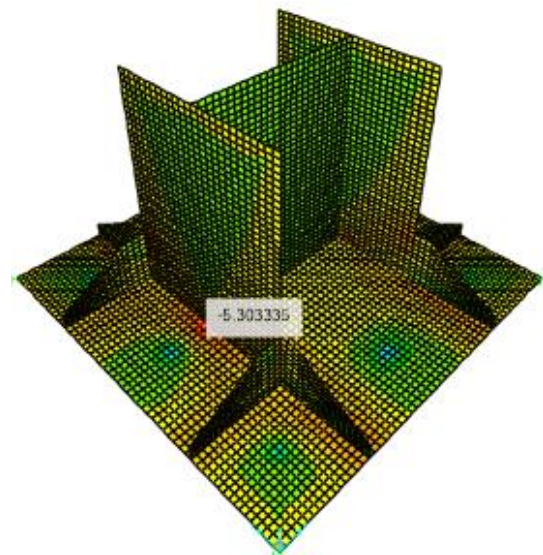


Figura 4-33. Deformación caso 1

### Momentos



a) Momento máximo 3.04ton\*m/m



b) Momento mínimo -5.30ton\*m/m

Figura 4-34. Momentos en caso 1

Los momentos máximos determinados son por ancho unitario, los cuales indican la variabilidad de los momentos en toda la conexión. Debido a que no se puede definir si el momento que se obtiene es aceptable, una solución es verificar que la placa base no exceda el límite de fluencia.

### Esfuerzos máximos - Von Mises

El esfuerzos de von mises para un estado tensional plano, es el máximo esfuerzo probable que puede ocurrir en un elemento. Por lo tanto, a fin de que la placa base no exceda los límites de fluencia se basó en este criterio.

En la **Figura 4-35a** se indica los esfuerzos máximos probables en la placa base, mientras en la **Figura 4-35b**, al imponer un límite en el esfuerzo de von mises, se puede observar zonas donde se supera el límite elástico, por lo tanto existirá zonas de fluencia, en nuestro caso el límite será  $\phi f_y = 3150 \text{ kg/cm}^2$ .

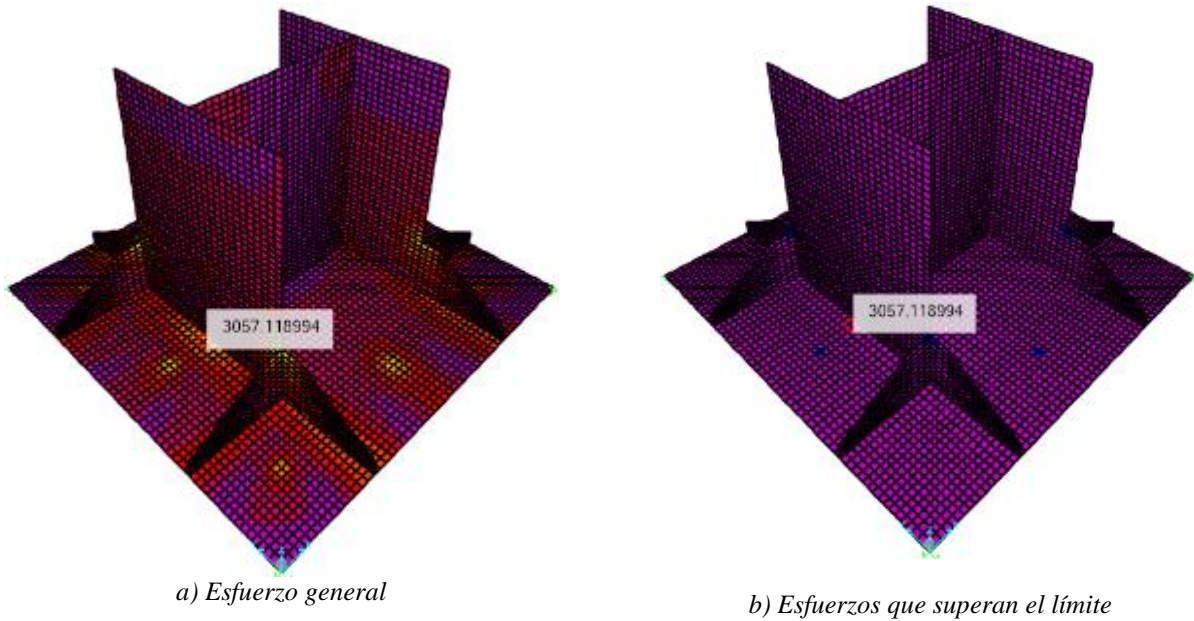


Figura 4-35. Esfuerzo de Von mises

En la **Figura 4-35b** se muestran las zonas que están fluyendo, sin embargo éstas zonas están en las ubicaciones de los pernos, debido a que los anclajes están modelados como un nodo y no como un agujero estos no reflejan la realidad, por tanto se considera que la configuración de la conexión es adecuada para la situación del caso 1.

**4.11.4.2. Caso 2:**

En esta condición de carga, se presenta el anclaje con mayor sollicitación a tensión de 27.5 toneladas, la cual se debe verificar a la combinación de tensión y corte por ser la más crítica, como se verá más adelante.

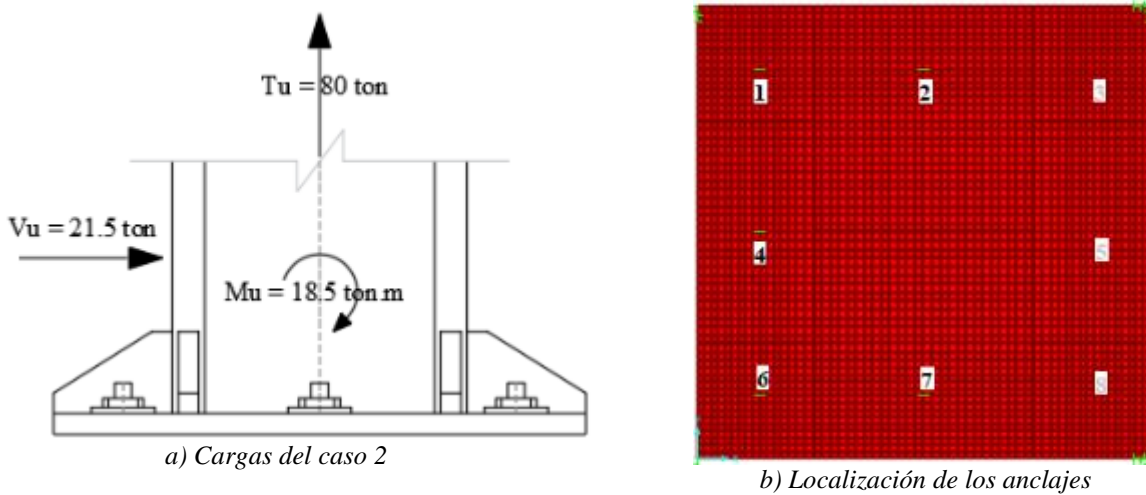


Figura 4-36. Cargas y anclajes caso

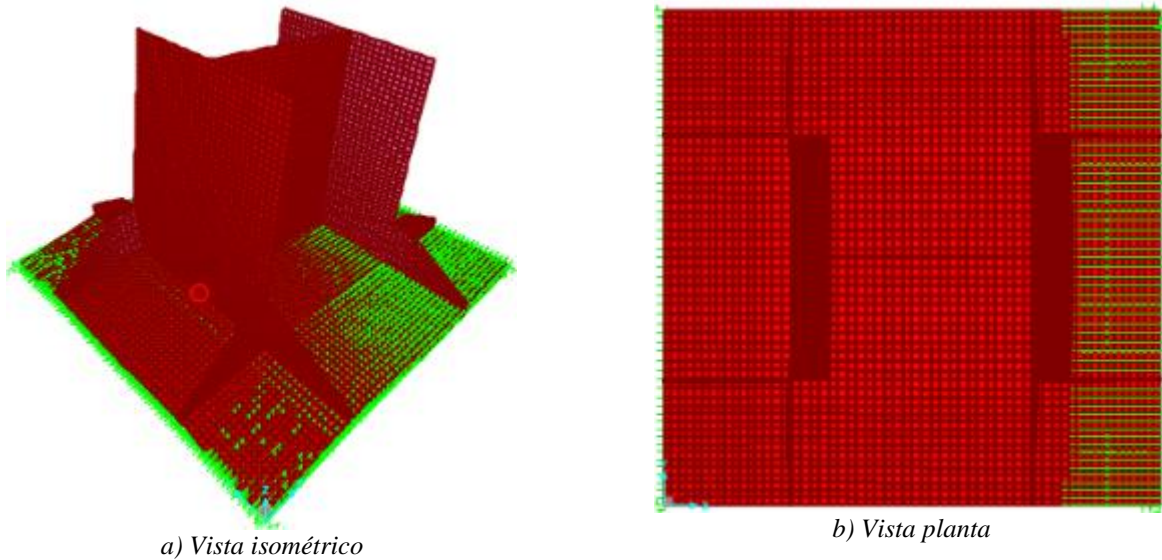
Las reacciones que se obtienen para el caso 2, se muestran en la **Tabla 4-25** a continuación.

**Tabla 4-25**

Reacciones en los anclajes, caso 2

Anclaje	1	2	3	4	5	6	7	8
Reacción [ton]	20.83	10.84	0.00	27.60	0.00	20.83	10.84	0.00

Al aumentar el momento y reducirse la fuerza axial en la conexión, existen zonas de aplastamiento en la placa base como se puede apreciar en la **Figura 4-37b**. Por dicho aplastamiento en la placa base, los anclajes que estén ubicados en esta zona no trabajarán a tensión ya que existe un contacto con el hormigón.



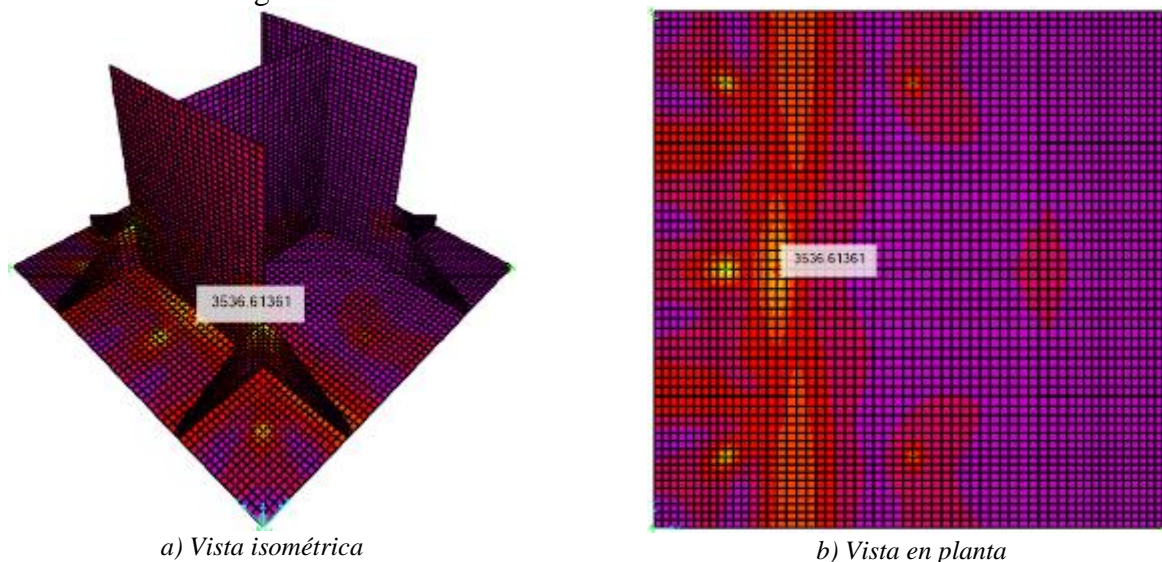
**Figura 4-37.** Zonas de aplastamiento y deformación.

### Deformación

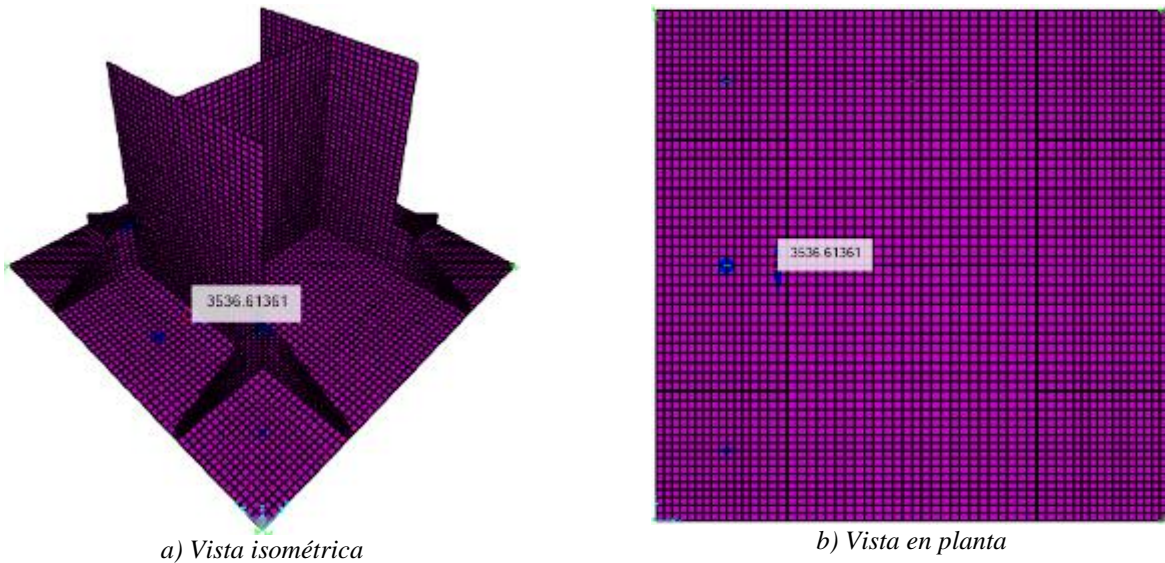
La deformación máxima obtenida para el caso 2 se encuentra localizada en la zona del patín (Figura 4-37a) con aproximadamente de 0.91mm de deformación, considerándose aceptable.

### Esfuerzo máximos - Von Mises

A continuación se muestra los esfuerzos máximos probables presentes en la placa base bajo esta condición de carga.



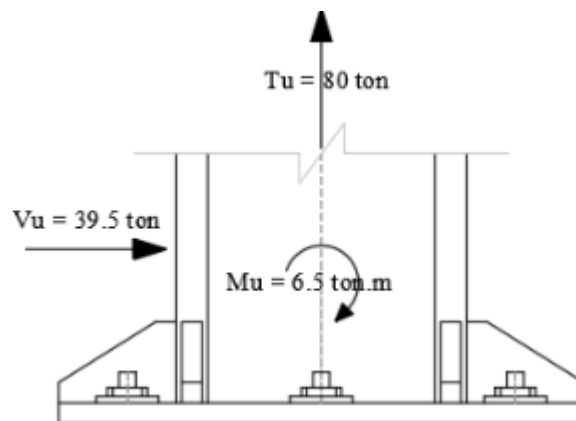
**Figura 4-38** Esfuerzo de Von mises máximo probable



**Figura 4-39** Esfuerzo de Von mises, zonas de fluencia

De manera similar que en el caso anterior, en la **Figura 4-39**, se aprecia las zonas donde la placa base supera el límite de fluencia. Como se mencionó, estas zonas de fluencia no son fieles a la realidad, debido a que no se considera toda el área de la tuerca, por tanto la placa base se considera adecuada para el caso 2.

#### 4.11.4.3. Caso 3:



**Figura 4-40.** Cargas del caso 3

En esta condición de carga existe la mayor fuerza cortante en la conexión, pero esta carga debe ser resistida por los anclajes, por lo cual no es analizada por elementos finitos ya que la fuerza axial como el momento son más críticos en los casos 1 y 2 presentados anteriormente.

Finalmente, para el análisis de la placa base, se realiza la verificación por corte de la placa, este corte, es debido al punzonamiento de los anclajes.

#### 4.11.5. Cortante por punzonamiento en la placa base

Los anclajes se encuentran solicitados a tensión debido a la carga de la columna (ver **Figura 4-41**), por lo cual, se debe verificar el cortante generado por las tuercas de los anclajes en la placa base.

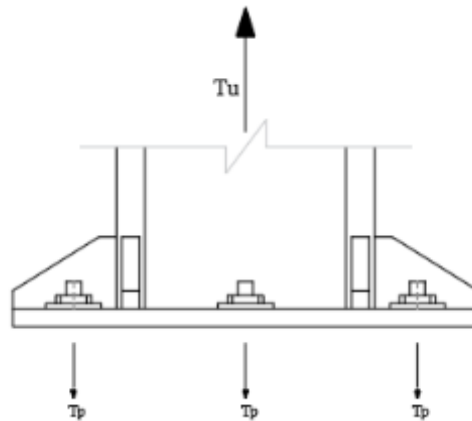


Figura 4-41. Cortante en la placa base debido a los anclajes

En base a la Tabla 7-14 consideraciones de diseño para pernos del manual 14 del AISC y Tabla 1b Perno de cabeza hexagonal y tuercas hexagonales con arandelas del SP 17 del ACI se da la siguiente geometría en base a su diámetro de anclajes.

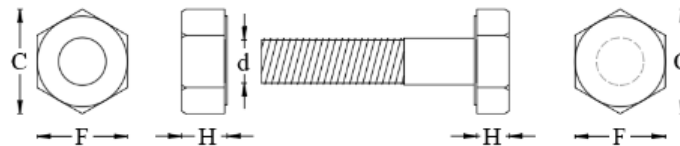


Figura 4-42. Configuración de pernos y tuercas

Fuente: Elaboración propia

Para el diámetro del perno  $\delta_r = 1.5 \text{ in}$  se determina el área para el hexágono de la tuerca en base a la tabla 1b del SP 17 ACI, con la cual se calcula la resistencia a cortante, y se verifica para el cortante máximo que se genera en el caso 2 con  $V_u = 27.6 \text{ ton}$ .

Tabla 4-26

Verificación a cortante de placa base

Vn [ton]	$\phi_v$	$\phi_v \text{ Mn}$ [ton]	$V_u$ [ton]	Utilidad	Condición
132.57	0.9	119.31	27.6	23%	Cumple

#### 4.12. Resistencia de las varillas de anclajes mediante el AISC

Los esfuerzos provenientes de la columna solicitan a las varillas de anclaje a tensión y a cortante, por lo tanto, se realiza su respectivo análisis en base al apartado J3.6 del AISC 360.

##### 4.12.1. Resistencia a tensión de las varillas de anclaje

Las columnas al estar sometidos a fuerzas axiales de tensión, van a transmitir estas fuerzas a las varillas de anclaje, por medio de la placa base. Debido a la variabilidad de las cargas se analizó el anclaje más crítico, siendo el caso 2 y anclaje número 4, para  $T_{ux} = 27.6 \text{ ton}$ .

Tabla 4-27

Verificación de tensión en los anclajes

Tn [ton]	$\phi$	$\phi \text{ Tn}$ [ton]	$T_u$ [ton]	Utilidad	Condición
45.1	0.75	33.83	27.6	82%	Cumple



#### 4.12.2. Resistencia a cortante de las varillas de anclaje

Se supone que las dos filas primeras están solicitadas, es decir 5 anclajes. Por tanto el cortante máximo será  $V_{ux} = \frac{21.5}{5} \text{ ton} = 4.3 \text{ ton}$ .

**Tabla 4-28**

*Verificación de cortante en los anclajes*

Vn [ton]	$\phi_v$	$\phi_v V_n$ [ton]	Vu [ton]	Utilidad	Condición
27.1	0.75	20.33	4.3	21%	Cumple

Los anclajes cumplen satisfactoriamente para las solicitaciones de tracción y cortante, sin embargo se debe verificar la combinación de éstas solicitaciones.

#### 4.12.3. Verificación a combinación de tensión y cortante

La combinación de tensión y cortante se debe verificar de acuerdo a los estados límites de rotura en tracción y en corte de acuerdo a la sección J3.7 del AISC 360, para la cual debe verificar la ecuación J3.3a.

$$f_t \leq F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \left( \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \right) \leq F_{nt}$$

Dónde:

$f_t$  : Tensión requerida a tracción

$F_{nt}$  : Tensión de tracción nominal según la Tabla J3.2 del AISC 360.

$F'_{nt}$  : Tensión de tracción nominal modificada para incluir los efectos de la tensión de corte.

$f_{rv}$  : Tensión requerida de corte.

$F_{nt}$  : Tensión de corte nominal según la Tabla J3.2 del AISC 360.

Es importante mencionar la nota que se presenta en esta sección del AISC, la cual dice que; "cuando la tensión requerida, tanto en corte o tracción, es menor o igual que el 30% de la tensión disponible correspondiente, los efectos combinado de tensiones no necesita ser verificado". Es decir si  $f_{rv} \leq 0.3\phi F_{nv}$ .

Para nuestro caso  $f_{rv} = 5.4 \text{ ksi} \leq 0.3\phi F_{nv} = 7.6 \text{ ksi}$ . Por tanto, no se verificó la combinación de tensión y cortante.

A partir de los resultados obtenidos para la conexión, se puede concluir que dicha conexión es adecuada.

#### 4.13. Diseño de Cimentación

Con el objetivo de transmitir las cargas del pórtico a la cimentación, se debe tener en cuenta el diseño de la estructura que soportara estas cargas. Para la estructura a la cual llamaremos cimentación, se consideró de hormigón reforzado, cuyo diseño consistió en: realizar la verificación de los anclajes en el hormigón, en caso de no soportar el hormigón a los anclajes será necesario reforzar el hormigón, realizando un pedestal. También en esta sección se realiza en diseño de la losa de soporte, la cual como indica soportara los ensayos.

Como se mencionó anteriormente en el modelado de la placa base, el hormigón que se considera es de peso normal con resistencia  $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$  y módulo de elasticidad  $E = 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$ .





### 4.13.1. Verificación de los anclajes en el hormigón

Para anclajes en hormigón, se debe verificar todos los estados límites presentados en la **Tabla 4-29** (Tabla 17.3.1.1 del ACI 318), para tensión y cortante, según capítulo 17 del ACI 318.

**Tabla 4-29**

*Estados límites para anclajes en hormigón. (Tabla 17.3.1.1, ACI 318.)*

	Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes	
			Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
<b>TENSIÓN</b>	Resistencia del acero en tracción (17.4.1)	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
	Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción (17.4.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
	Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (17.4.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
	Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (17.4.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
	Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (17.4.5)	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
<b>CORTANTE</b>	Resistencia del acero en cortante (17.5.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
	Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (17.5.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
	Resistencia al desprendimiento de concreto por cabeceo del anclaje por cortante (17.5.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

El factor de reducción  $\phi$  de resistencia para los diferentes estados límites, se toma según 17.3.3 del ACI 318, como se muestra en la siguiente **Tabla 4-30**.

**Tabla 4-30**

*Factores de reducción de resistencia según ACI 17.3.3*

Resistencia gobernada por	Factor de reducción de resistencia, $\phi$		
<b>Elemento de acero dúctil</b>			
Tensión	$N_{sa}$	0.75	
Cortante	$V_{sa}$	0.65	
<b>Elemento de acero frágil</b>			
Tensión	$N_{sa}$	0.65	
Cortante	$V_{sa}$	0.60	
<b>Hormigón</b>			
Tensión		<b>A</b>	<b>B</b>
Arrancamiento (Breakout)	$N_{cb}$	0.75	0.70
Desprendimiento lateral (Side-face Blowout)	$N_{sb}$	0.75	0.70
Extracción por deslizamiento (Pullout)	$N_{pn}$	0.70	0.70
Cortante	$N_{sa}$	<b>A</b>	<b>B</b>
Arrancamiento (Breakout)	$V_{cb}$	0.75	0.70
Desprendimiento por cabeceo (Pryout)	$V_{cp}$	0.70	0.70

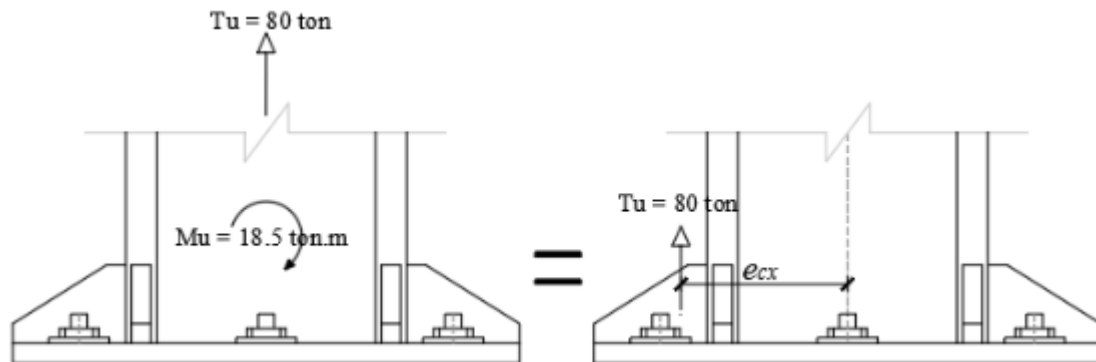
### 4.13.2. Verificación a tensión

Se aplica la sección 17.4 del ACI 318 y, se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se considera la placa de acero infinitamente rígida.
- Las cargas se transmiten individualmente a cada uno de los anclajes.
- Todos los anclajes tienen iguales características, profundidad embebida  $h_{ef} = 60\text{cm}$ , material ASTM F1554 Gr.55, con  $F_{yr} = 55\text{ksi}$  y  $F_{ur} = 75\text{ksi}$ .
- Los anclajes que estén ubicados en la zona de aplastamiento entre el hormigón y la placa base no actúan a tracción por lo cual no es considerado para el diseño.

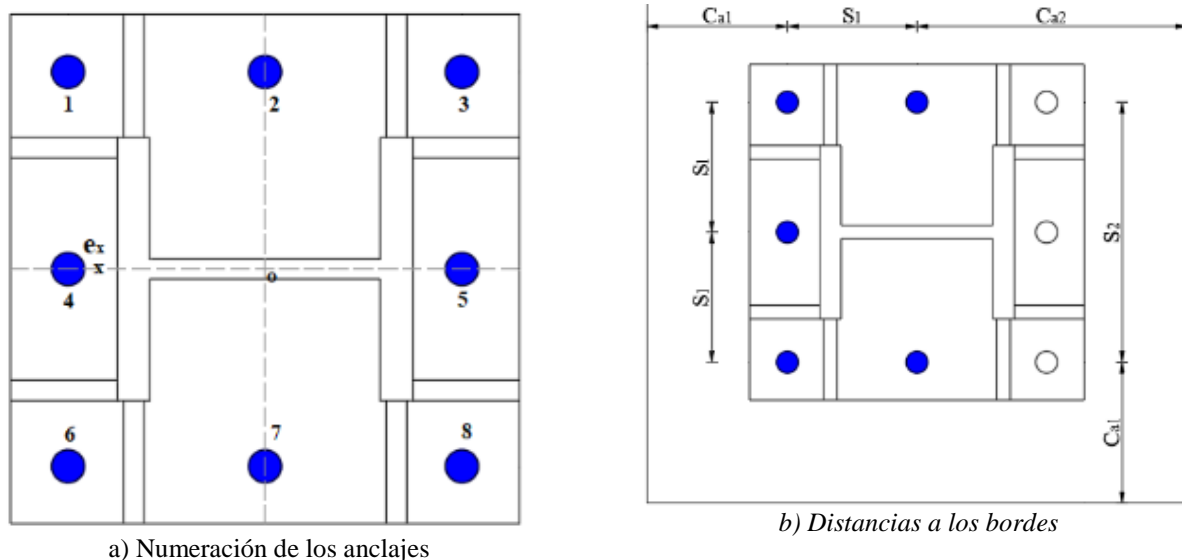
En base a los 3 casos presentados anteriormente, el caso más crítico para el diseño a tensión de los anclajes es el caso 2, aunque tenga menor fuerza axial, presenta mayor momento flector en la conexión, la cual hace que unos anclajes trabajen más que otros o a su vez no trabajen.

Para el análisis, se puede reemplazar el momento por una excentricidad como se muestra en la **Figura 4-43** siguiente.



**Figura 4-43.** Caso crítico en el diseño de los anclajes

En la **Figura 4-44** se presenta la configuración de los anclajes, tendrán separaciones  $S_1 = 24\text{cm}$  y  $S_2 = 48 \text{ cm}$ , con distancias consideradas al borde  $C_{a1} = 26\text{cm}$  y  $C_{a2} = 50\text{cm}$ .



**Figura 4-44.** Configuración de los anclajes  
Fuente: Elaboración propia

Las reacciones por tensión ( $N_{ua}$ ) en cada anclaje se determinan a partir de la ecuación SP-17 del ACI 318. Los valores obtenidos se presentan en la **Tabla 4-31** a continuación:

**Tabla 4-31**

*Fuerza de tensión en cada anclaje*

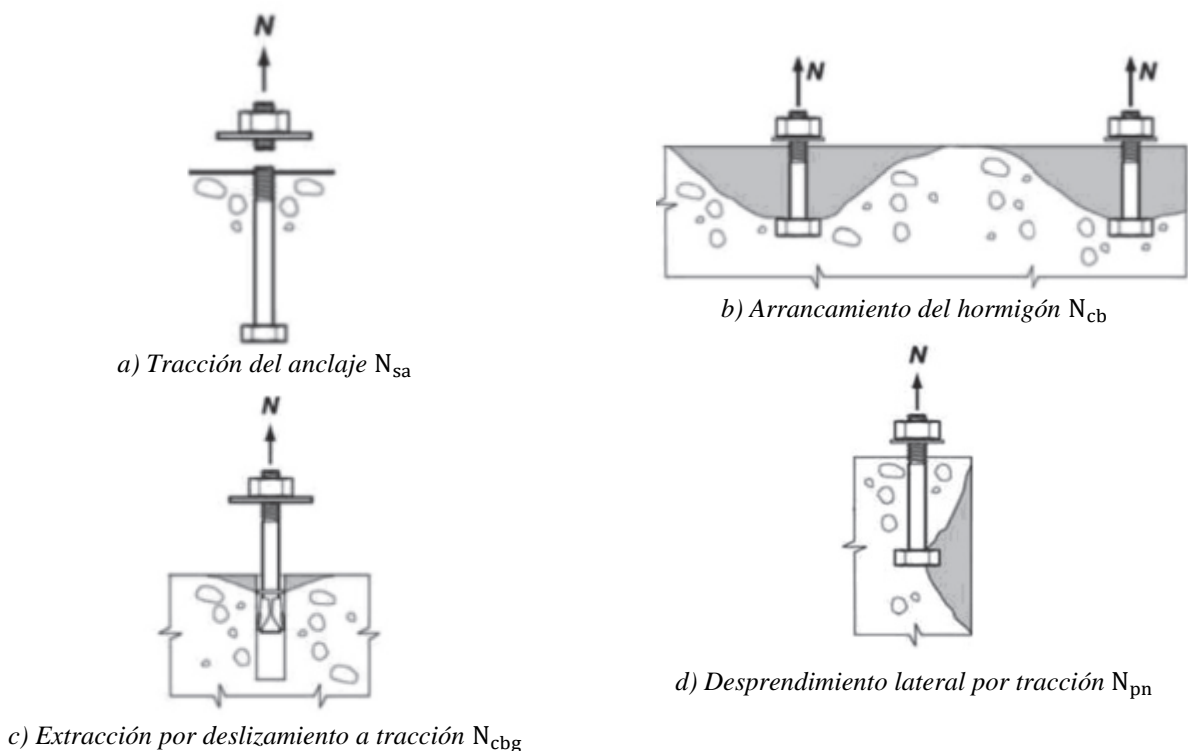
Anclaje	1	2	3	4	5	6	7	8
Fuerza [ton]	22.85	10.0	-2.85	22.85	-2.85	22.85	10.0	-2.85

Como ya se había determinado anteriormente, los anclajes 3, 5 y 8 no actúan a tracción por lo cual, no se considera para el diseño. Por tanto, se consideran los 5 pernos para el diseño, es decir los pernos 1, 2, 4, 6 y 7.

Los anclajes, como ya se mencionó anteriormente son de material ASTM F1554 Gr.55, además es importante conocer si los elementos son dúctiles o frágiles, pues de ello depende la aplicación de ciertas formulaciones de la normativa ACI 318. Un elemento de acero es dúctil si el alargamiento medido en un ensayo de tracción es al menos 14%, y una reducción de área de al menos un 30%, caso contrario será un elemento de acero frágil.

En nuestro caso se tiene, porcentaje de elongación  $P_{el\log} = 21\%$  para una longitud de 2in y, porcentaje de reducción de área  $P_{área} = 30\%$  según la Tabla 34.1 PCA Notes del ACI. Por tanto se tiene un elemento dúctil.

Los estados límites que se verifican para tensión son los que se presentan en la **Figura 4-45**.



**Figura 4-45.** Estados límites de anclajes a tensión (ACI 318)

El estado límite de desprendimiento lateral debe ser revisado según el 17.4.4 del ACI 318 para un anclaje individual con un embebido profundo cercado a un borde, se calcula cuando  $h_{ef} > 2.5 C_a$ , donde  $C_a$  es el factor de modificación de efectos de borde y  $C_a = \min(C_{a1}, C_{a2}) = 26cm$ . Para nuestro caso se tiene  $h_{ef} = 60cm > 2.5 C_a = 65cm$ . Por tanto no es necesario determinar este estado límite.

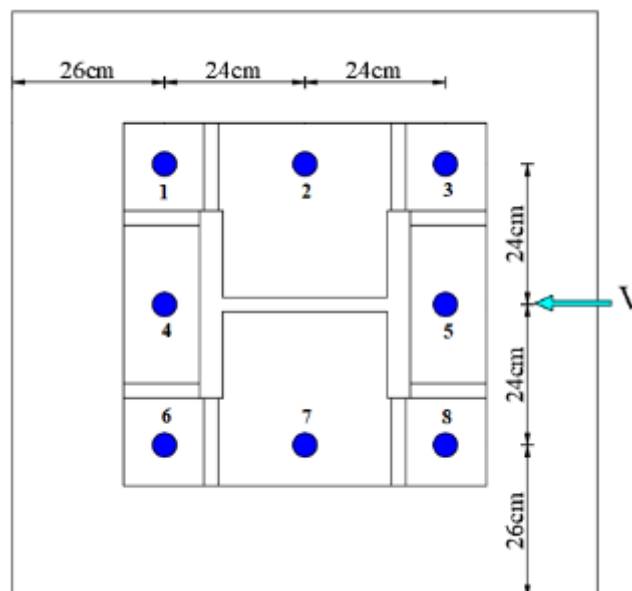
El cálculo de las resistencias de manera detallada se presenta en la memoria de cálculo (APENDICE D), de los cálculos desarrollados, se muestra a continuación en la **Tabla 4-32** las resistencias para cada estado límite.

**Tabla 4-32**  
*Resistencia de los anclajes en el hormigón a tensión*

Estado límite		$\phi$	Rn [ton]	$\phi Rn$ [ton]	Tu [ton]	Utilidad	Condición
Tracción	$N_{sa}$	0.75	47.81	35.86	$N_{ua}$ 22.85	64%	Cumple
Arrancamiento	$N_{cbg}$	0.75	32.87	24.65	$N_{uag}$ 80	325%	No cumple
Extracción por deslizamiento	$N_{pn}$	0.70	47.47	33.23	$N_{ua}$ 22.85	69%	Cumple
Desprendimiento lateral	$N_{sb}$				No es necesario calcular		

### 4.13.3. Verificación a cortante

Se aplica la sección 17.5 del ACI 318, se verifica para la situación más desfavorable que es el caso 3. Con cortante máximo total  $V_u = 39.5 \text{ ton}$  resistido por 3 anclajes  $V_{ua} = 13.17 \text{ ton}$ . La **Figura 4-46** muestra la configuración que se tiene en cuenta para la verificación de la resistencia a cortante de los anclajes.



**Figura 4-46.** Localización de los anclajes

Las resistencias que aplican y se verifican para cortante, se muestra en la **Tabla 4-33**.

**Tabla 4-33**  
*Resistencia de los anclajes en el hormigón a cortante*

Estado límite		$\phi$	Rn [ton]	$\phi Rn$ [ton]	Vu [ton]	Utilidad	Condición
Cortante	$V_{sa}$	0.65	28.68	18.64	$V_{ua}$ 13.17	71%	Cumple
Arrancamiento	$V_{cbg}$	0.75	16.53	12.40	$V_u$ 39.5	319%	No cumple
Desprendimiento por cabeceo	$V_{cpq}$	0.70	65.75	46.03	$V_u$ 39.5	86%	Cumple

Además se verifica las distancias mínimas para evitar las fallas por hendimiento (agrietamiento), según la sección 17.7.1 del ACI 318. Se considera los anclajes preinstalados sometidos a torsión, para las cuales el espaciamiento y las distancias mínimas al borde deben ser  $s_1 \geq 6\delta_r$  y  $c_{a2} \geq 6\delta_r$ , respectivamente. Se tiene  $s_1 = 26\text{cm} \geq 6\delta_r = 23\text{cm}$  y  $c_{a2} = 26\text{cm} \geq 6\delta_r = 23\text{cm}$ , por tanto, la configuración de los anclajes cumple, tanto para espaciamiento como para distancias mínimas al borde.



Debido a que la máxima tensión y el máximo cortante no ocurren al mismo tiempo no se determina la interacción tensión - cortante.

De las **Tabla 4-32** y **Tabla 4-33** se concluye que la configuración del hormigón no es suficiente para resistir la tensión de los anclajes, como solución se propone reforzar esta parte de la cimentación, siendo una opción el diseño de un pedestal.

#### 4.14. Diseño de pedestal

Debido a la configuración de los anclajes ante las cargas, no cumple para tensión y cortante sin refuerzo, se optó por realizar una configuración del pedestal con refuerzos.

Se consideran los tres casos de carga, presentados anteriormente para los cuales se tiene:

**Tabla 4-34**

*Cargas para diseño de pedestal*

Caso	Mu [ton.m]	Vu [ton]	Nu
1	1.80	14.5	146
2	18.5	21.5	80
3	6.50	39.5	80

Debido a que las cargas máximas de fuerza axial, cortante y momento flector, no ocurren al mismo tiempo, se consideró de la siguiente manera:

- Fuerza axial máxima se da en el caso 1, para esta situación todos anclajes trabajarán a tensión por lo cual no es crítica.
- El momento máximo en la conexión columna - pedestal se da en el caso 2. En esta condición debido a la combinación de tensión y momento existe la máxima sollicitación a tracción en el anclaje por lo cual para el diseño del refuerzo a tracción se toma en consideración este caso.
- La fuerza cortante máxima se da en el caso 3, el refuerzo para esta situación se diseñó considerando que solo 3 de los anclajes reciben el cortante máximo.

**Tabla 4-35**

*Dimensiones pedestal*

Dimensiones pedestal			
Lado	b	100	cm
Separación entre anclajes	s	24.0	cm
Distancia al borde	c	26.0	cm
Altura pedestal	h <sub>a</sub>	100	cm
Recubrimiento	r <sub>s</sub>	5.0	cm

La geometría del pedestal que se propone, se presenta en la **Figura 4-47**.

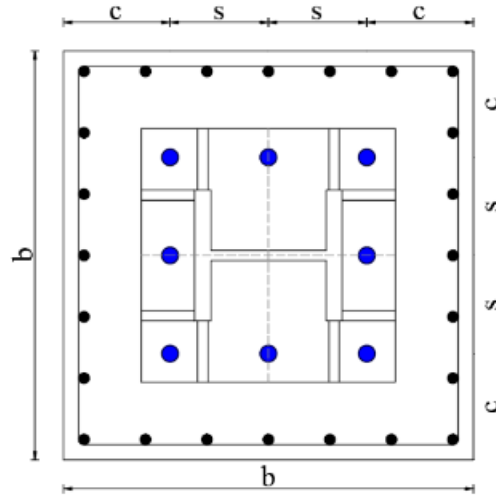


Figura 4-47. Geometría Pedestal

El diseño del pedestal tiene en cuenta el diseño de los aceros a tensión (refuerzo longitudinal) y aceros a cortante (estribos).

#### 4.14.1. Diseño a tensión (refuerzo longitudinal)

Del caso 2, la carga máxima para un anclaje se considera el caso crítico  $T = 27.6$ , además se considera que tres aceros longitudinales apoyaran a cada anclaje, con lo cual se obtiene el diámetro para el acero longitudinal  $\delta_b = 7/8 \text{ in}$

Para que el aporte del refuerzo se considere efectivo, la distancia del refuerzo a la tuerca del anclaje no debe exceder la mitad de la longitud de empotramiento del anclaje,  $\delta_{max} < \frac{h_{ef}}{2}$  según el R17.4.2.9 del ACI 318. De donde se obtuvo  $\delta_{max} = 30\text{cm}$

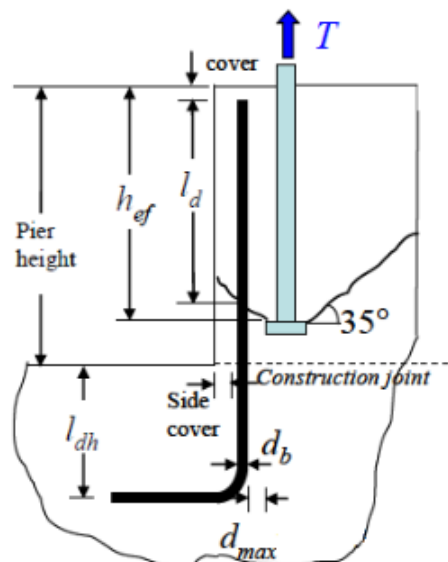


Figura 4-48 Acero longitudinal

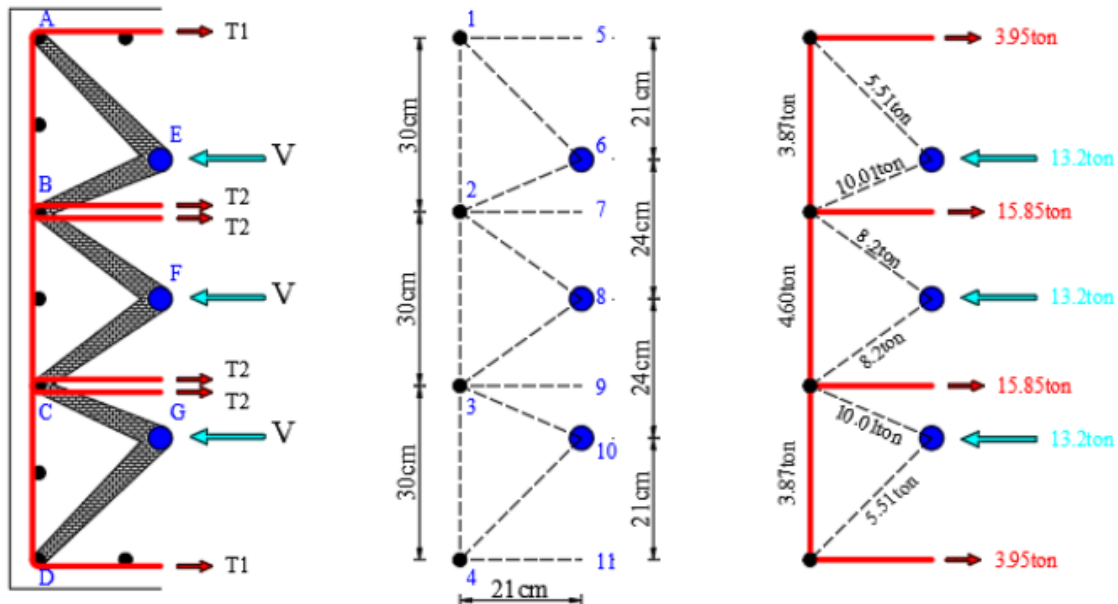
La longitud de desarrollo  $l_d$  se determinó según la sección 25.4 del ACI 318, considerando la longitud disponible y una reducción de la longitud por exceso del refuerzo según 25.4.10 del ACI. Con la que se obtuvo  $l_d = 60\text{cm}$ .

La longitud de desarrollo para el gancho  $l_{dh}$  se obtuvo a partir de la sección 25.4.3, y su longitud de doblado  $l_{ext}$  según la tabla 25.3.2 del ACI 318. Los valores obtenidos son; para la longitud de desarrollo  $l_{dh} = 30\text{cm}$  y longitud de doblado  $l_{ext} = 15\text{cm}$ .

#### 4.14.2. Diseño a cortante (estribos)

Las fuerzas de corte deben ser transferidas al pedestal de hormigón, y resistidas por el refuerzo transversal (estribos), para el cual, se utilizó el modelo de puntal-tensor, del capítulo 23 del ACI 318.

Se realiza el modelo para nuestro caso, como se mencionó se supone que tres anclajes soportan la carga por cortante. El modelo se muestra en la **Figura 4-49**.



a) Modelo puntal tensor. b) Dimensiones c) Fuerzas internas y externas.

**Figura 4-49** Modelo para refuerzo a cortante

Para el modelo, se debe verificar la resistencia de los anclajes y refuerzo longitudinal, así como del puntal de hormigón (en plomo, en la **Figura 4-50**). También, definir las respectivas longitudes de desarrollo.

Para los anclajes se verifica la resistencia al aplastamiento según la sección 23.4.3 ACI 318. Con el cual se obtiene una resistencia al aplastamiento para un anclaje  $\phi V_n = 26.03 \text{ ton}$  mayor al cortante máximo para un anclaje  $V_u = 13.17 \text{ ton}$ .

El aplastamiento en el refuerzo longitudinal por inspección, el nodo B gobierna, por tener el elemento BE con menor longitud y mayor fuerza. Se obtiene  $\phi V_n = 28 \text{ ton}$  mayor a la fuerza máxima de BE  $F_{BE} = 10 \text{ ton}$ .

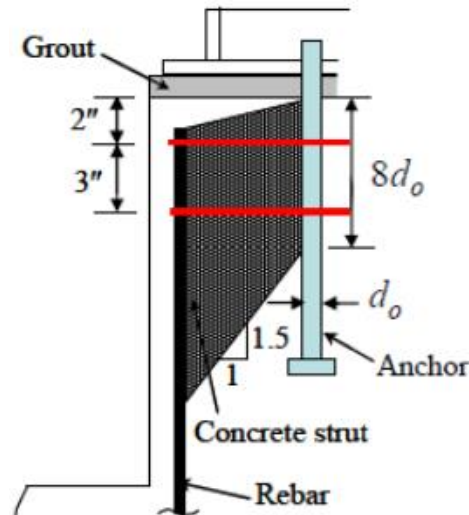


Figura 4-50 Corte, Modelo Puntal - tensor.

Asumiendo que la resistencia de puntal es la misma que la resistencia de soporte para el anclaje, debido a que el área disponible para puntal es mayor que la de soporte, por lo tanto si la resistencia de soporte en el anclaje y barra está bien, la resistencia del puntal no necesita ser revisada.

Para la elección del refuerzo a cortante (estribos), se tuvo las siguientes consideraciones.

- Se consideran dos capas de estribos 5/8 in como efectivas según **Figura 4-51**.
- Los estribos se consideran con ganchos.
- Barras de horquilla (hairpins) son usadas como estribos internos.
- La localización de los ganchos y la dirección de los estribos internos son alternadas.
- En los nodos alejados del gancho, se supone que el estribo está completamente desarrollado.
- En el nodo donde se localiza el gancho, la contribución del gancho del estribo a la tensión  $T_{gancho}$  es la menor de  $T_1$  y  $T_2$ . Donde,  $T_1$  es la resistencia del acero, igual al área por su esfuerzo (Ver anexo 1) y,  $T_2$  es la resistencia de extracción por deslizamiento (pullout), según la sección 17.4.3.5 del ACI 318.

La resistencia de los estribos se obtuvo  $\phi V_n = 11.13 \text{ ton}$  mayor a la solicitud según **Figura 4-49** para los estribos  $V_{us} = 4.6 \text{ ton}$ .

La resistencia total  $R_{total,h}$  de los estribos internos (hairpins), asumiendo que la dirección de la barra de horquilla es alternada, no se considera las dos capas. Se obtiene  $R_{total,h} = 17 \text{ ton}$  mayor a la resistencia máxima  $T_{uh} = 15.86 \text{ ton}$ . La configuración de los estribos internos se muestra en la **Figura 4-51**.



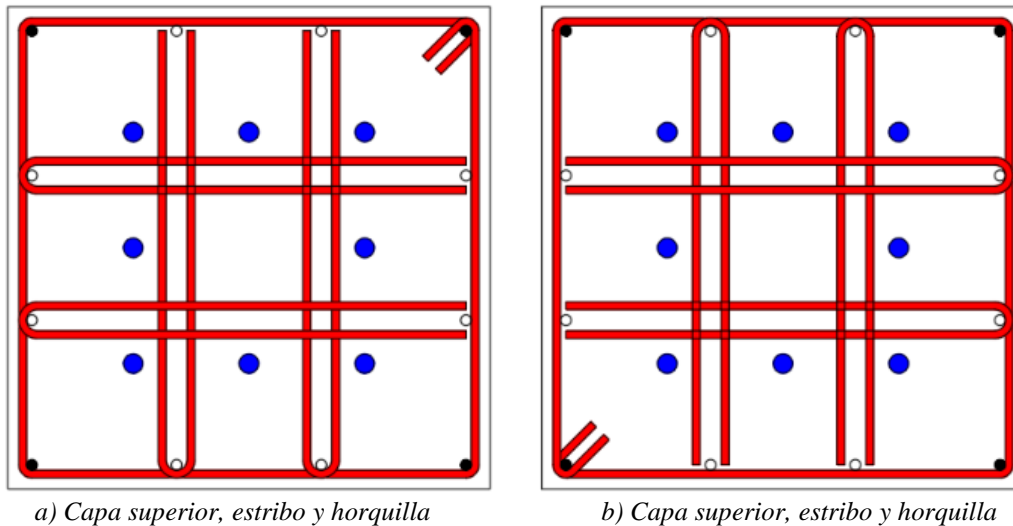


Figura 4-51 Configuración refuerzo a cortante.

Luego de definido la configuración del pedestal, se debe realizar el diseño de la losa de soporte, sobre la cual se realizaran los ensayos

#### 4.15. Diseño de la losa

Para la realización de los diferentes ensayos, se requiere de una losa con una suficiente rigidez y resistencia que permita transferir las cargas recibidas por los actuadores hidráulicos a la cimentación. Para la losa se propone una dimensión de  $L = 6m$  de largo por  $b = 2.50m$  de ancho, con una altura  $h = 60cm$ .

La configuración se muestra en la Figura 4-52.

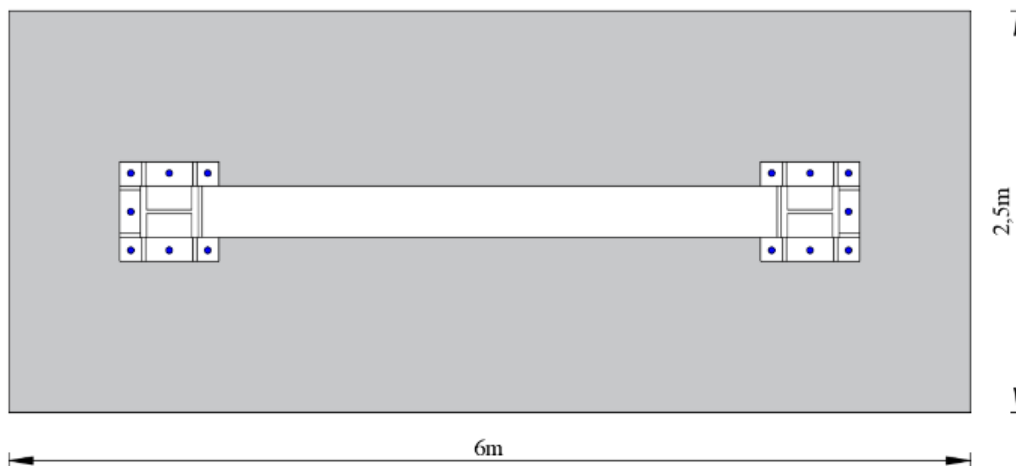


Figura 4-52 Dimensiones de la losa.

La resistencia a compresión considerada para el diseño es de  $f'_c = 350kgf/cm^2$ , con varillas de refuerzo  $f_y = 60ksi$ .

##### 4.15.1. Diseño en sentido longitudinal

###### Caso 1

Para este caso se considera un recubrimiento inferior de  $r_i = 10cm$ , por tanto se tiene un peralte efectivo  $d = 50cm$ .

Al excluir todas las cargas que no sean generadas por el actuador hidráulico se tendrá un equilibrio de fuerzas verticales, por lo cual no se transmitirá a la cimentación las cargas provenientes del actuador hidráulico, como se muestra en la Figura 4-53 siguiente.

Rubén Darío, Lema Guamán  
Manuel Rolando, León Ordoñez

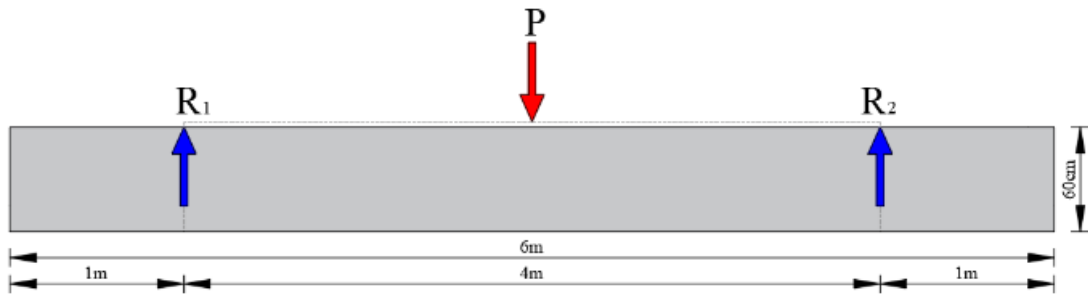
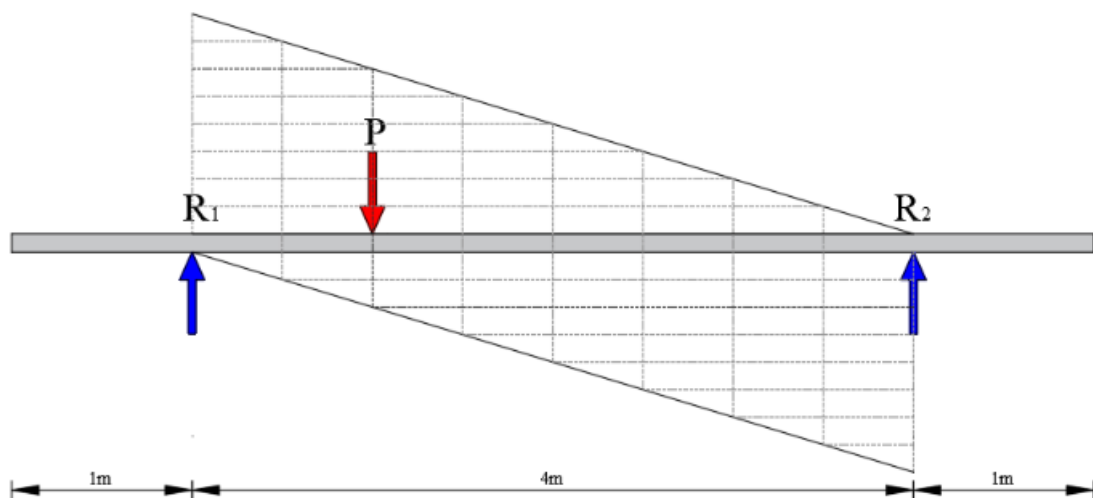
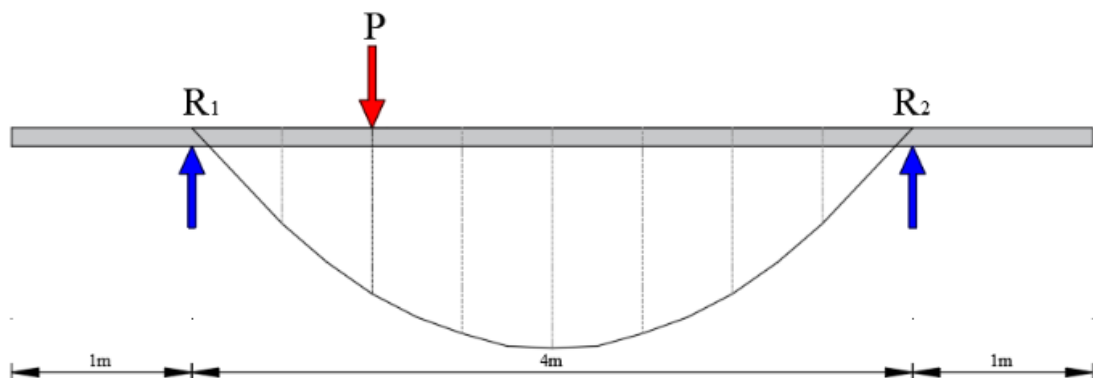


Figura 4-53 Cargas y dimensiones de la losa, longitudinal - caso 1

Al desplazarse la carga P del actuador hidráulico a lo largo de los 4m entre las columnas, las reacciones R1 y R2 adquirirán diferentes valores, teniendo mayores cargas cerca de las columnas. Al trazar el diagrama de fuerza cortante de las diferentes posiciones de la carga, se puede obtener un diagrama de fuerza cortante como se puede ver en la siguiente **Figura 4-54** y, a partir de este diagrama se obtiene el diagrama de momento flector.



a) Diagrama de fuerza cortante en la losa



b) Diagrama de momento flector

Figura 4-54 Diagrama losa, longitudinal caso 1

De la **Figura 4-54**, se obtiene un momento máximo positivo  $M_u = 160 \text{ ton.m}$ .

Para refuerzo con diámetro  $\delta = 1 \text{ in}$  y separación  $s = 14 \text{ cm}$ , cumpliendo con los requerimientos del ACI 318 para: área de acero mínima según 9.6.1.2, comportamiento del acero según tabla 21.2.2. Se determinó la resistencia a flexión  $\phi M_n = 164.22 \text{ ton.m} > M_u$ .

La **Figura 4-55** muestra la configuración del refuerzo longitudinal para el caso 1.

Rubén Darío, Lema Guamán  
Manuel Rolando, León Ordoñez

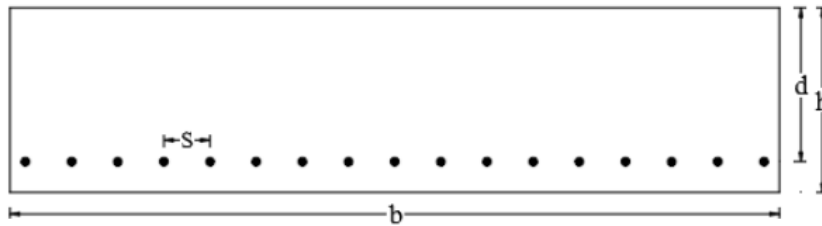


Figura 4-55 Configuración del refuerzo longitudinal inferior.

**Caso 2**

Este caso se deriva del Caso 1, ya que al aplicar la carga del actuador hidráulico en el centro de la losa y de la posibilidad de falla repentina de la probeta de ensayo, habrá una inversión de cargas en las reacciones de la columna. En otras palabras, el pórtico actuará como un elástico a causa del actuador hidráulico, si en el ensayo existe una falla repentina, el actuador ya no ejercerá ninguna fuerza por lo cual las columnas se encargarán en la distribución de estas cargas a la losa y a su vez a la cimentación.

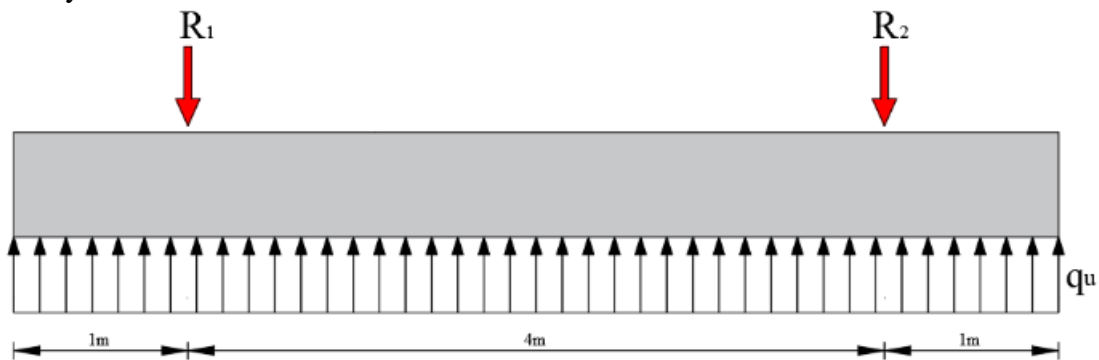
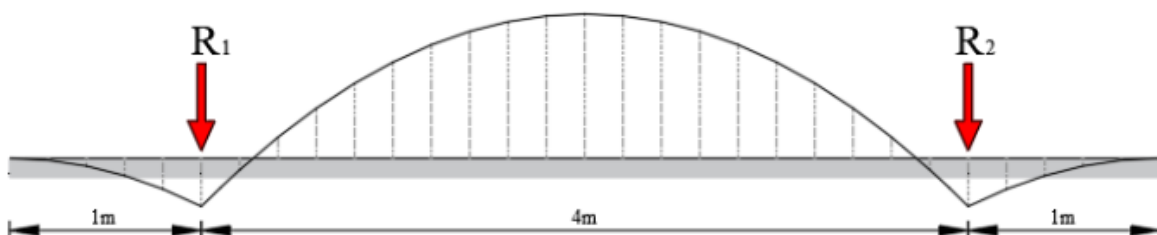
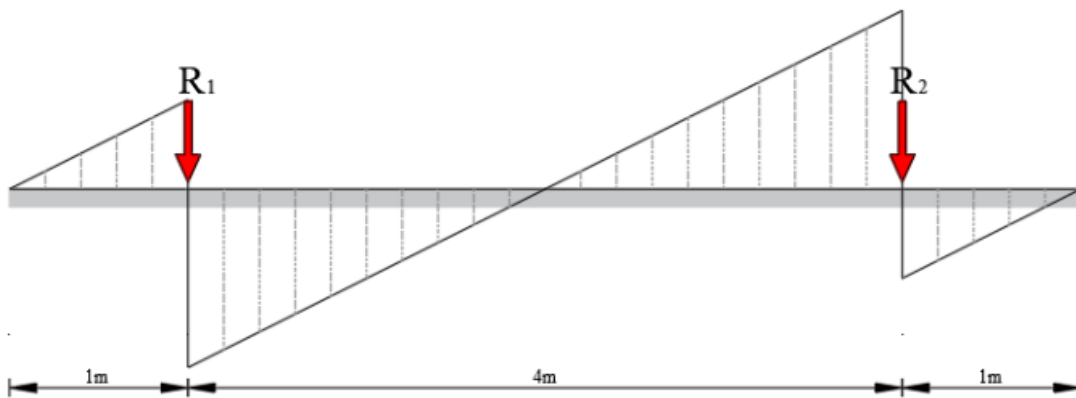


Figura 4-56 Cargas para caso 2.

La reacción del suelo se asume como distribuida rectangular por unidad de área, es decir  $q_u = 2R/A_{losa}$ , donde  $R = 80 \text{ ton}$  son las cargas últimas de las columnas y,  $A_{losa} = 15 \text{ m}^2$  es el área de la losa. Se tiene la carga distribuida lineal  $q_U = q_u \cdot b = 26.67 \text{ ton/m}$ , con la cual se obtiene los diagramas de cortante y momento como se presenta a continuación.



b) Diagrama de momento.

Figura 4-57 Diagramas, longitudinal - caso 2

De la Figura 4-57, se obtiene un momento máximo positivo  $M_u = 13.33 \text{ ton. m}$ , debido a que en el caso anterior, ya se reforzó en la parte inferior de la losa para momento positivo no se considera este momento debido a que no es crítico. También de la figura se obtiene un momento máximo negativo  $M_u = -40 \text{ ton. m}$ , para el cual se diseñó el refuerzo.

Para refuerzo con diámetro  $\delta = 1 \frac{1}{8} \text{ in}$  y separación  $s = 30 \text{ cm}$ , cumpliendo con los requerimientos del ACI 318 para: área de acero mínima según 9.6.1.2, comportamiento del acero según tabla 21.2.2. Se determinó la resistencia a flexión  $\phi M_n = 94.57 \text{ ton. m} > M_u$ .

#### 4.15.2. Diseño en sentido transversal

##### Caso 1

Para el diseño de la losa en sentido transversal y para el caso 1, se considera un refuerzo superior e inferior a causa de la carga aplicada P del actuador hidráulico y de la reacción R.

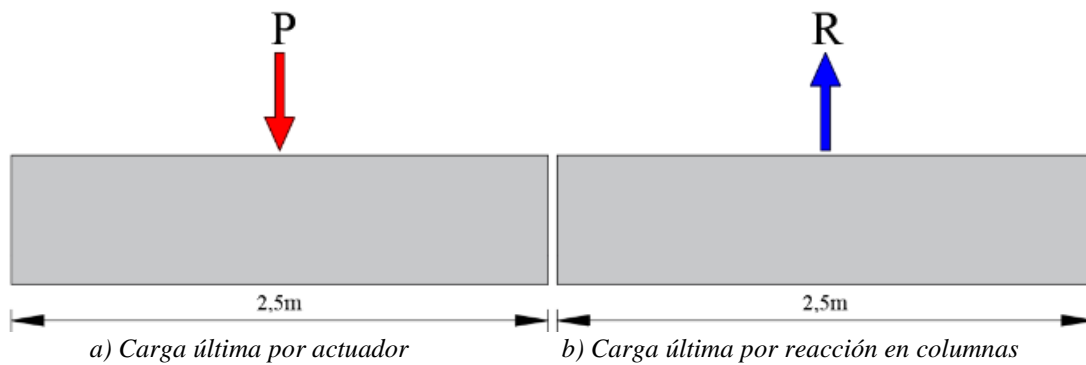


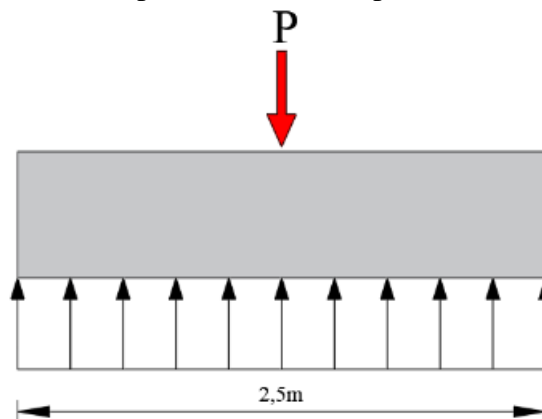
Figura 4-58 Cargas en la losa, transversal- caso 1

De la Figura 4-58, se obtiene un momento máximo positivo y negativo  $M_u = \frac{PL}{4} = 100 \text{ ton. m}$ , siendo  $P = R = 160 \text{ ton}$  y  $L = 2.5 \text{ m}$ .

Para refuerzo con diámetro  $\delta = \frac{7}{8} \text{ in}$  y separación  $s = 20 \text{ cm}$ , cumpliendo con los requerimientos del ACI 318 para: área de acero mínima según 9.6.1.2, comportamiento del acero según tabla 21.2.2. Se determinó la resistencia a flexión  $\phi M_n = 223.72 \text{ ton. m} > M_u$ .

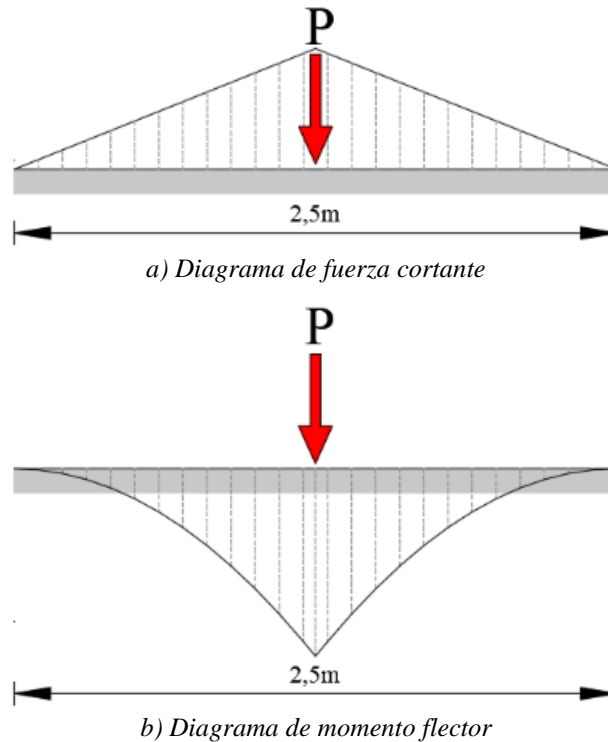
##### Caso 2

Se determina, el momento máximo para la condición, presentada en la Figura 4-58.



**Figura 4-59** Cargas en la losa, transversal- caso2

La reacción del suelo se asume como distribuida rectangular por unidad de área, es decir  $q_u = P/A_{losa}$ , donde  $P = 160 \text{ ton}$  son las cargas últimas de las columnas y,  $A_{losa} = 15 \text{ m}^2$  es el área de la losa. Se tiene la carga distribuida lineal  $q_U = q_u \cdot b = 64 \text{ ton/m}$ , con la cual se obtiene los diagramas de cortante y momento como se presenta a continuación.



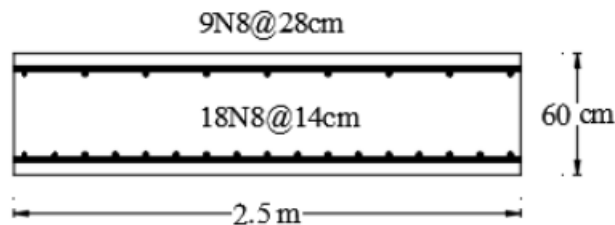
**Figura 4-60** Diagramas, transversal - caso 1

De la **Figura 4-60**, se obtiene un momento máximo  $M_u = 50 \text{ ton.m}$ . Debido a que en el caso anterior, ya se reforzó la parte inferior de la losa para momento positivo no se considera este momento debido a que no es crítico.

### Resumen del refuerzo a flexión

#### Refuerzo longitudinal

Para refuerzo superior colocar 9 varillas Nro. 8 espaciadas cada 28cm y para refuerzo inferior colocar 18 varillas espaciadas cada 14cm del mismo diámetro.



**Figura 4-61** Refuerzo longitudinal

#### Refuerzo transversal

Para el refuerzo transversal, colocar 30 varillas de Nro 7 espaciadas 20cm, tanto para el refuerzo superior e inferior.

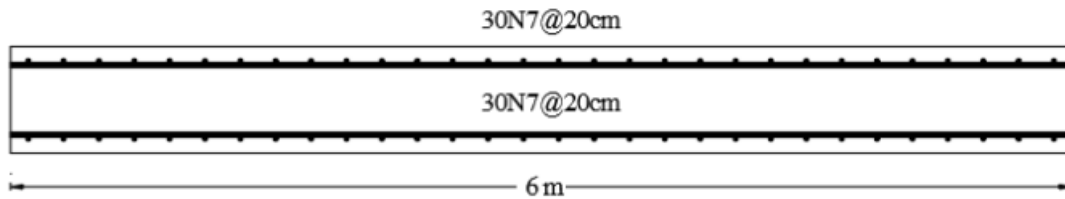


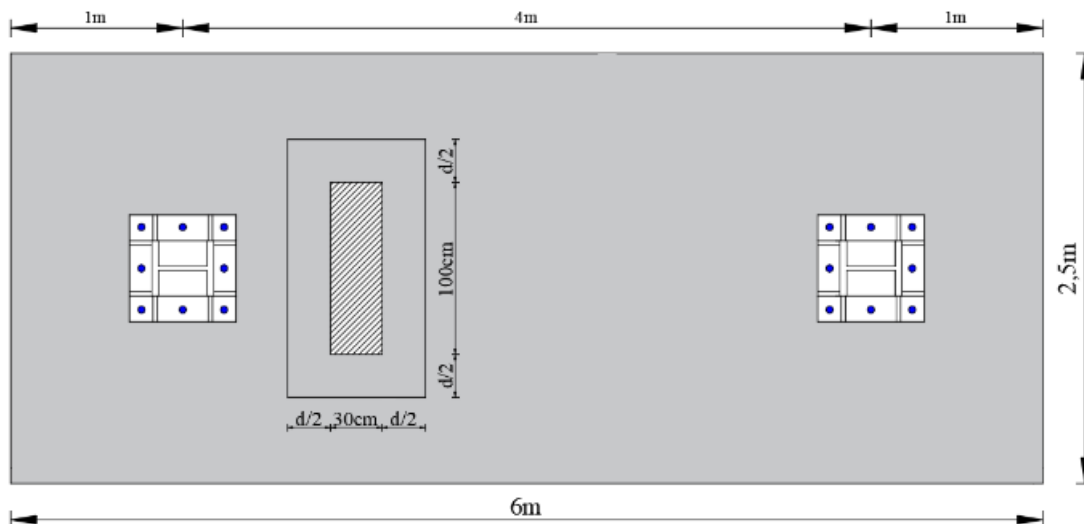
Figura 4-62 Refuerzo transversal

### 4.15.3. Diseño a cortante de la losa

En esta sección se realiza el diseño a corte de la losa, para la cual se debe determinar el cortante máximo, el cual es mayor cerca de las columnas. También se verifica la resistencia al punzonamiento debido a que cada punto de la losa debe resistir ya que la carga es móvil.

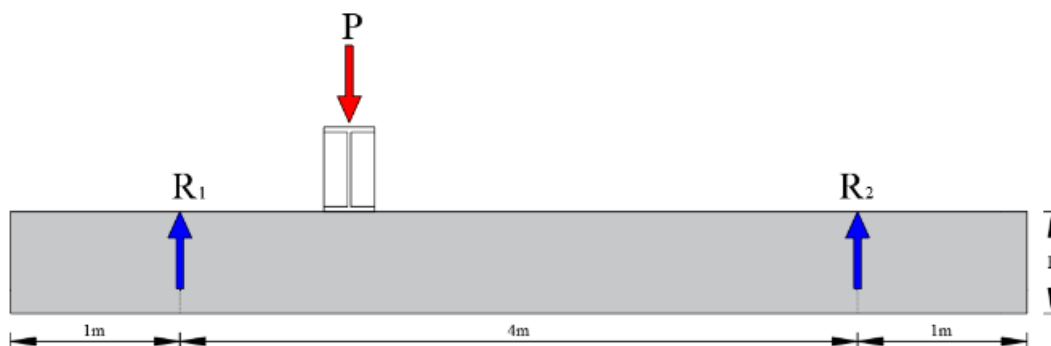
#### 4.15.3.1. Cortante por punzonamiento

El cortante por punzonamiento o cortante en dos direcciones se determina a partir de la sección 22.6 del ACI, para la cual se toma como sección crítica una distancia  $d/2$  (ACI 22.6.4.1) alrededor del elemento de carga (Ver figura 60a). El cálculo de se determina según las ecuaciones dadas en la tabla 22.6.5.2 del ACI.

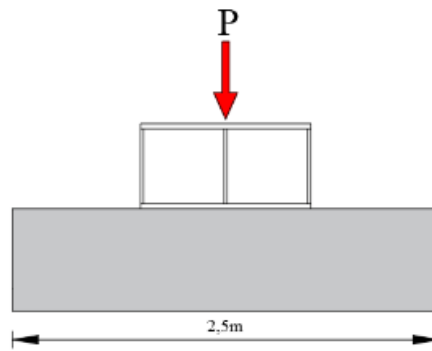


a) Sección crítica para cortante por punzonamiento

Fuente: Elaboración propia.



b) Punzonamiento en la losa - sección longitudinal



c) Punzonamiento en la losa - sección transversal

Figura 4-63 Punzonamiento en la losa por carga concentrada

Para el elemento que se considera, viga de acero de 100x30cm. El cortante último en la losa se considera el cortante máximo proveniente del actuador, siendo este  $V_u = 146 \text{ ton}$ . Además la carga máxima actuante es  $P = 160 \text{ ton}$ . Se obtiene una resistencia a punzonamiento  $\phi V_n = 155.11 \text{ ton} > V_u$ .

#### 4.15.3.2. Cortante en una dirección

La resistencia a cortante del hormigón  $\phi V_c$  está dada por la sección 22.5.5.1 del ACI 318, para la cual se necesitó colocar refuerzo por cortante  $\phi V_s$  según la sección 22.5.10.4. Para un diámetro de estribo  $\delta_{tie} = 0.5 \text{ in}$  considerado se obtiene un espaciamiento  $s = 25 \text{ cm}$ .

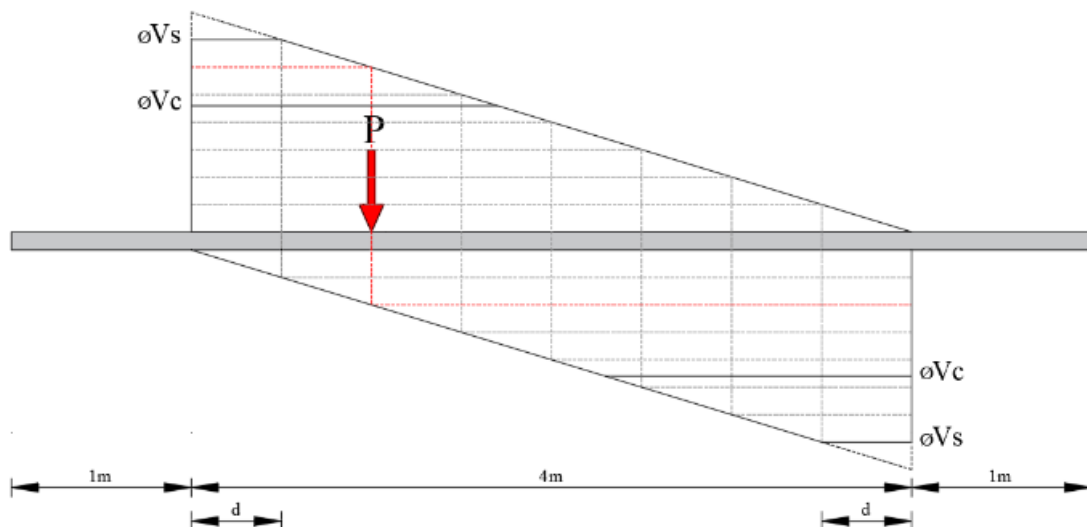
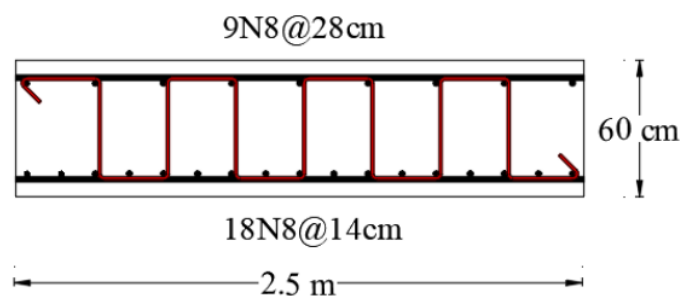


Figura 4-64 Punzonamiento en la losa por carga concentrada



*Figura 4-65 Configuración de estribos en la losa.*

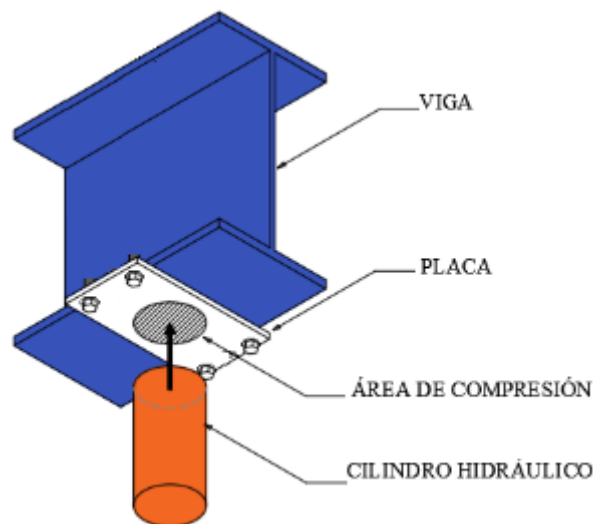
#### 4.16. Diseño de elementos secundarios

En esta sección se realizó el diseño de todos los componentes secundarios para el funcionamiento del pórtico, tales como: placas sujetadoras del cilindro hidráulico, vigas de apoyo para la realización de ensayos, etc.

##### 4.16.1. Sistema de sujeción del cilindro

El par de cilindros hidráulicos deben ir sujetos a la viga, para la cual se necesita un sistema de sujeción, de tal manera que permita aplicar las cargas sobre los elementos a ensayar sin generar peligro alguno. El análisis consiste en diseñar este sistema de sujeción así también como la verificación de los esfuerzos que vayan a producirse en ella.

Para la fijación del cilindro hidráulico se utilizará una placa colocada en el patín inferior de la viga y conectadas entre sí mediante pernos de alta resistencia, como muestra la **Figura 4-66** siguiente.



*Figura 4-66 Sistema de sujeción de cilindro.*

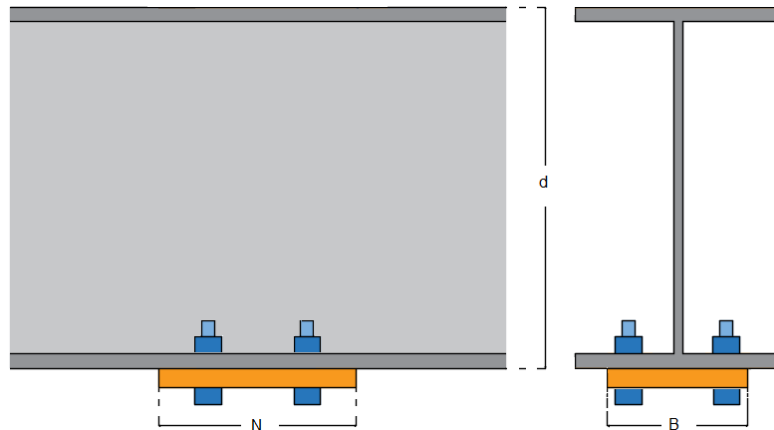
Los pernos y la placa estarán sometidos a la carga del cilindro, es decir,  $P_u = 160\text{ton}$ . La placa será de material ASTM Gr.50 con  $F_{yp} = 50\text{ksi}$  y módulo de elasticidad  $E = 29000\text{ksi}$ . Mientras los pernos son de material A325 con roscas sin excluir del plano de corte. Se consideran 4 pernos para el diseño.

Para el diseño de la placa, solo se consideró el área de compresión en la zona de contacto entre la placa y el actuador hidráulico. También, se consideró la placa de  $40 \times 30\text{cm}$  con espesor  $1\text{''}$  y la base de apoyo del cilindro hidráulico tiene un diámetro  $\delta = 10\text{cm}$ . Con la cual se debe verificar la resistencia a compresión de la placa, resistencia al aplastamiento de la placa según la sección J7 del AISC 360, y también la verificación de los pernos, para los cuales se tiene en cuenta que la carga transmitida por el actuador hidráulico será resistida por la viga, por lo cual, los pernos no recibirán carga. Sin embargo, conservativamente se diseñará para un porcentaje de la carga actuando a tensión  $P_{ut} = 10\% P_u = 16\text{ ton}$  en el actuador (Este porcentaje incluye, el peso propio de los elementos y cualesquier situación no considerada durante el ensayo).



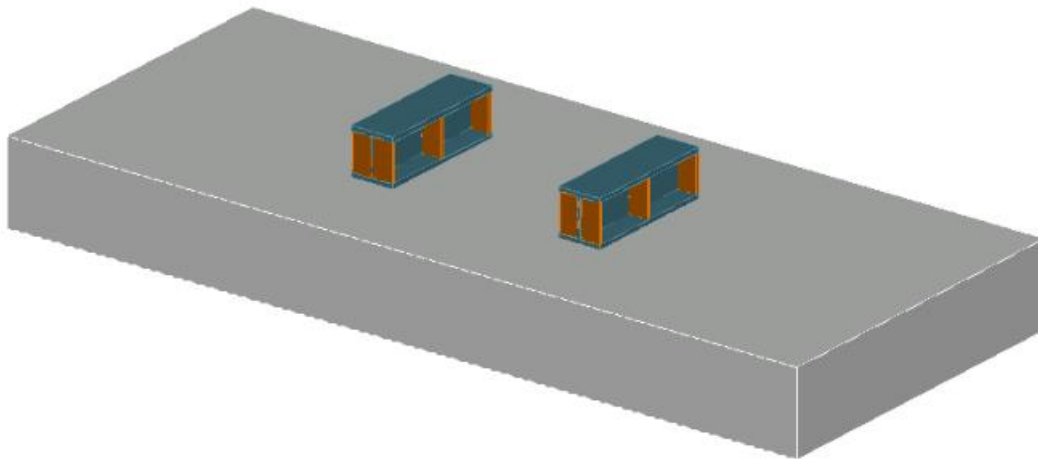
Se verifica las resistencias: para la compresión de  $\phi P_n = 248.5 \text{ ton} > P_u$ , para aplastamiento  $\phi R_n = 268.36 \text{ ton} > P_u$  y, la resistencia a tensión de los 4 pernos  $\phi R_{nt} = 20.01 \text{ ton} > P_u$

Con la cual se obtiene la configuración del sistema que se muestra a continuación.



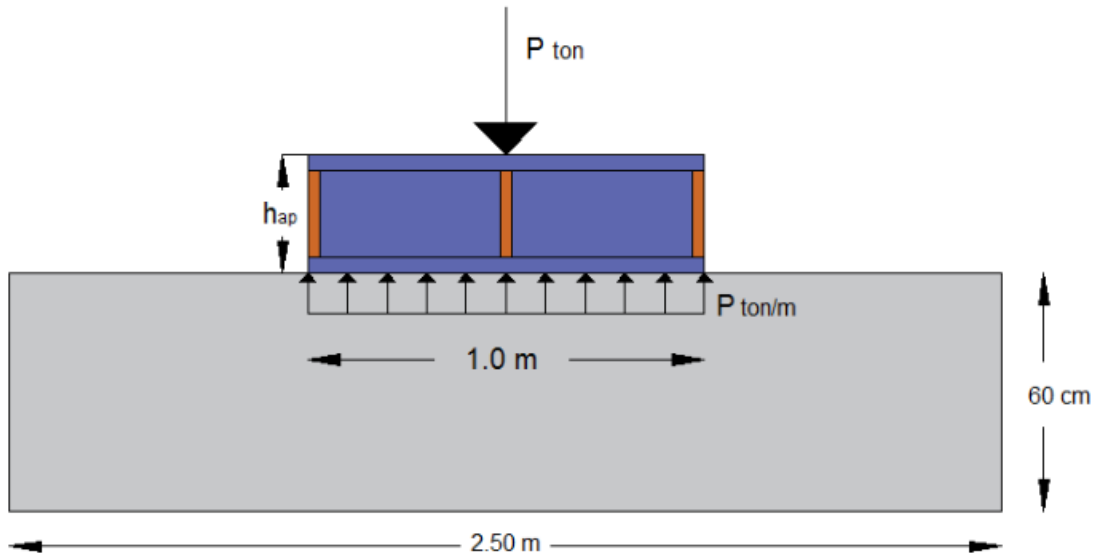
*Figura 4-67 Geometría de la placa.*

#### 4.16.2. Vigas de soporte para ensayos



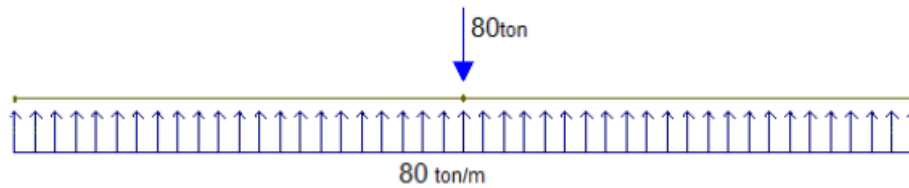
*Figura 4-68 Vigas de soporte para ensayos.*

La viga de apoyo se configura como se muestra en la **Figura 4-68**.



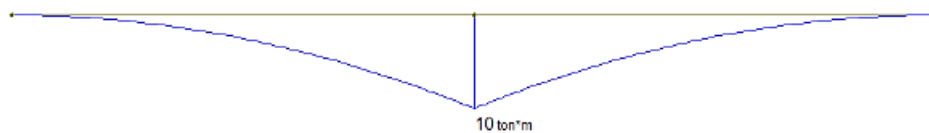
**Figura 4-69** Vigas de soporte para ensayos.

Se considera que la carga total se divide a las dos vigas, por tanto cada viga recibe una carga factorada puntual de  $P = 80 \text{ ton}$ . La reacción de la losa se considera como carga distribuida, por tanto, se obtiene el modelo que se presenta en la **Figura 4-70**.

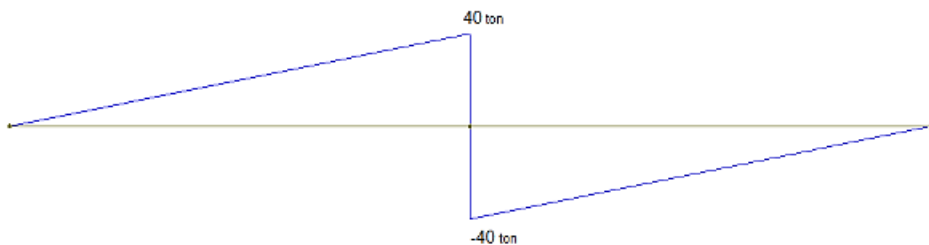


**Figura 4-70** Modelo para cargas en viga de soporte para ensayos

A partir de la **Figura 4-70**, se obtienen los diagramas de momento flector y cortante.



a) Diagrama de momento flector.



b) Diagrama de cortante

**Figura 4-71** Diagrama de esfuerzos para la viga de soporte.

Se realiza un pre diseño, luego de generar los posibles perfiles que cumplan para las solicitaciones respectivas, se eligió el perfil W21X111. Aunque la capacidad de la viga pueda ser alta, la viga es seleccionada debido a su peralte  $d_b = 54.6 \text{ cm}$ , para que al ensayar los



elementos, se pueda apreciar su comportamiento fácilmente. Las características de la viga se dieron en la **Tabla 36**.

Similarmente a la viga del pórtico, para la viga de soporte se realizan las verificaciones para: pandeo local, estados límites para flexión y cortante, verificación de deflexión en la viga, verificación por cargas concentradas y diseño de atiesadores.

Se verifica el **pandeo local**, según la sección B4 del AISC 360, el elemento puede clasificarse como compacta, no compacta o esbelta según la Tabla B4.1b del AISC 360. Al realizar esta verificación se determina que tanto el patín como el alma de la viga son compactos y por tanto la viga es compacta.

La viga deberá tener una resistencia factorizada mayor a 10 *ton.m* en momento flector y 40 *ton* en cortante, como se muestra en la **Figura 4-71**.

Teniendo una sección compacta, la resistencia de diseño a **flexión**, será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral - torsional, en base al capítulo F del AISC 360. Mientras, la resistencia de diseño a **cortante**, se determinó en base al capítulo G del AISC 360.

La capacidad a flexión y cortante de la viga de soporte se muestran en las **Tabla 36** y **Tabla 37** respectivamente.

**Tabla 36**  
*Capacidad a flexión de la viga de soporte*

Mn [ton.m]	$\phi_b$	$\phi_b Mn$ [ton.m]	Mu [ton.m]	Utilidad	Condición
160.65	0.9	144.59	10	7%	Cumple

**Tabla 37**  
*Capacidad a cortante de la viga de soporte*

Vn [ton]	$\phi_v$	$\phi_v Vn$ [ton]	Vu [ton]	Utilidad	Condición
161.23	1.0	161.23	40	25%	Cumple

Considerando conservativamente como una viga simplemente apoyada con una carga puntual en el centro del claro, la deflexión máxima de la viga está dada por la siguiente expresión:

$$\Delta_{max} = \frac{P_a l^3}{48 EI} \quad (4.5)$$

Similar a la viga del pórtico, se considera la deflexión admisible como  $\Delta_{adm} = l/2000$ .

**Tabla 38**  
*Verificación de deflexión para la viga de soporte*

$\Delta_{max}$ [mm]	$\Delta_{adm}$ [mm]	Condición
0.05	0.5	Cumple

Debido a la carga puntual, se van a generar cargas concentradas, por lo cual se debe verificar la resistencia de la viga para estas cargas. La verificación se realiza mediante el apartado J10 del AISC 360 para flexión local del patín, fluencia local del alma, aplastamiento del alma, y pandeo lateral del alma.



La **Tabla 39** muestra las resistencias de diseño por carga concentrada de la viga. En la tabla se muestra un resumen, los cálculos detallados se presentan en la memoria de cálculo (Anexo1).

**Tabla 39**

*Verificación de viga por carga concentrada*

Estado limite	$\phi$	Rn [ton]	$\phi Rn$ [ton]	Pu [ton]	Condición
Flexión local del patín	0.9	108.28	97.45	80	Cumple
Fluencia local del alma	1.0	215.44	215.44	80	Cumple
Aplastamiento del alma	0.75	182.54	136.91	80	Cumple
Pandeo lateral del alma	0.85			No aplica	

Todas las condiciones anteriores se cumplen, de tal manera que no se requieren atiesadores en la viga, sin embargo, considerando las cargas concentradas en la estructura, se configura la viga de tal manera que pueda resistirlas. Por tanto, se debe verificar los atiesadores como **atiesadores de apoyo**.

La geometría del atiesador (Ancho, espesor, altura) se determinó a partir del apartado J10-8 del AISC 360. Se configura dos atiesadores extremos, uno a cada lado, y un atiesador en el centro de la viga, entonces la separación de los atiesadores transversales es de  $a = 50 \text{ cm}$ . Quedando la geometría de la viga como se muestra en la **Tabla 40** siguiente.

**Tabla 40**

*Geometría de atiesadores para la viga de soporte*

Geometría del atiesador			
Ancho	$b_{st}$	10	cm
Espesor	$t_{st}$	0.5	in
Altura	$h_{st}$	50.16	cm
Separación	$a$	50.0	cm

La resistencia de diseño  $\phi R_n$  al **aplastamiento**, de superficies en contacto debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como muestra el apartado J7 del AISC.

**Tabla 41**

*Resistencia al aplastamiento de los atiesadores*

Rn [ton]	$\phi$	$\phi Rn$ [ton]	Pu [ton]	Utilidad	Condición
119.90	0.75	89.93	80	89%	Cumple

Para determinar la resistencia a **compresión**, la sección J10.8 del AISC 360, indica que los atiesadores se deben analizar en base al capítulo E o la sección J4.4 del AISC dependiendo de la relación de esbeltez.

Se determina que  $\frac{kL}{r} = 9.5 \leq 25$  por tanto se aplica la sección J4.4a del AISC.

En este caso se tienen atiesadores externos e internos, para los cuales la resistencia a compresión es:

**Tabla 42**

*Resistencia a la compresión de los atiesadores*

Atiesadores	Pn [ton]	$\phi$	$\phi Pn$ [ton]	Pu [ton]	Utilidad	Condición
Interno	261.54	0.9	235.39	80	34%	Cumple
Externos	171.97	0.9	154.77	80	52%	Cumple

Finalmente se verifica la resistencia al aplastamiento del hormigón. Para la cual se utiliza la ecuación  $P_h = 0.85 f'_c A$ , donde, es el área de aplastamiento, igual al largo de la viga por el ancho. Con la cual se obtiene  $\phi P_h = 839 \text{ ton} > P_u$ .

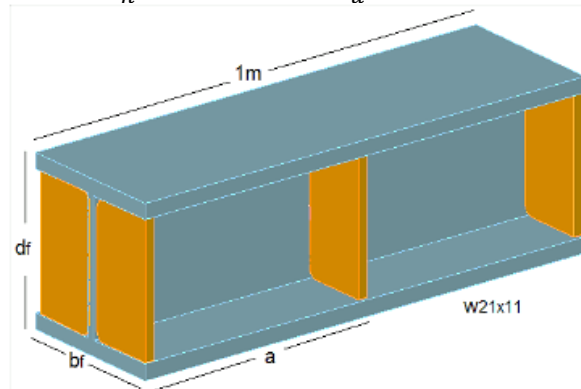


Figura 4-72 Configuración viga de soporte.

### 4.16.3. Rodillo de soporte de ensayos

Para garantizar el ensayo de elementos tipo viga, que suelen ser los ensayos con más demanda en un laboratorio, se realizó el diseño de rodamientos de rodillo (Roller bearings), los cuales son cilindros de acero sólido (rollers), que permiten el desplazamiento relativo en una dirección, gracias a la acción de rodar.

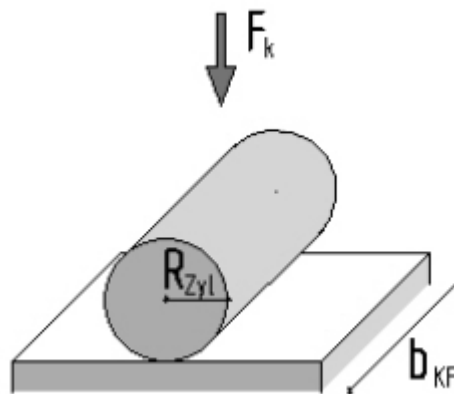


Figura 4-73 Rodillo de soporte de ensayos.

Se pretende realizar el apoyo con barra de acero AISI 4340, con  $F_y = 105 \text{ ksi}$  y  $F_u = 145 \text{ ksi}$ . Con radio  $R = 2 \text{ in}$  y con longitud  $b = 60 \text{ cm}$ .

El radio mínimo  $R$  de la superficie cilíndrica está determinado por la presión de contacto entre el cilindro y la superficie plana. El esfuerzo elástico entre una superficie cilíndrica y una plana está dado por la fórmula de Hertz.

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{F E}{2\pi b R}} \quad (4.6)$$

Dónde:

$F$  : Fuerza sobre el apoyo  $F = P = 80 \text{ ton}$

$E$  : Modulo de elasticidad  $E = 29000 \text{ ksi}$

$b$  : Longitud de apoyo  $b = 60 \text{ cm}$ .

$R$  : Radio del apoyo  $R = 2 \text{ in}$ .

La nota del ESDEP Course menciona que, aunque la fórmula es aplicable a una condición elástica, es satisfactorio permitir que el esfuerzo de Hertz se limite a valores que excedan el rendimiento no axial. Típicamente, la limitación para los rodillos cilíndricos es  $1.7 F_u$ .

Realizando los cálculos respectivos se obtiene el esfuerzo máximo  $\sigma_c = 137.6 \text{ ksi} < 1.7 F_u = 246.5 \text{ ksi}$ . Por tanto, el rodillo es adecuado.

#### 4.17. Sistema de aplicación de cargas

El sistema de aplicación de cargas con el sistema de instrumentación y control que se propone, es un sistema básico y funcional, que permita la aplicación de cargas y la obtención de información de los ensayos. Ya que el presente trabajo se enfoca principalmente en el diseño estructural del pórtico de ensayos. El sistema de aplicación de cargas y sistema de instrumentación y control más sofisticado, puede ser implementado en el futuro.

Por lo tanto, el sistema de aplicación de cargas consistirá en un sistema de carga manual, es decir se hace uso de una bomba hidráulica manual.

Los actuadores hidráulicos funcionan mediante el flujo de aceite hidráulico. La velocidad de acción está determinada por el caudal de entrada, y la fuerza que es capaz de aplicar por la presión. El aceite para los actuadores, es alimentado por una bomba hidráulica manual. También, se pretende que los actuadores sean de doble acción, es decir que puedan aplicar la fuerza en las dos direcciones del eje, y también con el fin, ayudar a acomodar las probetas para los ensayos.

Se consideró la incorporar de un actuador de 100ton o la incorporación de dos actuadores de 50ton, ya que el diseño de la estructura lo permite, pero no la aplicación simultánea de estos dos casos de aplicación de carga.

El kit del sistema de aplicación de cargas se muestra en la **Figura 4-74** siguiente.

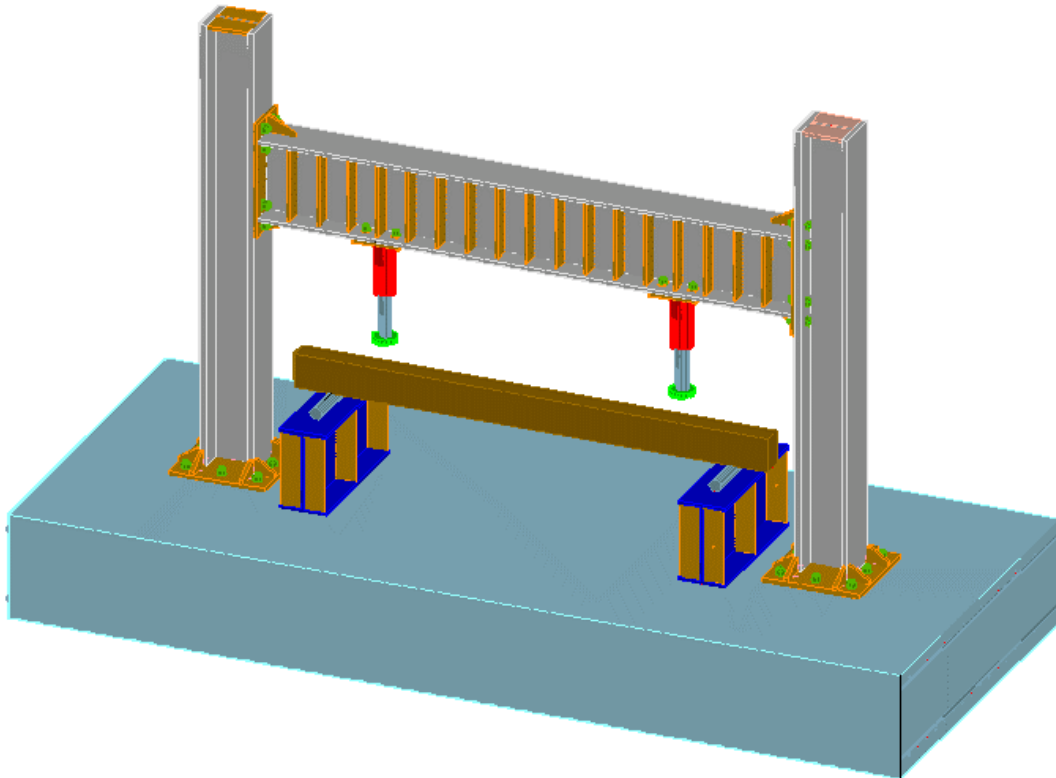


*Figura 4-74 Sistema de aplicación de cargas.*

El kit necesario consiste en los adaptadores para manómetro, los manómetros de fuerza, mangueras termoplásticas, bomba hidráulica manual y el cilindro hidráulico.



## PÓRTICO DE ENSAYOS PARA EL LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL.



*Figura 4-75 Pórtico de ensayos - configuración final.*

# Capítulo 5

## PRESUPUESTO, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta sección se realiza el cálculo del presupuesto necesario para llevar a cabo la ejecución del pórtico de ensayo, en caso de ser viable como proyecto. También se realizan las conclusiones obtenidas en el desarrollo de este documento, así como sus recomendaciones.

### 5.1. Presupuesto

El cálculo del presupuesto se basó en distintas cotizaciones con empresas locales, las cotizaciones se presentan en el **Anexo 2**. Las tablas siguientes muestran un resumen de los presupuestos para los diferentes elementos del sistema.

*Tabla 5-1 Resumen de presupuesto para pórtico de acero.*

Artículo	Cantidad	P. Unitario	P.Total
Viga Principal 3.5m IPN 550	1	1174.85	1174.85
Viga para soporte de ensayos 1.0m IPN 550	2	335.67	671.34
Columna 3.0m IPN 300	2	621.09	1242.18
Placa - Para Unión Viga-Columna e=0.75" 32x78cm	2	78.77	157.53
Placa - Para Unión Columna- Cimentación e=1.25" 65x65cm	2	213.33	426.65
Placa - Para atiesadores e=1" 12x50cm	36	18.93	681.63
Placa - Para sujetar cilindro e=1" 30x40cm	2	47.34	94.67
Rigidizador -Unión Viga-Columna e=0.75" hst=11.4 lst=20cm	4	4.75	19.02
Rigidizador -Unión Columna- Cimentación e=1" hs=10cm ls=13cm	16	3.59	57.42
Pernos ASTM 490 Diam 1 3/8" Long 3"	16	5.00	80.00
Anclajes ASTM F1554 Gr.55 Diam 1.5" Long 24"	8	20.00	160.00
Rodillo Diam. 3" Long. 24"	2	50.00	100.00
<b>Total</b>			<b>4865.29</b>

*Tabla 5-2 Resumen de presupuesto para sistema de aplicación de cargas.*

Artículo (Enerpac)	Cantidad	P. Unitario	P. Total
Cilindro hidráulico RC-1006 100ton Carrera 6.63" Altura 14.06"	1	3156.64	3156.64
Bomba hidráulica manual P-801 2 Vel. 10000 PSI Acero	1	1221.05	1221.05
Manómetro G-2535 10000 PSI	1	184.86	184.86
Adaptador para manómetro GA-3	1	88.89	88.89
Manguera hidráulica HC-9210	1	240.49	240.49
Soporte para tubos VJ-99	1	120.64	120.64
Acople c-604 alto flujo	1	74.09	74.09
Neplo FZ-1617	1	26.98	26.98
<b>Total</b>			<b>5113.64</b>

*Tabla 5-3 Resumen de presupuesto para cimentación.*





Artículo (Enerpac)	Cantidad	P. Unitario	P. Total
<b>Losa (h=60cm 2.5x6m )</b>			
Hormigón f'c=350kg/cm2 (m3) (0.6x2.5x6m)	9	300.00	2700.00
Acero Refuerzo N8 (9m)	18	30.00	540.00
Acero Refuerzo N7 (9m)	17	25.00	425.00
<b>Pedestal (h=1m) (0.6x1x1m , 0.4x1.5x1.5m)</b>			
Hormigón f'c=350kg/cm2 (m3) (0.4x1.5x1.5m)	1	300	300.00
Acero refuerzo N7	3	30	90.00
Acero refuerzo N5	8	20	160.00
<b>Total</b>			<b>4215.00</b>

Por tanto el presupuesto total será la suma total de los presupuestos anteriores, dando un total de \$14193.93

## 5.2. Conclusiones

La configuración final del pórtico tiene una capacidad máxima de trabajo de 100ton, teniendo en cuenta un desplazamiento vertical mínimo de la viga hasta 1.5m del piso y, desplazamientos de los actuadores en cualquier punto de la viga.

El diseño de los elementos del pórtico logra capacidades relativamente altas, sin embargo los elementos se rigen en base a su deflexión o deformación, siendo la más alta la deflexión producida en la viga de 1.5mm y, la deflexión admisible de  $L/2000 = 2.5\text{mm}$ . Por tanto, el pórtico se considera satisfactorio.

La conexión atornillada con placa de extremo 4ES, aporta la facilidad de montaje y desmontaje de la viga a varias alturas y por tanto, permite la realización de mayor cantidad de ensayos posibles.

Así mismo, los elementos de sujeción de los cilindros hidráulicos, permiten que estos se puedan desplazar y ajustar para el ensayo de distintos elementos.

El diseño de la placa base al ser a tensión, no tiene unos lineamientos específicos como las que son a compresión lo tienen, por tanto se realizó una verificación por elementos finitos, aplicando el criterio de esfuerzos máximo probable o esfuerzo de Von Mises, para el cual la placa base es satisfactoria.

Debido a las cargas ejercidas por los actuadores, para las reacciones que se generan a nivel de los anclajes, el hormigón de la cimentación no tiene suficiente capacidad para resistir algunas de las sollicitaciones, por tanto, al reforzarlas con acero (tipo pedestal) tanto para tensión como cortante es una solución económica comparada a otra solución que puede ser una losa de reacción.

El kit para el sistema de aplicación de cargas de la marca ENERPAC, constituido por; adaptadores para manómetro, los manómetros de fuerza, mangueras termoplásticas, bomba hidráulica manual y el cilindro hidráulico de cargas es lo suficientemente funcional para realizar variedad de ensayos y obtener información confiable.

Los costos obtenidos de \$14193.93 es inferior al presupuesto estimado de \$20000, debido a las consideraciones que hicieron a lo largo el documento, entre las más importantes; inclinarnos por un pórtico simple anclado, conexión con placa de extremo 4ES en lugar de conexiones más



complejas y costosas, implementación de una cimentación reforzada en los anclajes en lugar de una losa de reacción. Se puede concluir que el costo del pórtico de ensayos es adecuado.

El pórtico se enfoca principalmente en ensayos a flexión, sin embargo su configuración permite el desarrollo de otro tipo de ensayos, siempre que las especificaciones para dichos ensayos y el pórtico lo permitan.

El diseño final del pórtico se puede considerar como una propuesta de equipo de ensayo, debido a que para su ejecución como proyecto, puede estar sujeto a variaciones o ajustes, que van a depender de los requerimientos que tenga que cumplir el mismo, y los cuales pueden ser añadidos o eliminados.

### **5.3. Recomendaciones**

Debido a que en este documento se enfoca principalmente a la parte estructural del pórtico de ensayos, sin embargo, se sugiere un sistema básico de aplicación de cargas. Entonces, con el objetivo de mejorar la interacción entre la estructura y el usuario se puede implementar un sistema de aplicación de cargas con control y registro electrónico. Así como el incorporar dispositivos como sensores de desplazamiento (galgas extensiométricas), u otro tipo de sensores que permitan registrar desplazamientos o fuerzas.

Se plantea que el pórtico pueda realizar otro tipo de ensayos además de los de flexión, por lo cual se recomienda analizar e incorporar sistemas de apoyos o elementos necesarios para el desarrollo de cada ensayo en particular.

El equipo puede ser una ventaja para la realización de ensayos, sin embargo al mismo tiempo puede presentar un peligro para los usuarios, por lo tanto se deben tener en cuenta las indicaciones de la funcionalidad y medidas de seguridad presentadas en el apéndice B.

Al momento de realizar ensayos con cargas considerablemente grandes, se debe evitar las fallas bruscas, pues ocasionaran daños significativos a la estructura.



#### 5.4. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ACI 318S-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. 592.
- ACI, A. C. (2011). *PCA Notes On 318-11*. USA.
- Alfaro M., J. P. (2015). *Diseño del sistema para ensayo de columnas y baldosas horizontales de concreto prefabricadas*. Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- ANSI/AISC 358-16. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. 314.
- ANSI/AISC 360-16. (2016). *Especificación para Construcciones de Acero (Traducción ALACERO)*. 308.
- ANSI/AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. 676.
- Arízaga Pino, M. B., & Ortiz Coka, S. G. (2014). *Análisis y Diseño Sismoresistente de Conexiones Rígidas para Secciones Tubulares*. Cuenca-Ecuador: Universidad de Cuenca.
- ASCE 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. USA: American Society of Civil Engineers.
- ATHA. (s.f.). *Asociación de fabricantes de tubos de hormigón armado (ATHA)*. Obtenido de CONDICIONES DE ACEPTABILIDAD DE LOS TUBOS: [http://www.atha.es/atha\\_archivos/manual/c55.htm](http://www.atha.es/atha_archivos/manual/c55.htm)
- Automatización Industrial. (04 de Septiembre de 2010). *Elementos de Fuerza: Cilindros y Motores Neumáticos*. Obtenido de Automatización Industrial: <http://industrial-automatiza.blogspot.com/2010/09/elementos-de-fuerza-cilindros-y-motores.html>
- Bazán, J. S. (2015). *Estudio experimental y numérico del comportamiento de flexión de vigas de concreto armado reforzadas con bandas FRP*. Lima-Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Budynas, R. G., & Nisbett, K. (2018). *Diseño de Ingeniería Mecánica de Shigley*. México: McGraw-Hill.
- Carrera Alvarez, E. M., & Suquilo Ronquillo, B. J. (2013). *Implementación de una herramienta computacional para el cálculo de anclajes para vigas y columnas metálicas utilizando una aplicación del programa MATLAB*. Quito-Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Carter, C. J. (1999). *AISC Steel Design Guide 13-Stiffening of Wide-Flange Columns at Moments Connections*. 104.
- CISMID. (s.f.). *CISMID*. Obtenido de Laboratorio de Estructuras del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres: <https://www.cismid-uni.org/laboratorio-de-estructuras>
- Di Toro, N. (2015). *Ejemplo de Conexión Precalificada a Momento End-Plate tipo 4ES*. 16.
- Drake, R. M., & Elkin, S. J. (1999). *Beam-Column Base Plate Design LRDF Method*. Engineering Journal.
- Esquer, G. (2013). *Determinación de la sensibilidad y efectos de agentes externos en galgas extensiométricas. (Tesis de posgrado)*. Instituto Politécnico Nacional, Mexico D.F.
- Fisher, J. M., & Kloiber, L. A. (2006). *AISC Steel Design Guide 1- Base plate and Anchor Rod Design*. 69.
- González P., R. J. (2016). *Diseño y cálculo de Placa Base*.
- Guerrero Ugalde, C. (2009). *Diseño arquitectónico del laboratorio de estructuras y diseño estructural del muro de reacción de la facultad de Ingeniería U.A.Q.* Querétaro - México: Universidad Autónoma de Querétaro.



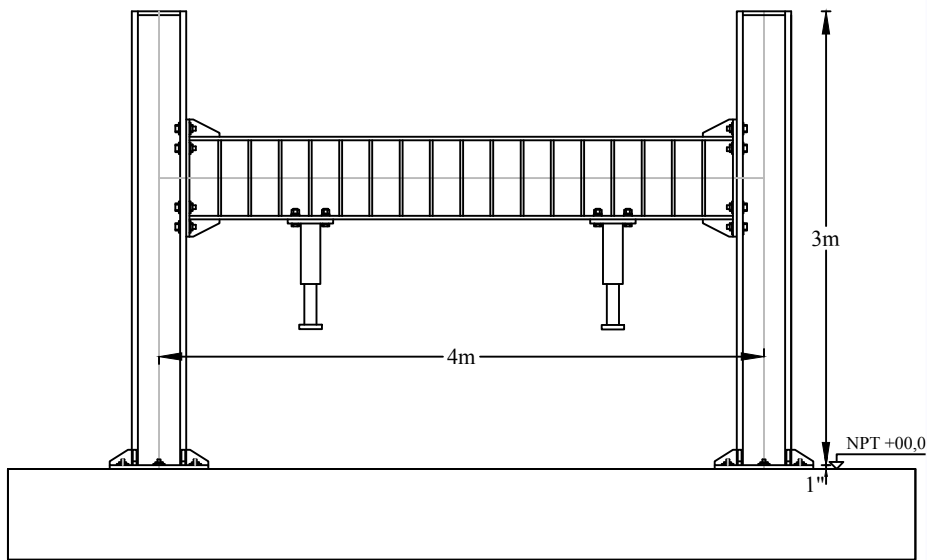
- Ibertest . (s.f.). *Ibertest - advanced testing solutions* . Obtenido de Pórticos para ensayos estructurales y elementos de grandes dimensiones : <https://www.ibertest.es/products/porticos-de-ensayo-para-ensayos-estructurales-y-elementos-de-grandes-dimensiones/>
- INEN . (2011). *Hormigón de cemento hidráulico, determinación de la resistencia a la flexión del hormigón del hormigón (Utilizando una viga simple con carga en los tercios) NTE INEN 2554: 2011*. Quito: Intituto Ecuatoriano de Normalización (INEN).
- Ladrillos Ecológicos El Bajo. (2015). *Ladrillos Ecológicos El Bajo*. Obtenido de Ladrillos Ecologicos Calidad Tabacal: Ensayos de Muretes - U. N. T.: <https://ladriarg-el-bajo.blogspot.com/2015/04/ensayos-de-muretes-u-n-t.html>
- Lundin, R. (2012). *Introduction to Concrete Anchor Rods*. Manhattan, Kansas: Kansas State University .
- McCormac , J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Structural Steel Design*. USA: Pearson Education.
- McCormac, J. C. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. México: Alfaomega Grupo Editor S.A.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de concreto Reforzado* . México: Alfaomega Grupo Editor S.A.
- Murray, T. M., & Shoemaker, W. (2002). AISC Steel Design Guide 16-Flush and Extended Multiple Row Moment End plate Connections. 72.
- Murray, T. M., & Summer, E. A. (2003). AISC Steel Design Guide 4-Extended End Plate Moment Connections. 166.
- Nacif H., D. E. (2008). *Diseño de sistema para ensayo de probetas en esfuerzo de flexo-compresión*. Santiago-Chile: Universidad de Chile.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de estructuras de hormigón*. Colombia: McGraw-Hill.
- Núñez, A. A. (2016). *Diseño, Fabricación y Montajes de una Instalación Experimental para Ensayos de Conexiones*. Santiago-Chile: Universidad de Chile.
- PA Hilton Ltd, . (s.f.). *PA Hilton Ltd*, . Obtenido de Universal Testing Material Magnus - 300kN Test Frame : <https://manualzz.com/doc/7595418/universal-testing-material-magnus-%E2%80%93300kn-test-frame>
- Perez Gacitúa , L. (2017). *Diseño de un marco de carga para la facultad de Ingeniería* . Concepción -Perú: Universidad Católica de la Santísima Concepción .
- R.C. Hibbeler. (2015). *Structural Analysis* . New Jersey: Pearson Prentice Hall, Ninth Edition.
- Ramirez L., N. (2015). *Diseño de un marco de carga para ensayos mecánicos de estructuras en escala real* . México D.F: Instituto Politécnico Nacional .
- Rodriguez , C. M., & Gonzales , F. E. (2016). Análisis de esfuerzos durante el contacto mecánico de materiales elásticos. *ANALES AFA Vol 27* , 7.
- Saavedra Espinoza, C. A. (s.f.). *Diseño de Placas Base para Columnas Metálicas*. Consultores Saavedra y Uribe.
- Sanches Ramirez , J. M. (1993). *Proyecto de una losa de reacción para el Instituto de Ingeniería Civil*. Monterrey N.L: Universidad Autónoma de Nuevo León .
- Segui, W. T. (1999). *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. México: Thomson Editores.
- Segui, W. T. (2013). *Steel Design* . USA: Cengage Learning.
- Singh M. , S. T. (2016). *Hidraulic Jack*. Sigma Polytechnic.
- Widianto, Patel, C., & owen, J. (s.f.). Design of Anchor Reinforcement in Concrete Pedestals . *CSA Today* , 20.

# **APENDICE A**

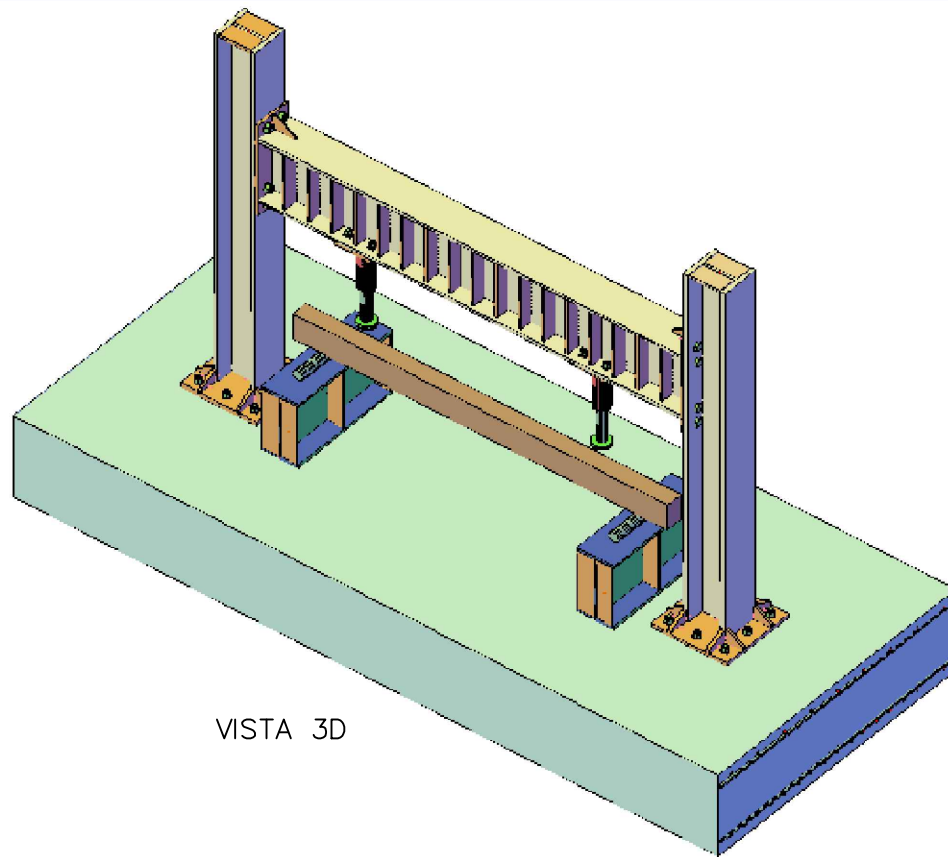
---

## **PLANOS ESTRUCTURALES**

Los planos estructurales presentados a continuación no son obligados a ser construidos ya que estos son guías y pueden estar sujetos a modificaciones.



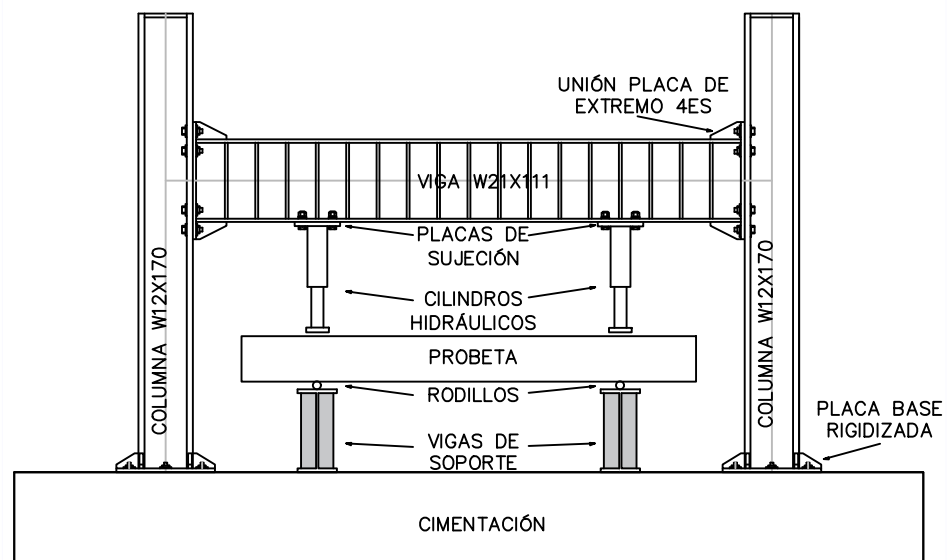
VISTA FRONTAL



VISTA 3D



PLANTA



CONFIGURACIÓN DEL PÓRTICO

**DATOS:**

- Los elementos del pórtico (viga y columnas) se construyen en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Las placas de las conexiones serán en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Los pernos para la conexión viga-columna se consideran de alta resistencia A490.
- Los anclajes que son parte de la placa base se consideran en Acero de alta resistencia F1554.

**NOTAS:**

El grupo de planos que se presentan, se pueden entender como una propuesta. Ya que, para su ejecución puede estar sujeto a modificaciones o ajustes según se considere.

Además no se presenta planos referentes al sistema de aplicación de cargas, debido a que se realizó un enfoque especial al diseño estructural del pórtico de ensayos.

- Anotaciones en metros, excepto las indicadas en otra unidad.
- Hormigón  $f'_c=350\text{kg/cm}^2$ .
- Acero de refuerzo estructural  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ .
- El refuerzo se debe realizar con gancho según ACI 318-14.
- El traslape del refuerzo no debe ser mayor de 50% del acero.
- Recubrimiento mínimo de 6cm

**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



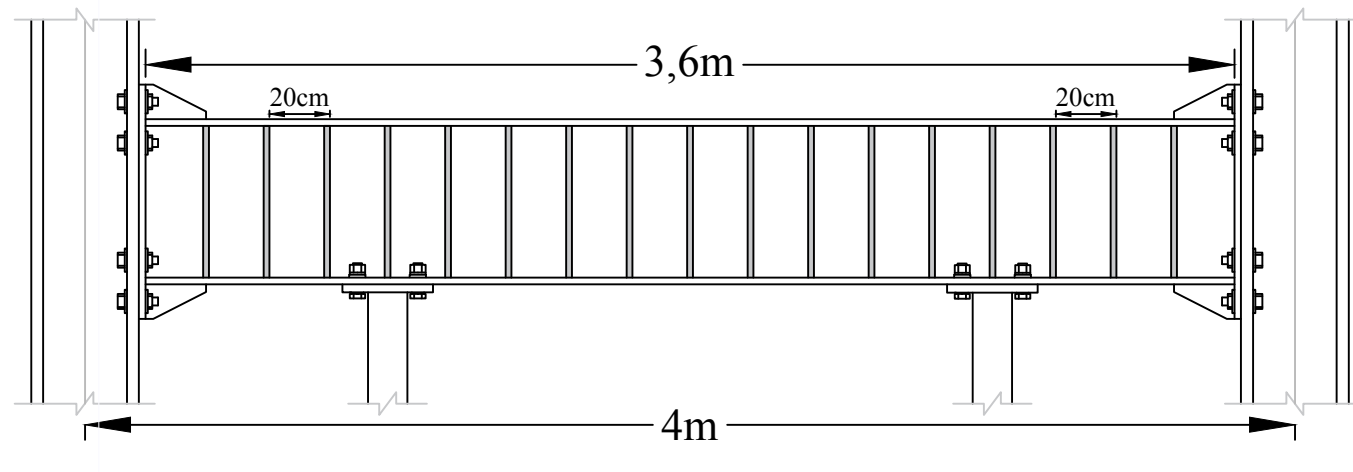
PÓRTICO DE ENSAYOS PARA EL  
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL

**ELABORADO POR:**  
LEÓN ORDOÑEZ MANUEL ROLANDO  
LEMA GUAMÁN RUBÉN DARÍO

**PLANO:**  
VISTA GENERAL DEL PÓRTICO

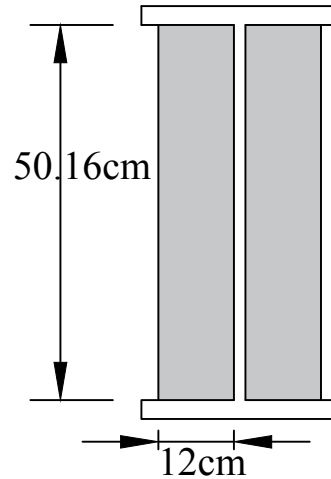
<b>Nº</b> 1/8	<b>ESCALA:</b> 1:50	<b>FECHA:</b> OCTUBRE 2019
------------------	------------------------	-------------------------------

### CONFIGURACIÓN DE VIGA

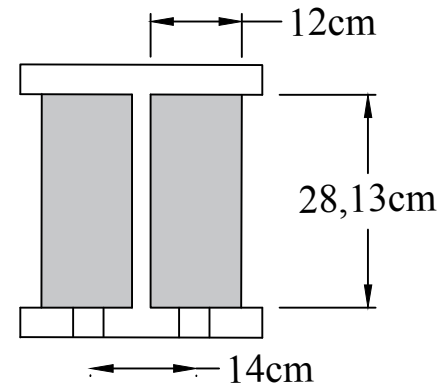


ESCALA 1:25

### DETALLE DE ATIESADORES

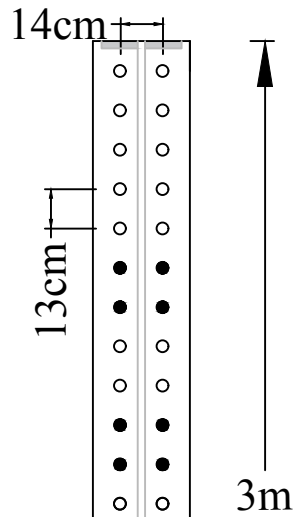


PARA VIGA



PARA COLUMNA

ESCALA 1:10



NPT +00,0

ESCALA 1:25

### CONFIGURACIÓN DE COLUMNA

#### DATOS:

- Los elementos del pórtico (viga y columnas) se construyen en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=50\text{ksi}$
- Las placas de las conexiones serán en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Los pernos para la conexión viga-columna se consideran de alta resistencia A490.
- Los anclajes que son parte de la placa base se consideran en Acero de alta resistencia F1554.

#### NOTAS:

El grupo de planos que se presentan, se pueden entender como una propuesta. Ya que, para su ejecución puede estar sujeto a modificaciones o ajustes según se considere.

Además no se presenta planos referentes al sistema de aplicación de cargas, debido a que se realizó un enfoque especial al diseño estructural del pórtico de ensayos.

- Anotaciones en metros, excepto las indicadas en otra unidad.
- Hormigón  $f_c=350\text{kg/cm}^2$ .
- Acero de refuerzo estructural  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ .
- El refuerzo se debe realizar con gancho según ACI 318-14.
- El traslape del refuerzo no debe ser mayor de 50% del acero.
- Recubrimiento mínimo de 6cm

UNIVERSIDAD DE CUENCA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



PÓRTICO DE ENSAYOS PARA EL  
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL

ELABORADO POR:  
LEÓN ORDOÑEZ MANUEL ROLANDO  
LEMA GUAMÁN RUBÉN DARÍO

PLANO:  
DETALLE VIGA Y COLUMNA

Nº	ESCALA:	FECHA:
2/8	Las indicadas	OCTUBRE 2019

**DATOS:**

- Los elementos del pórtico (viga y columnas) se construyen en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Las placas de las conexiones serán en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Los pernos para la conexión viga-columna se consideran de alta resistencia A490.
- Los anclajes que son parte de la placa base se consideran en Acero de alta resistencia F1554.

**NOTAS:**

El grupo de planos que se presentan, se pueden entender como una propuesta. Ya que, para su ejecución puede estar sujeto a modificaciones o ajustes según se considere.

Además no se presenta planos referentes al sistema de aplicación de cargas, debido a que se realizó un enfoque especial al diseño estructural del pórtico de ensayos.

- Anotaciones en metros, excepto las indicadas en otra unidad.
- Hormigón  $f_c=350\text{kg/cm}^2$ .
- Acero de refuerzo estructural  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ .
- El refuerzo se debe realizar con gancho según ACI 318-14.
- El traslape del refuerzo no debe ser mayor de 50% del acero.
- Recubrimiento mínimo de 6cm

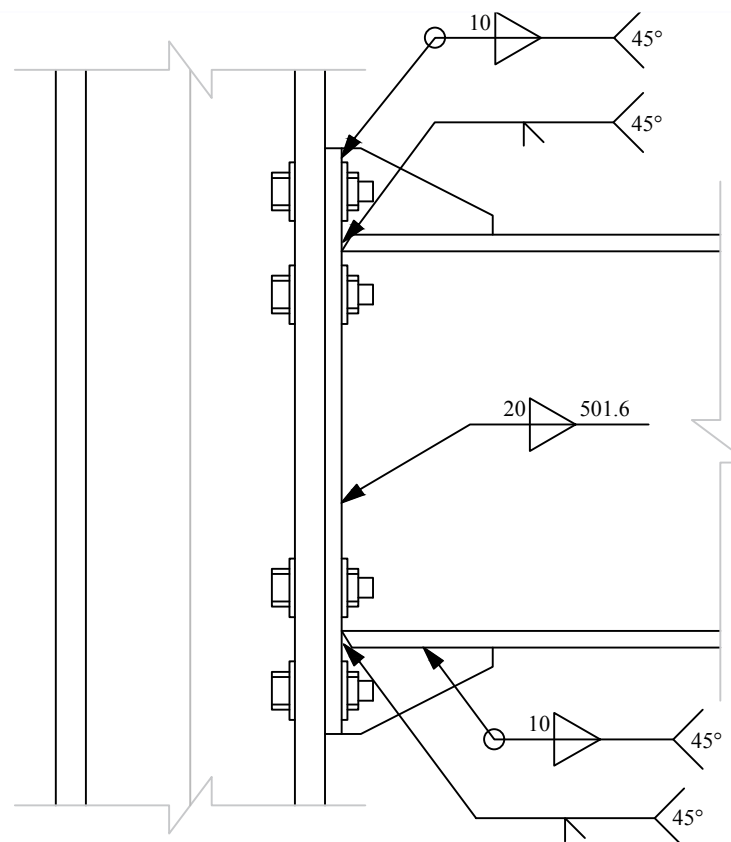
**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PÓRTICO DE ENSAYOS PARA EL  
 LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL

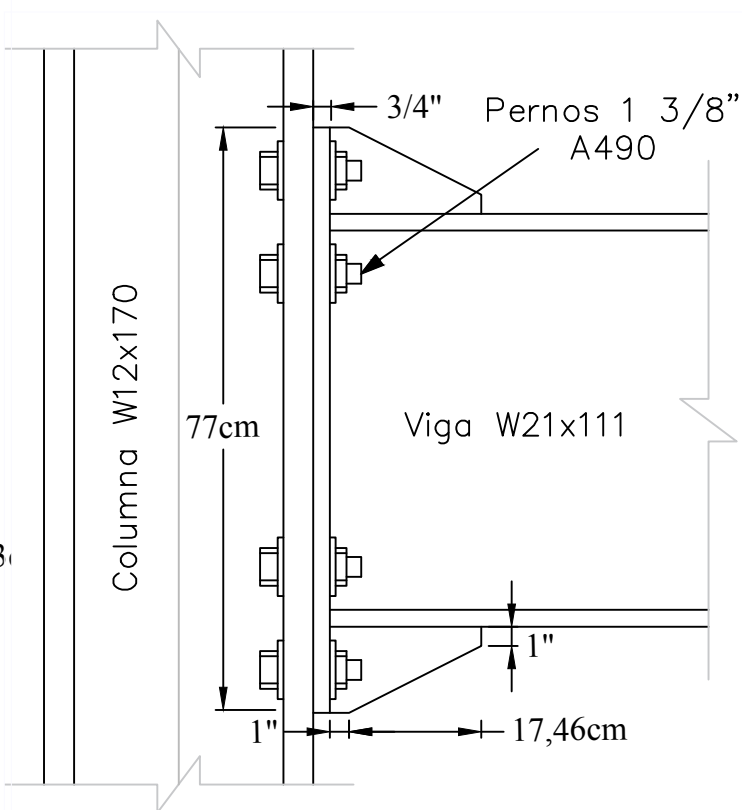
**ELABORADO POR:**  
 LEÓN ORDOÑEZ MANUEL ROLANDO  
 LEMA GUAMÁN RUBÉN DARÍO

**PLANO:**  
 UNIÓN VIGA-COLUMNA

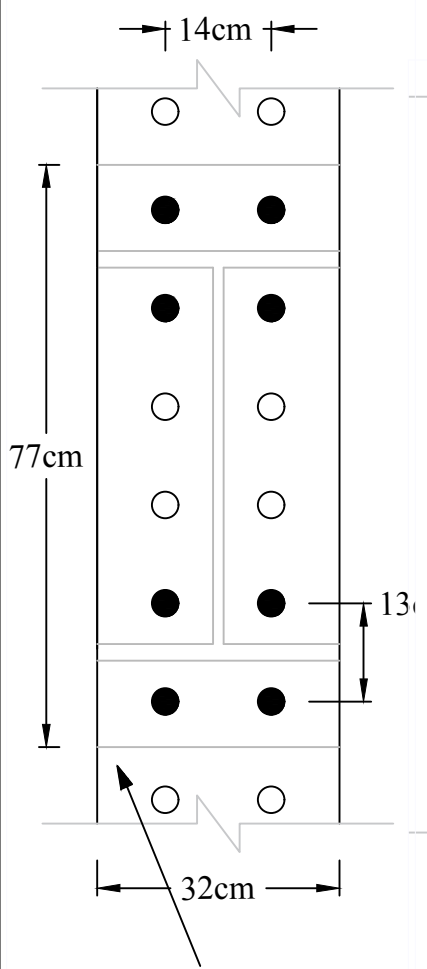
<b>N°</b> 3/8	<b>ESCALA:</b> 1:10	<b>FECHA:</b> OCTUBRE 2019
------------------	------------------------	-------------------------------



DETALLE DE SOLDADURA

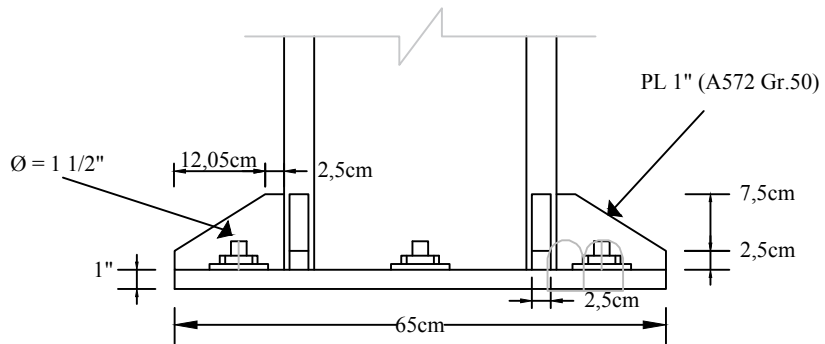


DETALLE UNIÓN VIGA-COLUMNA

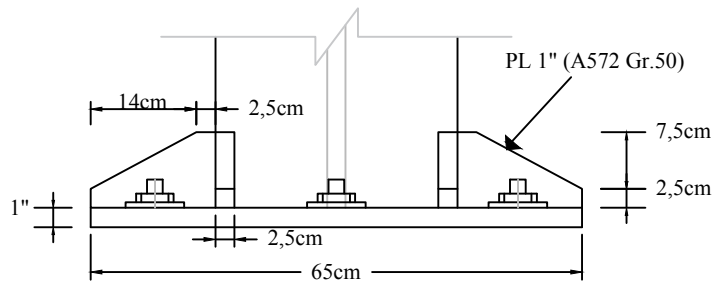


PL 3/4"x32x77cm  
 (A572 Gr.50)

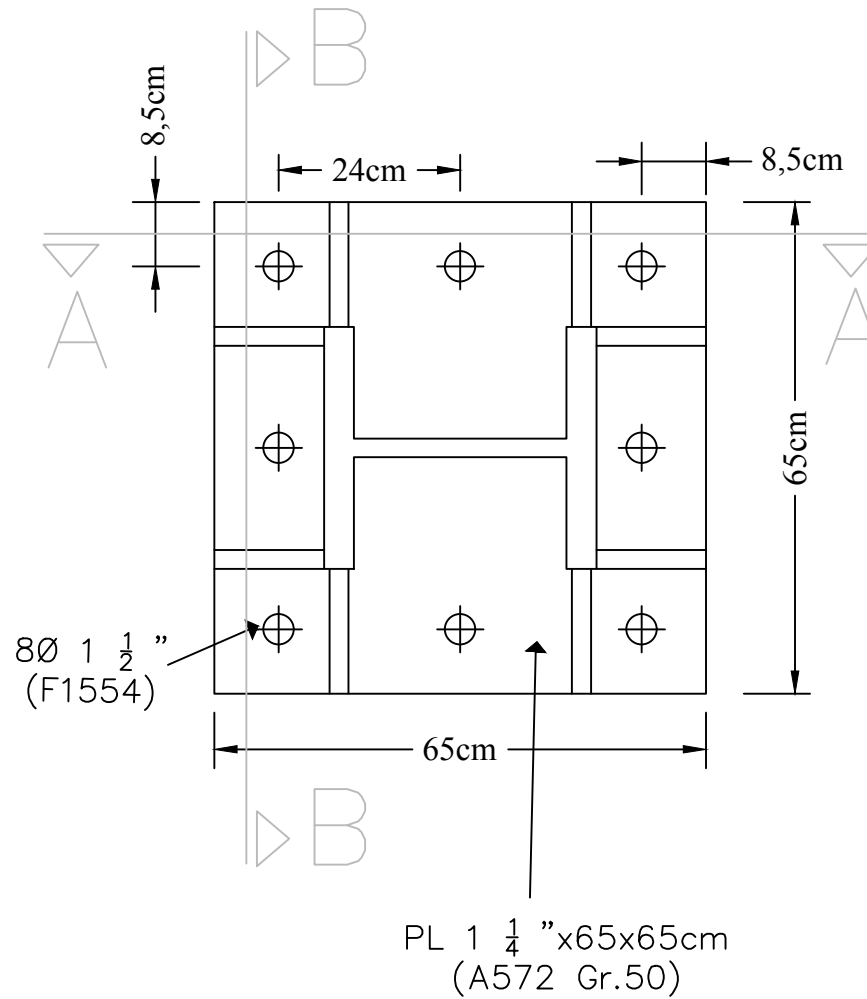




CORTE A-A



CORTE B-B



DETALLE DE UNIÓN COLUMNA-CIMENTACIÓN

**DATOS:**

-Los elementos del pórtico (viga y columnas) se construyen en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$

-Las placas de las conexiones serán en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$

-Los pernos para la conexión viga-columna se consideran de alta resistencia A490.

-Los anclajes que son parte de la placa base se consideran en Acero de alta resistencia F1554.

**NOTAS:**

El grupo de planos que se presentan, se pueden entender como una propuesta. Ya que, para su ejecución puede estar sujeto a modificaciones o ajustes según se considere.

Además no se presenta planos referentes al sistema de aplicación de cargas, debido a que se realizó un enfoque especial al diseño estructural del pórtico de ensayos.

-Acotaciones en metros, excepto las indicadas en otra unidad.

-Hormigón  $f'_c=350\text{kg/cm}^2$ .

-Acero de refuerzo estructural  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ .

-El refuerzo se debe realizar con gancho según ACI 318-14.

-El traslape del refuerzo no debe ser mayor de 50% del acero.

-Recubrimiento mínimo de 6cm

**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



PÓRTICO DE ENSAYOS PARA EL LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL

**ELABORADO POR:**

LEÓN ORDOÑEZ MANUEL ROLANDO  
LEMA GUAMÁN RUBÉN DARÍO

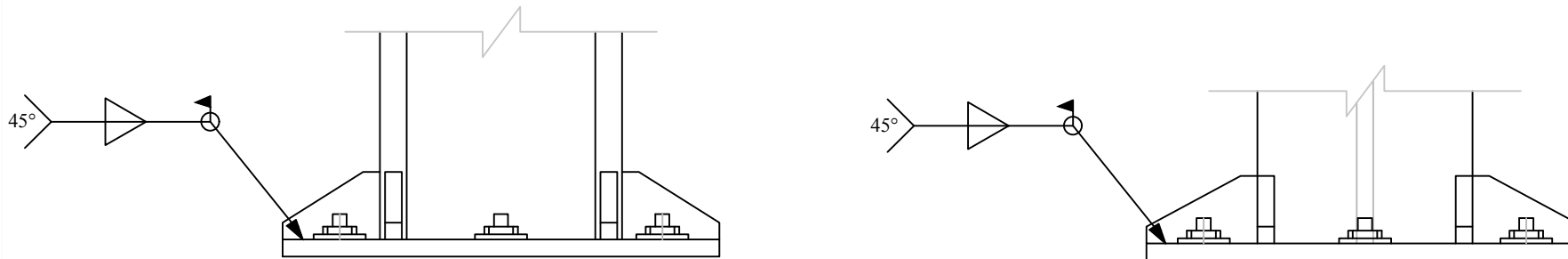
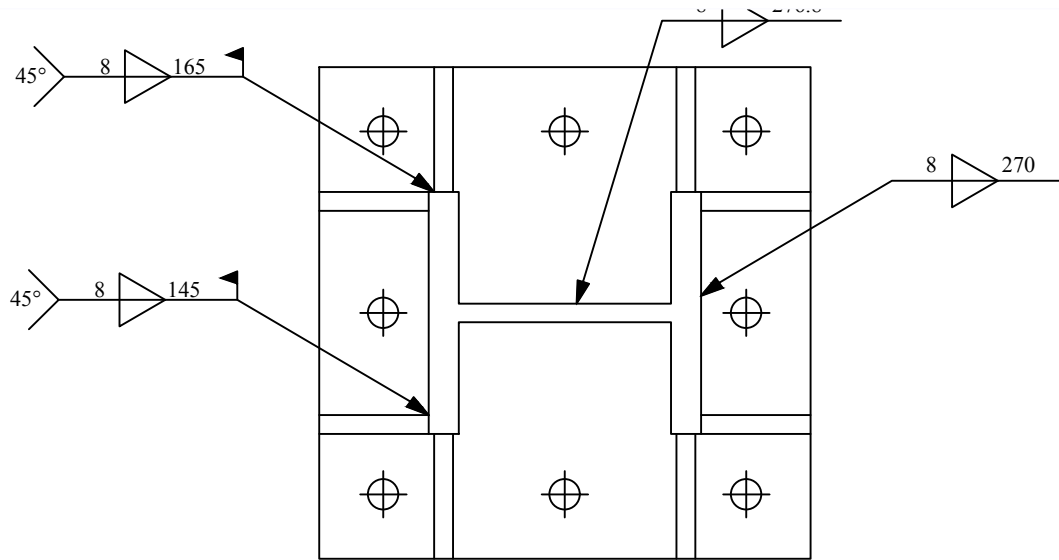
**PLANO:**

UNIÓN COLUMNA-CIMENTACIÓN

Nº  
4/8

ESCALA:  
1:10

FECHA:  
OCTUBRE 2019



Detalles de soldadura para unión columna-cimentación

**DATOS:**

- Los elementos del pórtico (viga y columnas) se construyen en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Las placas de las conexiones serán en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Los pernos para la conexión viga-columna se consideran de alta resistencia A490.
- Los anclajes que son parte de la placa base se consideran en Acero de alta resistencia F1554.

**NOTAS:**

El grupo de planos que se presentan, se pueden entender como una propuesta. Ya que, para su ejecución puede estar sujeto a modificaciones o ajustes según se considere.

Además no se presenta planos referentes al sistema de aplicación de cargas, debido a que se realizó un enfoque especial al diseño estructural del pórtico de ensayos.

- Anotaciones en metros, excepto las indicadas en otra unidad.
- Hormigón  $f'_c=350\text{kg/cm}^2$ .
- Acero de refuerzo estructural  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ .
- El refuerzo se debe realizar con gancho según ACI 318-14.
- El traslape del refuerzo no debe ser mayor de 50% del acero.
- Recubrimiento mínimo de 6cm

**UNIVERSIDAD DE CUENCA**  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



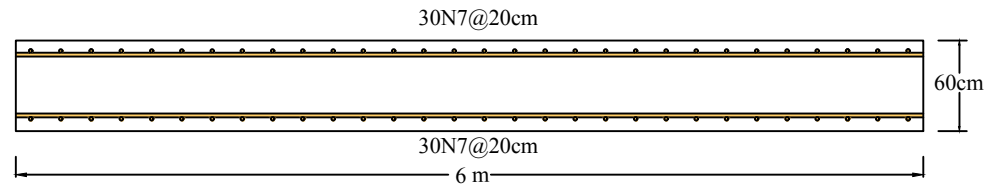
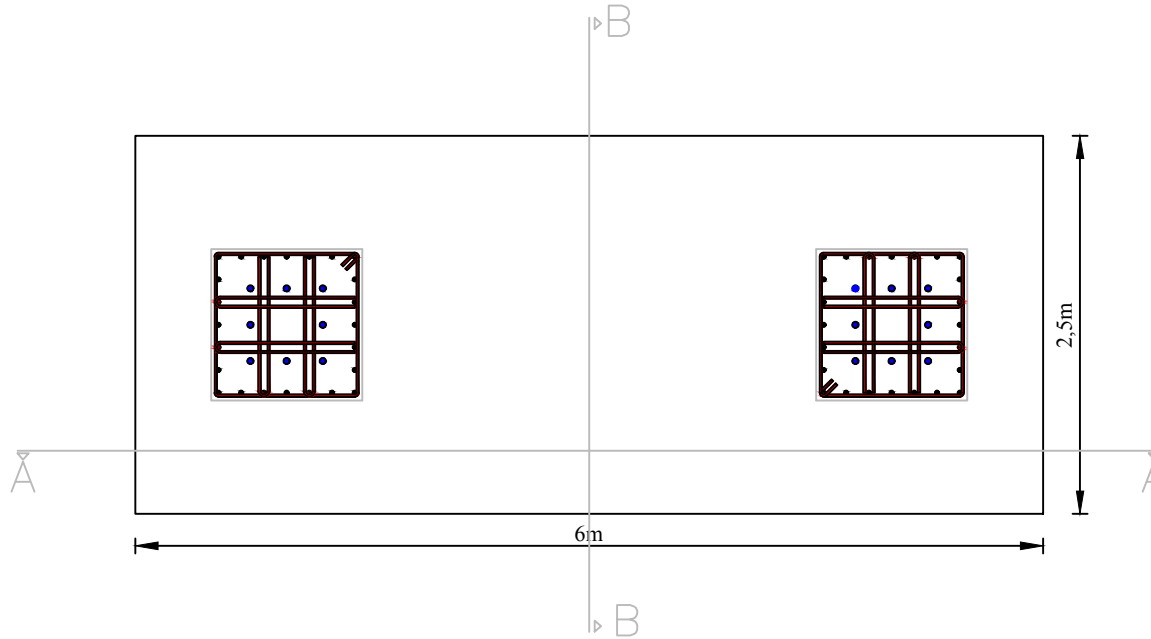
PÓRTICO DE ENSAYOS PARA EL  
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL

**ELABORADO POR:**  
LEÓN ORDOÑEZ MANUEL ROLANDO  
LEMA GUAMÁN RUBÉN DARÍO

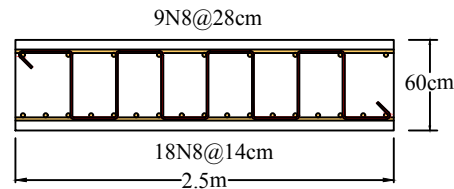
**PLANO:**  
DETALLE DE SOLDADURA PLACA BASE

<b>Nº</b> 5/8	<b>ESCALA:</b> 1:10	<b>FECHA:</b> OCTUBRE 2019
------------------	------------------------	-------------------------------

# DETALLE DE CIMENTACIÓN



CORTE A-A



CORTE B-B

## DATOS:

- Los elementos del pórtico (viga y columnas) se construyen en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Las placas de las conexiones serán en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Los pernos para la conexión viga-columna se consideran de alta resistencia A490.
- Los anclajes que son parte de la placa base se consideran en Acero de alta resistencia F1554.

## NOTAS:

El grupo de planos que se presentan, se pueden entender como una propuesta. Ya que, para su ejecución puede estar sujeto a modificaciones o ajustes según se considere.

Además no se presenta planos referentes al sistema de aplicación de cargas, debido a que se realizó un enfoque especial al diseño estructural del pórtico de ensayos.

- Anotaciones en metros, excepto las indicadas en otra unidad.
- Hormigón  $f'_c=350\text{kg/cm}^2$ .
- Acero de refuerzo estructural  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ .
- El refuerzo se debe realizar con gancho según ACI 318-14.
- El traslape del refuerzo no debe ser mayor de 50% del acero.
- Recubrimiento mínimo de 6cm

UNIVERSIDAD DE CUENCA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

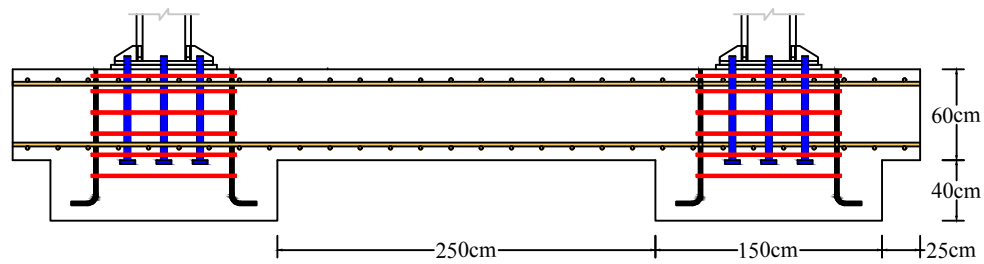
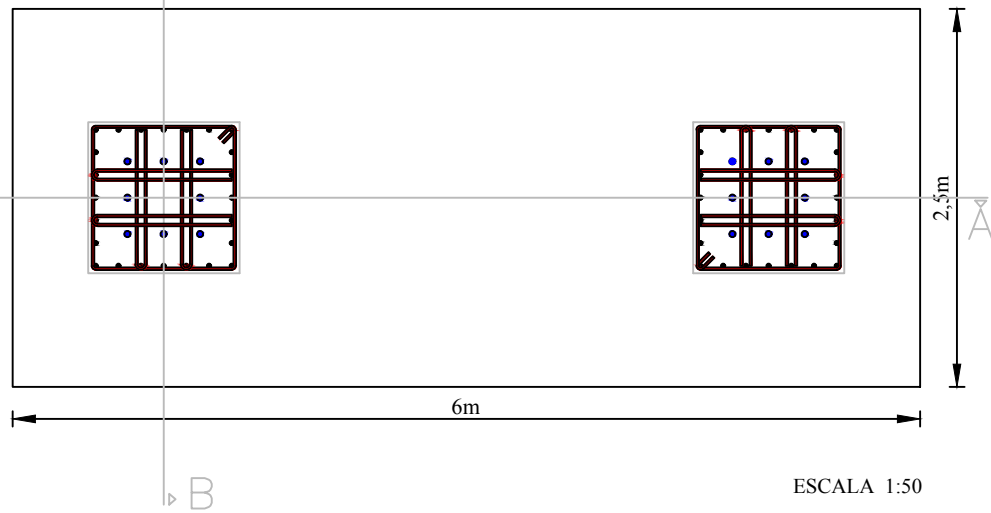
PÓRTICO DE ENSAYOS PARA EL  
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL

ELABORADO POR:  
LEÓN ORDOÑEZ MANUEL ROLANDO  
LEMA GUAMÁN RUBÉN DARÍO

PLANO:  
DETALLE DE CIMENTACIÓN

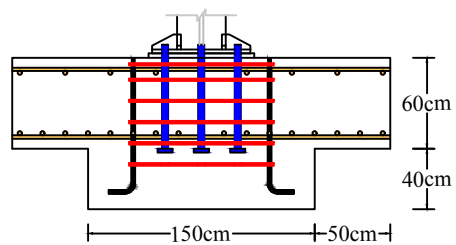
N°	ESCALA:	FECHA:
6/8	1:50	OCTUBRE 2019

## REFUERZO DE CIMENTACIÓN EN ZONA DE ANCLAJE



CORTE A-A

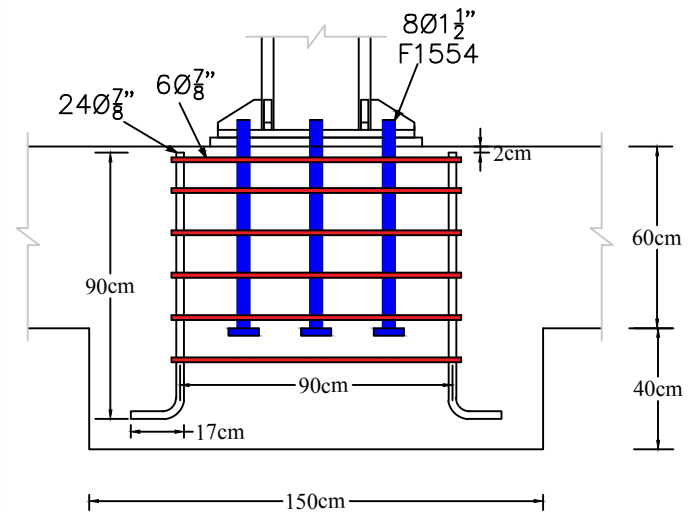
ESCALA 1:50



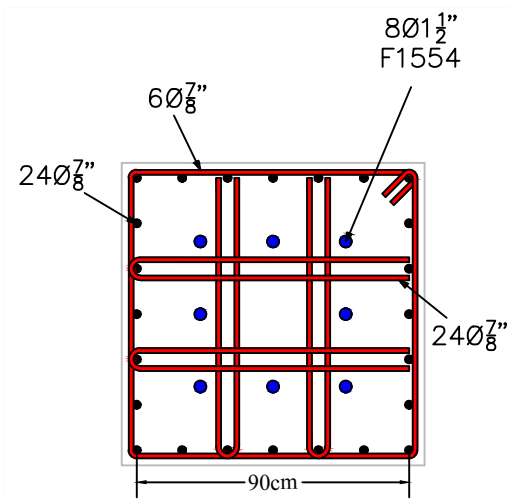
CORTE B-B

ESCALA 1:50

## DETALLE DE REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE



ESCALA 1:25



ESCALA 1:25

### DATOS:

-Los elementos del pórtico (viga y columnas) se construyen en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$

-Las placas de las conexiones serán en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$

-Los pernos para la conexión viga-columna se consideran de alta resistencia A490.

-Los anclajes que son parte de la placa base se consideran en Acero de alta resistencia F1554.

### NOTAS:

El grupo de planos que se presentan, se pueden entender como una propuesta. Ya que, para su ejecución puede estar sujeto a modificaciones o ajustes según se considere.

Además no se presenta planos referentes al sistema de aplicación de cargas, debido a que se realizó un enfoque especial al diseño estructural del pórtico de ensayos.

-Anotaciones en metros, excepto las indicadas en otra unidad.

-Hormigón  $f_c=350\text{kg/cm}^2$ .

-Acero de refuerzo estructural  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ .

-El refuerzo se debe realizar con gancho según ACI 318-14.

-El traslape del refuerzo no debe ser mayor de 50% del acero.

-Recubrimiento mínimo de 6cm

UNIVERSIDAD DE CUENCA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

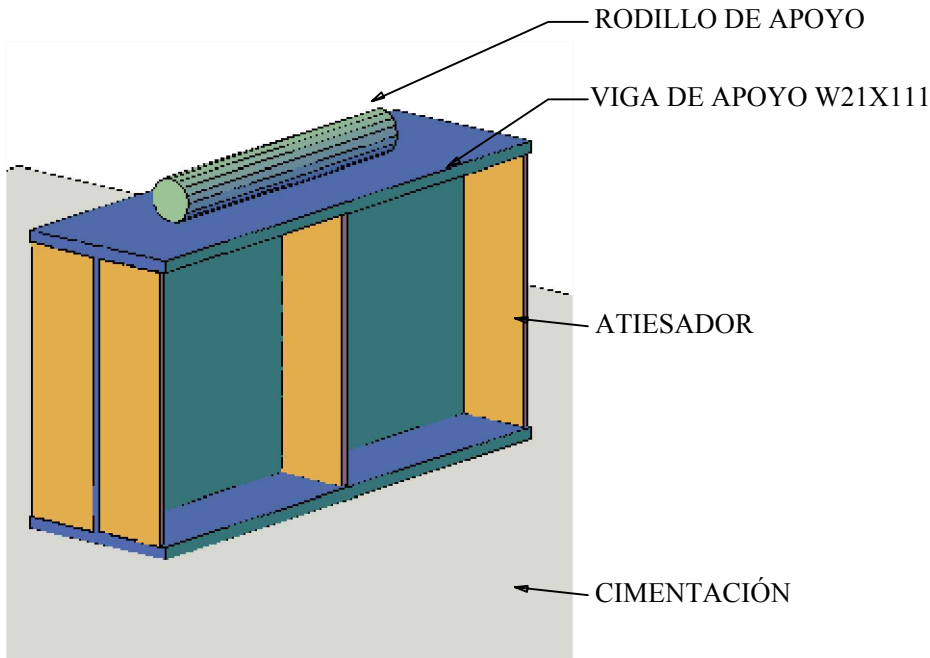
PÓRTICO DE ENSAYOS PARA EL  
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL

ELABORADO POR:  
LEÓN ORDOÑEZ MANUEL ROLANDO  
LEMA GUAMÁN RUBÉN DARÍO

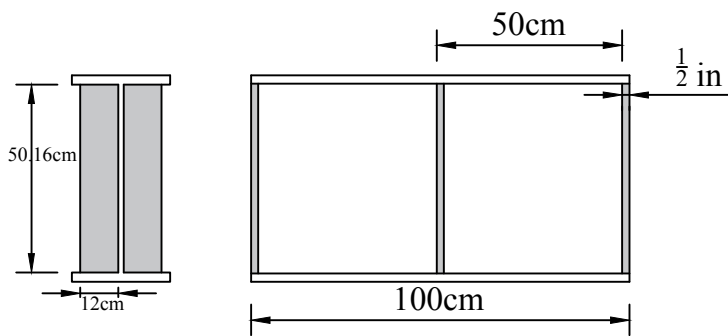
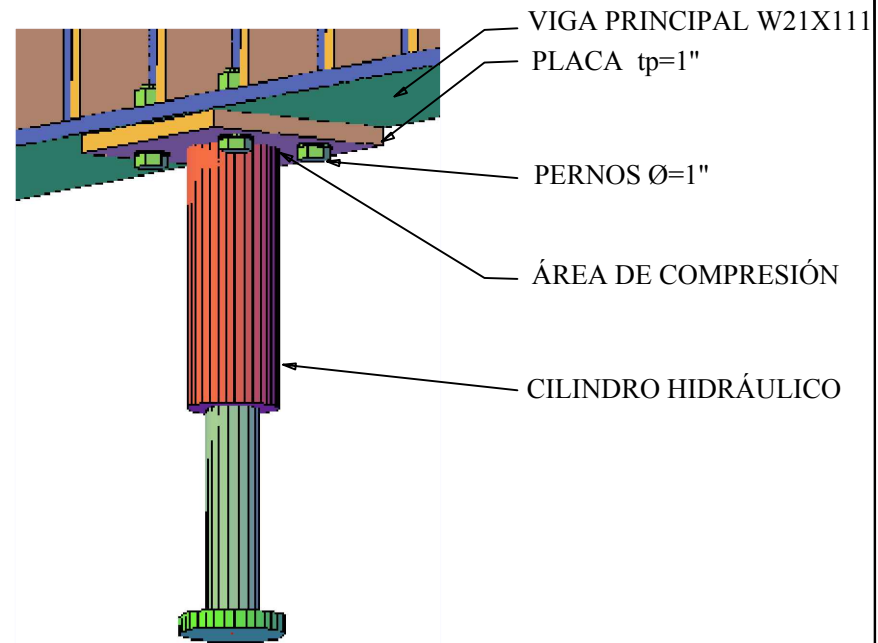
PLANO:  
REFUERZO EN ZONA DE ANCLAJE

Nº ESCALA: FECHA:  
7/8 Las indicadas OCTUBRE 2019

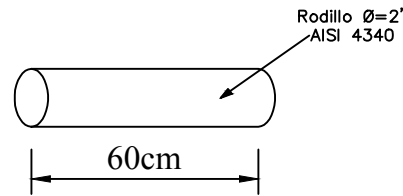
VIGA DE APOYO PARA ENSAYOS A FLEXIÓN



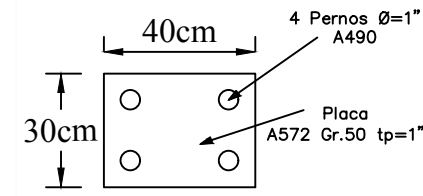
DETALLE DE SUJETADOR DE CILINDRO HIDRÁULICO



VIGA DE APOYO



RODILLO DE APOYO



PLACA SUJETADORA

DATOS:

- Los elementos del pórtico (viga y columnas) se construyen en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Las placas de las conexiones serán en acero A572 Gr.50 con  $F_y=50\text{ksi}$  y  $F_u=65\text{ksi}$
- Los pernos para la conexión viga-columna se consideran de alta resistencia A490.
- Los anclajes que son parte de la placa base se consideran en Acero de alta resistencia F1554.

NOTAS:

El grupo de planos que se presentan, se pueden entender como una propuesta. Ya que, para su ejecución puede estar sujeto a modificaciones o ajustes según se considere.

Además no se presenta planos referentes al sistema de aplicación de cargas, debido a que se realizó un enfoque especial al diseño estructural del pórtico de ensayos.

- Anotaciones en metros, excepto las indicadas en otra unidad.
- Hormigón  $f_c=350\text{kg/cm}^2$ .
- Acero de refuerzo estructural  $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ .
- El refuerzo se debe realizar con gancho según ACI 318-14.
- El traslape del refuerzo no debe ser mayor de 50% del acero.
- Recubrimiento mínimo de 6cm

UNIVERSIDAD DE CUENCA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PÓRTICO DE ENSAYOS PARA EL  
LABORATORIO DE INGENIERÍA CIVIL

ELABORADO POR:  
LEÓN ORDOÑEZ MANUEL ROLANDO  
LEMA GUAMÁN RUBÉN DARÍO

PLANO:  
ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

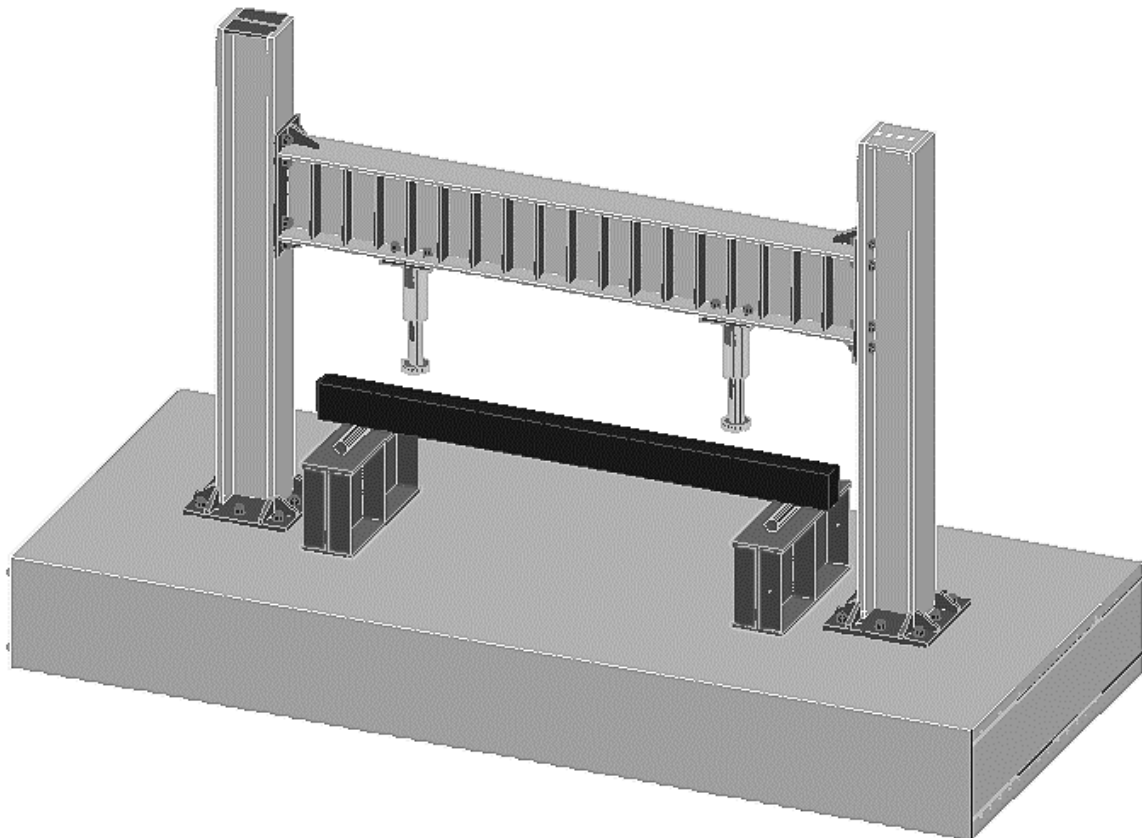
Nº	ESCALA:	FECHA:
8/8	1:20	OCTUBRE 2019

# APENDICE B

## MANUAL DE FUNCIONAMIENTO Y MEDIDAS DE SEGURIDAD DEL

### PÓRTICO DE ENSAYOS

En este apartado se presenta el manual de usuario para el correcto uso y por ende funcionamiento del Pórtico de Ensayos, así mismo se presentan las medidas de seguridad en caso de llegar a fabricarse la estructura.



*Figura B.1: Pórtico de Ensayos*

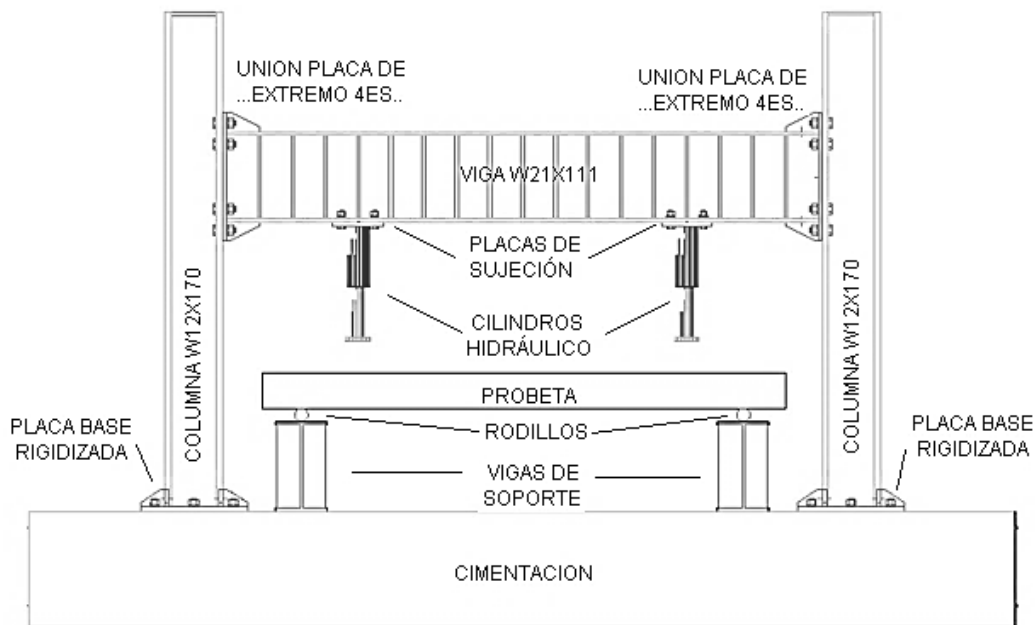
Se recomienda no ignorar este manual, con el objetivo de evitar que ocurran accidentes o fallas, poniendo en peligro la estructura y/o los usuarios del mismo. Este manual puede ser retroalimentado con la experiencia de los usuarios, debido a que se lo realiza sin haber hecho pruebas previas al funcionamiento.

El manual hace referencia a la aplicación de cargas y mantenimiento de la estructura.

El sistema de Pórtico de ensayos está compuesto por:

- Una viga principal de acero A572 Gr.50, de perfil W21x111 de aproximadamente 3.60m de longitud.
- Dos columnas de acero A572 Gr.50, de perfil W12x170 de 3m de longitud.
- Unión Viga-Columna de acero A572 Gr.50, con placa de extremo atornillada rigidizada 4ES, con pernos de alta resistencia ASTM490.

- Unión Columna- Cimentación de acero A572 Gr.50, con placa base de 65x65cm rigidizada, con 8 anclajes F1554.
- Cimentación de 2.5x6m con espesor de 60cm, reforzada en la zona de los anclajes con estructuración tipo pedestal.
- Sistema de aplicación de cargas, que consta de: Dos cilindros hidráulicos con 50ton de capacidad c/u, una bomba hidráulica manual, accesorios para el funcionamiento(Mangueras, manómetro)
- Dos vigas de acero A572 Gr.50 de perfil W21x111, que servirán de soporte para ensayo a flexión o a los que se ajusten.
- Rodillos de soporte para ensayos a flexión.
- Sistema de sujeción de los cilindros hidráulicos (placa y pernos).



*Figura B.2: Configuración final del Pórtico de Ensayos*

## 7.1. Funcionamiento

- La viga principal puede desplazarse verticalmente para ajustarse a los ensayos, gracias a la configuración de la unión con placa de extremo atornillada, así mismo los cilindros hidráulicos pueden desplazarse a lo largo de la viga.
- Se debe tomar en cuenta que la viga se desplace desde una altura máxima que permita la conexión, hasta una altura mínima de 1.5m del piso.
- Los cilindros hidráulicos al desplazarse deben llegar como máximo hasta 40cm del extremo de la viga.
- Se recomienda que la capacidad máxima que los actuadores hidráulicos apliquen sea de 40 ton c/u o en caso de ser un solo actuador 80 ton. Estas capacidad se consideran suficientes para realizar variedad de ensayos.
- Una vez que la estructura se encuentre en un lugar específico. Se debe contar con un lugar adecuado y para uso exclusivo de la bomba manual, la misma que debe ser utilizada por personal de laboratorio o usuarios que sepan de su manejo.
- El espacio del Pórtico de ensayos debe ser un espacio exclusivo para el ensayo de probetas, es decir no destinarlo para almacenar junto a la estructura algún tipo de material u otros elementos, que impidan el uso adecuado del mismo.



- Se debe definir un espacio, como limitante para uso de los estudiantes o personal que observe los ensayos estructurales.
- Las probetas deben fabricarse para llegar a una altura máxima de 1.75m, con un ancho máximo de 3m. Así mismo, para una capacidad máxima total de 80ton.
- Las elementos viga y columnas tienen a lo largo de su longitud agujeros pasantes, los cuales deben ser utilizados exclusivamente para su finalidad que es la unión de la viga a las columnas.
- La viga puede ser fabricada con agarraderas, para poder moverla con facilidad.
- Se recomienda la instalación de cámaras de filmación, con objetivo de obtener y archivar información importante que puede surgir de los diferentes ensayos.

## 7.2. Seguridad.

Debemos tener en cuenta que existirán situaciones que generen algún tipo de riesgo tanto a la estructura como a los usuarios, por ello, y con el fin de eliminar en su máximo posible estas situaciones, se plantean medidas de seguridad, como las que se describen a continuación.

El personal encargado del manejo del Pórtico de Ensayos (laboratoristas, profesores), deben revisar el manual de funcionamiento de los componentes del mismo, es decir del funcionamiento de la bomba manual y los actuadores hidráulicos. Así mismo, para todos los usuarios, en la primera ejecución que realicen, se debe hacer una prueba del equipo con cargas no superiores a 1 tonelada.

Para las pruebas, tener muy en cuenta que al aplicar las cargas con la bomba manual, la respuesta en los actuadores hidráulicos sea la esperada. Añadir al manual alguna respuesta que se obviado en este documento, en caso desfavorable detener la prueba inmediatamente.

Para la realización de ensayos, se debe hacer uso del Equipo de Protección Personal (EPP):

- Protección de ojos, con gafas de seguridad, sobre todo al trabajar con los fluidos del sistema de carga, o por desprendimiento de material de los ensayo.
- Protección de pies, cuando se tenga que manipular las probetas y durante el ensayo. Los zapatos recomendados deben tener suela impenetrable y punta de acero.
- Protección de cabeza, cuando se esté manipulando u observando los ensayos. La protección consiste en uso de casco, para evitar golpes por mala ubicación, caída o desprendimiento de objetos.
- Protección de piel y manos, para la manipulación de probetas o desprendimiento de material. La protección consiste en uso de mandil de laboratorio y guantes.
- Impedir la manipulación de usuarios con vestimenta indebida, como corbata, bufandas o prendas de este tipo, con el fin de evitar que generen accidentes durante los ensayos.
- Impedir que estudiantes u observadores se acerquen al área de prueba mientras el equipo se encuentre en funcionamiento. Definir área de observadores y estudiantes.
- No realizar ningún tipo de arreglo del sistema en general, a menos que tenga conocimiento en el área y sepa lo que va a reparar. Caso contrario dejar que personal técnico se encargue.
- Antes de cualesquier prueba, revisar todos los componentes del Pórtico de Ensayo, correcta conexión de mangueras, que las conexiones de la estructura estén bien, así como de los actuadores hidráulicos.





- No mover ningún componente del Sistema en general (vigas de soporte, mangueras, ajuste de rodillos, etc.), en el momento en que se estén ejecutando los ensayos. Con el fin de evitar tropiezos o accidentes mayores. De ser necesario, se deberá primero detener el ensayo por completo.
- Bajo ningún concepto cambiar el tipo de líquido que utilicen los equipos hidráulicos.
- Ubicar las mangueras del sistema de carga, de tal manera que no genere tropiezos en el espacio de trabajo.
- Hacer buen uso de la bomba hidráulico manual y tener buen cuidado con las mangueras y cilindros, detectando daños que requieran la intervención o reemplazo de algún componente.
- Se debe retirar la presión de los actuadores hidráulicos, luego de finalizado el/los ensayos, para alargar su vida útil.
- Tener claramente definidas las salidas de emergencia.
- Se recomienda incorporar algún tipo de sirena, para cuando se realice el ajuste de la viga principal y/o movimiento de los cilindros hidráulicos.
- Evitar golpear la estructura bajo ningún motivo, así mismo demoler alguna probeta cerca de ella.
- Ubicar las probetas con la mayor seguridad posible, lo cual queda bajo la responsabilidad del personal que vaya a realizar el ensayo.

### 7.3. Mantenimiento

En este apartado se hace uso del manual de mantenimiento, generado por (Guerrero Ugalde, 2009), debido a que se ajusta para el mantenimiento del Pórtico de Ensayos, garantizando un buen uso del mismo.

EL mantenimiento hace referencia a las medidas preventivas, correctivas y de contingencia

Por medidas preventivas se tiene en cuenta:

- Antes de iniciar los ensayos se debe, limpiar el área de trabajo y revisar la temperatura del aceite o fluidos hidráulicos ( $>32^{\circ}\text{C}$ ), es decir se recomienda precalentar los fluidos, esto se logra accionando cada dispositivo de manera lenta y en toda su amplitud (recorrido de los vástagos) (Guerrero Ugalde, 2009)
- Al finalizar los ensayos, sin tener en cuenta la magnitud del ensayo, se debe revisar grietas, pernos o identificar cualesquier elemento que haya sufrido cambios y requiera ser intervenido.
- Cuando se requiera, se debe cambiar los sellos de los actuadores o empaques. Así mismo se debe revisar el nivel, color y olor del fluido del Sistema hidráulico, según lo especifique el fabricante.
- Semanalmente se recomienda.
  - Inspeccionar los componentes hidráulicos.
  - Limpiar pistones y vástagos de los componentes hidráulicos.
  - Retirar los actuadores mientras no esté en uso.
  - Revisar el correcto funcionamiento de la bomba manual.
- Mensualmente se recomienda.
  - Revisar las uniones y pernos de los elementos del pórtico.
  - Revisar mangueras de conducción de fluido, cambiarlas en caso de agrietamiento.
  - Realizar una ejecución del sistema en general, con el objetivo de que este se halle en buen estado.
- Cada tres meses es debe realizar una calibración de todos los componentes.



## Universidad de Cuenca

- Cada seis meses se debe revisar que todos los tornillos se encuentren perfectamente ajustados, de acuerdo a lo especificado por el fabricante. Además se debe retirar la presión de los actuadores aunque no se hallen en funcionamiento.
- Anualmente se debe reemplazar los sellos de baja presión de los actuadores.
- Cada cinco años reemplace las mangueras, aunque no se encuentren dañadas.

# APENDICE C

## COTIZACIONES Y CÁLCULO DE PRESUPUESTO

TODO EN MATERIAL PARA LA INDUSTRIA Y LA CONSTRUCCIÓN



ACERO COMERCIAL ECUATORIANO S.A.  
www.acerocomercial.com

PROFORMA No. CTZ-00094845

MATRIZ: Av. De la Prensa N45-14 y Calle Telégrafo 1  
PBX: (593-2) 245 4333/245 4334. FAX: (593-2) 245 4455  
SUCURSAL: Gualberto Pérez E1-88 y Av. Napo  
TELF: (593) 261 3120/261 3220. FAX: (593-2) 261 2704  
e-mail: info@acerocomercial.com  
QUITO-ECUADOR  
CONTRIBUYENTE ESPECIAL 5388 02-VI-95  
RUC: 1790008959001

NOMBRE:	LEÓN MANUEL	VENDEDOR:	CARRASCO CANDO STALIN
RUC/CÉDULA:		FECHA DE EMISIÓN:	07/09/2018
DIRECCIÓN:	CUENCA	FECHA VENCIMIENTO:	22/09/2018
TELÉFONO:	0999367055	FORMA DE PAGO:	
CÓDIGO DE CLIENTE:			

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNL	MARCA	CANT.	P. UNITARIO	% DTO.	SUBTOTAL
0210100135	CILINDRO HIDR S-A RC RC-1006 100 T 6.63" CARRERA 14.06" ALTU	UND	ENERPAC	1.00	2,818.43		2,818.43
0210100023	BOMBA HIDR. MANUAL P-801 2 VEL. 249 pulg3 10000 PSI ACERO	UND	ENERPAC	1.00	1,090.22		1,090.22
0210100094	MANOMETRO G-2535-L GLICERINA 2 1/2" DIAMETRO 0-10000PSI	UND	ENERPAC	1.00	165.05		165.05
0210100008	ADAPTADOR P/MANOMETRO GA-3 MACHO 3/8 NPT-HEMBRA 3/8 NPT 1/4"	UND	ENERPAC	1.00	79.37		79.37
0210100091	MANGUERA HIDRA. HC-9210 GOMA REFORZADA DE 10" LARGO 3/8" NPT	UND	ENERPAC	1.00	214.72		214.72
0210430172	SOPORTE PARA TUBOS VJ-99 EN "V" ALT REGULABLE CAP. HASTA 12"	UND	RIDGID	1.00	107.71		107.71
0220100001	ACOPLE C-604 ALTO FLUJO H-M 3/8" NPT CON 2 TAPAS CD-411	und	ENERPAC	1.00	66.15		66.15
0210100098	NEPLO FZ-1617 C/EXAGONAL 3/8 NPT MACHO-MACHO	UND	ENERPAC	1.00	24.09		24.09

Proforma sujeta a fecha de vencimiento y disponibilidad de stock	Subtotal	4,565.74
	Descuento	
	Subtotal 0%	
	Subtotal 12%	4,565.74
	12% I.V.A.	547.90
	TOTAL	5,113.64

Cotización, Sistema de aplicación de cargas.

# APENDICE D

---

## MEMORIA DE CÁLCULO

## Memoria de Cálculo

En esta sección se realizó el diseño de cada componente del pórtico (vigas, columnas, conexiones, etc.) mediante el método de Diseño con factores de carga y resistencia LRFD, el cual es un método aceptado por la Especificación AISC. Posteriormente se verificó las deformaciones bajo condiciones de cargas de servicio o de trabajo.

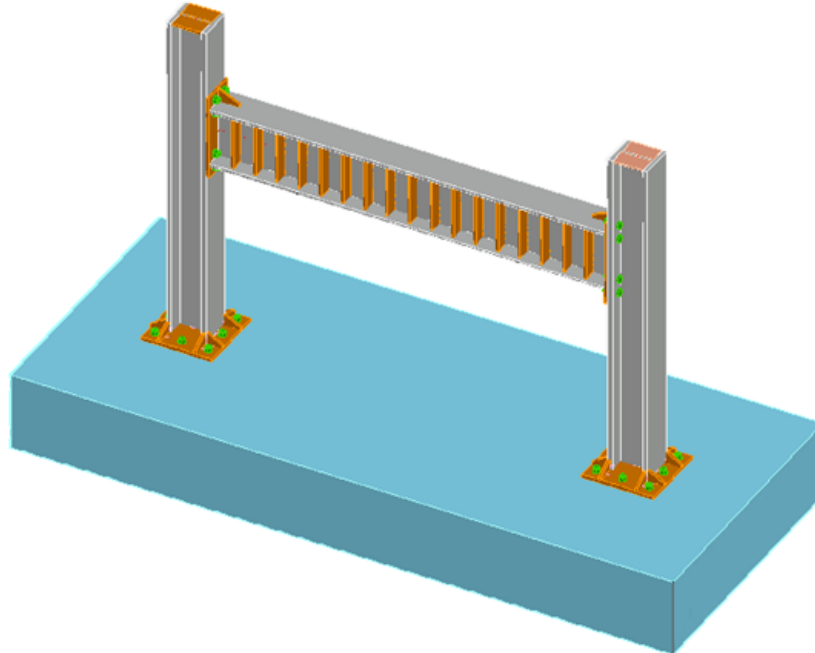


Figura 1: Modelo del Pórtico de ensayos.

### GENERALIDADES

#### 1.1 Hipótesis de diseño.

La configuración del pórtico tiene en cuenta:

- El pórtico se encuentra empotrado a una cimentación.
- La viga transmitirá momento a las columnas.
- La viga se puede desplazar verticalmente para ajustarse a los ensayos.
- El actuador hidráulico puede desplazarse a lo largo de la viga.
- La conexión viga-columna es resistente a momento.
- Las columnas y viga se construyen en perfiles laminados en caliente W.
- La conexión viga-columna atornillada, se realiza con placa de extremo extendida a momento 4ES
- La Conexión columna-cimentación se realiza con placa base rigidizada.

#### 1.2 Cargas

Para el diseño del pórtico, la **carga muerta** estará constituida por el peso propio del pórtico más el peso de los actuadores hidráulicos. No está diseñado para tener **cargas vivas** o sobrecarga de manera frecuente, puede ser hasta peligroso. Dar mantenimiento o alguna configuración distinta del pórtico (dependiendo de los requerimientos del ensayo), todos estos posibles acciones de cargas se realizan con el equipo apagado (es decir, el actuador hidráulico no está en funcionamiento). Por la cual para el diseño se puede despreciar la carga viva.

No se consideran **cargas ambientales** debido a la ubicación final que tendrá el pórtico (laboratorio) como son: cargas de nieve, precipitación, viento, etc.



**La carga temporal**, ejercida por los actuadores hidráulicos, es la mayor carga a tener en cuenta, siendo también la más importante para el diseño, ya que en la mayor parte del tiempo, la única carga presente en la estructura será por peso propio y ocurriendo las mayores solicitaciones cuando el actuador hidráulico está en funcionamiento. La carga temporal puede generar impacto, es decir puede también considerarse como una **carga de impacto**.

En el diseño normal de los elementos mediante la método LRFD, se utiliza factores de mayoración en base a la incertidumbre a la hora de estimar las magnitudes cargas. Pero en este caso, la magnitud de aplicación de la carga se puede controlar y se puede realizar la lectura en los ensayos.

El Ing. Humberto Tioli Mora, debido a que en su experiencia, han existido problemas por desajustes de equipos que han dañado permanente los marcos de carga, recomienda que se debe tener una diferencia de al menos un 50% entre la carga de diseño y la carga máxima esperada (Alfaro M., 2015).

Así también, la sección 4.6.3 (Impact loads) de la especificación (ASCE 7-10, 2010) indica que, para maquinaria recíproca (con dispositivo cilindro-embolo), para el propósito de diseño, el peso de la máquina y las cargas móviles se deben incrementar en 50 por ciento.

Por lo dicho anteriormente, la carga temporal generada por el actuador hidráulico se considera igual que una carga viva, a la cual se aplica el factor de mayoración. El factor de mayoración incluye los efectos por carga de impacto y permite lograr el objetivo de la diferencia recomendada por (Alfaro M., 2015).

En la mayor parte del tiempo, la única carga presente en la estructura será por peso propio, ocurriendo las mayores solicitaciones cuando el actuador hidráulico está en funcionamiento, por lo cual, para el diseño sólo se tomará en cuenta las cargas ejercidas por el actuador.

En el diseño de la estructura, la carga muerta representa una fracción muy pequeña de la carga viva por lo cual se desprecia para el diseño de elementos de acero. En base a la **Figura 1**, la carga ejercida por el actuador hidráulico es opuesta al peso del portico. Ya que al no considerar el peso del portico, la resistencia del portico no es afectada.

Se realiza el diseño del pórtico para capacidad de un actuador de 100ton o dos actuadores de 50ton.

### 1.2.1 Combinación de carga

Para la combinación de cargas, como se mencionó, la carga temporal (ejercida por el actuador hidráulico) se considera igual que una carga viva, a la cual se aplica el factor de mayoración, según la metodología LRFD. El factor de mayoración incluye los efectos por carga de impacto y permite lograr el objetivo de la diferencia recomendada por (Alfaro M., 2015).

El método LRFD da a continuación las diferentes combinaciones de carga:

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6 (L \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.0W$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

Donde:

U = Carga factorizada o de diseño

D = Carga muerta

L = Carga viva debida a la ocupación

- Lr = Carga viva de techo
- S = Carga de nieve
- R = Carga nominal debida a la precipitación inicial o el hielo iniciales.
- W = Carga de viento
- E = Carga de sismo

El diseño del portico no solamente se basa en un diseño por resistencia, debido a que el pórtico debe tener una gran rigidez bajo cargas de servicio, con deformaciones del portico comparadas con las del ensayo sean relativamente bajas. Los elementos del pórtico se basaran en este criterio teniendo casos en los que la relación demanda/capacidad esté muy debajo de 1, es decir la capacidad del elemento muy superior a lo requerido.

### 1.3 Control de deformaciones.

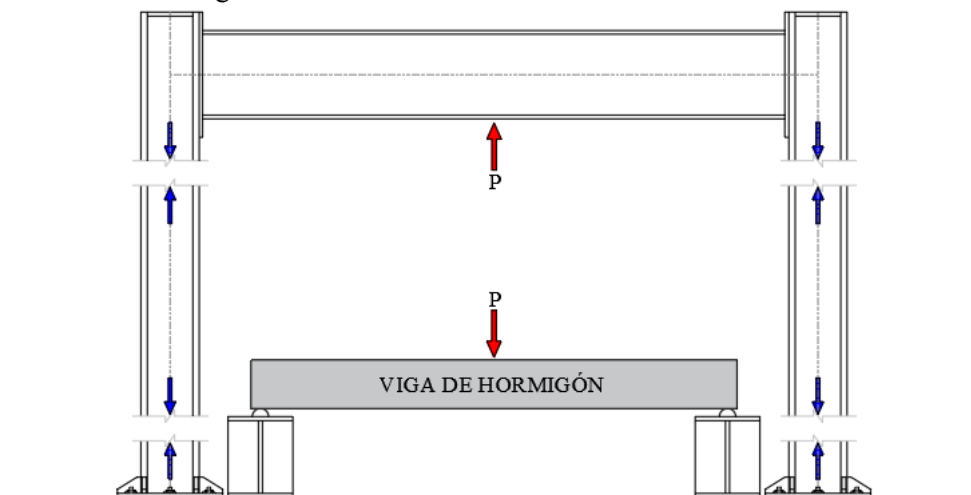
El control de deformaciones se tiene en cuenta para que no existan deformaciones permanentes, es decir, que sean despreciables en relación a las obtenidas en los ensayos.

Para el control de deformaciones, en la sección 10.3 (McCormac, 2012) menciona que, "Para el caso donde se soporta maquinaria delicada o de precisión, las deflexiones máximas pueden quedar limitadas a  $\frac{L}{1500}$  o  $\frac{L}{2000}$ ", además, la especificación (AASHTO, 2017) en la sección 2.5.2.6 (Criteria for Deflection), establece las deflexiones máximas de las vigas o traveses de acero por efecto de cargas vivas a  $\frac{L}{800}$ , donde L es la longitud del claro.

En ausencia de otros criterios y con el fin de garantizar la rigidez de la estructura, el límite de deflexión, para los elementos del pórtico se limitó a  $L/2000$ , el valor obtenido de la deflexión se puede considerar conservativo.

### 1.4 Flujo de cargas

En la **Figura 2**, es idealizada un ensayo a flexión de una viga de hormigón. En este ensayo al aplicar una fuerza con el actuador hidráulico a la viga de hormigón, causará una reacción sobre la viga de acero de magnitud igual pero con dirección opuesta y esta transmitirá los esfuerzos a los demás elementos del portico como las conexiones, columna, anclajes, etc. Al variar la altura de la viga de acero como también de la posición de la carga, los esfuerzos en cada uno de los elementos variarán, por lo tanto para el diseño de cada elemento se debe determinar las sollicitaciones máximas a carga axial, fuerza cortante y flexión, como también la verificación de la combinación de estos esfuerzos. La conexión viga-columna se pretende realizar como conexiones a momento, ya que al considerar como conexiones articuladas se obtendrían mayores deformaciones para la cual se necesitaría mayores secciones de la viga.



**Figura 2:** Ensayo a flexión de una viga de hormigón.

### 1.5 Dimensiones del portico

Las dimensiones del pórtico deben ser tal que permitan ensayar elementos de hormigón o acero de tamaño reales o a escalas reducidas. Para la cual, se plantea una separación entre los ejes de las columnas de 4m, permitiendo realizar ensayos a flexión de vigas hasta 3.5m de longitud. También se plantea una conexión viga - columna atornillada, con agujeros en la columna espaciados uniformemente, con el fin de realizar la conexión a diferentes alturas. Limitando la viga a una altura mínima de descenso de 1.5m y una altura máxima de 3m.

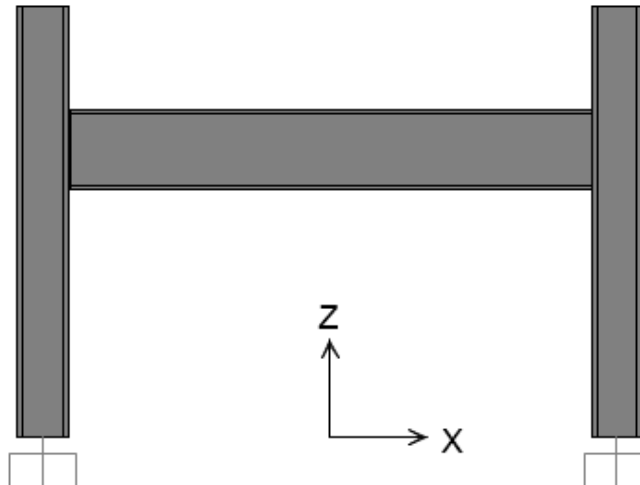


Figura 3: Modelo en SAP2000, extruado.

### 1.6 Resumen de estados límites a verificar

#### Viga

- Pandeo local
- Flexión
- Cortante
- Deflexión
- Cargas concentradas
- Flexión local del patín
- Fluencia local del alma
- Aplastamiento del alma
- Pandeo lateral del alma
- Diseño de atiesadores transversales
- Atiesadores de apoyo, etc

#### Columnas

- Tensión
- Fluencia de la sección total
- Fractura de la sección neta
- Deformación
- Capacidad a compresión
- Deformación del pórtico mediante SAP2000.

#### Conexiones

##### Viga - columna

- Fluencia de la placa de extremo.
- Ruptura por corte
- Diseño de rigidizadores
- Ruptura de pernos
- Aplastamiento - desgarre de la placa de extremo
- Estados límites por cargas concentradas.

##### Columna - Losa

- Diseño a flexión de la placa base
- Diseño rigidizador
- Tipo de cargas
- Modelación de la placa en SAP2000

##### Anclajes

- Tensión
- Cortante
- Combinación de tensión y cortante

##### Estados límites en hormigón anclajes

- Arrancamiento del Hormigón a tracción, cortante, desprendimiento lateral, etc.

#### Losa

- Flexión
- Cortante
- Punzonamiento



## 2. Diseño de elementos

Para el diseño de cada elemento del pórtico, se debe tener en cuenta que los diagramas de fuerza axial, fuerza cortante y momento flector, varían dependiendo de la altura a la que se coloque viga como también de la posición del actuador hidráulico sobre esta. Por lo cual, se debe determinar la condición más crítica para el diseño de cada elemento del pórtico.

### 2.1 Diseño de viga

#### 2.1.1 Cargas

Carga muerta  $P_D := 0$  tonnef

Carga viva  $P_L := 100$  tonnef

#### 2.1.2 Combinaciones de carga

LRFD  $P_u := 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L = 160$  tonnef

Ecuación 2.3.2-2 ASCE 7-10

Servicio  $P_a := P_D + P_L = 100$  tonnef

Ecuación 2.4.1-2 ASCE 7-10

#### 2.1.3 Diseño a flexión

Para el diseño a flexión, la condición más desfavorable se produce cuando se aplica la carga en el centro del claro y para diseño a corte, próximo a un extremo de la viga.

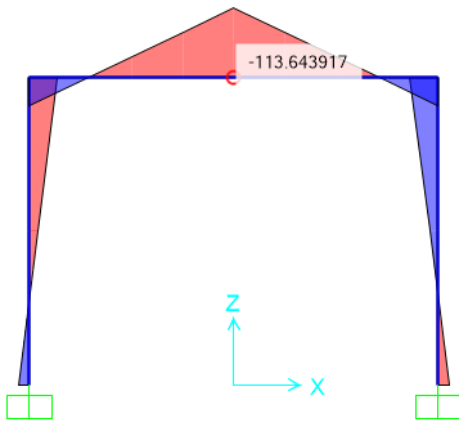


Figura 4: Diagrama de momento flector.

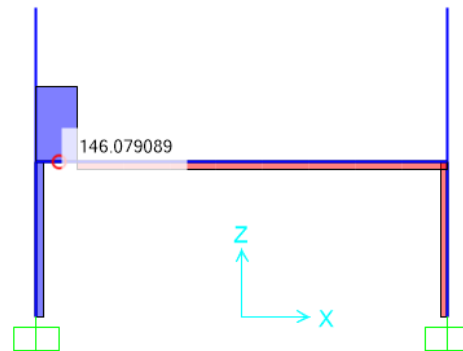


Figura 5: Diagrama de fuerza cortante.

#### 2.1.3.1 Consideraciones de diseño de viga

A fin de determinar secciones que cumplen con los requerimientos se toma las siguientes consideraciones:

- La viga se considerará empotrada en los extremos con carga puntual en centro del claro para el cálculo de la deformación.
- La deformación máxima admisible en la viga será tomado como  $L/2000$  según la sección 1.3. La deformación real del pórtico será mayor que la deformación calculada, debido a que la condición real no es un empotramiento y también no se considera la deformación de la columna ni la deformación por corte.
- El soporte lateral de la viga será dada por las columnas, por lo tanto la longitud sin soporte lateral  $L_b$  será igual a la longitud de la viga
- El coeficiente de momento  $C_b$ , será tomado conservativamente igual a 1.0

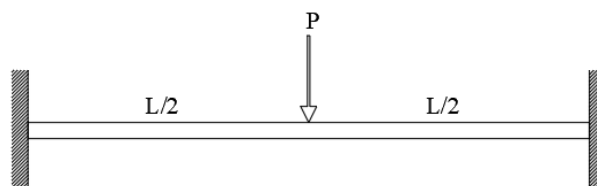


Figura 6: Carga puntual en una viga empotrada.



Deformación en la viga

$$\Delta = \frac{P \cdot L^3}{192 E \cdot I}$$

Deformación admisible

$$\Delta_{adm} = \frac{L_b}{2000}$$

### 2.1.3.2 Datos de diseño:

Material: Acero ASTM A992

$$F_{yb} := 50 \text{ ksi}$$

$$F_{ub} := 65 \text{ ksi}$$

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$$M_u := 114 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_u := 146 \text{ tonnef}$$

$$L_b := 4 \text{ m}$$

$$C_b := 1.0$$

$F_{yb}$  : Esfuerzo de fluencia de la viga

$F_{ub}$  : Esfuerzo de tensión último de la viga

$E$  : Módulo de elasticidad del acero

$M_u$  : Momento último de diseño

$V_u$  : Cortante último de diseño

$L_b$  : Longitud de soportes laterales

$C_b$  : Coeficiente de momento

En la **Tabla 1** se presenta un resumen de la capacidad a flexión y a cortante de las secciones W del AISC que tienen una deformación menor que deformación admisible y que son superiores a la demanda. Existen más secciones del AISC que cumplen los requerimientos, pero su deformación son inferiores a 1mm por lo cual se descartó estas secciones.

**Tabla 1:** Posibles Secciones W a utilizar

"Sección"	"d [cm]"	"bf [cm]"	" $\phi M_n$ [ton.m]"	"Utilidad [%]"	" $\phi V_n$ [ton]"	"Utilidad [%]"	" $\Delta$ [mm]"
"W30X90"	74.9	26.4	122.144	93.333	169.18	85.708	1.09
"W27X102"	68.8	25.4	135.069	84.401	190.08	76.284	1.083
"W27X94"	68.3	25.4	121.838	93.567	178.615	81.18	1.202
"W24X117"	61.7	32.5	160.85	70.873	182.175	79.594	1.112
"W24X104"	61.2	32.5	141.478	80.578	163.92	88.458	1.267
"W24X103"	62.2	22.9	122.118	93.353	183.652	78.954	1.308
"W21X147"	56.1	31.8	185.57	61.432	216.516	66.97	1.083
"W21X132"	55.4	31.5	165.068	69.063	192.784	75.214	1.22
"W21X122"	55.1	31.5	151.601	75.197	176.633	82.091	1.329
"W21X111"	54.6	31.2	137.148	83.122	161.212	89.944	1.473
"W21X101"	54.4	31.2	124.109	91.854	145.707	99.515	1.619
"W18X192"	51.8	29.2	221.804	51.397	266.561	54.397	1.015
"W18X175"	50.8	29	198.871	57.324	242.13	59.885	1.135
"W18X158"	50	28.7	176.964	64.42	217.227	66.75	1.287
"W18X143"	49.5	28.4	159.46	71.491	193.132	75.078	1.434
"W18X130"	49	28.4	142.694	79.891	175.68	82.537	1.603
"W18X119"	48.3	28.7	128.131	88.972	169.095	85.75	1.793
"W14X283"	42.4	40.9	280.919	40.581	293.303	49.437	1.022
"W14X257"	41.7	40.6	252.447	45.158	263.836	54.958	1.151
"W14X233"	40.6	40.4	225.874	50.471	232.901	62.258	1.308
"W14X211"	39.9	40.1	202.148	56.394	209.531	69.202	1.473
"W14X193"	39.4	39.9	184.116	61.918	187.794	77.212	1.637
"W14X176"	38.6	39.9	165.767	68.771	171.77	84.415	1.835
"W12X305"	41.4	33.5	277.385	41.098	361.474	40.114	1.105
"W12X279"	40.4	33.3	248.185	45.933	331.442	43.748	1.267
"W12X252"	39.1	33	220.545	51.69	293.564	49.393	1.447
"W12X230"	38.4	32.8	198.965	57.296	265.633	54.587	1.619
"W12X210"	37.3	32.5	178.963	63.7	235.997	61.441	1.835

Una vez que se determina las posibles secciones W que se puede utilizar, se elige una sección para realizar un análisis más detallado del mismo.

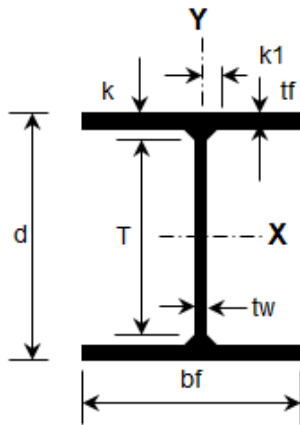
### 2.1.4 Capacidad a flexión

Los datos de la geometría de las secciones W se obtuvieron del AISC Shapes Database.

Include << C:\Users\Manuel\Desktop\ArchivoTesis\CALCULOS\Diseno\Imprimir\MemoriaCalculo\Perfiles W.mcdx

Sección W del AISC a utilizar *Perfil<sub>w</sub>* = "W21X111"

#### 2.1.4.1 Geometría de la sección transversal



**Figura 7:** Geometría de la sección W.

$$\begin{aligned}
 A_b &= 210 \text{ cm}^2 \\
 d_b &= 54.6 \text{ cm} \\
 b_{fb} &= 31.2 \text{ cm} \\
 t_{fb} &= 2.22 \text{ cm} \\
 t_{wb} &= 1.4 \text{ cm} \\
 k_{desb} &= 3.51 \text{ cm} \\
 k_{1b} &= 3.81 \text{ cm} \\
 S_{xb} &= 4080 \text{ cm}^3 \\
 Z_{xb} &= 4570 \text{ cm}^3 \\
 r_{yb} &= 7.37 \text{ cm} \\
 h_{ob} &= 52.3 \text{ cm} \\
 r_{tsb} &= 8.56 \text{ cm} \\
 J_b &= 284 \text{ cm}^4 \\
 I_{xb} &= 111000 \text{ cm}^4 \\
 g_b &= 14 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

#### 2.1.4.2 Pandeo local

La sección puede ser compacta, no compacta o esbelta según la Tabla B4.1b AISC 360

Pandeo local del patín

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{b_{fb}}{2 t_{fb}} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Patín compacto"} \\ \text{else} \\ \text{"Patín no compacto"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Patín compacto"} \quad \text{Tabla B4.1b AISC 360}$$

Pandeo local del alma

$$h := d_b - 2 k_{desb} = 47.58 \text{ cm}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h}{t_{wb}} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Alma compacta"} \\ \text{else} \\ \text{"Alma no compacta"} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = \text{"Alma compacta"} \quad \text{Tabla B4.1b AISC 360}$$

### 2.1.4.3 Capacidad a flexión

La resistencia nominal a flexión, debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral - torsional en base al capítulo F del AISC 360.

Ecuaciones para el pandeo lateral torsionante, longitudes límites

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 3.124 \text{ m} \quad \text{Ecuación F2-5 del AISC 360}$$

Para secciones doblemente simétricas,  $C := 1$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tsb} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot C}{S_{xb} \cdot h_{ob}}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot C}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yb}}{E}\right)^2} \quad \text{Ecuación F2-6 del AISC 360}$$

$$L_r = 9.521 \text{ m}$$

if  $(L_b \leq L_p, \text{ "No hay PLT" }, \text{ if } (L_p < L_b \leq L_r, \text{ "PLT Inelastico" }, \text{ "PLT Elastico" })) = \text{ "PLT Inelastico" }$

Momento plástico

$$M_p := F_{yb} \cdot Z_{xb} = 160.651 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Ecuación F2-1 del AISC 360}$$

Pandeo lateral - torsional

$$M_n := \begin{cases} \text{if } L_b \leq L_p \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_p \end{array} \right. & \text{Ecuación F2-1 del AISC 360} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{else if } L_p < L_b \leq L_r \\ \quad \left\| \begin{array}{l} C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_{yb} \cdot S_{xb}) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \end{array} \right. & \text{Ecuación F2-2 del AISC 360} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{else if } L_b > L_r \\ \quad \left\| \begin{array}{l} F_{cr} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left( \frac{L_b}{r_{tsb}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot C}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left( \frac{L_b}{r_{tsb}} \right)^2} \\ F_{cr} \cdot S_{xb} \end{array} \right. & \begin{array}{l} \text{Ecuación F2-4 del AISC 360} \\ \text{Ecuación F2-3 del AISC 360} \end{array} \end{cases}$$

$$M_n = 152.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia nominal a flexión

$$M_{n_1} := \text{if } (M_n > M_p, M_p, M_n) = 152.4 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia a flexión

LRFD

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_{n_1} = 137.16 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Utilidad

La utilidad del elemento, hace referencia a la relación de la demanda / capacidad

$$U_{flexion} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot M_{n_1}} = 83.1\%$$



Debido a que la viga solo deberá trabajar en el rango elástico, se determinó su resistencia bajo este estado.

Módulo elástico de la sección

$$S_{xb} = 4080 \text{ cm}^3$$

Resistencia nominal a flexión (Elásticamente)

$$M_{n_2} := F_{yb} \cdot S_{xb} = 143.426 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia a flexión (Elásticamente)

LRFD

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_{n_2} = 129.084 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Utilidad a flexión

$$U_{flexion} := \frac{M_u}{\phi_b \cdot M_{n_2}} = 88.3\%$$

### 2.1.5 Capacidad a cortante

El diagrama de fuerza cortante, varía cuando se cambia de posición del actuador hidráulico, siendo mayor cerca de los apoyos (ver **Figura 5**).

$$V_u = 146 \text{ tonnef}$$

Distancia libre entre patines

$$h := d_b - 2 \cdot k_{desb} = 47.58 \text{ cm}$$

Area del alma

$$A_w := d_b \cdot t_{wb} = 76.44 \text{ cm}^2$$

Coficiente de pandeo por cortante del alma

Para almas sin atiesadores transversales

$$k_v := 5.34$$

Ecuación G2-5 del AISC 360

Coficiente de cortante del alma

$$C_v := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h}{t_{wb}} \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} \\ \left\| C_v \leftarrow 1.0 \right. \\ \text{else} \\ \left\| C_v \leftarrow \frac{1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}}}{\frac{h}{t_{wb}}} \right. \end{array} \right\| = 1$$

Ecuación G2-3 del AISC 360

Ecuación G2-4 del AISC 360

Resistencia nominal al corte

$$V_n := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_w \cdot C_v = 161.228 \text{ tonnef}$$

Ecuación G2-1 del AISC 360

Resistencia al corte

LRFD

$$\phi_v := \text{if} \left( \frac{h}{t_{wb}} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}, 1.0, 0.9 \right) = 1$$

Ecuación G2-2 del AISC 360

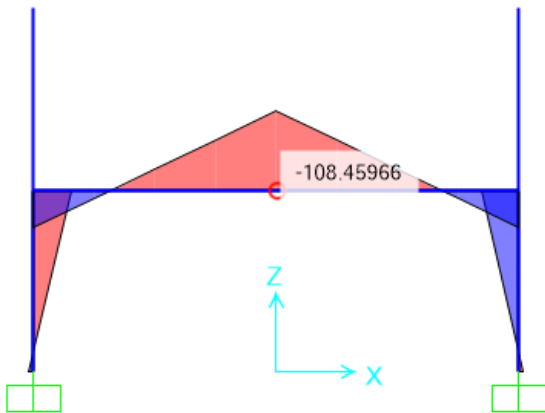
$$\phi_v \cdot V_n = 161.228 \text{ tonnef}$$

Utilidad a cortante

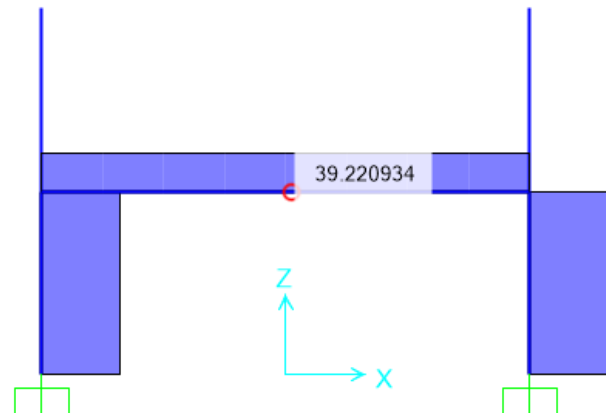
$$U_{\text{cortante}} := \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 90.6\%$$

### 2.1.6 Combinación de esfuerzos

Debido a que la flexión y la carga axial máxima ocurren simultáneamente en la viga, existirá una combinación de esfuerzos para la cual se revizó en base a la sección H1 del AISC 360.



**Figura 8:** Diagrama de momento flector.



**Figura 9:** Diagrama de fuerza axial.

Se analizó en esta posición, debido a que la carga axial máxima se genera en este punto, mientras que momento flector disminuye levemente.

Momento flector máximo

$$M_u := 108.5 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia a flexión

$$\phi_b \cdot M_{n_2} = 129.084 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Fuerza axial máximo

$$N_u := 39.5 \text{ tonnef}$$

Resistencia a tensión, fluencia en la sección total

$$\phi_t := 0.9$$

$$N_n := A_b \cdot F_{yb} = 738.223 \text{ tonnef}$$

$$\phi_t \cdot N_n = 664.401 \text{ tonnef}$$

Combinación de flexión y carga axial por tensión

$$H1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{N_u}{\phi_t \cdot N_n} \geq 0.2 \\ \left\| \frac{N_u}{\phi_t \cdot N_n} + \frac{8}{9} \cdot \left( \frac{M_u}{\phi_b \cdot M_{n_2}} \right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \frac{N_u}{2 \phi_t \cdot N_n} + \left( \frac{M_u}{\phi_b \cdot M_{n_2}} \right) \right\| \end{array} \right\| = 0.87$$

Ecuación H1-1a AISC 360

Ecuación H1-1b AISC 360

$$\text{if} (H1 < 1, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

### 2.1.7 Deflexión

Considerando como una viga empotrada con una carga puntual en el centro, la deflexión máxima de la viga será dada por la siguiente expresión:

$$\Delta := \frac{P_a \cdot L_b^3}{192 E \cdot I_{xb}} = 1.473 \text{ mm}$$

#### 2.1.7.1 Límite de deflexión

Las deflexiones máximas se limitan a  $\frac{L}{2000}$  según la sección 1.3

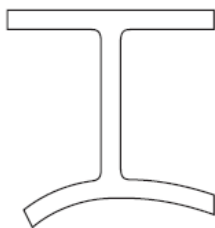
$$\Delta_{adm} := \frac{L_b}{2000} = 2 \text{ mm}$$

if ( $\Delta < \Delta_{adm}$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"

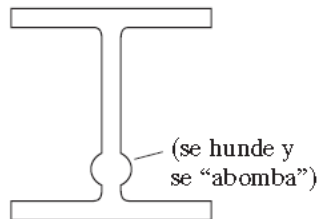
Se limitó a  $L/2000$  debido a que solo está considerada la deformación de la viga sin contar las deformaciones de los demás elementos tales como las columnas, conexiones, anclajes, etc.

### 2.1.8 Verificación por carga concentrada

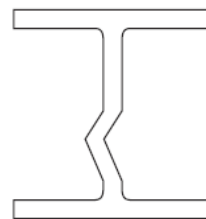
Los actuadores hidráulicos van a generar cargas concentradas en diferentes puntos de la viga, por lo cual se debe verificar la resistencia del alma como del patín ante estas cargas. La verificación se realizó mediante el apartado J10 del AISC 360 para flexión local del patín, fluencia local del alma, aplastamiento del alma, Pandeo lateral del alma.



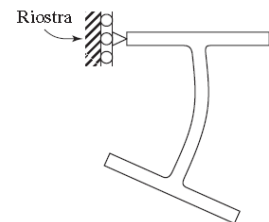
**Figura 10:** Flexión local del patín.



**Figura 11:** Fluencia local del alma.  
(se hunde y se "abomba")



**Figura 12:** Aplastamiento del alma.



**Figura 13:** Pandeo lateral del alma.

#### 2.1.8.1 Flexión local del patín

Se considera que la carga concentrada es aplicada a una distancia mayor a  $10 t_{fb} = 22.2 \text{ cm}$  medido desde un extremo de la viga.

Resistencia a la flexión local del patín

$$R_n := 6.25 \cdot t_{fb}^2 \cdot F_{yb} = 108.282 \text{ tonnef}$$

Ecuación J10-1 del AISC 360

LRFD

$$\phi := 0.9$$

$$\phi R_{n_1} := \phi \cdot R_n = 97.453 \text{ tonnef}$$

if ( $\phi R_{n_1} > P_u$ , "Ok", "No cumple") = "No cumple"

#### 2.1.8.2 Fluencia local del alma

Se considera que la carga concentrada está aplicada a una distancia menor al peralte  $d_c = 35.6 \text{ cm}$  de la viga medido desde su extremo.

Longitud de apoyo paralela al plano del alma

$$l_b := 20 \text{ cm}$$



Distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura

$$k_{desb} = 3.51 \text{ cm}$$

Resistencia a fluencia local del alma

$$R_n := (2.5 \cdot k_{desb} + l_b) \cdot F_{yb} \cdot t_{wb} = 141.616 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación J10-3 del AISC 360}$$

LRFD

$$\phi := 1$$

$$\phi R_{n_2} := \phi \cdot R_n = 141.616 \text{ tonnef}$$

if  $(\phi R_{n_2} > P_u, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}) = \text{“No cumple”}$

### 2.1.8.3 Aplastamiento del alma

Cuando se aplica una carga concentrada de compresión a un elemento estructural cuya alma no está rigidizada y considerando que la carga concentrada es aplicada a una distancia medida desde el extremo mayor a  $\frac{d_c}{2} = 17.8 \text{ cm}$ .

Resistencia al aplastamiento del alma

$$R_n := 0.8 \cdot t_{wb}^2 \cdot \left( 1 + 3 \left( \frac{l_b}{d_b} \right) \left( \frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yb} \cdot t_{fb}}{t_{wb}}} = 259.158 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación J10-4 del AISC 360}$$

LRFD

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_{n_3} := \phi \cdot R_n = 194.368 \text{ tonnef}$$

if  $(\phi R_{n_3} > P_u, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Ok”}$

### 2.1.8.4 Pandeo lateral del alma

Cuando el patín de compresión no está restringido a rotaciones, la resistencia al pandeo lateral será calculado mediante la ecuación J10-7 del AISC 360 si la condición siguiente se satisface.

$$\text{if} \left( \left( \frac{h}{t_{wb}} \right) < 1.7, \text{“Calcular Rn”}, \text{“No Aplica Pandeo Lateral”} \right) = \text{“No Aplica Pandeo Lateral”}$$

Debido a que no cumple con algunos estados límites por cargas concentradas, se debe realizar el diseño de atiesadores transversales cumpliendo los requisitos de la sección J10.8 y J10.9 del ASIC 360.

### 2.1.9 Diseño de atiesadores transversales

Debido a que los actuadores hidráulicos pueden estar en cualquier punto de la viga, se diseñó los atiesadores transversales como atiesadores de apoyo que permitan aplicar cargas concentradas a lo largo de la viga, ya que la viga no cumplió para algunos estados por carga concentrada.

#### 2.1.9.1 Geometría del atiesador

La geometría del atiesador se puede determinar a partir del apartado J10-8 del AISC 360.

Ancho  $b_{st}$  J10-8a. El ancho de cada atiesador más medio espesor del alma del elemento (viga) no debe ser menor que un tercio del ancho del patín o plancha de conexión de momento que produce la carga concentrada.

$$b_{st} + \frac{t_w}{2} > \frac{b_f}{3}$$





$$b_{st\_min} := \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wb}}{2} = 9.7 \text{ cm}$$

Usar  $b_{st} := 12 \text{ cm}$

Espesor  $t_s$ , J10-8b. El espesor de cada atiesador no debe ser menor que medio espesor del patín o plancha de conexión de momento que entrega la carga concentrada, ni menor que el ancho dividido por 16.

$$t_{st\_min} := \max\left(\frac{t_{fb}}{2}, \frac{b_{st}}{16}\right) = 0.437 \text{ in}$$

Usar

$$t_{st} := 0.75 \text{ in}$$

Altura  $h_s$ , J10-8c La altura de los atiesadores deben extenderse al menos a un medio de la profundidad del miembro excepto cuando se tienen cargas concentradas (como se requiere en J10.3, J10.5 y J10.7). Debido a cargas concentradas que estaran presentes en el atiesdor, la altura de los atiesadores transversales se extenderá a todo lo alto del alma.

$$h_{st} := d_b - 2 \cdot t_{fb} = 50.16 \text{ cm}$$

Usar

$$h_{st} = 50.16 \text{ cm}$$

Separación  $a$ : La separación de los atiesadores transversales se determina en base a la aplicabilidad de las cargas concentradas a lo largo de la viga. Por lo cual se elige una separación adecuada para realizar la mayor cantidad de ensayos posibles.

Usar

$$a := 25 \text{ cm}$$

Para atiesadores de apoyo se debe revisar la resistencia al aplastamiento y la resistencia del atiesador como miembro a compresión.

### 2.1.9.2 Resistencia al aplastamiento.

La resistencia de aplastamiento de diseño  $\phi R_n$  de superficies en contacto debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como muestra el apartado J7 del AISC 360.

Esbeltez del atiesador

$$\text{if}\left(\frac{b_{st}}{t_{st}} < 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Ok”} \quad \text{Tabla B4.1a del AISC 360}$$

Área proyectada de apoyo

$$A_{pbs} := 2 \cdot t_{st} \cdot (b_{st} - 1 \cdot \text{in}) = 36.043 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal al aplastamiento

$$P_n := 1.8 \cdot F_{yb} \cdot A_{pbs} = 228.064 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación J7-1 del AISC 360}$$

Resistencia al aplastamiento

LRFD

$$\phi := 0.75$$

$$\phi P_{n_1} := \phi \cdot P_n = 171.048 \text{ tonnef}$$

$$\text{if}\left(\phi P_{n_1} > P_u, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“Ok”}$$

### 2.1.9.3 Resistencia a compresión

La sección J10.8 del AISC 360, indica que los atiesadores se deben analizar en base al capítulo E y la sección J4.4 del AISC, también se debe colocar por pares sobre las almas de las vigas en los extremos no enmarcados y donde se requieran, debido a cargas concentradas.

La resistencia se debe determinar utilizando una longitud efectiva de  $0.75h$ , con una sección compuesta de dos atiesadores y una franja del alma de ancho igual a  $25 t_w$  en atiesadores interiores y  $12 t_w$  en atiesadores en los extremos de los miembros.

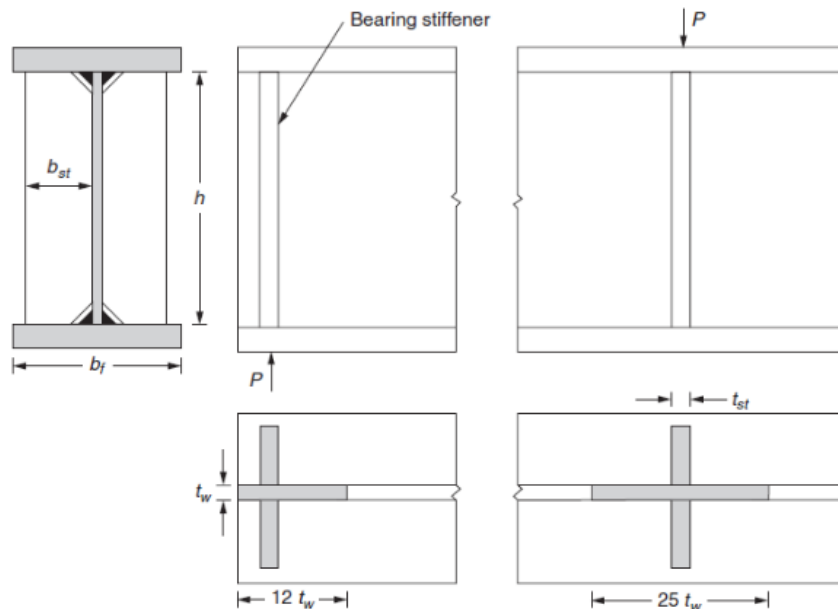


Figura 14: Área proyectada del atiesador [Steel Design, Alan William]

#### Para atiesadores interiores

Área en compresión

$$A := 2 \cdot t_{st} \cdot b_{st} + 25 \cdot t_{wb} \cdot t_{wb} = 94.72 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia del área  $A_c$ , con respecto a un eje en el alma.

$$I := \frac{1}{12} \cdot (25 t_{wb}) \cdot (t_{wb})^3 + 2 \left( \frac{1}{12} \cdot t_{st} \cdot b_{st}^3 + (t_{st} \cdot b_{st}) \cdot \left( \frac{b_{st} + t_{wb}}{2} \right)^2 \right) = 2609.014 \text{ cm}^4$$

Radio de giro

$$r := \sqrt{\frac{I}{A}} = 5.248 \text{ cm}$$

Longitud efectiva

$$KL := 0.75 \cdot h_{st} = 37.62 \text{ cm}$$

Sección J10.8 del AISC 360

Relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r} = 7.168$$

if  $\left( \frac{KL}{r} \leq 25, \text{ "Calcular } P_n \text{ con Ap. J4.4 "}, \text{ "Calcular } P_n \text{ con Cap E " } \right) = \text{ "Calcular } P_n \text{ con Ap. J4.4 "}$

Resistencia nominal a compresión

$$P_n := F_{yb} \cdot A$$

Ecuación J4.6 del AISC 360

$$P_n = 332.974 \text{ tonnef}$$

### Resistencia a compresión

#### LRFD

$$\phi := 0.9$$

$$\phi P_{n_2} := \phi \cdot P_n = 299.676 \text{ tonnef}$$

$$\text{if}(\phi P_{n_2} > P_u, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

#### Para atiesadores en los extremos

No existe en nuestro caso en particular. Debido a que los actuadores no llegan a distancias menores a  $12 \cdot t_{wb} = 16.8 \text{ cm}$ .

### Resumen

Esfuerzo	Resistencia	Utilidad [%]
Flexión	$\phi_b \cdot M_{n_2} = 129.08 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$	$U_{flexion} = 88.31\%$
Cortante	$\phi_v \cdot V_n = 161.228 \text{ tonnef}$	$U_{cortante} = 90.56\%$
Cargas concentradas		
Flexión local del patín	$\phi R_{n_1} = 97.453 \text{ tonnef}$	$\frac{P_u}{\phi R_n} = \begin{bmatrix} 164.18\% \\ 112.98\% \\ 82.32\% \end{bmatrix}$
Fluencia local del alma	$\phi R_{n_2} = 141.616 \text{ tonnef}$	
Aplastamiento del alma	$\phi R_{n_3} = 194.368 \text{ tonnef}$	
Pandeo lateral del alma	No aplica	
Atiesadores transversales		
Aplastamiento	$\phi P_{n_1} = 171.048 \text{ tonnef}$	$\frac{P_u}{\phi P_n} = \begin{bmatrix} 93.54\% \\ 53.39\% \end{bmatrix}$
Compresión	$\phi P_{n_2} = 299.676 \text{ tonnef}$	

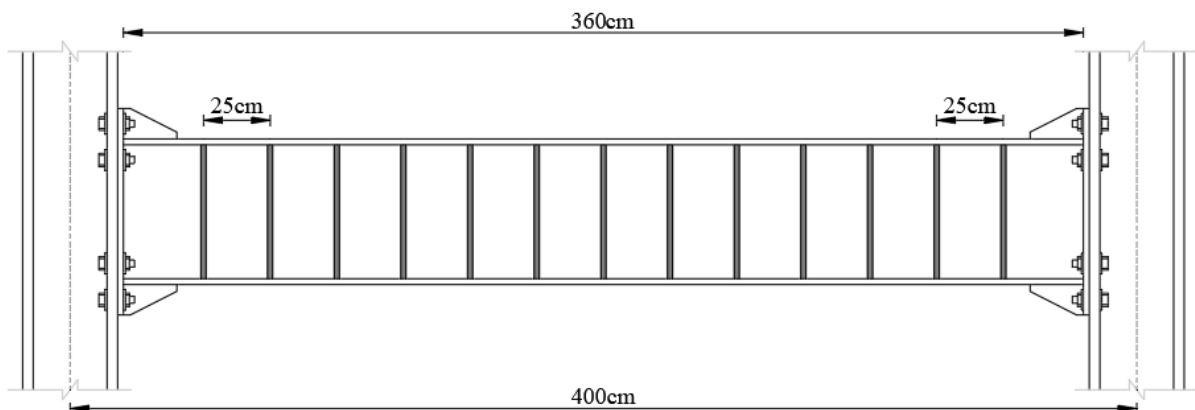


Figura 15: Configuración de la viga W21x111

## 2.2 Diseño de columnas

Las columnas fueron diseñados como miembros a tensión, y esta fuerza dependerá de la posición de los actuadores hidráulicos en la viga, la tensión última  $T_u$  de diseño de la columna será el máximo cortante de la viga.

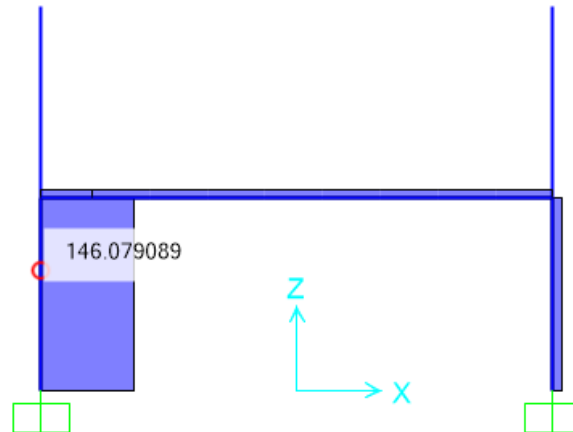


Figura 16: Diagrama de fuerza axial.

### 2.2.1 Cargas de diseño

LRFD

$$T_u := V_u = 146 \text{ tonnef}$$

Carga de servicio

$$T_a := \frac{T_u}{1.6} = 91.25 \text{ tonnef}$$

### 2.2.2 Diseño a tensión.

De acuerdo al capítulo D del AISC 360, la resistencia de diseño a tensión,  $\phi P_n$ , será el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de: fluencia por tensión en el área bruta, fractura por tensión en el área neta efectiva. Además, se tiene que verificar el estado límite por bloque de cortante, según la sección J4.3.

#### 2.2.2.1 Consideraciones de diseño.

Para realizar el diseño de la columna se debe tener en cuenta lo siguiente:

- La conexión viga - columna se hará a un solo patín de la columna por medio de una conexión atornillada. Siendo necesario que los patines de la viga y la columna tengan dimensiones similares.
- Los agujeros en la columna deben estar espaciadas de manera uniforme, con el fin de realizar la conexión a diferentes alturas.
- Para los estados límites de fluencia, fractura en la sección neta y bloque de cortante, se considera que la columna está conectada por 8 tornillos con diámetro  $\delta$  y además que esta conexión se la realiza en el extremo superior de la columna, por lo cual se debe tener en cuenta la longitud  $L_e$ .
- La distancia  $e$ , se calculó en base al distancia del gramil y al ancho de la base de la sección  $b_f$ .
- La deformación máxima en la columna será  $\frac{L}{2000}$ , aplicando el mismo criterio que en la viga.

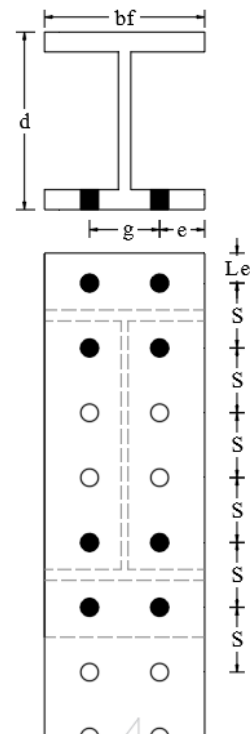


Figura 17: Conexión viga - columna



**2.2.2.2 Datos de Diseño:**

Material: Acero ASTM A992

$F_{yc} := 50 \text{ ksi}$

$F_{uc} := 65 \text{ ksi}$

$T_u = 146 \text{ tonnef}$

$T_a = 91.25 \text{ tonnef}$

$L := 3 \text{ m}$

$\delta := 1.375 \text{ in}$

$S := 13 \text{ cm}$

$n_s := 2$

$n_L := 6$

$L_e := 6 \text{ cm}$

$F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia de la columna.

$F_{uc}$ : Esfuerzo de tensión último de la columna.

$T_u$ : Tensión último de diseño

$T_a$ : Fuerza de tensión sin mayorar

$L$ : Longitud de la columna

$\delta$ : Diámetro de los pernos.

$s$ : Espaciamiento de pernos.

$n_s$ : Número de pernos por sección

$n_L$ : Número de pernos por línea.

$L_e$ : Longitud exterior.

La **Tabla 2**, muestra un resumen de capacidad a tensión por el método LRFD para secciones W del AISC, que tienen deformación menor que la deformación admisible, con capacidad mayor a la demanda. También se limitó las secciones superiores a W14X211 que cumplen con los requerimientos, pero su deformación es inferior a 0.4mm.

**Tabla 2:** Posibles Secciones W a utilizar

“Sección”	“bf [cm]”	“d [cm]”	“ $\phi P_n$ [ton]”	“Utilidad [%]”	“ $\Delta$ [mm]”
“W14X211”	40.1	39.9	1048.425	13.926	0.403
“W14X193”	39.9	39.4	966.49	15.106	0.441
“W14X176”	39.9	38.6	879.347	16.603	0.483
“W14X159”	39.6	38.1	794.381	18.379	0.537
“W14X145”	39.4	37.6	726.722	20.09	0.588
“W14X132”	37.3	37.3	709.602	20.575	0.649
“W14X120”	37.3	36.8	647.144	22.561	0.711
“W14X109”	37.1	36.3	584.216	24.991	0.788
“W14X99”	37.1	36.1	533.392	27.372	0.863
“W14X90”	36.8	35.6	485.182	30.092	0.948
“W14X82”	25.7	36.3	427.129	34.182	1.077
“W14X74”	25.7	36.1	388.173	37.612	1.186
“W14X68”	25.4	35.6	354.917	41.136	1.297
“W14X61”	25.4	35.3	316.197	46.174	1.455
“W12X210”	32.5	37.3	1117.282	13.067	0.412
“W12X190”	32.3	36.6	1009.699	14.46	0.456
“W12X170”	32	35.6	903.291	16.163	0.509
“W12X152”	31.8	34.8	804.727	18.143	0.572
“W12X136”	31.5	34	718.032	20.333	0.641
“W12X120”	31.2	33.3	633.952	23.03	0.726
“W12X106”	31	32.8	561.035	26.023	0.82
“W12X96”	31	32.3	507.596	28.763	0.907
“W12X87”	30.7	31.8	460.562	31.7	0.999
“W12X79”	30.7	31.5	418.757	34.865	1.099
“W12X72”	30.5	31.2	379.566	38.465	1.212
“W12X65”	30.5	30.7	343.225	42.538	1.341
“W10X112”	26.4	29	579.219	25.206	0.794
“W10X100”	26.2	28.2	516.261	28.28	0.891
“W10X88”	26.2	27.4	459.238	31.792	1.002
“W10X77”	25.9	26.9	398.426	36.644	1.155
“W10X68”	25.7	26.4	348.777	41.861	1.319
“W10X60”	25.7	25.9	310.996	46.946	1.48
“W8X67”	21	22.9	336.055	43.445	1.369

Una vez que se determina las posibles secciones W que se puede utilizar, se elige una sección para realizar un análisis detallado del mismo. Para la elección del perfil se tuvo en cuenta el ancho del patin de la columna sea similar al de la viga, con el fin de realizar una conexión atornillada.

### 2.2.3 Capacidad a tensión

Se elige una sección:

$$\text{Perfil}_{W_c} = \text{"W12X170"}$$

#### 2.2.3.1 Geometría de la sección transversal

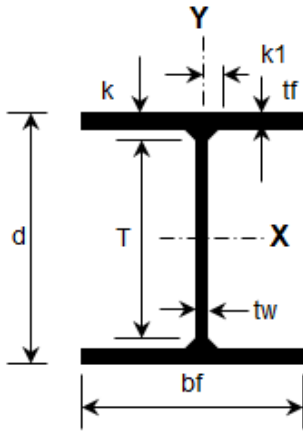


Figura 18: Geometría de la sección W.

$$\begin{aligned} A_c &= 323 \text{ cm}^2 \\ d_c &= 35.6 \text{ cm} \\ b_{fc} &= 32 \text{ cm} \\ t_{fc} &= 3.96 \text{ cm} \\ t_{wc} &= 2.44 \text{ cm} \\ k_{desc} &= 5.49 \text{ cm} \\ S_{xc} &= 3850 \text{ cm}^3 \\ Z_{xc} &= 4510 \text{ cm}^3 \\ r_{yc} &= 8.18 \text{ cm} \\ h_{oc} &= 31.5 \text{ cm} \\ r_{tsc} &= 9.4 \text{ cm} \\ J_c &= 1480 \text{ cm}^4 \\ I_{xc} &= 68700 \text{ cm}^4 \\ g_c &= 14 \text{ cm} \\ k_{1c} &= 3.33 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### 2.2.3.2 Fluencia de la sección total, sección D2a del AISC 360

Resistencia nominal

$$P_n := F_{yc} \cdot A_c = 1135.457 \text{ tonnef}$$

Resistencia a la tensión

LRFD

$$\phi_t := 0.9$$

$$\phi P_{n_1} := \phi_t \cdot P_n = 1021.912 \text{ tonnef}$$

Ecuación D2-1 del AISC 360

#### 2.2.3.3 Fractura por tensión en la sección neta, sección D2b del AISC 360

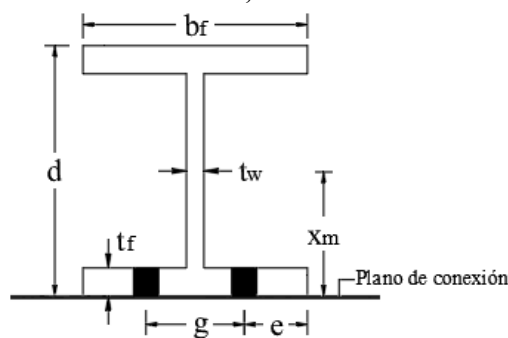


Figura 19: Sección W

Area neta

$$A_n := A_c - n_s \cdot \left( \delta + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \cdot t_{fc} = 292.825 \text{ cm}^2$$

Considerando  $x_m$  como la distancia desde centroide de la sección transversal al plano de conexión.

$$x_m := \frac{d_c}{2} = 17.8 \text{ cm}$$

Longitud de conexión.

$$L_c := S \cdot (n_L - 1) = 65 \text{ cm}$$

El coeficiente de reducción de área neta, en base a la Tabla D3.1 del AISC 360, caso 2.

$$U_1 := 1 - \frac{x_m}{L_c} = 0.726$$

En base a la Tabla D3.1 del AISC 360, caso 7 con 3 o más sujetadores por línea en dirección de la carga, el coeficiente de reducción de área neta.

$$U_2 := \text{if} \left( b_{fc} \geq \frac{2 d_c}{3}, 0.9, 0.85 \right) = 0.9$$

Si  $U$  se calcula según el Caso 2, se permite el mayor valor

$$U := \max(U_1, U_2) = 0.9$$

Área neta efectiva

$$A_e := U \cdot A_n = 263.542 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal a la tensión

$$P_n := F_{uc} \cdot A_e = 1204.376 \text{ tonnef}$$

Resistencia a la tensión, ecuación D2-2 del AISC 360

LRFD

$$\phi_t := 0.75$$

$$\phi P_{n_2} := \phi_t \cdot P_n = 903.282 \text{ tonnef}$$

### 2.2.3.4 Bloque de cortante, sección J4.3 AISC 360

Longitud del último perno al extremo de la columna

$$L_e = 6 \text{ cm}$$

Distancia desde el borde del patín al centro del agujero

$$e := \frac{b_{fc} - g_c}{2} = 9 \text{ cm}$$

Área bruta a cortante

$$A_{gv} := 2 \cdot (L_c + L_e) \cdot t_{fc} = 562.32 \text{ cm}^2$$

Área neta a cortante

$$A_{nv} := 2 \cdot \left( (L_c + S) - (n_L - 0.5) \cdot \left( \delta + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_{fc} = 451.796 \text{ cm}^2$$

Área neta a tensión

$$A_{nt} := 2 \cdot \left( e - 0.5 \cdot \left( \delta + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_{fc} = 56.192 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal a la tensión

Se considera que el esfuerzo de tensión es uniforme,  $U_{bs} := 1.0$

$$R_n := \min \left( 0.6 \cdot F_{uc} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{uc} \cdot A_{nt}, 0.6 F_{yc} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{uc} \cdot A_{nt} \right)$$

$$R_n = 1442.847 \text{ tonnef}$$

Ecuación D3-1 del AISC 360

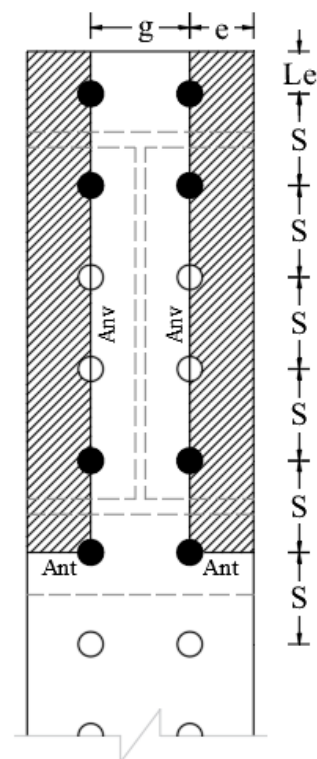


Figura 20: Configuración bloque de cortante.

Ecuación J4-5 del AISC 360



Resistencia a la tensión

LRFD

$$\phi := 0.75$$

$$\phi P_{n_3} := \phi \cdot R_n = 1082.135 \text{ tonnef}$$

### Capacidad a tensión

De acuerdo al capítulo D del AISC 360, la capacidad a tensión es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de: fluencia en la area bruta, fractura en el area neta efectiva y bloque de cortante.

LRFD

$$\phi P_n := \min(\phi P_n) = 903.282 \text{ tonnef}$$

Utilidad a tensión

$$U_{tension} := \frac{T_u}{\phi P_n} = 16.2\%$$

Por resistencia, la relación de la demanda/capacidad del elemento es muy inferior a 1, sin embargo, lo que se considera es la deformación. Como también, que el ancho de la viga pueda conectarse con el ancho de la columna para realizar la conexión.

### **2.2.4 Capacidad a compresión**

Debido a que el pórtico puede estar sometido a inversiones de carga, se debe verificar la resistencia de la columna a compresión, la cual se determinó de acuerdo a la sección E3 de AISC 360.

### Pandeo local

Para la verificación del pandeo local se realiza según la Tabla B4.1a de AISC para los elementos rigidizados y no rigidizados.

Patín

$$\text{if} \left( \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} < 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}, \text{“Elem. No esbelto”}, \text{“Elem. Esbelto”} \right) = \text{“Elem. No esbelto”}$$

Alma

$$h_c := d_c - 2 k_{desc} = 24.62 \text{ cm}$$

$$\text{if} \left( \frac{h_c}{t_{wc}} < 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}, \text{“Elem. No esbelto”}, \text{“Elem. Esbelto”} \right) = \text{“Elem. No esbelto”}$$

Ya que el pórtico no tiene arriostramientos laterales que ayuden a resistir el pandeo de la columna, la columna se pandeará respecto a su eje débil, con K=1.2 factor de longitud efectiva Tabla 5.1 McCormac.

Longitud efectiva

$$KL_y := 1.2 L = 3.6 \text{ m}$$

Apartado E2 del AISC 360

Esbeltez de la columna

$$\lambda_y := \frac{KL_y}{r_{yc}} = 44.01$$

Esfuerzo de Euler

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_y^2} = 147.774 \text{ ksi}$$

Ecuación E3-4 del AISC 360





Esfuerzo critico

$$F_{cr} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \lambda y \leq 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \frac{F_{yc}}{F_e} \cdot F_{yc} \\ 0.658 \cdot F_e \end{array} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.877 \cdot F_e \end{array} \right. \end{array} \right\| = 43.398 \text{ ksi}$$

Ecuación E3-2 del AISC 360

Ecuación E3-3 del AISC 360

Resistencia nominal a compresión

$$P_{nc} := F_{cr} \cdot A_c = 985.523 \text{ tonnef}$$

Ecuación E3-1 del AISC 360

Resistencia a compresión

LRFD

$$\phi_c := 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_{nc} = 886.971 \text{ tonnef}$$

Demanda/Capacidad

$$U_{compresion} := \frac{T_u}{\phi_c \cdot P_{nc}} = 16.46\%$$

## 2.2.5 Deformación en la columna

La deformación por carga axial se determinó de la siguiente manera:

Deformación de columna

$$\Delta := \frac{T_a \cdot L}{A_e \cdot E} = 0.509 \text{ mm}$$

Se eligió el área neta efectiva para la determinación de la deformación, ya que esta considera a más de los agujeros, el plano de conexión entre elementos a tensión.

### 2.2.5.1 Límite de deformación

Debido a que la deflexión máxima en la viga se limitó a  $\frac{L}{2000}$ , de igual manera se limitará la deformación máxima en la columna a éste valor con el motivo de dar una buena rigidez a las columnas.

$$\Delta_{adm} := \frac{L}{2000} = 1.5 \text{ mm}$$

$$\text{if } (\Delta < \Delta_{adm}, \text{ "Ok" }, \text{ "No cumple" }) = \text{ "Ok" }$$

### 2.2.5.2 Deformación del portico

Una vez que se determina las secciones W para las columnas y la viga, se determina la deformación máxima del portico. Obteniendo la deformación máxima cuando la viga se coloca en la posición mas alta y el actuador hidráulico en el centro de la viga con 5.24mm. Esta deformación es obtenida incluyendo la deformación por corte con la ayuda del programa de SAP2000 y una deformación de 3.39mm al despreciar la deformación por corte.

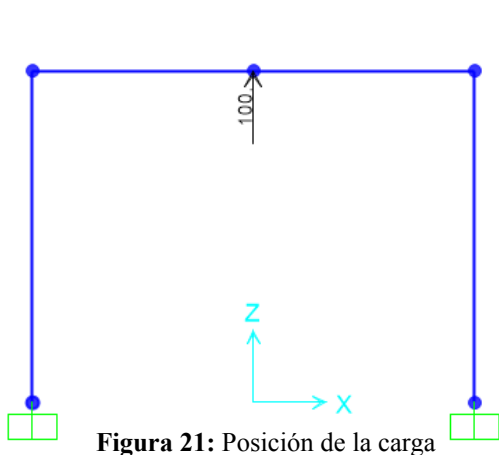


Figura 21: Posición de la carga

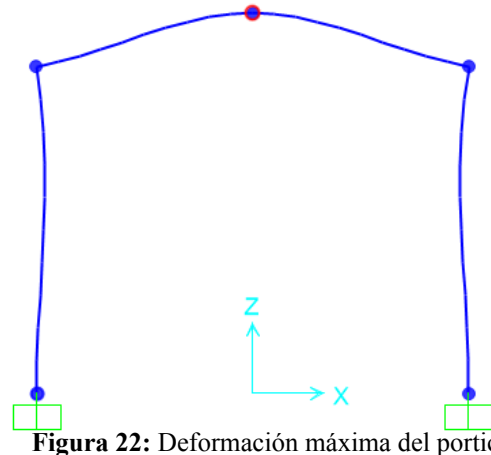


Figura 22: Deformación máxima del portico.

Joint Displacements			
Joint Object	2	Joint Element	2
	1	2	3
Trans	-0.06245	0.	0.22806
Rotn	0.	-0.00187	0.

Figura 23: Deformación máxima en la columna 0.23mm.

Joint Displacements			
Joint Object	6	Joint Element	6
	1	2	3
Trans	0.	0.	5.2406
Rotn	0.	0.	0.

Figura 24: Deformación máxima en el portico con 5.24mm.

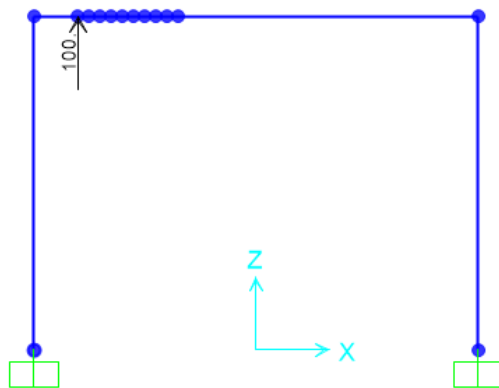


Figura 25: Posición de la carga

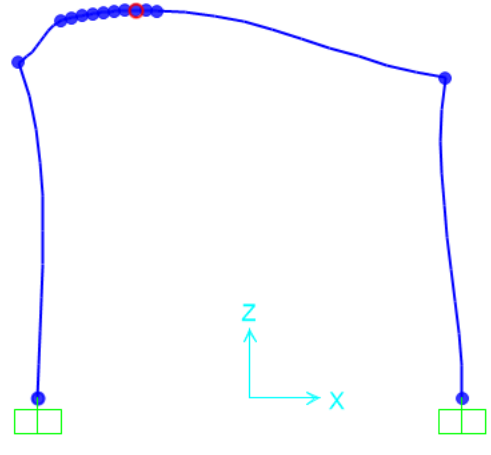


Figura 26: Deformación máxima del portico

Joint Displacements			
Joint Object	2	Joint Element	2
	1	2	3
Trans	-0.44449	0.	0.41351
Rotn	0.	-9.545E-04	0.

Figura 27: Deformación máxima en la columna cercana a la carga 0.41mm.

Joint Displacements			
Joint Object	29	Joint Element	29
	1	2	3
Trans	-0.43212	0.	1.63707
Rotn	0.	-1.825E-04	0.

Figura 28: Deformación máxima en el portico 1.64mm.

## 2.3 Diseño de conexión viga - columna

### 2.3.1 Consideraciones de diseño

Para realizar el diseño de la conexión se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Para la realización de los diferentes tipos de ensayos en el laboratorio, se requerirá que la viga se pueda desplazar verticalmente por lo cual se usará una conexión atornillada B3.4b a del AISC 360.
- Se hará uso de una conexión totalmente restringida (FR) debido a que éstas se utilizan para lograr rigidez y continuidad.
- Al tener una conexión atornillada, se utilizará para la unión una placa de extremo resistente a momento, que es un método de conexión aceptado por la norma AISC.
- Para el diseño de la conexión se hace uso de la norma AISC 358, de la guía de diseño 04 del AISC y también de la guía 13 del AISC.

### 2.3.2 Cargas de diseño

El momento máximo de diseño que se soportará la conexión, se produce con el actuador hidráulico actuando en el centro del claro y a la mínima altura a la que descenderá la viga y el cortante máximo se produce cuando el cilindro hidráulico ejerce la carga última en el extremo de la viga. Se debe mencionar que estos esfuerzos máximos no se producen al mismo tiempo.

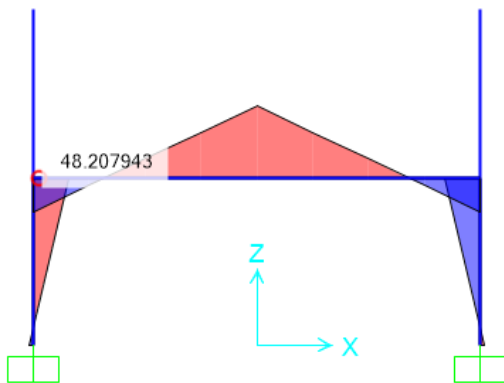


Figura 29: Diagrama de momento flector.

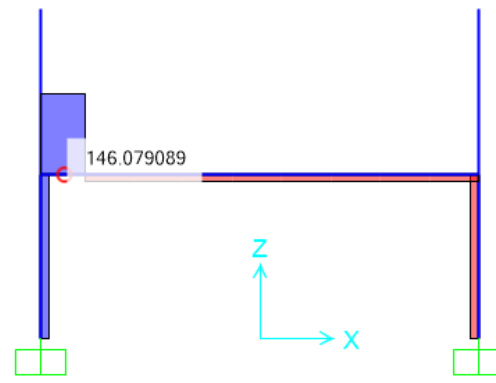


Figura 30: Diagrama de fuerza cortante.

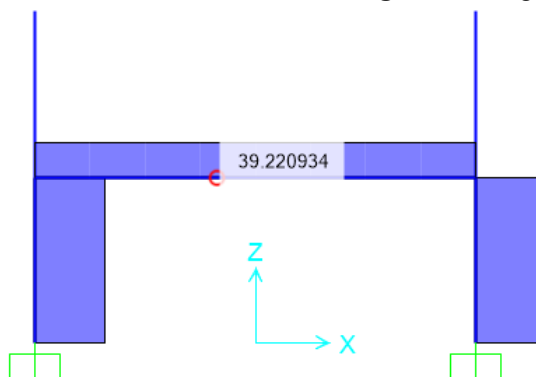


Figura 31: Diagrama fuerza axial.

Para el diseño por el método LRFD

Momento último de diseño

$$M_u := 50 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cortante último de diseño

$$V_u = 146 \text{ tonnef}$$

Fuerza axial en la viga

$$P_{ub} := 39.5 \text{ tonnef}$$

### 2.3.3 Diseño de placa de extremo

Las conexiones de placa de extremo se realizan soldando una placa al extremo de una viga y atornillando a un lado de la columna.

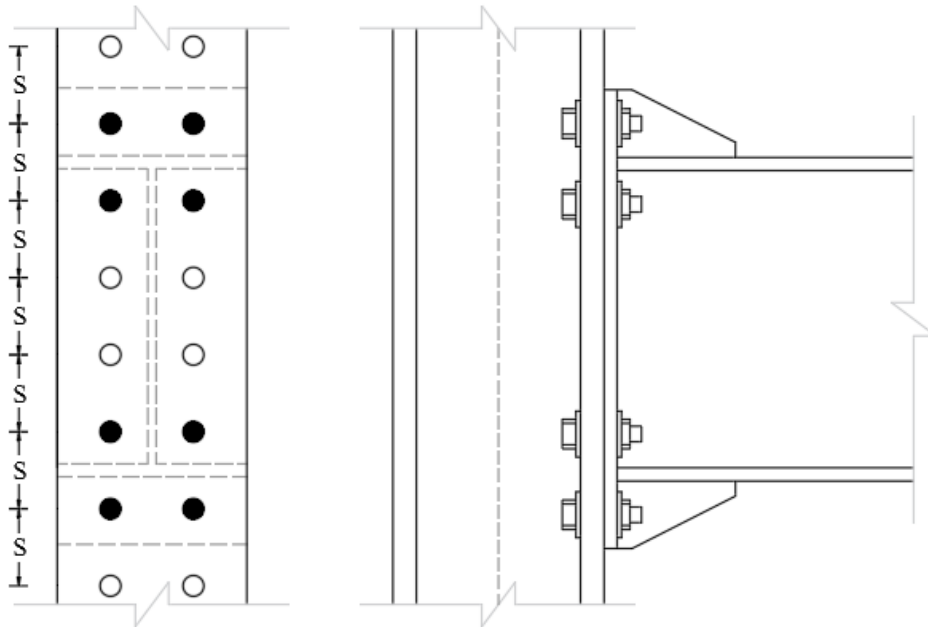


Figura 32: Conexión mediante placa de extremo 4ES

#### 2.3.3.1 Geometría de la sección transversal

##### Viga

$Perfil_{W_b} = \text{“W21X111”}$

$A_b = 210 \text{ cm}^2$

$d_b = 54.6 \text{ cm}$

$t_{wb} = 1.4 \text{ cm}$

$b_{fb} = 31.2 \text{ cm}$

$t_{fb} = 2.22 \text{ cm}$

$k_{desb} = 3.51 \text{ cm}$

$g_b = 14 \text{ cm}$

$Z_{xb} = 4570 \text{ cm}^3$

##### Columna

$Perfil_{W_c} = \text{“W12X170”}$

$A_c = 323 \text{ cm}^2$

$d_c = 35.6 \text{ cm}$

$t_{wc} = 2.44 \text{ cm}$

$b_{fc} = 32 \text{ cm}$

$t_{fc} = 3.96 \text{ cm}$

$k_{desc} = 5.49 \text{ cm}$

$g_c = 14 \text{ cm}$

$Z_{xc} = 4510 \text{ cm}^3$

$k_{1c} = 3.33 \text{ cm}$

#### 2.3.3.2 Propiedades del material

##### Viga

Acero ASTM A992

$F_{yb} = 50 \text{ ksi}$

$F_{ub} = 65 \text{ ksi}$

$E = 29000 \text{ ksi}$

##### Columna

Acero ASTM A992

$F_{yc} = 50 \text{ ksi}$

$F_{uc} = 65 \text{ ksi}$

$E = 29000 \text{ ksi}$

##### Placa

ASTM A572 Gr 50

$F_{yp} = 50 \text{ ksi}$

$F_{up} = 65 \text{ ksi}$

$E = 29000 \text{ ksi}$

##### Pernos

ASTM A490

$F_{nt} = 113 \text{ ksi}$

$F_{nv} = 68 \text{ ksi}$

Roscas no excluidas del plano de corte.

Tabla J3.2 AISC 360

### 2.3.3.3 Diseño del lado de la viga

#### 2.3.3.3.1 Momento máximo en la conexión

En la mayor parte del tiempo, la única carga presente en la estructura será por peso propio, ocurriendo las mayores solicitaciones cuando el actuador hidráulico esta en funcionamiento, por lo cual, para el momento de diseño en la cara de la columna  $M_f$  sólo se tomará en cuenta las cargas ejercidas por el actuador. El momento de diseño de la conexión, se determina a partir del diagrama de momento flector de la **Figura 29**.

Momento de diseño de conexión

$$M_f := M_u = 50 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

#### 2.3.3.3.2 Configuración de la conexión

Cuatro pernos extendidos rigidizados (4ES)

##### Datos geométricos de diseño asumidos para 4ES

El ancho de la placa de extremo  $b_p$ , en base a la guía de diseño, debe ser mayor o igual al espesor del patín de la viga conectada. Por lo cual, el ancho de la placa de extremo es seleccionada añadiendo una pulgada al espesor del patín de la viga.

$$b_p := b_{fb} + 1 \text{ in} = 33.74 \text{ cm}$$

Usar

$$b_p := b_{fc} = 32 \text{ cm}$$

El gramil  $g$ , distancia de centro a centro entre hileras de tornillos, se obtiene a partir del AISC Shape Database v15.

$$g_b = 14 \text{ cm}$$

La distancia al borde  $d_e$ , la norma AISC 360 en la sección J3.4 establece el mínimo valor en las tablas J3.4 y J3.4M, y un máximo en la sección J3.5 debe ser el mínimo de 12 veces el espesor del patín de la columna y 150 mm.

$$d_e := 6 \text{ cm}$$

La separación entre pernos  $S$ , la norma AISC 360 en la sección J3.3 del AISC sugiere un valor mínimo 3 veces el diámetro y un máximo en la sección J3.5 debe ser el mínimo de 12 veces el espesor del patín de la columna y 150 mm.

$$S = p_{fo} + t_{fb} + p_{fi}$$

$$S = 13 \text{ cm}$$

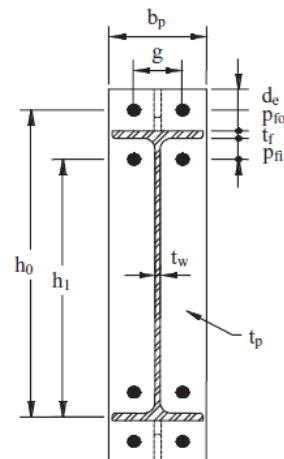
Haciendo uso de las dimensiones asumidas

$$p_{fo} := 5.40 \text{ cm}$$

$$p_{fi} := p_{fo} = 5.4 \text{ cm}$$

$$h_o := d_b - \frac{t_{fb}}{2} + p_{fo} = 58.89 \text{ cm}$$

$$h_1 := d_b - \frac{t_{fb}}{2} - t_{fb} - p_{fi} = 45.87 \text{ cm}$$



**Figura 33:** Geometría de placa de extremo 4ES.

### 2.3.3.3.3 Diámetro del perno requerido

$$\phi_n := 0.9$$

$$\delta_{p\_req} := \sqrt{\frac{2 M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_o + h_1)}} = 0.812 \text{ in}$$

Ecuación 6.8-3 del AISC 358

### 2.3.3.3.4 Diámetro del perno

Con pernos de alta resistencia ASTM A490

$$\delta_p := 1.375 \text{ in}$$

Área del perno

$$A_p := \frac{\pi \cdot \delta_p^2}{4} = 9.58 \text{ cm}^2$$

Resistencia del perno a tensión

$$P_t := F_{nt} \cdot A_p = 76.11 \text{ tonnef}$$

Ecuación 3.9 Guia 4 AISC

Resistencia a momento de los pernos sometidos a tensión

$$M_{np} := 2 P_t \cdot (h_o + h_1) = 159.465 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Ecuación 3.8 Guia 4 AISC

$$\phi_n := 0.90$$

$$\phi_n \cdot M_{np} = 143.518 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

if ( $\phi_n \cdot M_{np} > M_f$ , "Ok", "No Cumple") = "Ok"

### 2.3.3.3.5 Espesor requerido de la placa de extremo

El parámetro del mecanismo de línea de fluencia  $Y_p$  de la placa de extremo, guia 04 del AISC.

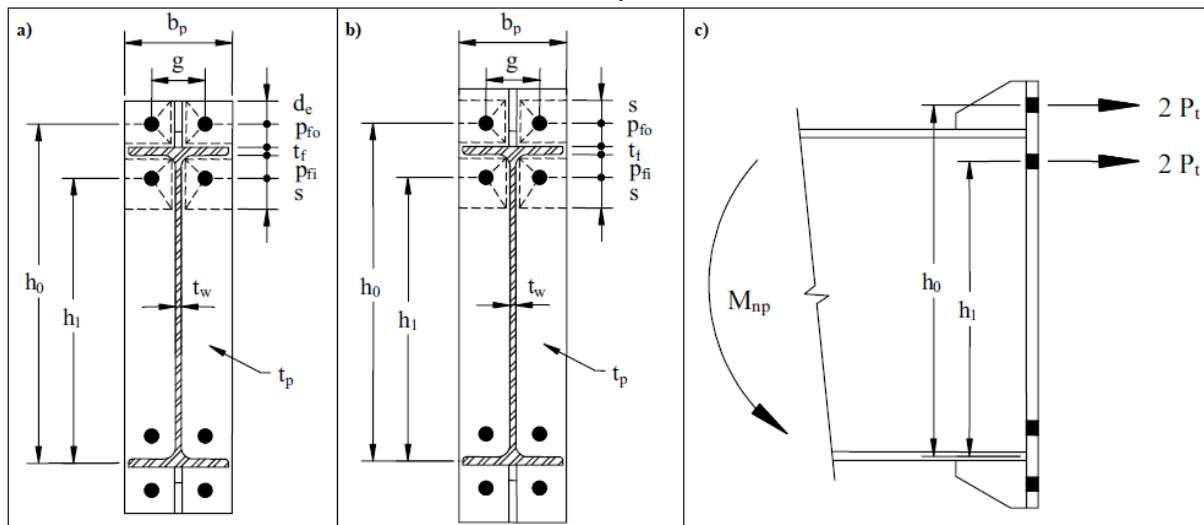


Figura 34: a) Línea de fluencia para  $d_e \leq s$ , b) Línea de fluencia para  $d_e > s$ , c) Fuerza en los pernos

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g_b} = 10.583 \text{ cm}$$

Tabla 6.3 del AISC 358

$$p_{fi} := \text{if}(p_{fi} > s, s, p_{fi}) = 5.4 \text{ cm}$$

Tabla 6.3 del AISC 358

$$Y_{p1} := \frac{b_p}{2} \cdot \left( h_1 \cdot \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left( \frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right) + \frac{2}{g_b} (h_1 \cdot (p_{fi} + s) + h_o \cdot (d_e + p_{fo}))$$

$$Y_{p1} = 624.906 \text{ cm}$$



$$Y_{p_2} := \frac{b_p}{2} \cdot \left( h_1 \cdot \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left( \frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g_b} (h_1 \cdot (p_{fi} + s) + h_o \cdot (s + p_{fo}))$$

$$Y_{p_2} = 707.979 \text{ cm}$$

$$Y_p := \text{if} (d_e \leq s, Y_{p_1}, Y_{p_2}) = 624.906 \text{ cm}$$

Tabla 6.3 del AISC 358

Espesor requerido de la placa de extremo

$$\phi_d := 1.00$$

$$t_{p\_req} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot Y_p}} = 0.626 \text{ in}$$

Ecuación 6.8-5 del AISC 358

### 2.3.3.3.6 Espesor de la placa de extremo

ASTM A572 Gr 50 Steel

$$t_p := 0.875 \text{ in}$$

### 2.3.3.3.7 Fuerza última del patin de la viga

Para combinación de momento flector y fuerza axial en la cara de la columna

$$F_{fu} := \frac{M_f}{d_b - t_{fb}} + \frac{P_{ub}}{2} = 115.206 \text{ tonnef}$$

Ecuación 2.1-1 GUIA 13 AISC

### 2.3.3.3.8 Resistencia por corte de la porción extendida de la placa de extremo

$$\phi_d := 1.00$$

$$R_n := (0.6 F_{yp}) \cdot (b_p \cdot t_p) = 150.007 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-7 del AISC 358

$$\phi_d \cdot R_n = 150.007 \text{ tonnef}$$

$$\text{if} (\phi_d \cdot R_n \geq 0.5 \cdot F_{fu}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

### 2.3.3.3.9 Resistencia de ruptura por corte de la porción extendida de la placa de extremo

$$\phi_n = 0.9$$

Área neta de la placa.

$$A_{pn} := \left( b_p - 2 \left( \delta_p + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \cdot t_p = 54.185 \text{ cm}^2$$

$$R_n := 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{pn} = 148.572 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-8 del AISC 358

$$\phi_n \cdot R_n = 133.715 \text{ tonnef}$$

$$\text{if} (\phi_d \cdot R_n \geq 0.5 \cdot F_{fu}, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$$

### 2.3.3.3.10 Cálculo del espesor, longitud y soldadura del rigidizador requerido.

Propiedad del material de rigidizador: ASTM A572 Gr 50 Steel

$$F_{ys} := 50 \text{ ksi}$$

Espesor, a partir de la ecuación 3.15 Guia 4 AISC

$$t_{st\_req} := t_{wb} \cdot \left( \frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) = 0.551 \text{ in}$$

Usar

$$t_{st} := 0.75 \text{ in}$$

Altura del rigidizador

$$h_{st} := p_{fo} + d_e = 11.4 \text{ cm}$$

Usar

$$h_{st} = 11.4 \text{ cm}$$

Longitud del rigidizador a partir de la ecuación 6.9-1 AISC 358

$$L_{st} := \frac{h_{st}}{\tan\left(\frac{\pi}{6}\right)} = 19.745 \text{ cm}$$

Usar

$$L_{st} := 20 \text{ cm}$$

Verificación de pandeo local

$$\text{if} \left( \frac{h_{st}}{t_{st}} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

Usar Rigidizador 3/4in de espesor con altura 11.4cm y con longitud 20cm ASTM A572 Gr. 50

### 2.3.3.3.11 Resistencia al corte de los pernos de compresión

Numero de pernos

$$n_p := 4$$

$$R_n := n_p \cdot F_{nv} \cdot A_p = 183.202 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-11 del AISC 358

$$\phi_n = 0.9$$

$$\phi_n \cdot R_n = 164.882 \text{ tonnef}$$

$$\text{if} (\phi_n \cdot R_n \geq V_u, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Ok”}$$

### 2.3.3.3.12 Aplastamiento, desgarre de la placa de extremo y del patin de la columna

La resistencia al aplastamiento disponible en perforaciones de pernos debe ser determinada por el apartado J3.10 mediante la ecuación J3.6a del AISC 360 y verificarse por la ecuación 6.8-12 del AISC 358.

$$V_u \leq \phi_n \cdot R_n = \phi_n \cdot (n_i) \cdot r_{ni} + \phi_n \cdot (n_o) \cdot r_{no}$$

Ecuación 6.8-12 del AISC 358

Número de pernos internos.

$$n_i := 2$$

Número de pernos externos.

$$n_o := 2$$

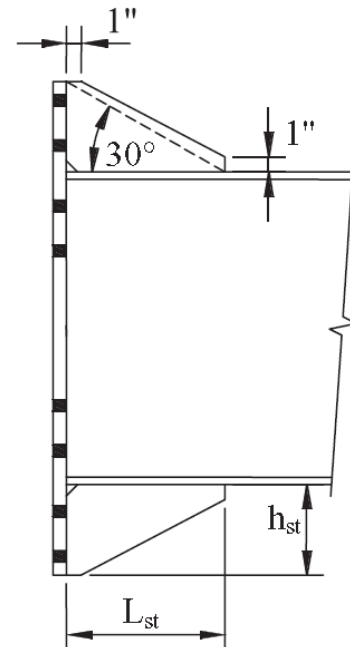


Figura 35: Geometría del refuerzo de placa de extremo [Design Guide 04 AISC].





Distancia libre entre agujeros para pernos internos.

$$Lc_i := p_{fo} + p_{fi} + t_{fb} - \left( \delta_p + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 9.21 \text{ cm}$$

Distancia libre entre agujeros para pernos externos.

$$Lc_o := d_e - 0.5 \left( \delta_p + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 4.095 \text{ cm}$$

### 2.3.3.3.12.1 Placa de extremo

Resistencia al aplastamiento

$$R_n := 2.4 \cdot \delta_p \cdot t_p \cdot F_{up} = 85.134 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-12 del AISC 358

Resistencia nominal al desgarre de un perno interno

$$R_{ni} := 1.2 \cdot Lc_i \cdot t_p \cdot F_{up} = 112.252 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-12 del AISC 358

Resistencia nominal al desgarre de un perno externo

$$R_{no} := 1.2 \cdot Lc_o \cdot t_p \cdot F_{up} = 49.91 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal de un perno interno

$$R_{ni} := \min(R_{ni}, R_n) = 85.134 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal de un perno externo

$$R_{no} := \min(R_{no}, R_n) = 49.91 \text{ tonnef}$$

Resistencia de la placa de extremo

$$\phi_n = 0.9$$

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot n_i \cdot R_{ni} + \phi_n \cdot n_o \cdot R_{no} = 243.079 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-12 del AISC 358

if  $(\phi_n R_n > V_u$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"

### 2.3.3.3.12.2 Patin de la columna

Resistencia nominal de un perno interno

$$R_{ni} := R_{ni} \cdot \left( \frac{t_{fc}}{t_p} \right) \cdot \left( \frac{F_{yp}}{F_{yc}} \right) = 151.689 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal de un perno externo

$$R_{no} := R_{no} \cdot \left( \frac{t_{fc}}{t_p} \right) \cdot \left( \frac{F_{yp}}{F_{yc}} \right) = 88.929 \text{ tonnef}$$

Resistencia de la placa de extremo

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot n_i \cdot R_{ni} + \phi_n \cdot n_o \cdot R_{no} = 433.112 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-12 del AISC 358

if  $(\phi_n R_n > V_u$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"

### 2.3.3.3.13 Diseño de soldaduras

#### 2.3.3.3.13.1 Patín de la viga soldada a la placa de extremo

La norma AISC 358 recomienda usar soldadura de penetración completa (CJP), para la unión del patín de la viga a la placa de extremo. Se sugiere seguir el procedimiento propuesto de la guía 04 de AISC.

- Preparar los patines de la viga con un biselado de profundidad total a 45 grados.
- Colocar la placa de extremo y viga con una abertura de raíz mínima.
- Precalentar las muestras como indica los requerimientos de las especificaciones AWS.
- Preparar las superficies como indica las especificaciones AWS.
- Colocar la soldadura del alma. (1)
- Coloque las soldaduras de filete de respaldo de 5/16 pulg. En los patines del lado del alma de la viga (2).
- Colocar la raíz del bisel, para eliminar cualquier contaminante de las soldaduras de filete de respaldo de 5/16 pulg. (3).
- Colocar las soldaduras de ranura del patín. (AWS TC-U4b-GF).

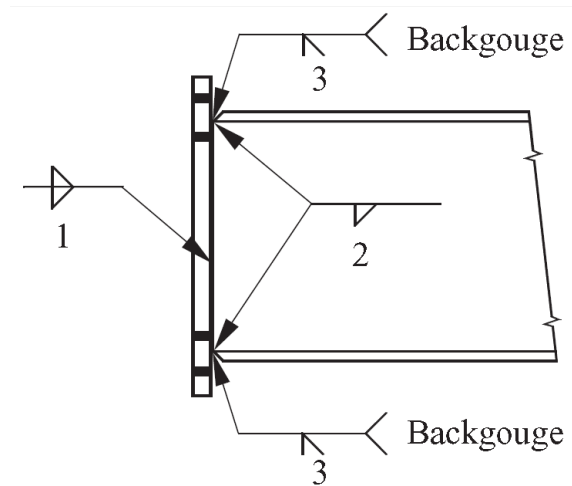


Figura 36: Recomendación de la guía 04 AISC, Figura 2.10

#### 2.3.3.3.13.2 Alma de la viga soldada a la placa de extremo

La guía de diseño 04 del AISC, recomienda que la fuerza de diseño de la soldadura se tome igual a la fuerza del patín calculada, pero no inferior a  $0.6 \cdot F_{yb} \cdot (t_{wb} \cdot L_w)$ .

Fuerza actuante en el alma de la viga a flexión

$$F_w = 0.6 F_{yb} \cdot (t_{wb} \cdot L_w)$$

La soldadura requerida para desarrollar la flexión en el alma de la viga cerca de los pernos de tensión usando electrodos E70 es.

$$\phi := 0.75$$

$$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$$

$$\phi R_n = \phi \cdot (0.6 F_{EXX}) \cdot (0.707 w) \cdot 2 L_w$$

El ancho de la soldadura requerida a flexión

$$w := \frac{0.6 F_{yb} \cdot (t_{wb})}{\phi \cdot (0.6 F_{EXX}) \cdot (0.707) \cdot 2} = 9.43 \text{ mm}$$



Usar

Soldadura filete de 10 mm

Longitud efectiva de soldadura

$$L_w := \frac{d_b}{2} - t_{fb} = 25.08 \text{ cm}$$

El ancho de la soldadura requerida a cortante

$$w := \frac{V_u}{\phi \cdot (0.6 \cdot F_{EXX}) \cdot 0.707 \cdot 2 L_w} = 18.589 \text{ mm}$$

Usar

Soldadura filete de 19 mm

### 2.3.3.3.13.3 Rigidizador soldada a la placa de extremo

La sección 6.7.6 (5) del AISC 358 recomienda usar soldadura de penetración completa (CJP).

### 2.3.3.4 Diseño del lado de la columna

#### 2.3.3.4.1 Fluencia por flexión del patin de la columna

El parámetro del mecanismo de la línea de fluencia del patín de la columna

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{fc} \cdot g_c} = 10.583 \text{ cm}$$

Tabla 6.5 del AISC 358

$$c := p_{fo} + p_{fi} + t_{fb} = 13.02 \text{ cm}$$

$$Y_c := \frac{b_{fc}}{2} \cdot \left( h_1 \cdot \left( \frac{1}{s} \right) + h_o \cdot \left( \frac{1}{s} \right) \right) + \frac{2}{g_c} \left( h_1 \cdot \left( s + \frac{3c}{4} \right) + h_o \cdot \left( s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right) + \frac{g_c}{2}$$

$$Y_c = 427.246 \text{ cm}$$

Espesor requerido del patin de la columna no rigidizada

$$t_{fc\_req} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yc} \cdot Y_c}} = 1.922 \text{ cm}$$

Ecuación 6.8-13 del AISC 358

Espesor de la columna

$$t_{fc} = 3.96 \text{ cm}$$

if ( $t_{fc} > t_{fc\_req}$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"

#### 2.3.3.4.2 Resistencia del patin de la columna (sin rigidizar)

$$M_{fc} := F_{yc} \cdot Y_c \cdot t_{fc}^2 = 235.525 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Ecuación 6.8-14 del AISC 358

$$\phi_d \cdot M_{fc} = 235.525 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi R_{n_1} := \frac{\phi_d \cdot M_{fc}}{d_b - t_{fb}} = 449.646 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-15 del AISC 358

if ( $\phi R_{n_1} > F_{fu}$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"



### 2.3.3.4.3 Flexión local del patín

Para la flexión local del patín, la ecuación 2.2-9 de la Guía 13 AISC para una conexión con placa de extremo.

$$\phi R_n = 0.9 \cdot \left( \frac{b_s}{\alpha_m \cdot p_e} \right) \cdot t_f^2 \cdot F_y \cdot C_t \quad \text{Ecuación 2.2-9 Guia 13 AISC}$$

Donde

$$b_s := 2.5 (2 p_{fo} + t_{fb}) = 32.55 \text{ cm}$$

$$p_e := \frac{g_c}{2} - \frac{\delta_p}{4} - k_{1c} = 2.797 \text{ cm}$$

$$\alpha_m := 1.36 \left( \frac{p_e}{\delta_p} \right)^{0.25} = 1.287$$

Recomendación de la guía 13 AISC

$$F_y := 36 \text{ ksi}$$

Para una distancia del extremo de la columna a la cara más cercana del patín de tensión de la viga menor que  $10 t_{fb} = 22.2 \text{ cm}$

$$C_t := 0.5$$

$$\phi R_{n_2} := 0.9 \cdot \left( \frac{b_s}{\alpha_m \cdot p_e} \right) \cdot t_{fc}^2 \cdot F_y \cdot C_t = 161.569 \text{ tonnef}$$

$$\text{if} \left( \phi R_{n_2} > F_{fu}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

### 2.3.3.4.4 Resistencia por fluencia local del alma

Asumiendo que la conexión está en la parte superior de la columna.

$$C_t := 0.5$$

$$\phi R_{n_3} := \phi_d \cdot C_t \cdot (6 k_{desc} + t_{fb} + 2 t_p) F_{yc} \cdot t_{wc} = 169.855 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-17 AISC 358

$$\text{if} \left( \phi R_{n_3} > F_{fu}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

### 2.3.3.4.5 Resistencia al pandeo del alma

$$h := (d_c - 2 \cdot k_{desc}) = 24.62 \text{ cm}$$

$$\phi := 0.75$$

Asumiendo que la conexión de la parte superior es menor que  $d/2$

$$\phi R_{n_4} := \phi \cdot 12 t_{wc}^3 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc}}{t_{wc}}} = 449.579 \text{ tonnef}$$

Ecuación 6.8-19 AISC 358

$$\text{if} \left( \phi R_{n_4} > F_{fu}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

### 2.3.3.4.6 Resistencia por aplastamiento del alma

$$N := t_{fb} = 2.22 \text{ cm}$$

$$\phi := 0.75$$

Asumiendo que la conexión de la parte superior es menor que  $d/2$

$$\phi R_{n_5} := \phi \cdot 0.4 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left( 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} = 210.065 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación 6.8-22 AISC 358}$$

$$\text{if} \left( \phi R_{n_5} > F_{fu}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

### 2.3.3.4.7 Determinar la fuerza de diseño del rigidizador

$$\phi R_n = \begin{bmatrix} 449.646 \\ 161.569 \\ 169.855 \\ 449.579 \\ 210.065 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$F_{cu} := F_{fu} - \min(\phi R_n) = -46.363 \text{ tonnef}$$

if ( $F_{cu} > 0$ , "Diseñar el rigidizador", "No es necesario") = "No es necesario"

### 2.3.3.5 Diseño de rigidizadores y control de la zona de panel

Una vez realizada el diseño de la conexión por placa de extremo, se verificó que el alma y el patín de la columna, sean capaces de resistir las fuerzas transmitidas por la viga a fin de no rigidizar la columna. Una columna sin reforzar debe tener suficiente resistencia local en los patines y alma para resistir los pares de fuerza resultante del patín de la viga, para el control de la zona panel se hizo uso de la Guía 13 AISC.

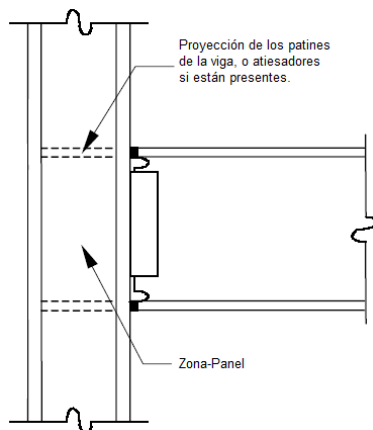


Figura 37a: Zona panel

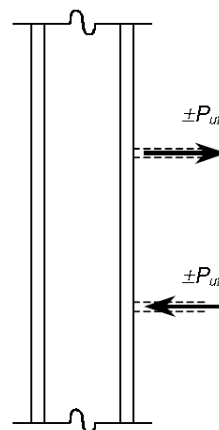


Figura 37b: Zona panel

#### 2.3.3.5.1 Fuerza de corte de la zona panel

A partir de la ecuación 2.1-1 y 2.1-5 de la Guía 13 AISC, la resistencia de diseño al corte del patín de la zona del panel.

$$V_u := F_{fu} = 115.206 \text{ tonnef}$$

#### 2.3.3.5.2 Resistencia al corte de la zona del panel

Resistencia axial de fluencia de la columna.

$$P_y := F_{yc} \cdot A_c = 1135.457 \text{ tonnef}$$

Resistencia axial requerida de la columna

$$P_r := T_u = 146 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal

Para un comportamiento elástico de la zona panel, Sección J10.6a AISC 360

LRFD

$$\alpha := 1.0$$

$$R_n := \begin{cases} \text{if } \alpha \cdot P_r \leq 0.4 \cdot P_y \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.6 \cdot F_{yc} \cdot (d_c \cdot t_{wc}) \\ \text{else} \\ 0.6 \cdot F_{yc} \cdot (d_c \cdot t_{wc}) \cdot \left(1.4 - \frac{\alpha \cdot P_r}{P_y}\right) \end{array} \right\| \end{cases}$$

Ecuación J10-9 del AISC 360

Ecuación J10-10 del AISC 360

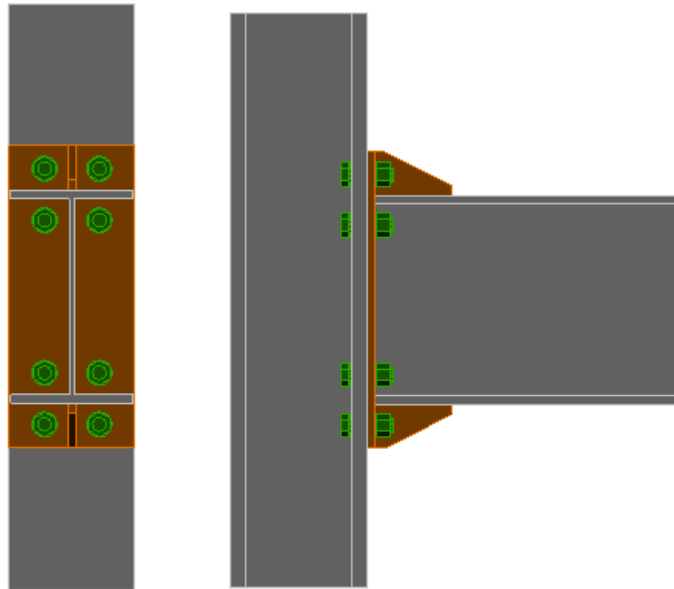
$$R_n = 183.214 \text{ tonnef}$$

$$\phi := 0.9$$

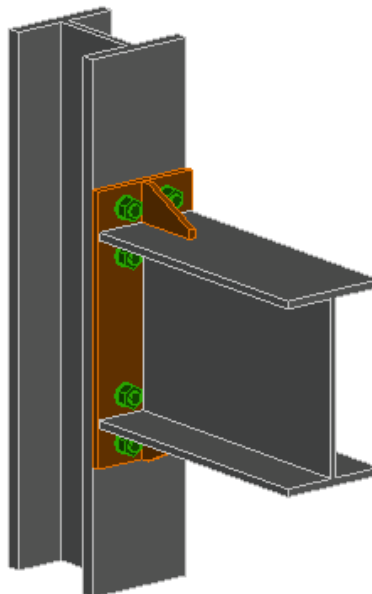
$$\phi \cdot R_n = 164.893 \text{ tonnef}$$

$$\text{if } (\phi \cdot R_n > V_u, \text{ "Ok" }, \text{ "No cumple" }) = \text{ "Ok" }$$

Por lo tanto, el alma del  $Perfil_{W_c} = \text{ "W12X170" }$  es adecuada para resistir la fuerza del patin de compresión sin refuerzo.



**Figura 38a:** Placa de extremo, conexión 4ES



**Figura 38b:** Placa de extremo, conexión 4ES

## Diseño de conexión columna - losa

### 2.4.1 Consideraciones de diseño:

- La conexión se realizó mediante una conexión de placa base, haciendo uso de la Guía 01 del AISC y también del código de diseño para hormigón armado ACI 318-14, para el diseño de los anclajes y los distintos tipos de estados de falla en el hormigón, PCA Notes On ACI 318-11, ACI 355 y ACI 349.2R-07.
- Dependiendo a la altura que se coloque la viga y la posición de la carga sobre la viga, las reacciones en la placa base cambiarán, debido a ello se debe determinar las posiciones más críticas para el diseño.
- Cabe recalcar que existen más casos de carga en la placa base que las presentadas más adelante, pero debido a que no son tan críticos, se los descartó para el análisis.
- También se optó por rigidizar la placa base, a fin de reducir el espesor de la placa y evitar deformaciones excesivas.

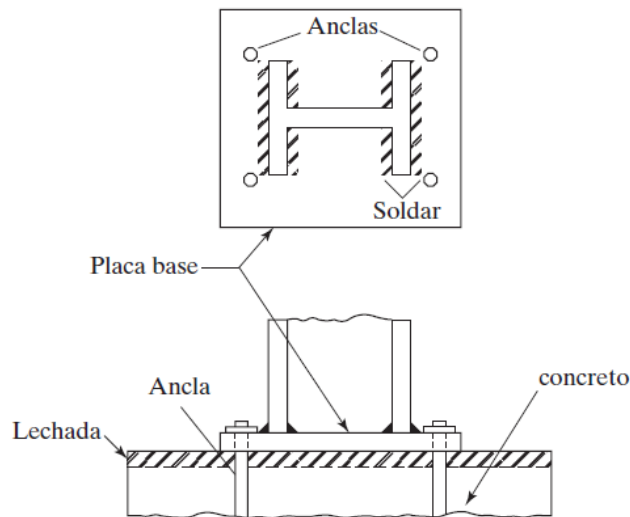


Figura 39: Conexión típica de placa base (McCormac, 2013)

### 2.4.2 Geometría y materiales

#### Columna

$Perfil_{W_c} = \text{"W12X170"}$

$d_c = 35.6 \text{ cm}$

$t_{wc} = 2.44 \text{ cm}$

$b_{fc} = 32 \text{ cm}$

$t_{fc} = 3.96 \text{ cm}$

#### Placa base

Propiedades del material

Acero ASTM A572

$F_{yp} := 50 \cdot \text{ksi}$

$F_{up} := 65 \text{ ksi}$

#### Varillas de anclaje.

ASTM F1554 Gr55

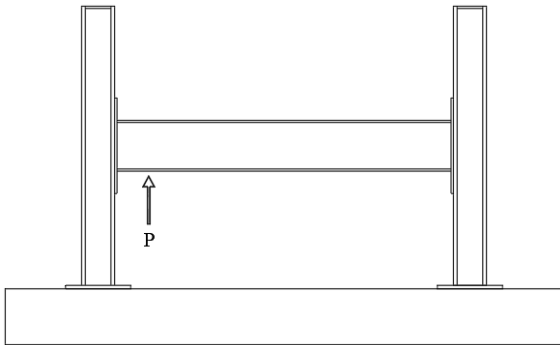
$F_{yr} := 55 \cdot \text{ksi}$

$F_{ur} := 75 \cdot \text{ksi}$

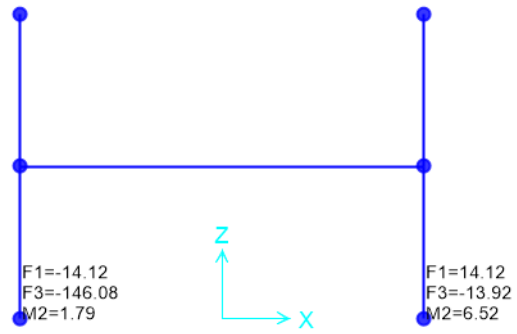
Table 2.2, Guide 1 AISC.

### 2.4.3 Cargas

**Caso 1:** Axial 146 ton, cortante de 14.5ton y momento flector de 1.8 ton\*m.

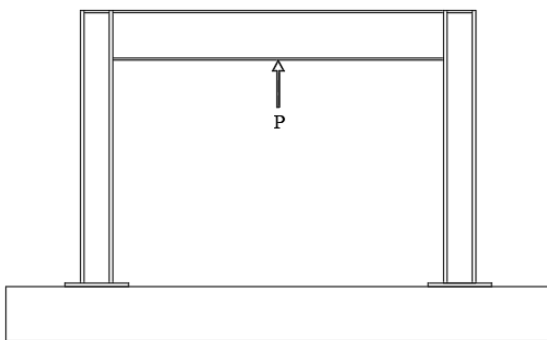


**Figura 40a:** Carga cerca de un extremo

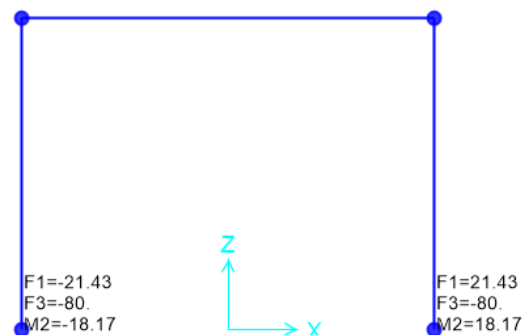


**Figura 40b:** Reacciones del portico

**Caso 2:** Axial 80 ton, cortante de 21.5ton y momento flector de 18.5 ton\*m.

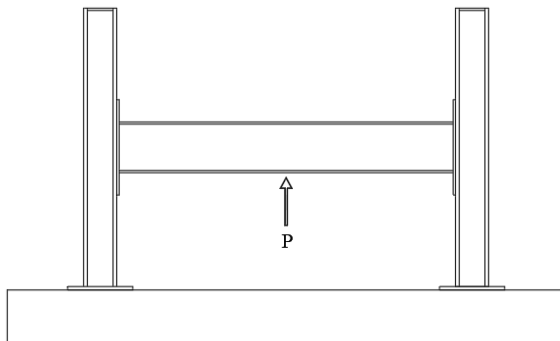


**Figura 41a:** Carga en el centro del claro

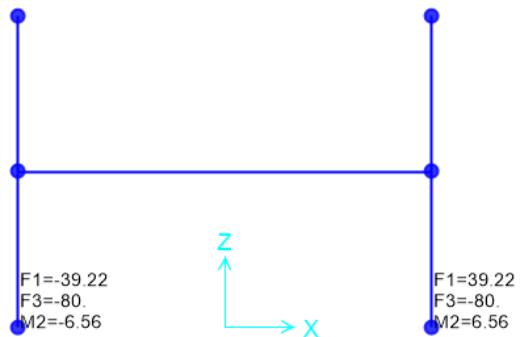


**Figura 41b:** Reacciones del portico

**Caso 3:** Axial 80 ton, cortante de 39.5ton y momento flector de 6.5 ton\*m



**Figura 42a:** Carga en el centro del claro



**Figura 42b:** Reacciones del portico

Debido a que las máximas solicitaciones a axial, cortante y momento se generan en diferentes configuraciones del portico, por lo tanto la placa base debe cumplir con cada uno de los casos de carga.



### 2.4.4 Configuración de placa base y del rigidizador

Inicialmente se definió la geometría de la placa base, seguidamente se evaluó la conexión ante las cargas críticas. Para la cual se tomó como base a la Guía 01 de diseño AISC.

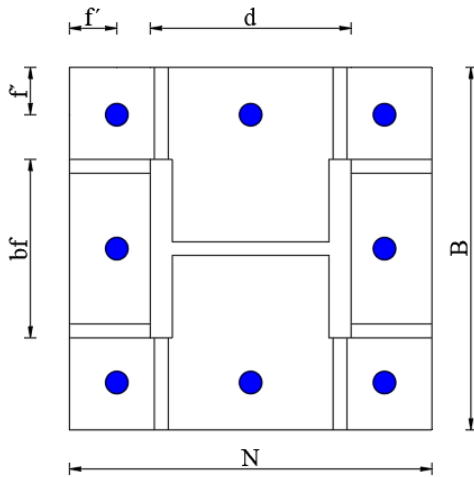


Figura 43a: Geometría de la placa base

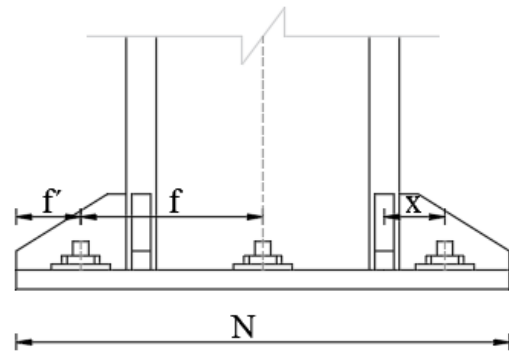


Figura 43b: Geometría de la placa base

Dimensiones de la placa base

$$N_{min} := d_c + 2 \cdot 3 \cdot in = 50.84 \text{ cm}$$

Usar

$$N := 65 \text{ cm}$$

$$B_{min} := b_{fc} + 2 \cdot 3 \cdot in = 47.24 \text{ cm}$$

Usar

$$B := 65 \text{ cm}$$

Distancia entre varilla de anclaje y el borde de la placa base

$$f' := \frac{1}{4} \cdot (N - d_c) = 7.35 \text{ cm}$$

Usar

$$f' := 8.5 \text{ cm}$$

Distancia entre la varilla de anclaje y el eje de columna

$$f := \frac{N}{2} - f' = 24 \text{ cm}$$

Longitud del voladizo entre el patin y el anclaje

$$x := f - \frac{d_c}{2} + \frac{t_{fc}}{2} = 8.18 \text{ cm}$$

Geometría del rigidizador

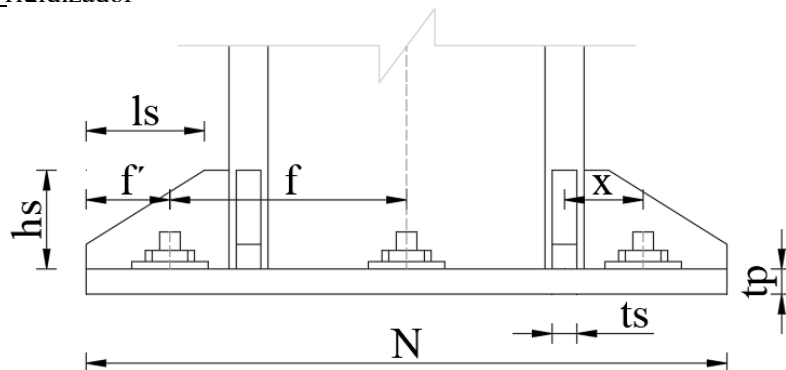


Figura 44: Geometría de la placa base y del rigidizador

Altura del rigidizador

$$h_s := 10 \text{ cm}$$

Longitud para el chaflan

$$l_s := 13 \text{ cm}$$

Espesor del rigidizador

$$t_s := 1 \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

Espesor de la placa base

$$t_p := 1.25 \text{ in}$$

### 2.4.5 Diseño a flexión de la placa base

En base a la guía 01 del AISC, la fuerza de tensión en los anclajes causará que la placa base se flexione, por lo cual se toma la acción del voladizo para un prediseño.

Longitud del voladizo

$$x = 8.18 \text{ cm}$$

Tensión máxima sobre la placa base

$$T_u = 146 \text{ tonnef}$$

Momento máximo en el volado

$$M_{pu} := \frac{T_u \cdot x}{2} = 5.971 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Ecuación 3.4.5a Guía 01 AISC}$$

Espesor requerido, asumiendo un comportamiento plástico de la sección, sin rigidizadores

$$t_{p\_req} := \sqrt{\frac{4 \cdot M_{pu}}{0.9 \cdot F_{yp} \cdot B}} = 3.408 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 3.4.7a Guía 01 AISC}$$

Espesor requerido, asumiendo un comportamiento elástico de la sección, sin rigidizadores

$$t_{p\_req} := \sqrt{\frac{6 \cdot M_{pu}}{0.9 \cdot F_{yp} \cdot B}} = 4.174 \text{ cm}$$

A continuación se determina la capacidad a flexión de la placa base rigidizada en el rango elástico.

### 2.4.6 Capacidad a flexión

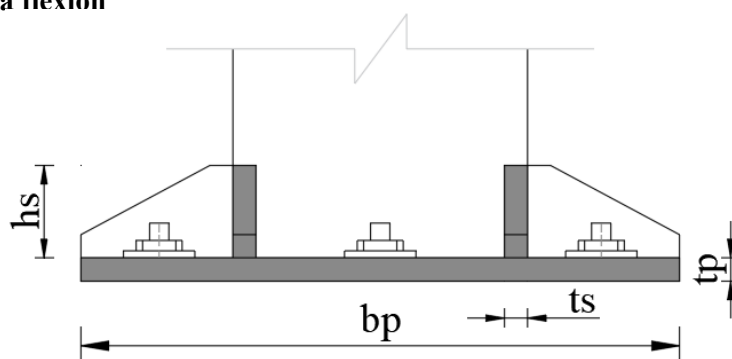


Figura 45: Geometría de la sección transversal



Espesor de la placa base

$$t_p = 1.25 \text{ in}$$

Espesor del rigidizador

$$t_s = 1 \text{ in}$$

Altura del rigidizador

$$h_s = 10 \text{ cm}$$

Longitud de sección de la placa

$$b_s := B = 65 \text{ cm}$$

Área de la sección

$$A_s := b_s \cdot t_p + 2 h_s \cdot t_s = 257.175 \text{ cm}^2$$

Localización del centroide

$$y_m := \frac{(b_s \cdot t_p) \cdot 0.5 t_p + 2 (h_s \cdot t_s) \cdot (t_p + 0.5 \cdot h_s)}{A_s} = 2.889 \text{ cm}$$

Inercia de la sección

$$I_{xs} := \frac{1}{12} b_s \cdot t_p^3 + (b_s \cdot t_p) \cdot (y_m - 0.5 \cdot t_p)^2 + 2 \left( \frac{1}{12} t_s \cdot h_s^3 + (t_s \cdot h_s) \cdot (t_p + 0.5 h_s - y_m)^2 \right)$$

$$I_{xs} = 2365.721 \text{ cm}^4$$

Localización de las fibras superiores mas alejadas del centroide

$$c_{sup} := (h_s + t_p) - y_m = 10.286 \text{ cm}$$

Localización de las fibras inferiores mas alejadas del centroide

$$c_{inf} := y_m = 2.889 \text{ cm}$$

Modulo de sección elástico

$$S_{xs} := \min \left( \frac{I_{xs}}{c_{sup}}, \frac{I_{xs}}{c_{inf}} \right) = 229.988 \text{ cm}^3$$

Momento nominal a flexión

$$M_n := F_{yp} \cdot S_{xs} = 8.085 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia a la flexión

LRFD

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 7.276 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

if  $(\phi_b \cdot M_n \geq M_{pu}, \text{ "Ok" }, \text{ "No cumple" }) = \text{ "Ok" }$

Una vez dimensionada la placa base con los rigidizadores, se modela y se analiza para los diferentes casos de carga por medio de elementos finitos que se presenta a continuación.



#### 2.4.7 Modelado de la placa base y rigidizadores por elementos finitos

Para poder analizar de mejor manera cada caso, se optó por modelar la placa base por medio de elementos finitos, en un programa de analisis y diseño SAP2000 y como guia Analytical Approach of Anchor Rod Stiffness and Steel Base-Plate Calculation under Tension.

Para el cual se tuvo las siguientes consideraciones:

- Los anclajes solo actuan bajo cargas axiales de tensión, ya que a compresión la placa base se encargará de distribuir la carga al hormigón.
- Las cargas que se tiene en cuenta para el diseño de la placa base es de carga axial y momento.
- Se asume que el cortante en la placa base será resistida por los anclajes.

#### Pasos

Se define el material:

- Columna: ASTM A992 con  $F_y = 50 \text{ ksi}$
- Placa base: ASTM A572 Gr 50
- Rigidizadores: ASTM A572 Gr 50

Se define la sección:

- Columna como elemento frame: W12x170
- Placa base como elemento area tipo shell, con espesor de  $t_p = 1.25 \text{ in}$
- El rigidizador como elemento area tipo shell, con espesor de  $t_s = 1 \text{ in}$

A continuación

- El elemento frame de la columna se transforma a elemento area.
- Se dibuja la placa base y los rigidizadores como elemento area.
- Se subdivide las areas, teniendo en cuenta la compatibilidad entre nodos ya que de ello depende la convergencia de los resultados.
- Para la asignación de la carga axial, se divide la carga total para el número de nodos de la parte superior de la columna.
- Para el momento flector, se obtiene un par equilavelente de fuerzas (del cociente del momento para la distancia que separa cada patín de la columna) y estas asignandolas a los nodos del patin.
- La rigidez del hormigón se modeló como resortes que funcionan solo a compresión (para el contacto entre la placa de acero y el hormigón) ya que en tracción se pierde el contacto entre los dos.
- En un análisis lineal, la rigidez del hormigón modelada como resorte actua como un resorte normal (a tracción y a compresión), para solucionar ello se realizó un análisis no lineal.
- Para la determinación de la rigidez del hormigón se realizó el cociente del módulo de elasticidad para el espesor del hormigón.

#### Determinación de la rigidez del hormigón

Resistencia del hormigón a compresión

$$f'_c := 5 \text{ ksi} = 351.535 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del hormigón de peso normal

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left( \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)^{0.5} = 283113.842 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Profundidad del pedestal

Aproximadamente

$$h_a := 100 \text{ cm}$$

Rigidez del hormigón

La rigidez es la relación entre el esfuerzo y la deformación o asentamiento (basandose en el módulo de balasto).

$$K_c = \frac{\sigma_c}{\Delta} \quad \text{haciendo} \quad K_c = \frac{\sigma_c}{\frac{L \cdot \Delta}{L}} \quad , \text{ ya que } \varepsilon_c = \frac{\Delta}{L} \quad \text{y} \quad \frac{\sigma_c}{\varepsilon_c} = E_c$$

$$K_c := \frac{E_c}{h_a} = 2831.138 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{1}{\text{cm}}$$

Diametro de los anclajes

$$\delta_r := 1.5 \text{ in}$$

Area del anclaje

$$A_r := \frac{\pi}{4} \cdot \delta_r^2 = 11.401 \text{ cm}^2$$

Profundidad de los anclajes

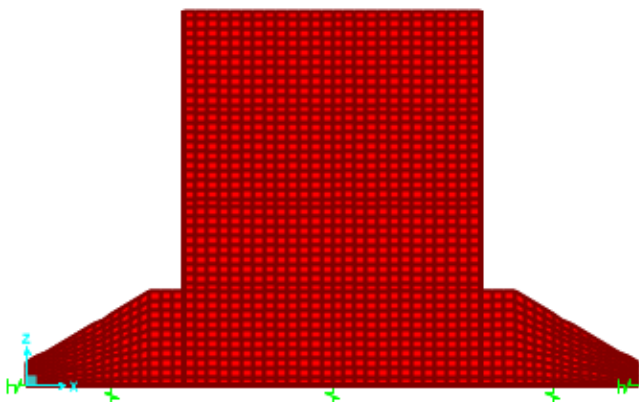
$$L_r := 50 \text{ cm}$$

Rigidez de los anclajes

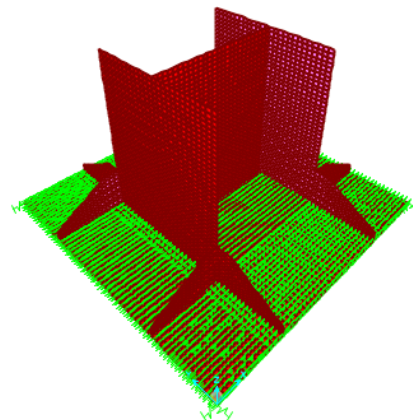
Se consideró solo la deformación de los anclajes sin incluir la deformación del hormigón.

$$K_r := \frac{A_r \cdot E}{L_r} = 464907.052 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

Para la incorporación de los anclajes, estos fueron modelados como resortes que trabajan solo a tracción. Dependiendo de la localización y del caso de análisis, los resortes de los anclajes trabajarán bien a tracción o a compresión. Cuando un resultado indica que el anclaje trabaja a compresión, se anula ese anclaje para el análisis, ya que a compresión actúa el hormigón. También se incorporó resortes laterales con magnitud despreciable para la convergencia de resultados.



**Figura 46:** Placa base, elementos finitos  
SAP2000



**Figura 47 :** Resortes a compresión  
que simulan el hormigón.

2.4.7.1 Caso 1:

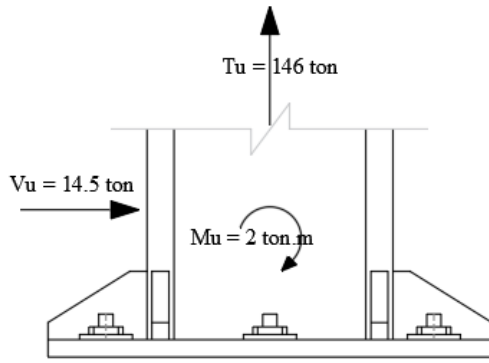


Figura 48: Cargas del caso 1

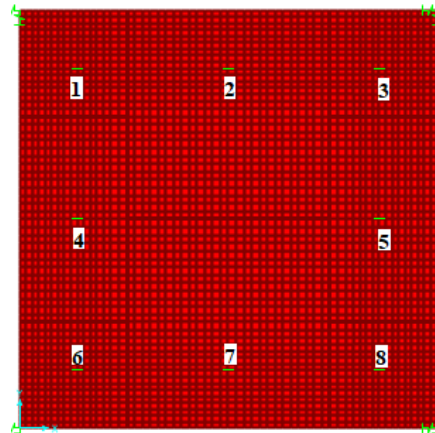


Figura 49: Localización de los anclajes

Reacciones

Joint Reactions in Joint Local CoordSys				
Joint Object	4082	Joint Element	4082	
	1	2	3	
Force	0.	0.	-17.337	
Moment	0.	0.	0.	

Figura 50: Anclaje 1 y 6

Joint Reactions in Joint Local CoordSys				
Joint Object	3267	Joint Element	3267	
	1	2	3	
Force	0.	0.	-19.246	
Moment	0.	0.	0.	

Figura 51: Anclaje 2 y 7

Joint Reactions in Joint Local CoordSys				
Joint Object	3837	Joint Element	3837	
	1	2	3	
Force	0.	0.	-14.813	
Moment	0.	0.	0.	

Figura 52: Anclaje 3 y 8

Joint Reactions in Joint Local CoordSys				
Joint Object	3007	Joint Element	3007	
	1	2	3	
Force	0.	0.	-23.236	
Moment	0.	0.	0.	

Figura 53: Anclaje 4

Joint Reactions in Joint Local CoordSys				
Joint Object	2532	Joint Element	2532	
	1	2	3	
Force	0.	0.	-19.908	
Moment	0.	0.	0.	

Figura 54: Anclaje 5

Deformación

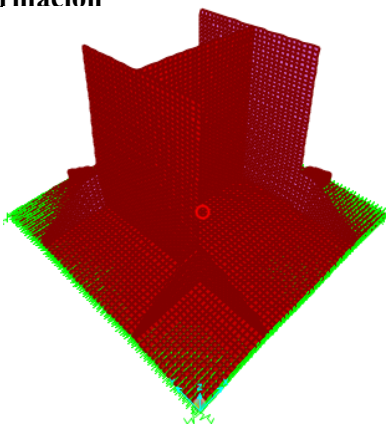


Figura 56: Deformación

Joint Displacements				
Joint Object	1906	Joint Element	1906	
	1	2	3	
Trans	-3.423E-04	7.049E-04	0.89678	
Rotn	1.228E-04	3.201E-04	1.066E-05	

Figura 55: Deformación máxima en la zona del patin.

Para configuración dada de la placa base con rigidizadores, la deformación máxima se encuentra localizada en la zona del alma con aproximadamente de 0.90mm de deformación.

### Momento máximo y mínimo

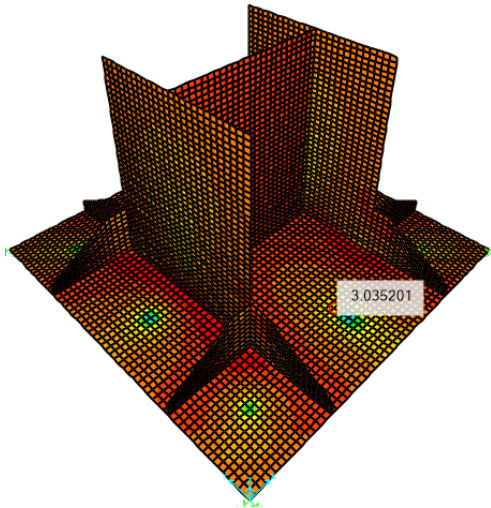


Figura 57: Momento máximo 3.04ton\*m/m

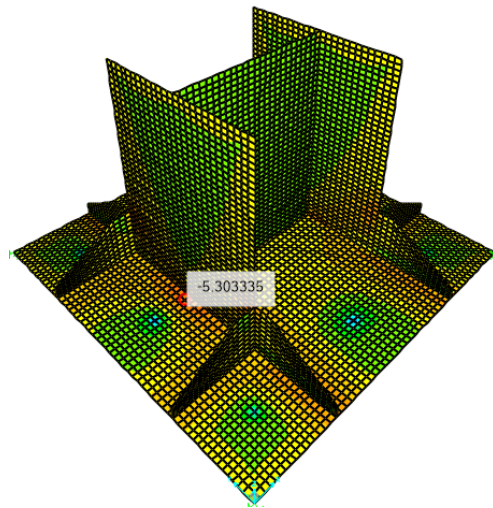


Figura 58: Momento mínimo -5.30ton\*m/m

Los momentos máximos determinados por el programa son por ancho unitario, los cuales indican la variabilidad de los momentos en toda la conexión. Para localizar la concentración de esfuerzos máximos, se realizó a partir de esfuerzo máximo probable, conocido como esfuerzo de Von mises.

### Esfuerzo de Von mises

Para un estado tensional plano, la máxima energía deformación o el máximo esfuerzo probable, debe ser menor que el esfuerzo de fluencia.

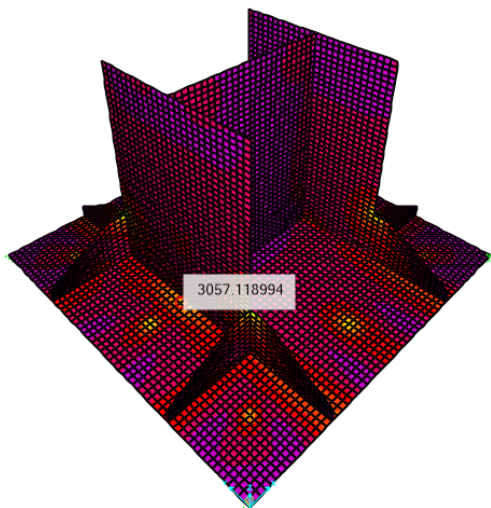


Figura 59a: Esfuerzo de von mises

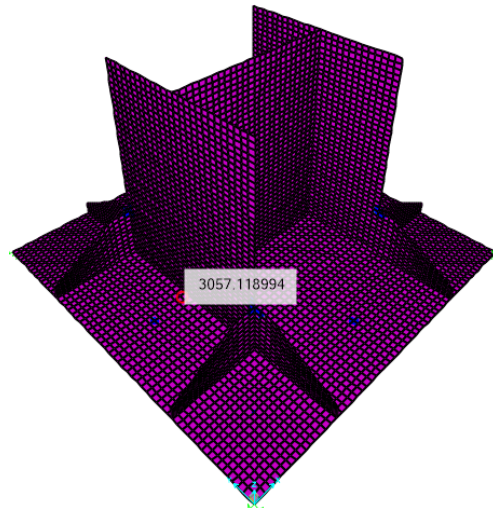


Figura 59b: Esfuerzo de von mises

Con el esfuerzo de Von mises, se puede localizar zonas donde se puede generar los esfuerzos máximos probables en todos los elementos de la conexión (**ver Figura a y b**) y con ello poder comparar con el limite de esfuerzo de fluencia en cada elemento.

En la **Figura b**, se puede apreciar zonas donde la placa base, rigidizadores o la columna supera el limite de fluencia.

2.4.7.2 Caso 2:

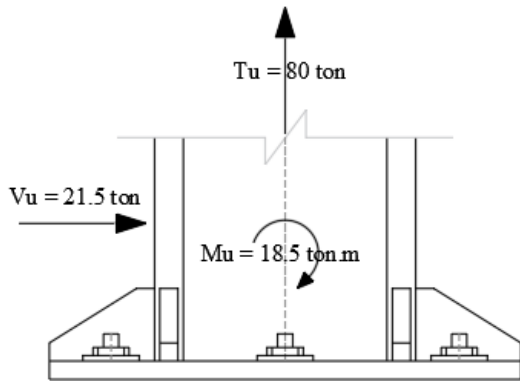


Figura 60 : Cargas del caso 2

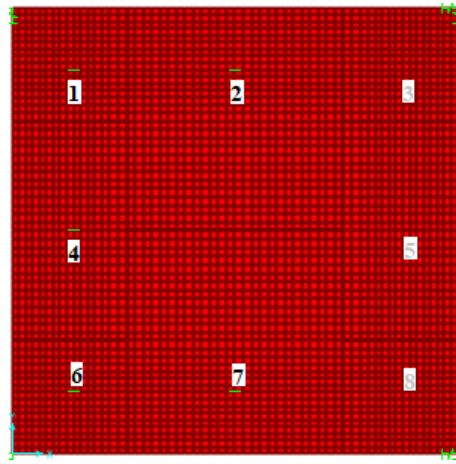


Figura 61: Localización de los anclajes

Reacciones

Joint Reactions in Joint Local CoordSys				
Joint Object	4082	Joint Element	4082	
	1	2	3	
Force	0.	0.	-20.83	
Moment	0.	0.	0.	

Figura 62: Anclaje 1 y 6

Joint Reactions in Joint Local CoordSys				
Joint Object	3267	Joint Element	3267	
	1	2	3	
Force	0.	0.	-10.843	
Moment	0.	0.	0.	

Figura 63: Anclaje 2 y 7

Joint Reactions in Joint Local CoordSys				
Joint Object	3007	Joint Element	3007	
	1	2	3	
Force	0.	0.	-27.596	
Moment	0.	0.	0.	

Figura 64: Anclaje 4

Para este caso, al aumentar el momento y reducir la fuerza axial en la conexión, los anclajes 1, 4 y 6 trabajan mayormente a tensión mientras que los demás anclajes trabajan poco o no reciben ninguna carga, existiendo zonas de compresión en la placa base como se puede apreciar a continuación.

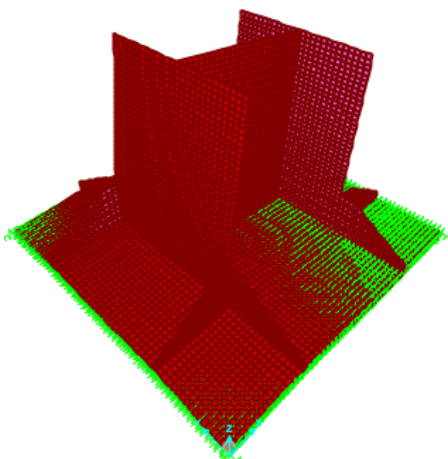


Figura 65: Zona de aplastamiento

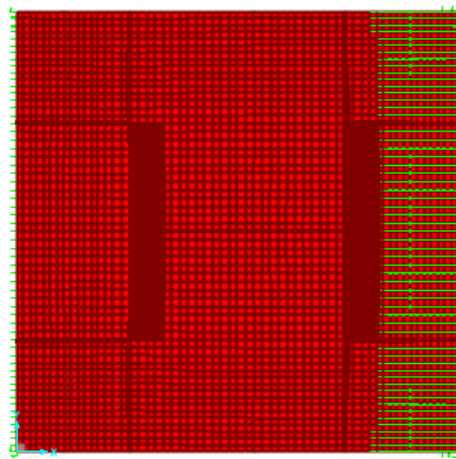
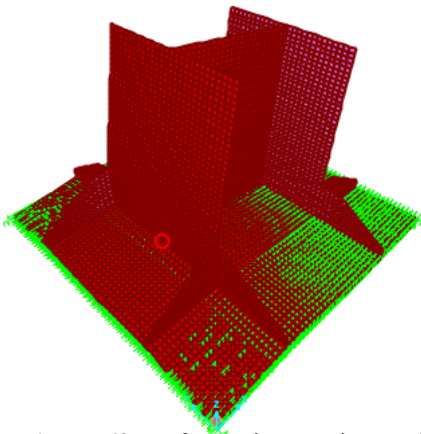


Figura 66: Zona de aplastamiento



### Deformación



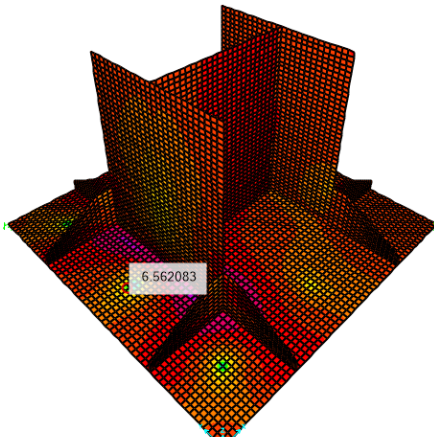
**Figura 68:** Deformación máxima en la zona del patín.

Joint Displacements			
Joint	Object	Joint Element	9701
	1	2	3
Trans	0.01285	0.00121	0.90995
Rotn	7.579E-06	8.407E-04	-8.212E-05

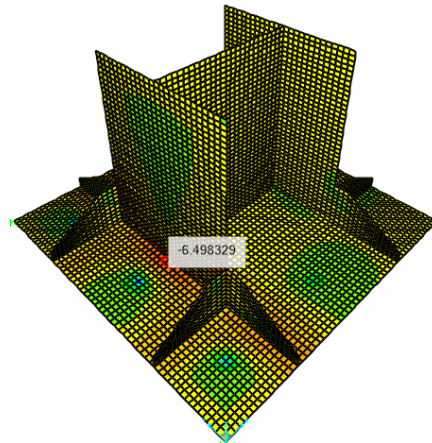
**Figura 67:** Deformación máxima en la zona del patín.

Para este caso, la deformación máxima se encuentra localizada en la zona del patín con aproximadamente de 0.91mm de deformación.

### Momento máximo y mínimo



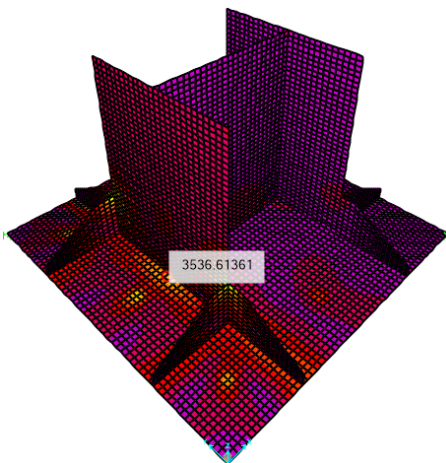
**Figura 69:** Momento máximo  
6.56 ton\*m/m



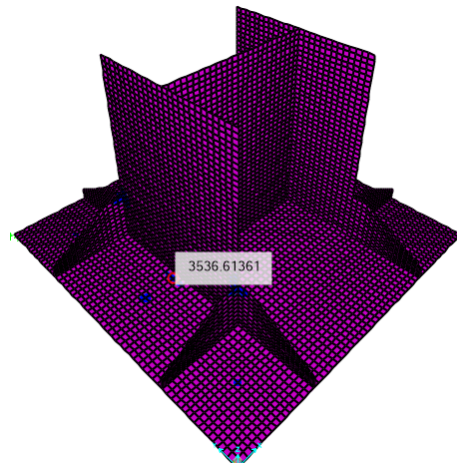
**Figura 70:** Momento mínimo  
-6.50ton\*m/m

### Esfuerzo de Von mises

Para un estado tensional plano, la máxima energía deformación o el máximo esfuerzo probable, debe ser menor que el esfuerzo de fluencia.



**Figura 71a:** Esfuerzo de von mises



**Figura 71b:** Esfuerzo de von mises

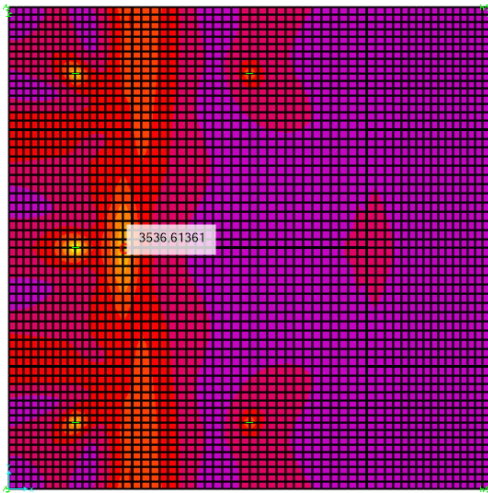


Figura 72a: Esfuerzo de von mises

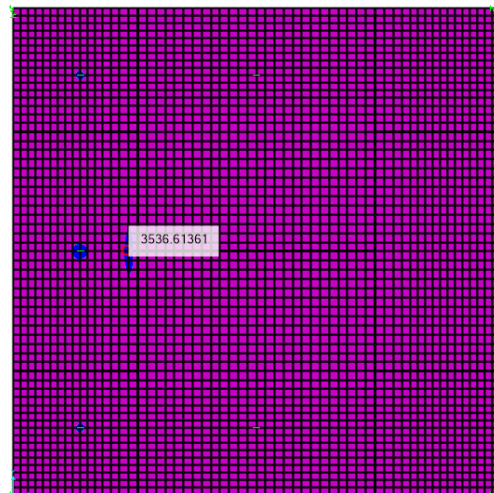


Figura 72b: Esfuerzo de von mises

En la **Figura 72b**, se puede apreciar zonas donde la placa base supera el limite de fluencia, estas zonas son reducidas debido que ya se aumentó y se redujo las zonas que superan el rango elástico. En esta condición de carga, se presenta el anclaje con mayor sollicitación a tensión de 27.5 toneladas en el anclaje número 4.

### 2.4.7.3 Caso 3

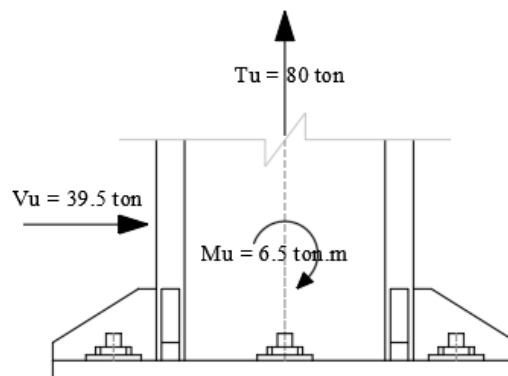
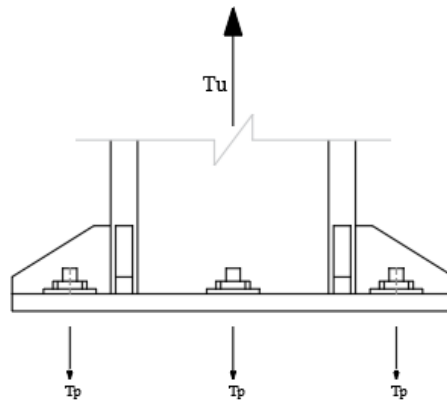


Figura 73: Cargas del caso 3

En esta condición de carga se genera la mayor fuerza cortante en la conexión, pero esta carga debe ser resistida por los anclajes, por lo cual no es analizada por elementos finitos ya que la fuerza axial como el momento flector son más críticos en los casos anteriores.

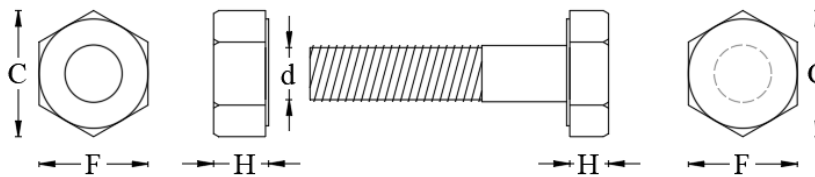
### 2.4.8 Corte en la placa base por fuerza axial

La carga axial de tensión ejercida por la columna deberá ser resistida por la placa base y los anclajes. Si la placa no es lo suficientemente resistente, habrá un corte en la placa base en el perímetro de la tuerca, por la cual se debe revisar este estado de falla.



**Figura 74:** Cortante en la placa base debido a los anclajes

En base a la **Tabla 7-14** consideraciones de diseño para pernos del manual 14 del AISC y **Tabla 1b** perno de cabeza hexagonal y tuercas hexagonales con arandelas del SP 17 del ACI se da la siguiente geometría en base al diámetro de anclajes.



**Figura 75:** Configuración de pernos y tuercas

Para un diámetro de perno de  $\delta_r = 1.5 \text{ in}$

Area mínima del hexagono

$$A_H := 4.384 \text{ in}^2$$

Tabla 1b del SP 17 ACI

Perímetro del hexagono en función del area

$$P_H := \sqrt{8 \cdot \sqrt{3} \cdot A_H} = 7.794 \text{ in}$$

Espesor de la placa base

$$t_p = 1.25 \text{ in}$$

Esfuerzo de fluencia de la placa

$$F_{yp} = 50 \text{ ksi}$$

Resistencia nominal a cortante

$$V_n := 0.6 \cdot F_{yp} \cdot (P_H \cdot t_p) = 132.574 \text{ tonnef}$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi \cdot V_n = 119.316 \text{ tonnef}$$

Carga axial máxima del anclaje, del caso 2, anclaje número 4

$$V_u := 27.6 \text{ tonnef}$$

$$\text{if } (\phi \cdot V_n \geq V_u, \text{ "Ok" }, \text{ "No cumple" }) = \text{ "Ok" }$$



### 2.4.9 Resistencia a tracción de las varillas de anclaje

Las varillas de anclaje son sometidos a tensión y a cortante de la columna, por lo tanto, se realiza su respectivo análisis en base al apartado J3.6 del AISC 360.

La fuerza axial de tensión en la columna, que debe ser resistida por la placa base y estas por las varillas de anclaje. Se analiza para el anclaje con mayor sollicitación a carga axial que se da en el caso 2, anclaje número 4.

$$T_{ux} := 27.6 \text{ tonnef}$$

Esfuerzo nominal a tensión, Tabla J3.2 del AISC 360

$$F_{nt} := 0.75 F_{ur} = 56.25 \text{ ksi}$$

Numero de varillas de anclaje

$$n_r := 1$$

Diámetro del anclaje necesario

$$\phi := 0.75$$

$$\delta_{r\_min} := \sqrt{\frac{4 T_{ux}}{\phi \cdot (F_{nt}) \cdot n_r \cdot \pi}} = 1.355 \text{ in}$$

Usar

$$\delta_r = 1.5 \text{ in}$$

Area de pernos

$$A_r := n_r \cdot \left( \frac{\pi \cdot \delta_r^2}{4} \right) = 11.401 \text{ cm}^2$$

Resistencia a tensión de las varillas

$$T_n := F_{nt} \cdot A_r = 45.088 \text{ tonnef}$$

$$\phi \cdot T_n = 33.816 \text{ tonnef}$$

$$\text{if } (\phi \cdot T_n > T_{ux}, \text{ "Ok"}, \text{ "No cumple"}) = \text{ "Ok"}$$

### 2.4.10 Resistencia a cortante.

Se determina a partir del apartado J3.6 del AISC 360.

El cortante máximo del caso 2 y se asume que es resistida por 4 anclajes.

$$V_{ux} := \frac{21.5}{4} \text{ tonnef} = 5.375 \text{ tonnef}$$

Esfuerzo nominal a corte, Tabla J3.2 del AISC 360

$$F_{nv} := 0.45 \cdot F_{ur} = 33.75 \text{ ksi}$$

Area de corte de la varillas

$$A_r = 11.401 \text{ cm}^2$$

Resistencia a corte de las varillas de anclaje

LRFD

$$\phi := 0.75$$

$$V_n := F_{nv} \cdot A_r = 27.053 \text{ tonnef}$$

$$\phi \cdot V_n = 20.29 \text{ tonnef}$$

$$\text{if } (\phi \cdot V_n > V_{ux}, \text{ "Ok"}, \text{ "No cumple"}) = \text{ "Ok"}$$



### 2.4.11 Verificación a combinación de tensión y cortante

La combinación de tensión y cortante se debe verificar a partir del sección J3.7 del AISC 360

Se debe verificar que se cumpla con la ecuación.

$$f_t \leq F'_{nt} = 1.3 \cdot F_{nt} - \left( \frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \cdot f_{rv} \right) \leq F_{nt}$$

Espesor de la placa base

$$t_p = 1.25 \text{ in}$$

Momento de las varillas de anclaje, de la guía 01 del AISC.

$$\text{Brazo} := \frac{t_p + 0.125 \text{ in}}{2} = 1.746 \text{ cm}$$

$$M_l := \frac{V_{ux} \cdot \text{Brazo}}{n_r} = 0.094 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Esfuerzo debido a la flexión

$$S := \frac{\delta_r^3}{6} = 9.218 \text{ cm}^3$$

$$f_{tb} := \frac{M_l}{S} = 14.483 \text{ ksi}$$

Esfuerzo debido a la tensión

$$f_{ta} := \frac{T_{ux}}{A_r} = 34.433 \text{ ksi}$$

Esfuerzo combinado de flexión y tensión en la varilla de anclaje

$$f_t := f_{ta} + f_{tb} = 48.916 \text{ ksi}$$

La combinación de tensión y cortante debe cumplir

$$f_t \leq \phi_v \cdot F'_{nt} \leq \phi \cdot F_{nt}$$

Ecuación J3.3a AISC 360

Esfuerzo nominal a tensión según la Tabla J3.2 del AISC 360

$$F_{nt} = 56.25 \text{ ksi}$$

Esfuerzo nominal a cortante según la Tabla J3.2 del AISC 360

$$F_{nv} = 33.75 \text{ ksi}$$

Esfuerzo cortante requerido, por el método LRFD

$$f_{rv} := \frac{V_{ux}}{A_r} = 6.706 \text{ ksi}$$

Esfuerzo nominal de tensión modificado, incluyendo los efectos de esfuerzo cortante

$$F'_{nt} := 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \cdot f_{rv} = 58.224 \text{ ksi}$$

$$\text{if } (f_t < \phi \cdot F'_{nt} \leq \phi \cdot F_{nt}, \text{ "Cumple" }, \text{ "No cumple" }) = \text{ "No cumple" }$$

En base a la Nota de J3.7 del AISC 360

$$\text{if } \left( 0.3 F_{nt} > \frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \cdot f_{rv}, \text{ "No verificar J3.7" }, \text{ "Verificar la combinación" } \right) = \text{ "No verificar J3.7" }$$

### 2.4.12 Anclajes en hormigón

Para anclajes en hormigón, se debe verificar todos los estados límites presentados en la siguiente tabla, para tensión y cortante como lo indica el capítulo 17 del ACI 318-14.

**Tabla 3.** Estados límites para anclajes en hormigón. (Tabla 17.3.1.1, ACI 318.)

	Modo de falla	Un anclaje	Grupos de anclajes	
			Anclaje individual en un grupo	Anclajes como grupo
<b>TENSIÓN</b>	Resistencia del acero en tracción (17.4.1)	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
	Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción (17.4.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
	Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (17.4.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
	Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción (17.4.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
	Resistencia de adherencia de anclaje adherido en tracción (17.4.5)	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
<b>CORTANTE</b>	Resistencia del acero en cortante (17.5.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
	Resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (17.5.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
	Resistencia al desprendimiento de concreto por cabeceo del anclaje por cortante (17.5.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

El factor de reducción  $\phi$  de resistencia para los diferentes estados límites, se toma según 17.3.3 del ACI 318-14, como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 4:** Factores de reducción de resistencia.

Resistencia gobernada por	Factor de reducción de resistencia, $\phi$	
<b>Elemento de acero dúctil</b>		
Tension $N_{sa}$	0.75	
Cortante $V_{sa}$	0.65	
<b>Elemento de acero frágil</b>		
Tension $N_{sa}$	0.65	
Cortante $V_{sa}$	0.60	
<b>Hormigón</b>	<b>Condición</b>	
Tension	<b>A</b>	<b>B</b>
Arrancamiento (Breakout) $N_{cb}$	0.75	0.70
Desprendimiento lateral (Side-face Blowout) $N_{sb}$	0.75	0.70
Extracción por deslizamiento (Pullout) $N_{pn}$	0.70	0.70
Cortante	<b>A</b>	<b>B</b>
Arrancamiento (Breakout) $V_{cb}$	0.75	0.70
Desprendimiento por cabeceo (Pryout) $V_{cp}$	0.70	0.70

#### 2.4.12.1 Diseño a tensión de anclajes

##### 2.4.12.1.1 Consideraciones de diseño

- La placa de acero se considera infinitamente rígida
- Las cargas se transmiten individualmente a cada uno de los anclajes a través de la placa base
- Todos los anclajes tienen la misma dimensión, material y profundidad de anclaje.
- Los anclajes que estén ubicados en la zona de aplastamiento entre el hormigón y la placa base no actúan a tracción por lo cual no es considerado para el diseño.

### 2.4.12.1.2 Fuerzas de diseño

En base a los 3 casos presentados anteriormente, el caso más crítico para el diseño a tensión de los anclajes es el caso 2, aunque tenga menor fuerza axial, presenta mayor momento flector en la conexión, la cual hace que unos anclajes trabajen más que otros o a su vez no reciban ninguna fuerza.

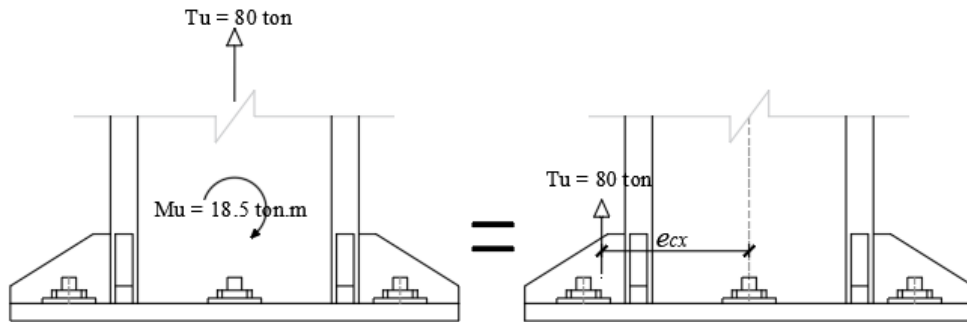


Figura 76: Caso crítico en el diseño de los anclajes

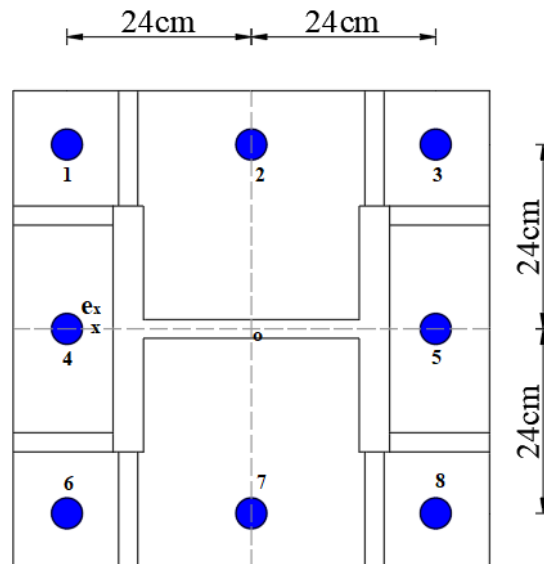


Figura 77: Posiciones de los anclajes

Coordenadas de los anclajes:

$$XY := \begin{bmatrix} -24 & 0 & 24 & -24 & 24 & -24 & 0 & 24 \\ 24 & 24 & 24 & 0 & 0 & -24 & -24 & -24 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

$$e_x := XY \hat{1} \quad e_y := XY \hat{2}$$

Número de anclajes

$$n := \text{cols}(XY) = 8$$

Cargas en la placa base

Momento

$$M_u := 18.5 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Fuerza axial

$$T_u := 80 \text{ tonnef}$$

$$U := T_u$$

Excentricidad de la carga

Se tiene una excentricidad solo en la dirección x, debido a que en la otra dirección no existe momento.

$$e_{cx} := \frac{-M_u}{T_u} = -23.125 \text{ cm}$$

$$e_{cy} := 0 \text{ cm}$$

### 2.4.12.1.3 Reacción en los anclajes

$$N_x(j) := \frac{U}{n} + \frac{(U \cdot e_{cx}) \cdot e_{x_{1,j}}}{\sum_{i=1}^n (e_{x_{1,i}})^2} + \frac{(U \cdot e_{cy}) \cdot e_{y_{1,j}}}{\sum_{i=1}^n (e_{y_{1,i}})^2}$$

SP-17 ACI 318

Reacciones

$$N_{ua_1} := N_x(1)$$

$$N_{ua_2} := N_x(2)$$

$$N_{ua_3} := N_x(3)$$

$$N_{ua_4} := N_x(4)$$

$$N_{ua_5} := N_x(5)$$

$$N_{ua_6} := N_x(6)$$

$$N_{ua_8} := N_x(8)$$

$$N_{ua_7} := N_x(7)$$

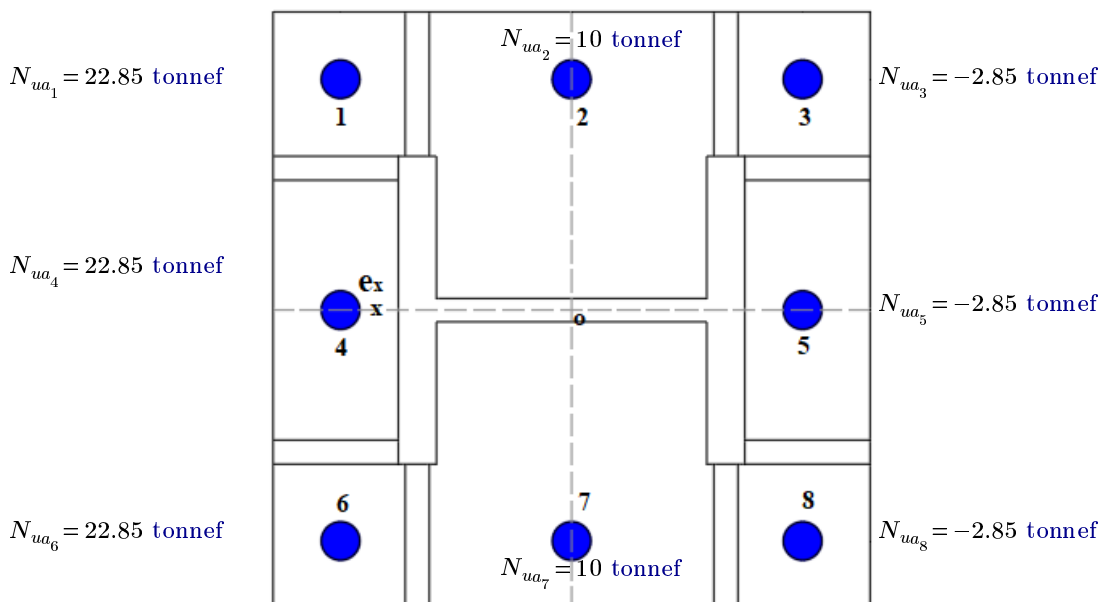


Figura 78: Reacción en los anclajes

Comprobación, la sumatoria de fuerzas deber ser igual a  $T_u$

$$N_{ua_g} := \sum N_{ua} = 80 \text{ tonnef}$$

Como ya se había determinado anteriormente, los anclajes 3, 5 y 8 no actúan a tracción por lo cual, no se considera para el diseño.

Número de pernos en tensión

$$n_t := 5$$

Localización de la resultante de las fuerzas de tensión.

Tomando momentos por un eje que pasa por los pernos 1, 4 y 6.

$$x_t := \frac{2}{n_t} \cdot |e_{x_{1,1}}| = 9.6 \text{ cm}$$

Excentricidad de la carga con respecto al centro de gravedad

$$e'_{Nx} := |e_{cx} + (|e_{x_{1,1}}| - x_t)| = 8.725 \text{ cm}$$



#### 2.4.12.1.4 Propiedades del material del anclaje

Material del anclaje

Usar anclaje ASTM F1554 Gr 55

$$F_{yr} = 55 \text{ ksi}$$

$$F_{ur} = 75 \text{ ksi}$$

Tipo de elemento

Porcentaje mínima de elongación para una longitud de 2in de la Tabla 34.1 PCA Notes del ACI

$$P_{el\log} := 21\%$$

Porcentaje mínima de reducción de área de la Tabla 34.1 PCA Notes del ACI

$$P_{area} := 30\%$$

**Un elemento de acero es dúctil** si el alargamiento medido en un ensayo de tracción es al menos 14%, y una reducción de área de al menos un 30%, caso contrario será un **elemento de acero frágil**.

$Acero := \text{if}(P_{el\log} \geq 14\%, \text{if}(P_{area} \geq 30\%, \text{"Elemento dúctil"}, \text{"Elemento frágil"}), \text{"Elemento frágil"})$

$Acero = \text{"Elemento dúctil"}$

#### 2.4.12.1.5 Resistencia a tracción de anclajes de acero según el ACI

En base al ACI 318, Cap. 17 anclajes al hormigón, la resistencia a la tracción de un solo anclaje de acero está dada por:

$$N_{sa} = A_{se,N} \cdot f_{uta}$$

Ecuación 17.4.1.2 ACI 318



Figura 79: Falla del acero, ACI 318.

Diametro del anclaje

$$\delta_r = 1.5 \text{ in}$$

Para un diametro de 1.5in, el número de líneas por pulgada

$$n_t := 6 \cdot \frac{1}{\text{in}}$$

Tabla 7.17 Steel Manual 14

Área neta efectiva de un anclaje en tracción

$$A_{se,N} := \frac{\pi}{4} \left( \delta_r - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2 = 1.405 \text{ in}^2$$

R17.4.1.2, ACI 318

Segun el 17.4.1.2 del ACI 318-14, la resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje debe ser:

$$f_{uta} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } F_{ur} < \min(1.9 F_{yr}, 125 \text{ ksi}) \\ \quad \left\| F_{ur} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \min(1.9 F_{yr}, 125 \text{ ksi}) \right. \end{array} \right\| = 75 \text{ ksi}$$

Resistencia nominal de un solo anclaje en tracción

$$N_{sa} := A_{se.N} \cdot f_{uta} = 47.806 \text{ tonnef}$$

Resistencia a tracción de un anclaje

$$\phi := 0.75$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 35.854 \text{ tonnef}$$

if  $(\phi \cdot N_{sa} > \max(N_{ua}), \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$

Utilidad

$$U_{Tsar} := \frac{\max(N_{ua})}{\phi \cdot N_{sa}} = 0.637$$

#### 2.4.12.1.5 Resistencia al arrancamiento del hormigón

La resistencia nominal al arrancamiento en el hormigón  $N_{cb}$ , se determina haciendo uso del método CCD, con un cono de arrancamiento de 35 grados dado en el capítulo 17 del ACI 318-14.

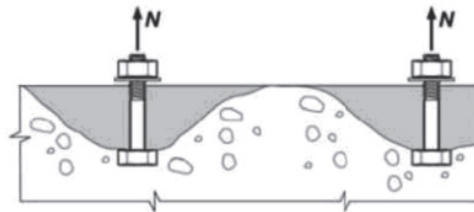


Figura 80: Arrancamiento hormigón, ACI 318.

Para un grupo de anclajes

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec.N} \cdot \psi_{ed.N} \cdot \psi_{c.N} \cdot \psi_{cp.N} \cdot N_b$$

Ecuación 17.4.2.1a ACI 318

#### 2.4.12.1.5.1 Profundidad de los anclajes

El método CCD es válido para anclajes con diámetros que no excedan 2 pulgadas y longitud de empotramiento de tracción que no exceda 25 pulgadas de profundidad según la Guía 01 del AISC. Pero en el ACI 318-14, R17.3.2.2 se hizo ensayos con diámetros de 105mm y profundidades de 1.15m. Limitando el diámetro hasta 100mm, el motivo de este límite los anclajes ASTM F1554, su diámetro máximo es 100mm.

Usar :  $h_{ef} := 60 \text{ cm}$

17.3.2.3 ACI 318

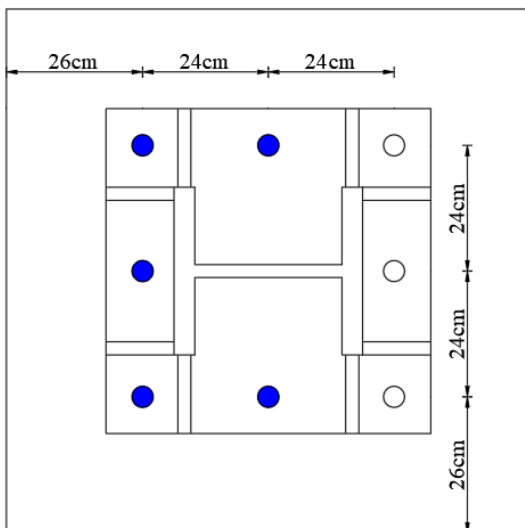


Figura 81: Configuración de anclajes

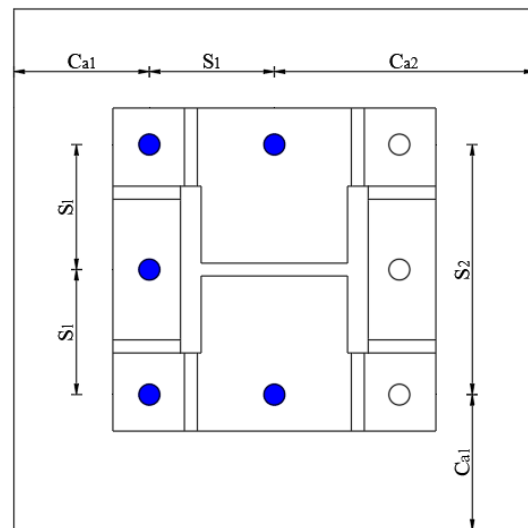


Figura 82 Separaciones y distancias al borde



Distancias al borde

$$c_{a_1} := 26 \text{ cm}$$

$$c_{a_2} := 24 \text{ cm} + 26 \text{ cm}$$

Separación entre enlajes

$$s_1 := 24 \text{ cm}$$

$$s_2 := 24 \text{ cm} + 24 \text{ cm}$$

Profundidad efectiva

$$h'_{ef} := \max\left(\frac{1}{1.5} \cdot \max(c_a), \frac{1}{3} \cdot \max(s)\right) = 33.333 \text{ cm} \quad 17.4.2.3 \text{ ACI 318}$$

Área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje

$$A_{Nco} := (2 \cdot 1.5 h'_{ef}) \cdot (2 \cdot 1.5 h'_{ef}) = 10000 \text{ cm}^2$$

Área proyectada de la superficie de falla para el grupo de anclajes en tensión.

$$A_{Nc} := 100 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm} = 10000 \text{ cm}^2$$

La resistencia básica al arrancamiento del hormigón de un solo anclaje en tensión embebido en hormigón  $N_b$  fisurado no debe exceder.

$$N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} h'_{ef} \quad \text{Ecuación 17.4.2.2a ACI 318}$$

Para anclajes preinstalados

$$k_c := 10 \quad 17.4.2.2 \text{ del ACI 318-14}$$

Resistencia del hormigón

$$f'_c = 5 \text{ ksi}$$

Factor de modificación de propiedades mecánicas de hormigón por peso liviano  
Hormigón de peso normal

$$\lambda_a := 1.0$$

La resistencia nominal al arrancamiento del hormigón de un solo anclaje en tensión

$$N_b := k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} h'_{ef}^{1.5} \cdot \frac{\text{kgf}^{0.5}}{\text{cm}^{0.5}} = 36.083 \text{ tonnef} \quad 17.4.2.2a \text{ del ACI 318}$$

Excentricidad de la carga con respecto al centro de gravedad de los anclajes en tensión.

$$e'_{Nx} = 8.725 \text{ cm}$$

Factor de modificación para grupo de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tensión

$$\psi_{ec.Nx} := \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e'_{Nx}}{3 h'_{ef}}} = 0.851$$

$$\psi_{ec.Ny} := 1.0$$

$$\psi_{ec.N} := \psi_{ec.Nx} \cdot \psi_{ec.Ny} = 0.851 \quad 17.4.2.4 \text{ del ACI 318}$$

Factor de modificación de efectos de borde

$$c_{a.min} := \min(c_a) = 26 \text{ cm}$$

$$\psi_{ed.N} := \begin{cases} \text{if } c_{a.min} \geq 1.5 h'_{ef} \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel 1.0 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \parallel 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_{a.min}}{1.5 h'_{ef}} \end{cases} = 0.856 \quad 17.4.2.5 \text{ del ACI 318}$$

Para anclajes ubicados en hormigón donde no hay fisuración para cargas de servicio

$$\psi_{c.N} := 1.25 \quad \text{Para anclajes preinstalados} \quad 17.4.2.6 \text{ del ACI 318}$$

Factor de modificación por anclajes postinstalados

$$\psi_{cp.N} := 1 \quad \text{Para anclajes preinstalados} \quad 17.4.2.7 \text{ del ACI 318}$$

Resistencia al arrancamiento del grupo de anclajes

$$N_{cbg} := \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec.N} \cdot \psi_{ed.N} \cdot \psi_{c.N} \cdot \psi_{cp.N} \cdot N_b = 32.873 \text{ tonnef} \quad 17.4.2.4 \text{ del ACI 318}$$

$$\phi := 0.75$$

Tabla 4. Condición A

$$\phi \cdot N_{cbg} = 24.654 \text{ tonnef}$$

17.4.2.4 del ACI 318

if  $(\phi \cdot N_{cbg} > N_{uag})$ , “Cumple”, “No cumple”) = “No cumple”

Utilidad

$$U_{Tcbgr} := \frac{N_{uag}}{\phi \cdot N_{cbg}} = 3.245$$

#### 2.4.12.1.6 Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje en tracción. 17.4.3 ACI 318

$$N_{pn} = \psi_{c.P} \cdot N_p$$

Ecuación 17.4.3.1 ACI 318

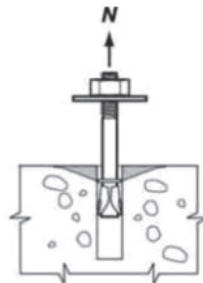


Figura 83: Deslizamiento del anclaje, ACI 318.

Factor de modificación según 17.4.3.6, suponiendo que se espera fisuración.

$$\psi_{c.P} := 1.0$$

Resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un anclaje con cabeza individual.

$$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c \quad \text{Ecuación 17.4.3.4 ACI 318}$$

Diámetro de cabeza del anclaje, aproximación en base a la Tabla 34-2 PCA notes ACI

$$d_{brg} := 1.575 \cdot \delta_r = 2.36 \text{ in}$$

Área de aplastamiento de tuercas con baseza hexagonal

$$A_{brg} := \frac{\pi \cdot (d_{brg}^2 - \delta_r^2)}{4} = 2.616 \text{ in}^2$$



Resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un perno con cabeza.

$$N_P := 8 A_{brg} \cdot f'_c = 47.473 \text{ tonnef}$$

Resistencia a la extracción por deslizamiento

$$N_{pn} := \psi_{c.P} \cdot N_P = 47.473 \text{ tonnef}$$

$$\phi := 0.7$$

$$\phi \cdot N_{pn} = 33.231 \text{ tonnef}$$

Tabla 4. Condición A

Utilidad

$$U_{Tpmr} := \frac{\max(N_{ua})}{\phi \cdot N_{pn}} = 0.688$$

#### 2.4.12.1.7 Resistencia al desprendimiento lateral por tracción 17.4.4 ACI 318

Este estado limite debe ser revisado según el 17.4.4 del ACI 318 para un anclaje individual con un embebido profundo cercado a un borde con  $h_{ef} > 2.5 c_{a1}$ .

$$c_{a.min} := \min(c_a) = 26 \text{ cm}$$

17.4.4.2 del ACI 318

if ( $h_{ef} > 2.5 c_{a.min}$ , "Se debe verificar", "No es necesario") = "No es necesario"

#### 2.4.12.1.8 Resumen de utilidad para anclajes sometidos a tensión Utilidad

Resistencia de las varillas de anclaje	$U_{Tsar} = 0.637$
Resistencia al arrancamiento del hormigón	$U_{Tcbgr} = 3.245$
Resistencia a extracción por deslizamiento	$U_{Tpmr} = 0.688$
Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón	No aplica

### 2.4.12.2 Verificación a cortante, 17.5 ACI 318

Para la verificación de los siguientes estados límites se toma en cuenta con situación mas desfavorable que es el caso 3.

Cortante máximo

$$V_u := 39.5 \text{ tonnef}$$

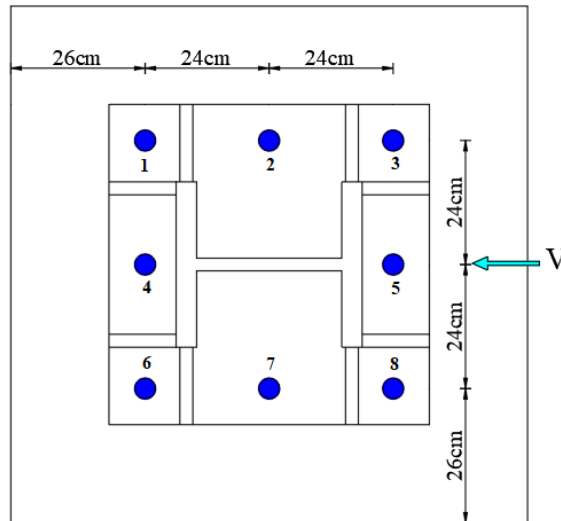


Figura 84 : Localización de los anclajes

### 2.4.12.3 Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

Para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza, según 17.5.1.2b del ACI 318-14

$$V_{sa} = 0.6 \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta}$$

Ecuación 17.5.1.2b ACI 318

Área transversal efectiva de un solo anclaje a cortante

$$A_{se,V} := A_{se,N} = 9.066 \text{ cm}^2$$

R17.5.1.2 ACI 318

Esfuerzo de acero de anclaje

$$f_{uta} = 75 \text{ ksi}$$

Resistencia nominal a cortante de un anclaje preinstalado

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,V} \cdot f_{uta} = 28.683 \text{ tonnef}$$

Ecuación 17.5.1.2b ACI 318

Coefficiente de reducción de resistencia a cortante

$$\phi_s := 0.65$$

Tabla 4. Acero ductil

Resistencia a cortante de un anclaje

$$\phi_s \cdot V_{sa} = 18.644 \text{ tonnef}$$

Se considera que solo 3 anclajes reciben la carga

Utilidad

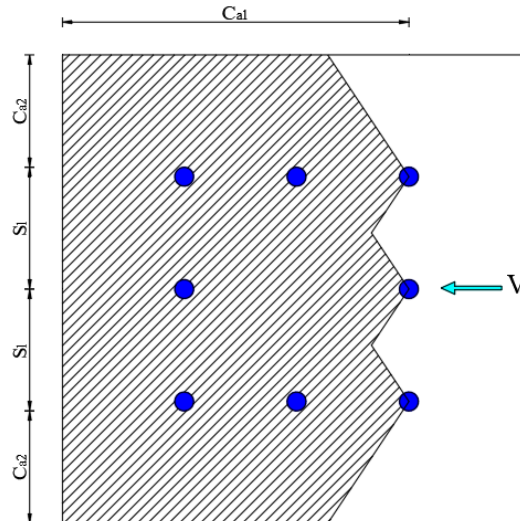
$$U_{Vsar} := \frac{V_u}{3 \phi_s \cdot V_{sa}} = 0.706$$

### 2.4.12.4 Resistencia al arrancamiento del concreto

La resistencia al arrancamiento del hormigón de un grupo de anclajes se determina según 17.5.2.1b de ACI 318-14.

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ed,V} \cdot \psi_{c,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot N_b$$

Ecuación 17.4.2.1a ACI318



**Figura 85:** Superficie de falla supuesta

De acuerdo a 17.5.2.4 del ACI se debe determinar el valor de  $c_{a1}$

Distancia al borde

$$c_{a1} := 26 \text{ cm} + 24 \text{ cm} + 24 \text{ cm}$$

$$c_{a2} := 26 \text{ cm}$$

Profundidad del pedestal

$$h_a = 100 \text{ cm}$$

Separación entre anclajes

$$s_1 := 26 \text{ cm}$$

Valor de  $c_{a1}$

$$c'_{a1} := \max\left(\frac{1}{1.5} \cdot c_{a2}, \frac{1}{1.5} \cdot h_a, \frac{1}{3} \cdot s_1\right) = 66.667 \text{ cm}$$

17.5.2.4 ACI 318

Área proyectada para un solo anclaje

$$A_{Vco} := 2 (1.5 c'_{a1}) \cdot (1.5 c'_{a1}) = 20000 \text{ cm}^2$$

17.5.2.1c ACI 318

Área proyectada para un grupo de anclajes

$$A_{Vc} := (1.5 c'_{a1}) \cdot (2 s_1 + 2 \cdot c_{a2}) = 10400 \text{ cm}^2$$

Longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante

$$l_e := \min(h_{ef}, 8 \delta_r) = 30.48 \text{ cm}$$

17.5.2.2b ACI 318

Hormigón de peso normal

$$\lambda_a := 1.0$$



Resistencia básica al arrancamiento del hormigón debe ser el menor calculado de las ecuaciones 17.5.2.2a y 17.5.2.2b del ACI 318-14.

$$V_{b_a} := 1.9 \cdot \left( \frac{l_e}{\delta_r} \right)^{0.2} \cdot \sqrt{\delta_r} \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c'_{a1})^{1.5} \cdot \frac{\text{kgf}^{0.5}}{\text{cm}} = 57.37 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación 17.5.2.2a ACI 318}$$

$$V_{b_b} := 3.8 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c'_{a1})^{1.5} \cdot \frac{\text{kgf}^{0.5}}{\text{cm}^{0.5}} = 38.782 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación 17.5.2.2b ACI 318}$$

$$V_b := \min(V_{b_a}, V_{b_b}) = 38.782 \text{ tonnef} \quad 17.5.2.3 \text{ ACI 318}$$

Factor de modificación para grupo de anclajes cargados excéntricamente

$$\psi_{ec,V} := 1.0 \quad 17.5.2.5 \text{ ACI 318}$$

Factor de modificación por efecto de borde

$$\psi_{ed,V} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } c_{a2} \geq 1.5 \cdot c'_{a1} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 1 \\ \text{else} \\ \quad 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_{a2}}{1.5 \cdot c'_{a1}} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 0.778$$

17.5.2.6a ACI 318

17.5.2.6b ACI 318

Para anclajes en concreto reforzado sin refuerzo, el factor de modificación

$$\psi_{e,V} := 1.0 \quad 17.5.2.7 \text{ ACI 318}$$

Factor de modificación ubicados en

$$\psi_{h,V} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } h_a < 1.5 \cdot c_{a1} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \sqrt{\frac{1.5 \cdot c_{a1}}{h_a}} \\ \text{else} \\ \quad 1 \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 1.054 \quad 17.5.2.8 \text{ ACI 318}$$

Resistencia al arrancamiento por cortante

$$V_{cbg} := \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ed,V} \cdot \psi_{c,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot V_b = 16.53 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación 17.4.2.1a ACI318}$$

Resistencia

$$\phi := 0.75 \quad \text{Tabla 4. Condición A.}$$

$$\phi \cdot V_{cbg} = 12.398 \text{ tonnef}$$

Utilidad

$$U_{Vcbgr} := \frac{V_u}{\phi \cdot V_{cbg}} = 3.186$$





### 2.4.12.5 Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo (pryout) del anclaje 17.5.3 ACI 318

La falla al desprendimiento del concreto por cabeceo es solo crítica para anclajes cortos y rígidos. Es razonable suponer que, en general, para los anclajes preinstalados de cabeza moldeada con  $h_{ef\_min} = 12 \cdot \delta_r$ , la falla no gobierna. (Widianto)

Para un grupo de anclajes.

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cpg} \quad \text{Ecuación ACI 17.5.3.1 (b)}$$

Para anclajes preinstalados

$$N_{cpg} := N_{cbg} \quad 17.5.3.1 (b) \text{ ACI 318}$$

$$k_{cp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } h_{ef} < 65 \text{ mm} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 1.0 \\ \text{else} \\ \quad 2.0 \end{array} \right\| \\ \end{array} \right\| = 2 \quad 17.5.3.1 (b) \text{ ACI 318}$$

$$V_{cpg} := k_{cp} \cdot N_{cpg} = 65.745 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación ACI 17.5.3.1 (b)}$$

Resistencia

$$\phi := 0.70 \quad \text{Tabla 4. Condición A.}$$

$$\phi \cdot V_{cpg} = 46.022 \text{ tonnef}$$

Utilidad

$$U_{Vcpg} := \frac{V_u}{\phi_c \cdot V_{cpg}} = 0.668$$

### 2.4.12.6 Resumen de utilidad para anclajes sometidos a cortante Utilidad

Resistencia de las varillas de anclaje	$U_{Vsar} = 0.706$
Resistencia Arrancamiento del hormigón	$U_{Vcbgr} = 3.186$
Resistencia desprendimiento del hormigón	$U_{Vcpg} = 0.668$

### 2.4.12.7 Interacción de tensión y cortante 17.6 ACI 318

Debido a que la máxima tensión y el máximo cortante no ocurren al mismo tiempo no se puede determinar la interacción.

$$U_t + U_V \leq 1.2 \quad \text{No es aplicable.} \quad 17.6.3 \text{ ACI 318}$$

### 2.4.12.8 Distancias mínimas para evitar fallas por hendimiento

Para anclajes preinstalados que son sometidos a torsión, el espaciamiento debe ser

$$\text{if } (s_1 \geq 6 \cdot \delta_r, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"} \quad 17.7.1 \text{ ACI 318}$$

Para anclajes preinstalados sometidos a torisión, las distancias mínimas al borde

$$\text{if } (c_{d2} \geq 6 \delta_r, \text{ "Cumple", "No cumple"}) = \text{"Cumple"} \quad 17.7.2 \text{ ACI 318}$$

Asumiendo que pueda generarse torsión.

### 2.4.13 Diseño del pedestal

Debido a la configuración de los anclajes ante las cargas, no cumple para tensión y cortante sin refuerzo, se optó por realizar una configuración del pedestal con refuerzos.

#### 2.4.13.1 Cargas:

**Caso1:** Axial 146 ton, Cortante de 14.5ton y Momento flector de 1.8 ton\*m

**Caso2:** Axial 80 ton, Cortante de 21.5ton y Momento flector de 18.5 ton\*m

**Caso3:** Axial 80 ton, Cortante de 39.5ton y Momento flector de 6.5 ton\*m

#### 2.4.13.2 Cargas de diseño

Debido a que las cargas máximas de fuerza axial, cortante y momento flector, no ocurren al mismo tiempo, se consideró de la siguiente manera:

Fuerza axial máxima se da en el caso 1, para esta situación todos anclajes trabajarán a tensión por lo cual no es tan crítica.

El momento máximo en la conexión columna - pedestal se da en el caso 2. En esta condición debido a la combinación de tensión y momento existe la máxima sollicitación a tracción en el anclaje por lo cual para el diseño del refuerzo a tracción se toma en consideración este caso.

La fuerza cortante máxima se da en el caso 3, el refuerzo para esta situación se diseñó considerando que solo 3 de los anclajes reciben el cortante máximo.

Carga axial máxima para un anclaje

$$\max(N_{ui}) = 22.847 \text{ tonnef}$$

$$T_{ui} := 27.6 \text{ tonnef}$$

Fuerza cortante máxima para un anclaje

$$V_{ui} := 13.5 \text{ tonnef}$$

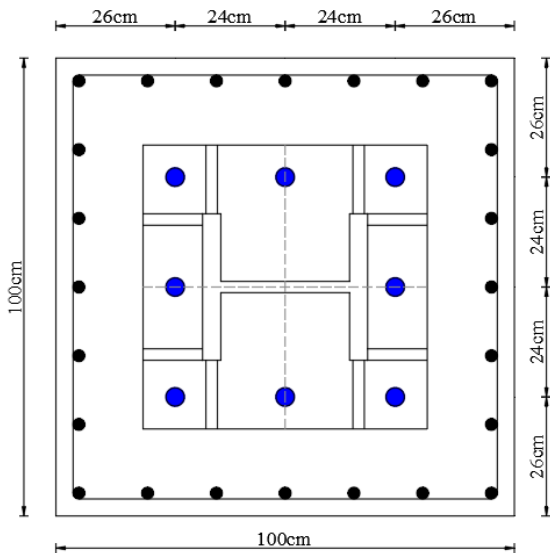


Figura 86a: Geometría del pedestal

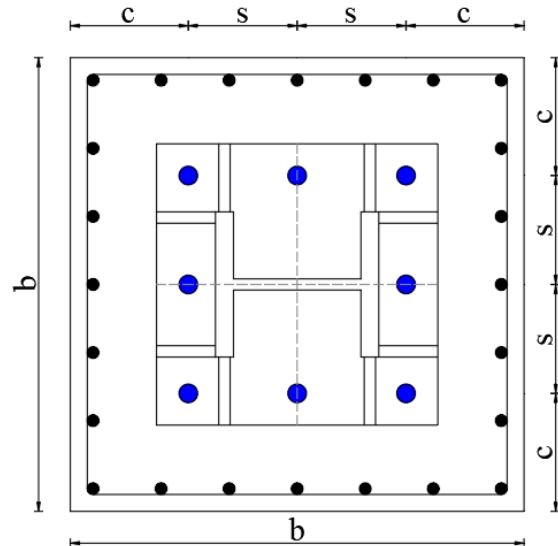


Figura 86b: Geometría del pedestal

Lado del pedestal

$$b := 100 \text{ cm}$$

Espaciamiento entre anclajes

$$s := 24 \text{ cm}$$



Distancia al borde

$$c := 26 \text{ cm}$$

Altura del pedestal

$$h_a = 100 \text{ cm}$$

Recubrimiento superior (Side cover)

$$r_s := 5 \cdot \text{cm}$$

### 2.4.13.3 Diseño del acero de refuerzo a tensión

Carga axial máxima para un anclaje

$$T_{ui} = 27.6 \text{ tonnef}$$

Material

Acero ASTM grado 60

$$F_{y\_ref} := 60 \cdot \text{ksi}$$

Numero de varillas que aportan para cada anclaje

$$n_{rt} := 3$$

Factor de reducción

$$\phi := 0.75$$

R17.4.2.9 ACI 318

Diametro varilla de refuerzo  
requerido

$$d_{-req} := \sqrt{\frac{4 T_{ui}}{\phi \cdot F_{y\_ref} \cdot n_{rt} \cdot \pi}} = 0.758 \text{ in}$$

Usar:

$$d_{rt} := 0.875 \cdot \text{in}$$

Area de la varilla requerida

$$A_{s_{rt\_req}} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{-req}^2 = 2.908 \text{ cm}^2$$

Area de la varilla

$$A_{s_{rt}} := \frac{\pi}{4} \cdot d_{rt}^2 = 3.879 \text{ cm}^2$$

Resistencia del grupo de varillas para un anclaje

$$\phi \cdot F_{y\_ref} \cdot n_{rt} \cdot A_{s_{rt}} = 36.822 \text{ tonnef}$$

#### 2.4.13.3.1 Longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo puede reducirse cuando se proporciona un exceso de refuerzo según la sección 25.4.10 del ACI 318-14, pero no puede ser inferior a 12in.

Factores de modificación (Tabla 25.4.2.4)

$\psi_t := 1$	Factor de ubicación
$\psi_e := 1$	Sin recubrimiento epóxico
$\lambda := 1$	hormigón de peso normal

$$l_d := \left( \frac{F_{y\_ref} \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{25 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_{rt} \cdot \frac{1}{\text{psi}^{0.5}} = 75.434 \text{ cm} \quad 25.4.2.2 \text{ ACI 318}$$

$$l_d := \max(l_d, 12 \text{ in}) = 75.434 \text{ cm} \quad 25.4.2.1 \text{ ACI 318}$$

### 2.4.13.3.2 Longitud disponible

Para que el aporte de las varillas de refuerzo se considere efectivo, la distancia del refuerzo de la cabeza o tuerca del anclaje incrustada no debe exceder la mitad de la longitud de empotramiento del anclaje  $d_{max} < \frac{h_{ef}}{2}$  según el R17.4.2.9 del ACI 318.

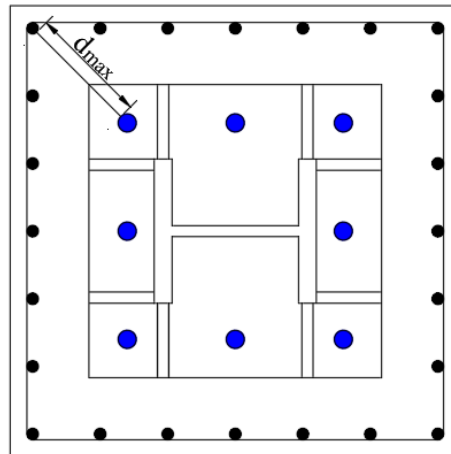


Figura 87: Pedestal, distancia máxima

Distancia máxima

$$d_{max} := 0.5 \cdot h_{ef} = 30 \text{ cm}$$

Recubrimiento lateral (Concrete cover)

$$r_c := 4 \text{ cm}$$

Longitud disponible

$$l_{dis} := h_{ef} - r_c - d_{max} \cdot \tan\left(\frac{35 \cdot \pi}{180}\right) = 34.994 \text{ cm}$$

Reducción de la longitud de desarrollo,  $l_d$  por exceso de refuerzo

$$l_{d_r} := l_d \cdot \frac{A_{s_{rt\_req}}}{A_{s_{rt}}} = 56.542 \text{ cm}$$

25.4.10 ACI 318

Usar:

$$l_d := 60 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo para el gancho

$$l_{dh} := \left( \frac{F_{y\_ref} \cdot \psi_e}{50 \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_{rt} \cdot \frac{1}{\psi_i^{0.5}} = 37.717 \text{ cm}$$

25.4.3.1a ACI 318

Reducción de la longitud de desarrollo

$$l_{dh} := l_{dh} \cdot \frac{A_{s_{rt\_req}}}{A_{s_{rt}}} = 28.271 \text{ cm}$$

25.4.10 ACI 318

$$l_{dh} := \max(l_{dh}, 8 \cdot d_{rt}, 150 \text{ mm}) = 28.271 \text{ cm}$$

25.4.3.1 ACI 318

Usar

$$l_{dh} := 30 \text{ cm}$$

Longitud doblado para gancho

$$l_{ext} := \max(6 \cdot d_{rt}, 75 \text{ mm}) = 13.335 \text{ cm}$$

Tabla 25.3.2 ACI 318

Usar

$$l_{ext} := 15 \text{ cm}$$

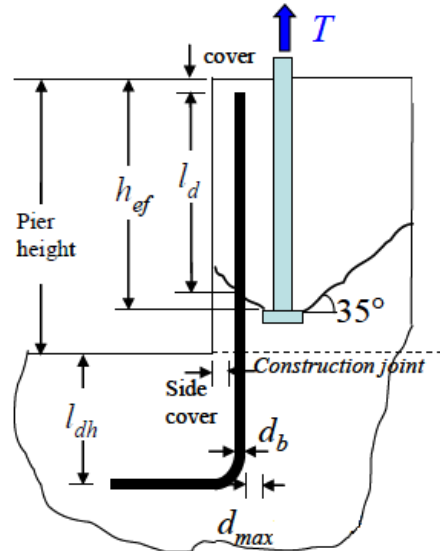


Figura 88: Longitud de desarrollo

#### 2.4.13.4 Diseño de refuerzo a cortante

Las fuerzas de corte deben ser transferidas al pedestal de hormigón, para el cual se utilizó el modelo de puntal-tensor, cap 23 ACI 318.

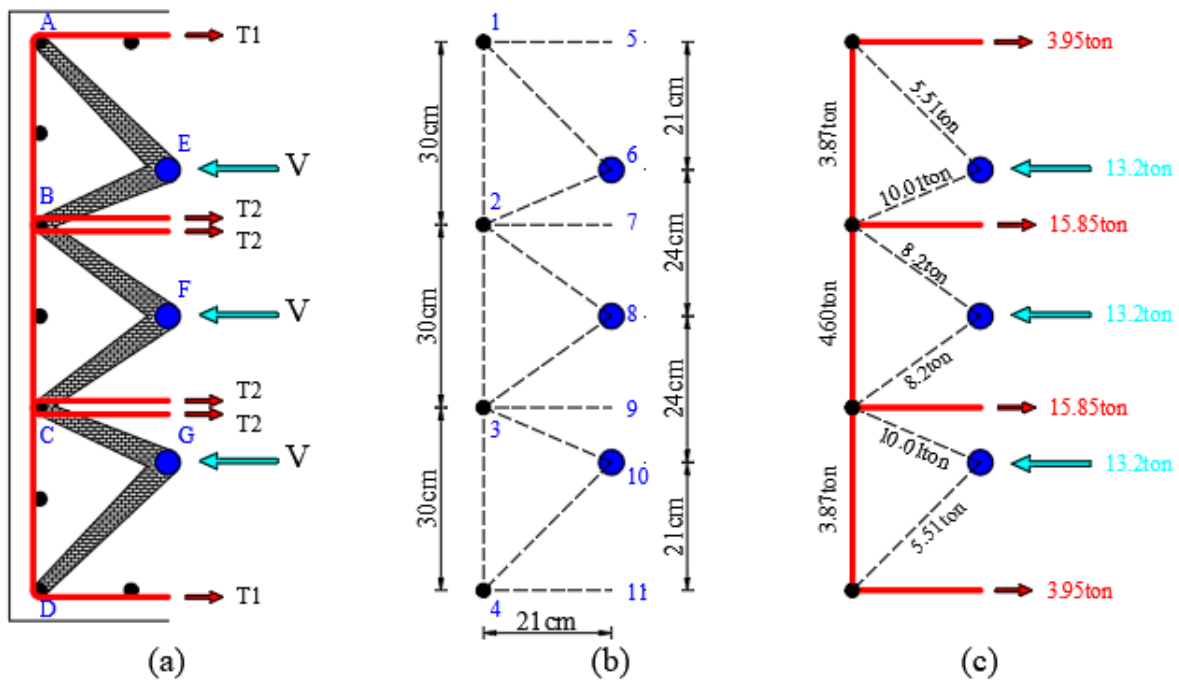


Figura 89 : a) Modelo tensor-puntal, b) Dimensiones, c) Fuerzas internas y externas

#### 2.4.13.4.1 Resistencia al aplastamiento del anclaje

La resistencia efectiva del hormigón  $f_{cu} = 0.85 \cdot f'_c$ , para revisar la resistencia de aplastamiento y resistencia del puntal-tensor 23.4.3 ACI 318.

Área de soporte

$$A_{brg\_anc} := (8 \cdot \delta_r) \cdot \delta_r = 116.129 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo

$$f_{cu} := 0.85 \cdot f'_c = 298.805 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Resistencia disponible

$$\phi := 0.75$$

$$\phi \cdot f_{cu} \cdot A_{brg\_anc} = 26.025 \text{ tonnef}$$

Cortante máximo para un anclaje

$$V_{ui} = 13.5 \text{ tonnef}$$

$$\text{if } (\phi \cdot f_{cu} \cdot A_{brg\_anc} \geq V_{ui}, \text{ "Cumple" } \cdot \text{ "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$

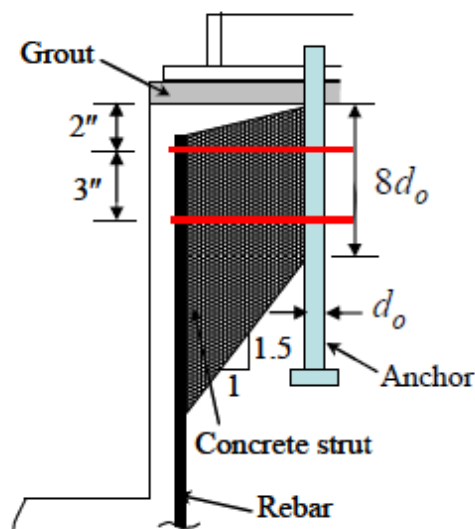


Figura 90: Longitud de desarrollo

#### 2.4.13.4.2 Aplastamiento de las barras longitudinales

Por inspección, el aplastamiento en el nodo B gobierna, por tener el elemento BE con menor longitud y mayor fuerza.

Fuerza axial en el elemento BE

$$F_{BE} := 10.01 \text{ tonnef}$$

Longitud del elemento

$$l'_{BE} := \sqrt{(30 \text{ cm} - 21 \text{ cm})^2 + (21 \text{ cm})^2} = 22.847 \text{ cm}$$

Longitud libre

$$l_{BE} := l'_{BE} - \frac{\delta_r}{2} - \frac{d_{rt}}{2} = 19.831 \text{ cm}$$

Area de aplastamiento

$$A_{brg\_bar} := (8 \cdot \delta_r + 1.5 \cdot l_{BE} - r_c) \cdot d_{rt} = 124.964 \text{ cm}^2$$

Resistencia al aplastamiento

$$\phi := 0.75$$

$$\phi \cdot f_{cu} \cdot A_{brg\_bar} = 28.005 \text{ tonnef}$$

$$\text{if } (\phi \cdot f_{cu} \cdot A_{brg\_bar} \geq F_{BE}, \text{ "Cumple" } \cdot \text{ "No cumple"}) = \text{ "Cumple"}$$



#### 2.4.13.4.3 Resistencia del puntal

Debido a que se asumió que la resistencia de puntal es la misma que la resistencia de soporte  $f_{cu}$  y el área disponible para puntal es mayor que la de soporte, por lo tanto si la resistencia de soporte en el anclaje y barra esta bien, la resistencia de palanca no necesita ser revisada.

#### 2.4.13.5 Selección de refuerzo de estribos

- Se consideran dos capas de estribos como efectivas
- Los estribos se consideran con ganchos.
- Barras de horquilla (hairpins) son usadas como estribos internos.
- La localización de los ganchos y la dirección de las barras de horquilla son alternadas.
- En los nodos alejados del gancho, se supone que el estribo está completamente desarrollado.
- En el nodo donde se localiza el gancho, la contribución del gancho del estribo a la tensión

$T_{gancho}$  es la menor de  $T_1$  y  $T_2$ .

Diametro del estribo

$$d_{tie} := 0.625 \text{ in}$$

Area del estribo

$$A_{s_{tie}} := \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_{tie}^2 = 1.979 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo del acero

$$f_s := 20 \cdot \text{ksi}$$

Fuerza T1

$$T_1 := A_{s_{tie}} \cdot f_s = 2.783 \text{ tonnef}$$

Longitud de extensión del gancho

$$e_h := 4 \delta_r = 15.24 \text{ cm} \quad 17.4.3.5 \text{ ACI 318}$$

Fuerza T2

$$T_2 := 0.9 \cdot f'_c \cdot e_h \cdot d_{tie} = 7.654 \text{ tonnef} \quad 17.4.3.5 \text{ ACI 318}$$

$$T_{gancho} := \min(T_1, T_2) = 2.783 \text{ tonnef}$$

Resistencia de las dos capas de estribos

Se asume que la capa superior desarrolla  $f_{y_{ref}}$  y la otra capa contribuye con  $T_{gancho}$ .

$$R_{Total} := A_{s_{tie}} \cdot F_{y_{ref}} + T_{gancho} = 11.133 \text{ tonnef}$$

Solicitud del estribo

$$V_{us} := 4.8 \text{ tonnef}$$

if ( $R_{Total} > V_{us}$ , "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

#### 2.4.13.5.1 Resistencia de estribos internos o barras de horquilla (hairpin)

Diametro de horquilla, se considera del mismo diametros que los estribos

$$d_h := d_{tie} = 0.625 \text{ in}$$

Area de sección horquilla

$$A_{s_h} := \frac{\pi \cdot d_h^2}{4} = 1.979 \text{ cm}^2$$

Resistencia del acero

$$f_{y_h} := 60 \cdot \text{ksi}$$

Longitud disponible

$$l_{disp_h} := b - 2 \cdot r_s - 2 \cdot d_h = 86.825 \text{ cm}$$

#### 2.4.13.5.2 Longitud de desarrollo

Factores de modificación (Tabla 25.4.2.4)

$\psi_t := 1.3$	Factor de ubicación
$\psi_e := 1$	Sin recubrimiento epóxico.
$\lambda := 1$	hormigón peso normal

$$l_d := \left( \frac{f_{y_h} \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_h \cdot \frac{\text{cm}}{\text{kgf}^{0.5}} = 70.352 \text{ cm}$$

25.4.2.2 ACI 318

Resistencia de las barras de horquilla (hairpin).

$$f_{s_h} := f_{y_h} = 60 \text{ ksi}$$

Resistencia total, asumiendo que la dirección de la barra de horquilla es alternado, no se considera las dos capas.

$$R_{total_h} := 2 \cdot A_{s_h} \cdot f_{s_h} = 16.699 \text{ tonnef}$$

Resistencia de diseño horquilla

$$T_{uh} := 15.85 \text{ tonnef}$$

if ( $R_{total_h} > T_{uh}$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”

Los estribos adicionales para desarrollarse a lo largo del pedestal, se ubican como sugiere la sección 25.7.2 del ACI 318. Consistiendo en 4 estribos adicionales a los dos superiores (6 estribos en total) como muestra la figura siguiente.

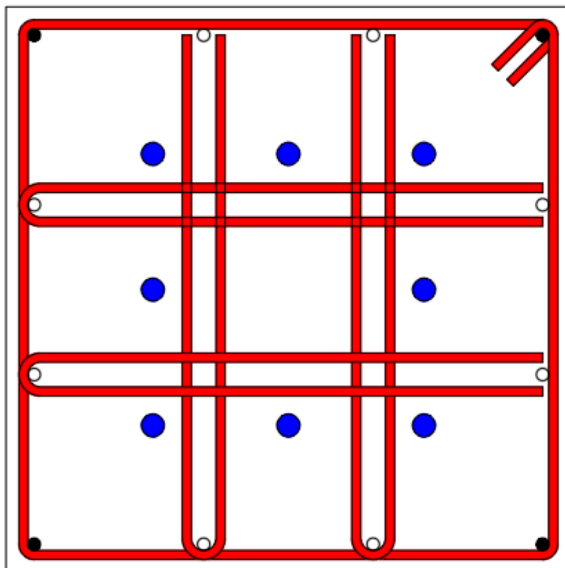


Figura 91: Capa superior, estribo y horquilla

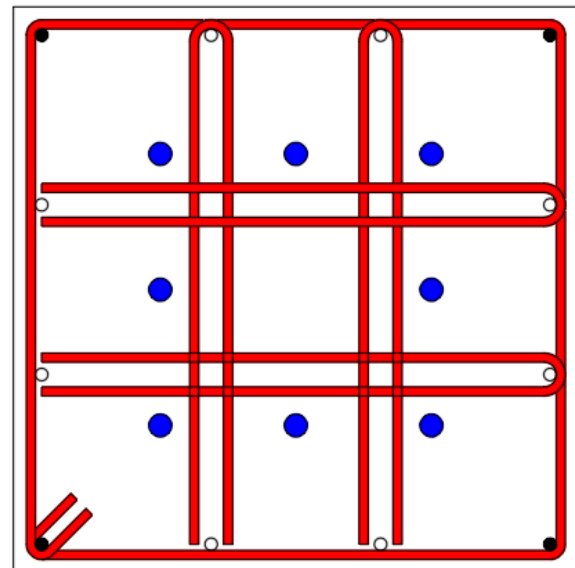


Figura 92: Capa inferior, estribo y horquilla



## 2.5 Diseño de la losa

Para la realización de los diferentes ensayos, se requiere de una losa con una suficiente rigidez y resistencia que permita transferir las cargas recibidas por los actuadores hidráulicos a la cimentación.

### 2.5.1 Consideraciones de diseño

- Para el diseño de la losa, se propone una dimension de 6m de largo por 2.5m, con una altura de 60cm.
- Se realiza el diseño en las direcciones de la losa.

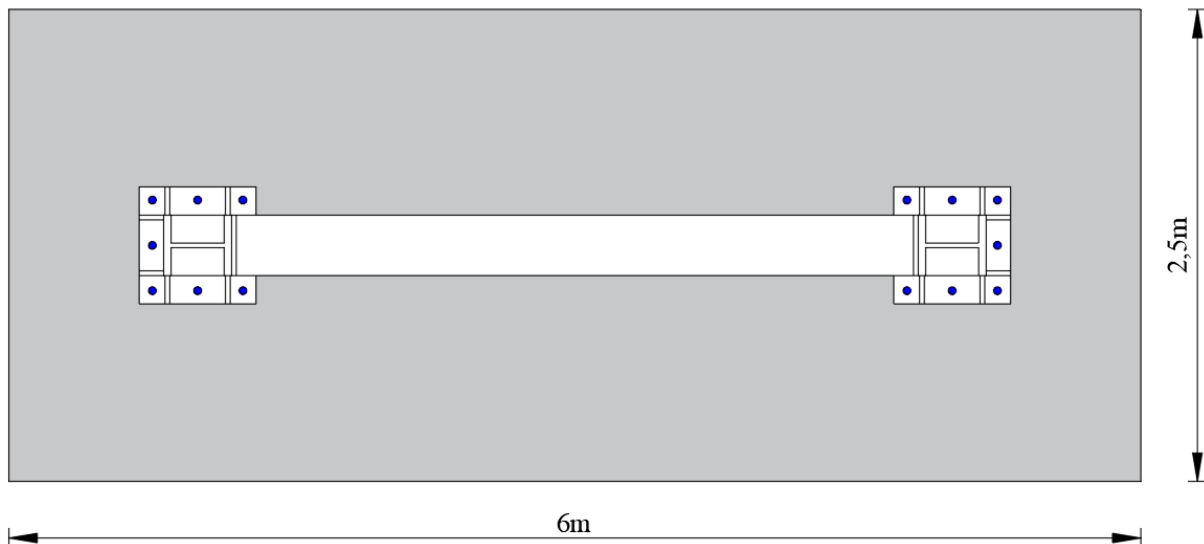


Figura 93: Dimensiones de la losa

### 2.5.2 Cargas

Se considera dos casos críticos, uno cuando la carga sobre los especímenes se aplica en centro de la losa y otra debido a la inversión de cargas en las reacciones de la columna, cuando exista una falla repentina en los ensayos.

### 2.5.3 Diseño en sentido longitudinal

#### 2.5.3.1 Caso 1

Al excluir todas las cargas que no sean generadas por el actuador hidráulico se tendrá un equilibrio de fuerzas verticales, por lo cual no se transmitirá a la cimentación las cargas provenientes del actuador hidráulico.

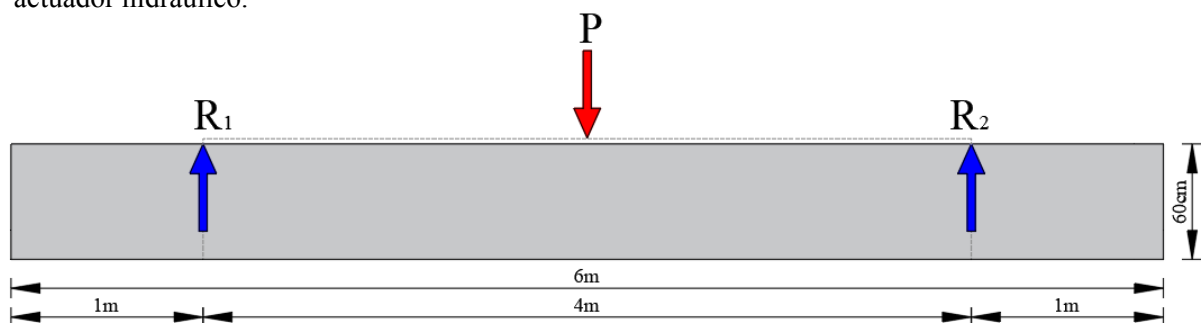


Figura 94: Cargas y dimensiones de la losa

Como se explicó anteriormente, al desplazarse la carga P del actuador hidráulico a lo largo de los 4m entre las columnas, las reacciones R1 y R2 adquirirán diferentes valores, teniendo mayores cargas cerca de las columnas. Al trazar el diagrama de fuerza cortante de los diferentes posiciones de la carga se puede obtener un diagrama de fuerza cortante como se puede ver en la siguiente figura y a

partir de este diagrama se obtiene el diagrama de momento flector.

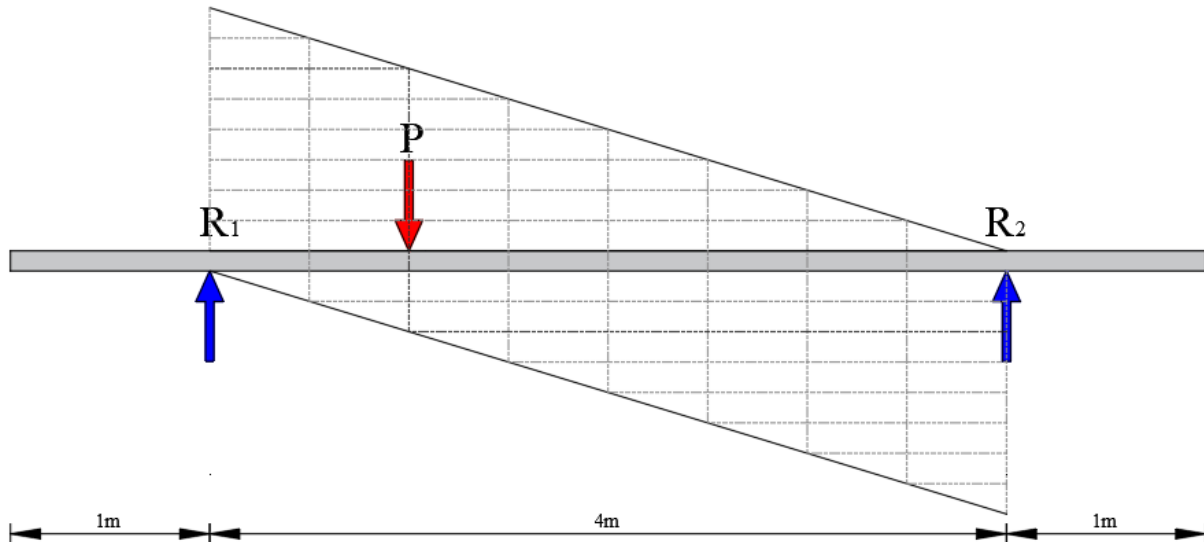


Figura 95: Diagrama de fuerza cortante en la losa

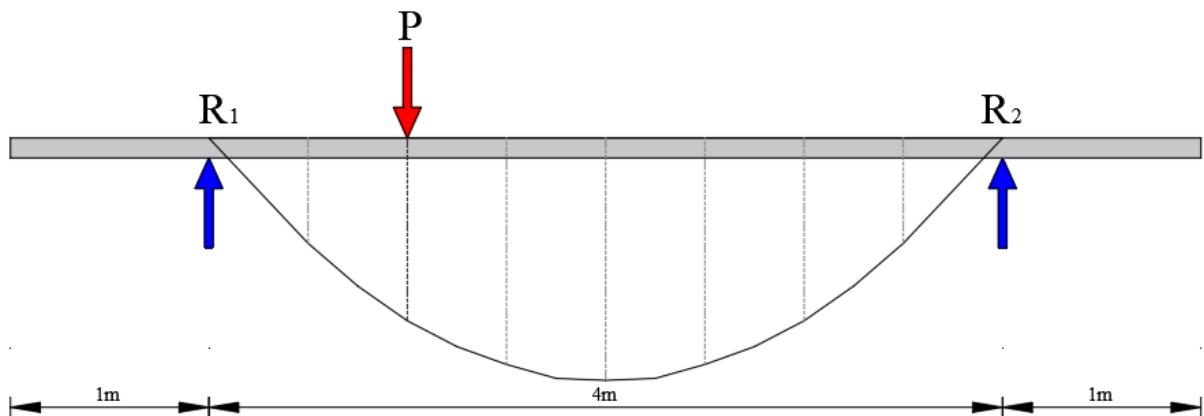


Figura 96: Diagrama de momento flector

### 2.5.3.1.1 Diseño a flexión

#### Datos de diseño

$$f'_c = 5 \text{ ksi}$$

$$f_y = 60 \text{ ksi}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$b = 2.5 \text{ m}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$r = 10 \text{ cm}$$

$$d := h - r = 50 \text{ cm}$$

Resistencia a compresión del hormigón

Esfuerzo de fluencia del acero

Largo

Ancho

Espesor- Altura

Recubrimiento inferior

Peralte efectivo

#### Momento máximo de diseño

$$M_u := 160 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

#### Area de acero requerido

$$\phi := 0.9$$

$$A_{s_{req}} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 88.733 \text{ cm}^2$$



Area de acero requerido, en base a la cuantía mínima

$$A_{s_{min}} := \max \left( \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot \text{psi}^{0.5}, \frac{200 \cdot \text{psi}}{f_y} \right) \cdot b \cdot d = 44.194 \text{ cm}^2 \quad 9.6.1.2 \text{ ACI 318}$$

Area de acero requerido

$$A_{s_{req}} := \max (A_{s_{req}}, A_{s_{min}}) = 88.733 \text{ cm}^2$$

Diametro de varillas de refuerzo

$$\delta := 1.0 \text{ in}$$

Área del acero de refuerzo

$$A_i := \frac{\pi \cdot \delta^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$$

Número de refuerzos requeridos

$$N_{req} := \frac{A_{s_{req}}}{A_i} = 17.512$$

Usar

$$N := 18$$

Espaciamiento

$$s_{req} := \frac{b}{N} = 13.889 \text{ cm}$$

Usar

$$s := 14 \text{ cm}$$

Área del acero de refuerzo

$$A_s := N \cdot \frac{\pi \cdot \delta^2}{4} = 91.207 \text{ cm}^2$$

if ( $A_s > A_{s_{req}}$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”

Cuantía

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.007$$

Para hormigones con  $f'_c$  superiores a 280kgf/cm<sup>2</sup>, se debe realizar una readuccion del coeficiente  $\beta_1$ .

$$\beta_1 := 0.85 - \left( \frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi}} \right) \cdot 0.05 = 0.8 \quad \text{Tabla 22.2.2.4.3 del ACI}$$

Cuantía máxima

$$\rho_{max} := \frac{3}{8} \cdot \left( \frac{\beta_1 \cdot 0.85 \cdot f'_c}{f_y} \right) = 0.021$$

if ( $\rho < \rho_{max}$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”

Resistencia a flexión

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.151 \text{ cm}$$

Distancia al centroide desde las fibras superiores

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 6.438 \text{ cm}$$

Deformación unitaria del acero de tensión

$$\varepsilon_t := \frac{d-c}{c} \cdot 0.003 = 0.02$$

if ( $\varepsilon_t > 0.005$ , "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

Tabla 21.2.2 ACI 318

Debido a que la deformación en el acero de tensión  $\varepsilon_t > 0.005$  la sección tendrá un comportamiento dúctil, por lo tanto se usa  $\phi := 0.9$ , Tabla 21.2.2 ACI 318.

Resistencia nominal

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 182.467 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia a flexión

$$\phi \cdot M_n = 164.22 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

if ( $\phi \cdot M_n > M_u$ , "Cumple", "No cumple") = "Cumple"

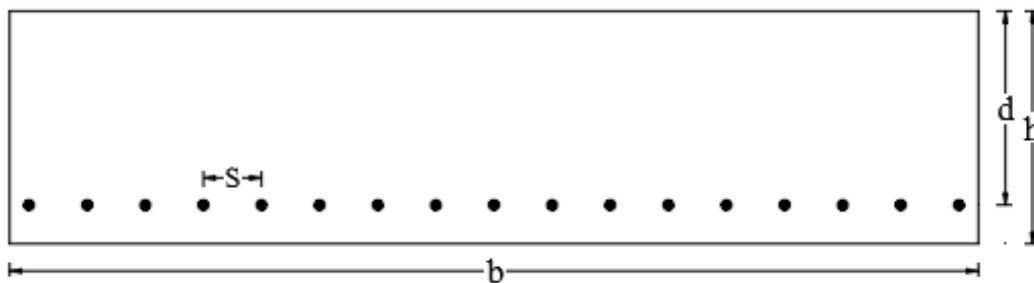


Figura 97: Sección transversal de la losa

### 2.5.3.2 Caso 2

Este caso sale a causa del **Caso 1**, ya que al aplicar la carga del actuador hidráulico en el centro de la losa y de la falla repentina de la probeta de ensayo, habrá una inversión de cargas en las reacciones de la columna. En otras palabras, el portico actuará como un elástico a causa del actuador hidráulico, si en el ensayo existe una falla repentina, el actuador ya no ejercerá ninguna fuerza por lo cual las columnas se encargarán en la distribución de estas cargas a la losa y a su vez a la cimentación.

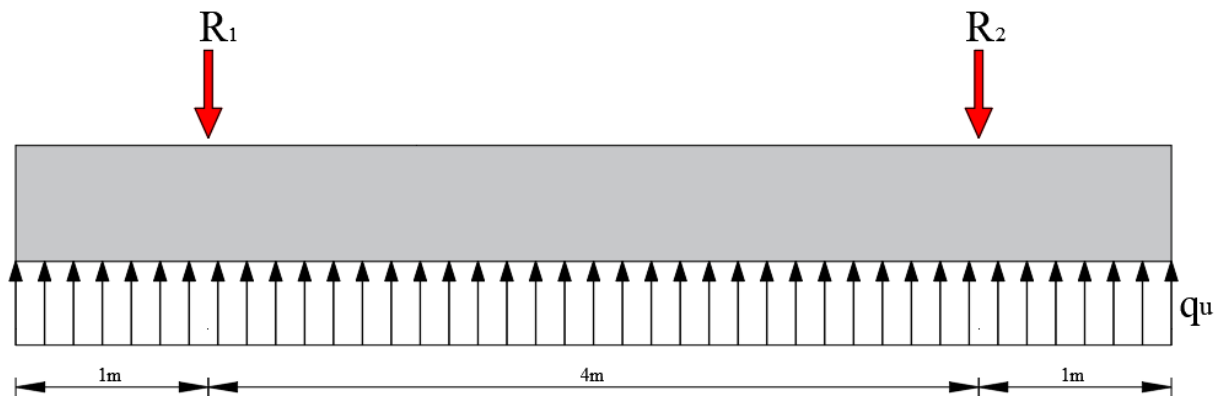


Figura 98: Cargas del caso 2

#### 2.5.3.2.1 Cargas

Area de la losa

$$A_{losa} := b \cdot L = 15 \text{ m}^2$$

Carga ultima en las columnas

$$R := 80 \text{ tonnef}$$

La reacción del suelo se asume como carga distribuida rectangular por unidad de area

$$q_u := \frac{2 \cdot R}{A_{losa}} = 0.015 \text{ ksi}$$

Carga distribuida lineal

$$q_u := q_u \cdot b = 26.667 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

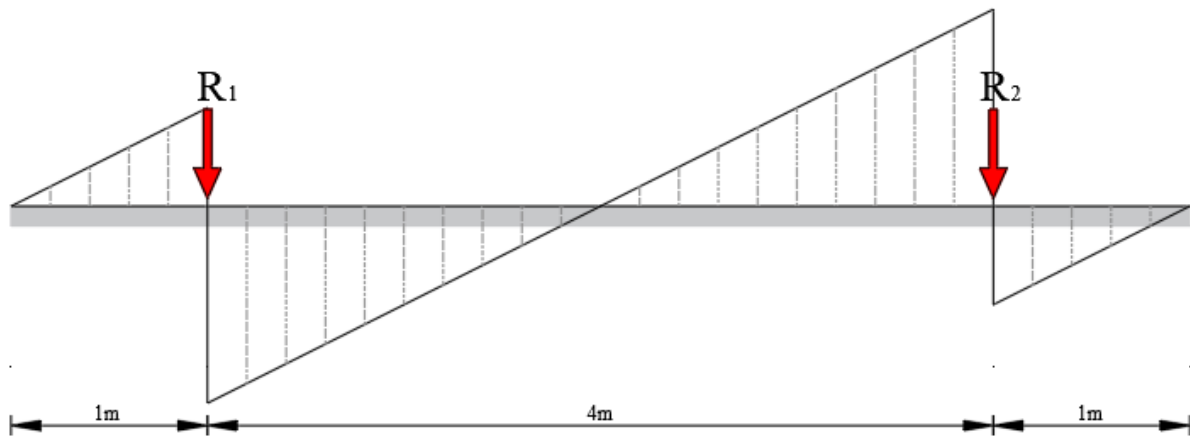


Figura 99: Diagrama de fuerza cortante

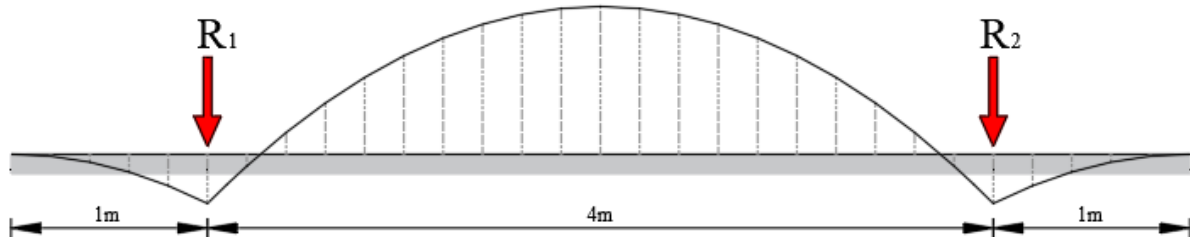


Figura 100: Diagrama de Momento flector

### 2.5.3.2.2 Momentos máximos

Momento máximo positivo

$$M_u := \frac{q_u}{2} \cdot (1 \text{ m})^2 = 13.333 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

Debido a que en el caso anterior, ya se reforzó en la parte inferior de la losa para momento positivo no se considera este momento debido a que no es tan crítico.

Momento máximo negativo

$$M_u := \frac{q_u}{2} \cdot (3 \text{ m})^2 - R \cdot (3 \text{ m} - 1 \text{ m}) = -40 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### 2.5.3.2.3 Diseño a flexion para momento negativo

$$M_u := |M_u| = 40 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Area de acero requerido

$$A_{s_{req}} := \frac{\phi := 0.9 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 21.329 \text{ cm}^2$$

Area de acero requerido, en base a la cuantia mínima

$$A_{s_{min}} := \max \left( \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot \text{psi}^{0.5}, \frac{200 \cdot \text{psi}}{f_y} \right) \cdot b \cdot d = 44.194 \text{ cm}^2$$

9.6.1.2 ACI 318



Area de acero requerido

$$A_{s_{req}} := \max(A_{s_{req}}, A_{s_{min}}) = 44.194 \text{ cm}^2$$

Diametro de varillas de refuerzo

$$\delta := 1.125 \text{ in}$$

Área del acero de refuerzo

$$A_i := \frac{\pi \cdot \delta^2}{4} = 6.413 \text{ cm}^2$$

Número de refuerzos requeridos

$$N_{req} := \frac{A_{s_{req}}}{A_i} = 6.891$$

Usar  $N := 8$

Espaciamiento

$$s_{req} := \frac{b}{N} = 31.25 \text{ cm}$$

Usar  $s := 30 \text{ cm}$

Área del acero de refuerzo

$$A_s := N \cdot \frac{\pi \cdot \delta^2}{4} = 51.304 \text{ cm}^2$$

if ( $A_s > A_{s_{req}}$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”

Cuantía

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004$$

Para hormigones con  $f'_c > 280 \text{ kgf/cm}^2$ , se debe realizar una readuccion del coeficiente  $\beta_1$ .

$$\beta_1 := 0.85 - \left( \frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi}} \right) \cdot 0.05 = 0.8$$

Tabla 22.2.2.4.3 del ACI

Cuantía máxima

$$\rho_{max} := \frac{3}{8} \cdot \left( \frac{\beta_1 \cdot 0.85 \cdot f'_c}{f_y} \right) = 0.021$$

if ( $\rho < \rho_{max}$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”

Resistencia a flexión

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 2.897 \text{ cm}$$

Distancia al centroide desde las fibras superiores

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.621 \text{ cm}$$

Deformacion unitaria del acero de tension

$$\epsilon_t := \frac{d - c}{c} \cdot 0.003 = 0.038$$

if ( $\epsilon_t > 0.005$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”

Tabla 21.2.2 ACI 318

Debido a que la deformación en el acero de tensión  $\epsilon_t > 0.005$  la sección tendrá un comportamiento dúctil, por lo tanto se usa  $\phi := 0.9$ , Tabla 21.2.2 ACI 318.

Resistencia nominal

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 105.076 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia a flexión

$$\phi \cdot M_n = 94.568 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

if  $(\phi \cdot M_n > M_u, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Cumple”}$

### 2.5.4 2.5.3 Diseño en sentido transversal

Datos.

$L := 2.5 \text{ m}$	Largo
$b := 6 \text{ m}$	Ancho
$h := 60 \text{ cm}$	Espesor- Altura
$r := 8 \text{ cm}$	Recubrimiento
$d := h - r = 52 \text{ cm}$	Peralte efectivo

#### 2.5.4.1 Caso 1

Para el diseño de la losa en sentido transversal, se considera un refuerzo superior e inferior a causa de la carga aplicada P del actuador hidráulico y de la reacción R.

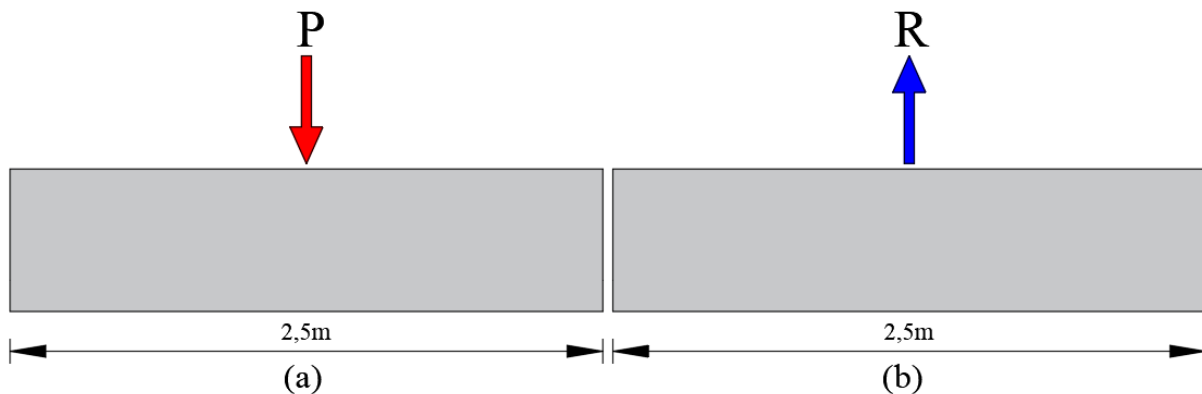


Figura 101: Carga última en la losa

#### 2.5.4.1.1 Momento último

$$M_u := 160 \text{ tonnef} \cdot \frac{2.5 \text{ m}}{4} = 100 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Area de acero requerido

$$A_{s_{req}} := \frac{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 51.247 \text{ cm}^2$$

Area de acero requerido, en base a la cuantía mínima

$$A_{s_{min}} := \max \left( \frac{3 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot \text{psi}^{0.5}, \frac{200 \cdot \text{psi}}{f_y} \right) \cdot b \cdot d = 110.309 \text{ cm}^2 \quad 9.6.1.2 \text{ ACI 318}$$

Area de acero requerido

$$A_{s_{req}} := \max (A_{s_{req}}, A_{s_{min}}) = 110.309 \text{ cm}^2$$

Diametro de varillas de refuerzo

$$\delta := 0.875 \text{ in}$$



Área del acero de refuerzo

$$A_i := \frac{\pi \cdot \delta^2}{4} = 3.879 \text{ cm}^2$$

Número de refuerzos requeridos

$$N_{req} := \frac{A_{s_{req}}}{A_i} = 28.434$$

Usar

$$N := 30$$

Espaciamiento

$$s_{req} := \frac{b}{N} = 20 \text{ cm}$$

Usar

$$s := 20 \text{ cm}$$

Área del acero de refuerzo

$$A_s := N \cdot \frac{\pi \cdot \delta^2}{4} = 116.384 \text{ cm}^2$$

if ( $A_s > A_{s_{req}}$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”

Cuantía

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004$$

Para hormigones con  $f'_c > 280 \text{ kgf/cm}^2$ , se debe realizar una reducción del coeficiente  $\beta_1$ .

$$\beta_1 := 0.85 - \left( \frac{f'_c - 4 \text{ ksi}}{1 \text{ ksi}} \right) \cdot 0.05 = 0.8$$

Tabla 22.2.2.4.3 del ACI

Cuantía máxima

$$\rho_{max} := \frac{3}{8} \cdot \left( \frac{\beta_1 \cdot 0.85 \cdot f'_c}{f_y} \right) = 0.021$$

if ( $\rho < \rho_{max}$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”

Resistencia a flexión

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 2.738 \text{ cm}$$

Distancia al centroide desde las fibras superiores

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.423 \text{ cm}$$

Deformación unitaria del acero de tensión

$$\varepsilon_t := \frac{d - c}{c} \cdot 0.003 = 0.043$$

if ( $\varepsilon_t > 0.005$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”

Tabla 21.2.2 ACI 318

Debido a que la deformación en el acero de tensión  $\varepsilon_t > 0.005$  la sección tendrá un comportamiento dúctil, por lo tanto se usa  $\phi = 0.9$ , Tabla 21.2.2 ACI 318.

Resistencia nominal

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 248.576 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Resistencia a flexión

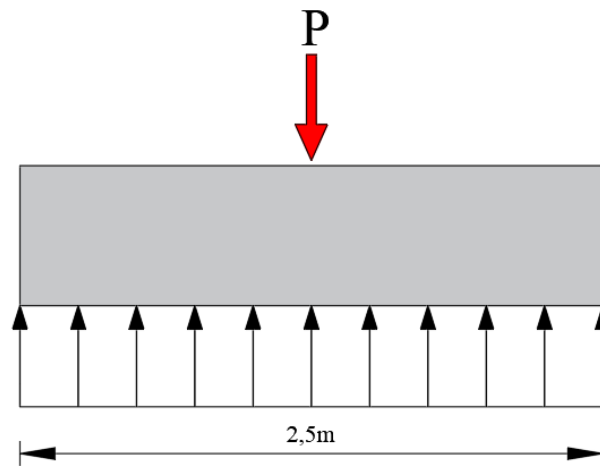
$$\phi \cdot M_n = 223.718 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

if ( $\phi \cdot M_n > M_u$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”



**Caso 2**

Se determina, el momento máximo para esta condición.



**Figura 102:** Cargas del caso 2 diseño transversal

**Cargas**

Area de la losa

$$A_{losa} := L \cdot b = 15 \text{ m}^2$$

Carga ultima en las columnas

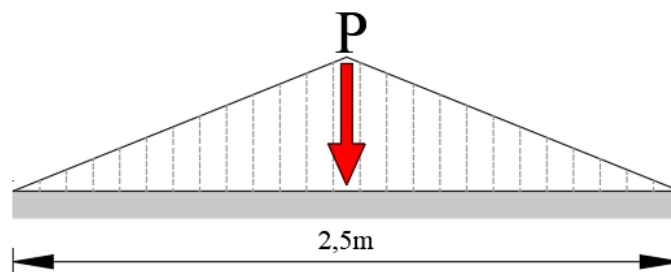
$$P := 160 \text{ tonnef}$$

La reacción del suelo se asume como carga distribuida rectangular por unidad de area

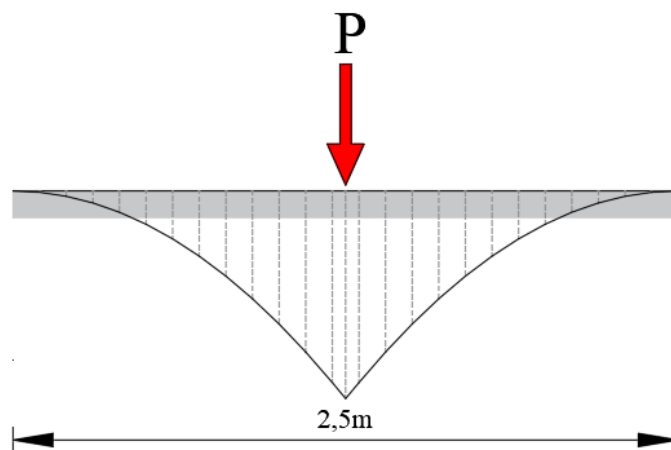
$$q_u := \frac{P}{A_{losa}} = 0.015 \text{ ksi}$$

Carga distribuida lineal

$$q_u := q_u \cdot b = 64 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$



**Figura 103:** Diagrama de fuerza cortante



**Figura 104:** Diagrama de momento flector

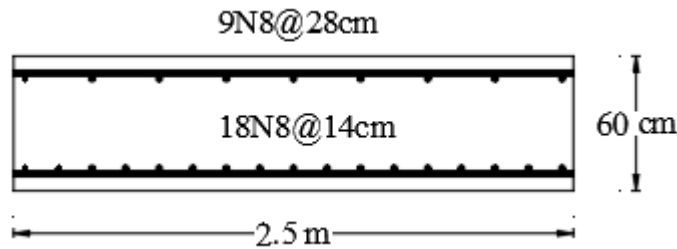
### Momento último

$$M_u := \frac{q_u}{2} \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 = 50 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Debido a que en el caso anterior, ya se reforzó en la parte inferior de la losa para momento positivo no se considera este momento debido a que no es tan crítico.

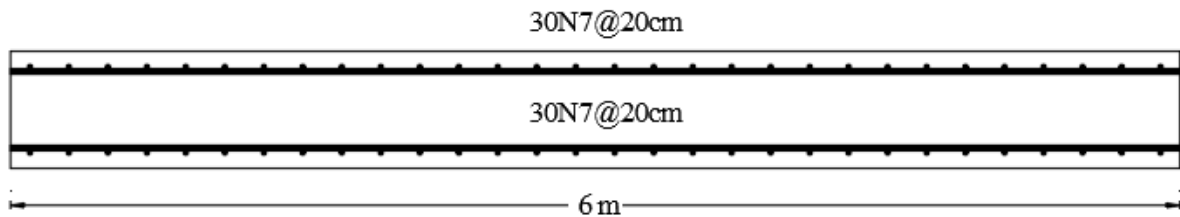
### **Resumen de refuerzo a flexión**

Para refuerzo longitudinal superior colocar 9 varillas Nro 8 espaciadas cada 28cm y para refuerzo inferior colocar 18 varillas espaciadas cada 14cm del mismo diametro.



**Figura 105:** Refuerzo longitudinal

Para el refuerzo transversal, colocar 30 varillas de Nro 7 espaciadas 20cm, tanto para el refuerzo superior e inferior.



**Figura 106:** Refuerzo transversal

**Diseño a cortante de la losa**

En esta sección se realiza el diseño a corte de la losa, para la cual se debe determinar el cortante máximo, la cual es mayor cerca de las columnas. También se verifica la resistencia al punzonamiento debido a que cada punto de la losa debe resistir ya que la carga es móvil.

**Cortante por punzonamiento.**

El cortante por punzonamiento o cortante en dos direcciones se determina a partir de la sección 22.6. del ACI, para la cual se toma como sección crítica una distancia  $d/2$  (ACI 22.6.4.1) alrededor del elemento de carga. El cálculo de  $V_c$  se determina según las ecuaciones dadas en la tabla 22.6.5.2 del ACI.

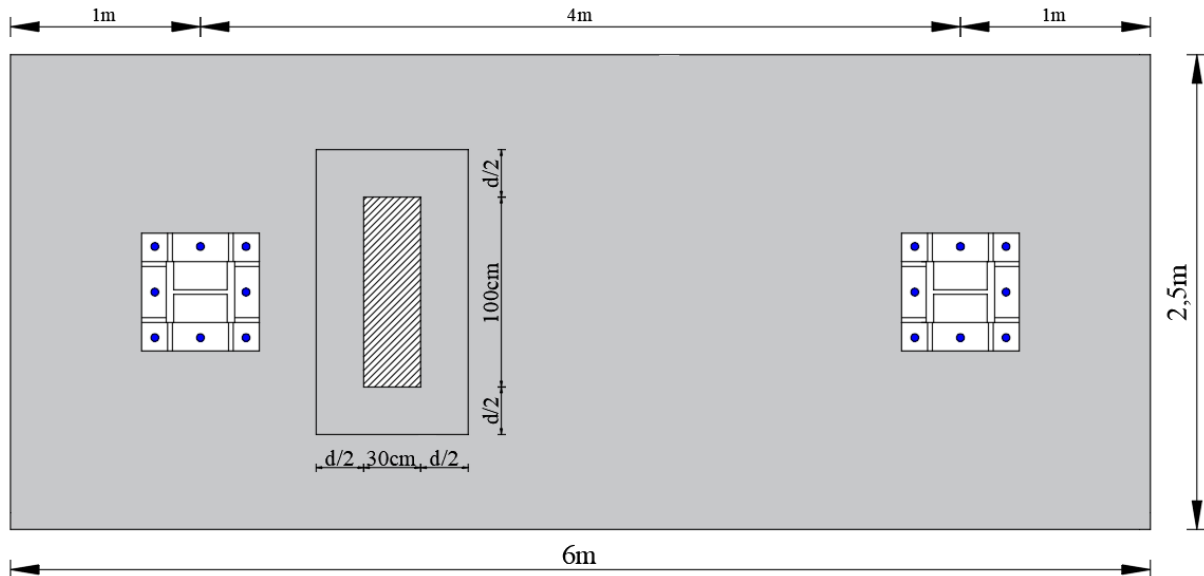


Figura 107: Punzonamiento en la losa por carga concentrada

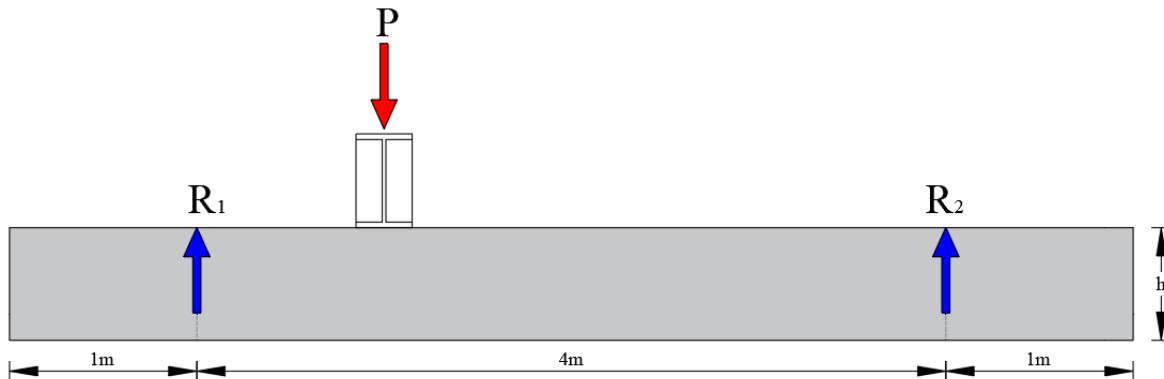


Figura 108: Punzonamiento en la losa por carga concentrada

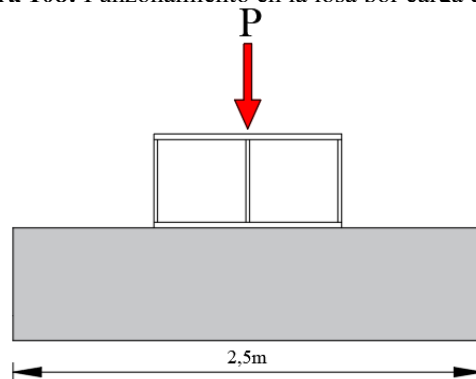


Figura 109: Punzonamiento en la losa por carga concentrada

**Datos de diseño**

$$\begin{aligned}
 V_u &:= 90\% \cdot 160 \cdot \text{tonnef} = 144 \text{ tonnef} \\
 P_u &:= 160 \text{ tonnef} \\
 \phi &:= 0.75 \\
 b &:= 2.5 \cdot \text{m} \\
 l_1 &:= 100 \cdot \text{cm} \\
 l_2 &:= 30 \cdot \text{cm} \\
 d_1 &:= 50 \cdot \text{cm} \\
 d_2 &:= 52 \cdot \text{cm} \\
 \beta &:= \frac{l_1}{l_2} \\
 \lambda &:= 1.0 \\
 \alpha_s &:= 40 \\
 b_o &:= (2 \cdot (l_1 + d_1) + 2 \cdot (l_2 + d_2)) = 464 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Cortante último considerado  
 Carga puntual máxima  
 Factor de reducción de resistencia.  
 Ancho de la losa  
 Lado largo del elemento de carga  
 Lado corto del elemento de carga  
 Peralte efectivo del lado largo  
 Peralte efectivo del lado corto  
 Relación lado largo a lado corto. Nota ACI 22.6.5.2  
  
 Elemento de carga interior. ACI 22.6.5.3  
 Perímetro de la sección crítica

**Esfuerzo de resistencia de cortante ACI 22.6.5.2**

$$\begin{aligned}
 \nu_c &:= \left\{ \begin{array}{l} \nu_{c_1} \leftarrow 4 \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (\text{psi})^{0.5} \\ \nu_{c_2} \leftarrow \left(2 + \frac{4}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (\text{psi})^{0.5} \\ \nu_{c_3} \leftarrow \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (\text{psi})^{0.5} \\ \nu_c \leftarrow \min(\nu_c) \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

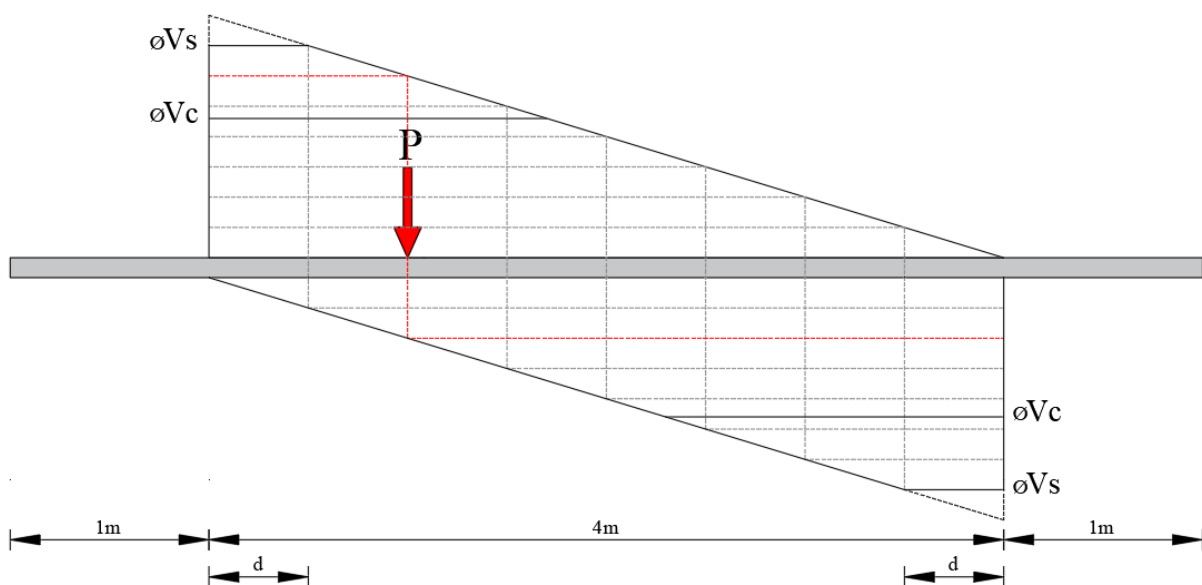
Ecuación 22.6.5.2a ACI  
 Ecuación 22.6.5.2b ACI  
 Ecuación 22.6.5.2c ACI

$$\nu_c = 0.226 \text{ ksi}$$

**Resistencia a punzonamiento**

$$\begin{aligned}
 V_n &:= \nu_c \cdot b \cdot d = 206.812 \text{ tonnef} \\
 \phi \cdot V_n &= 155.109 \text{ tonnef} \\
 \text{if } (\phi \cdot V_n \geq P_u, \text{ "Cumpe" }, \text{ "No cumple" }) &= \text{ "No cumple" } \\
 \text{No cumple por punzonamiento, pero rebido a que se va reforzar, se asume que cumple}
 \end{aligned}$$

**Cortante en una dirección**



**Figura 110: Punzonamiento en la losa por carga concentrada**



Resistencia a corte del hormigón

$$V_c := 2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (\text{psi})^{0.5} \cdot b \cdot d = 129.258 \text{ tonnef}$$

22.5.5.1 ACI 318

$$\phi \cdot V_c = 96.943 \text{ tonnef}$$

if  $(\phi \cdot V_c \geq V_u, \text{“Cumpe”}, \text{“No cumple”}) = \text{“No cumple”}$

Por lo tanto se necesita colocar refuerzo para el cortante

Resistencia nominal del acero de refuerzo requerido a cortante

$$V_u = \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_{s\_req} := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 62.742 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal a cortante proporcionada por el acero en una dirección 22.5.10.4 ACI

Diametro de estribos

$$d_{tie} := 0.5 \text{ in}$$

Area del estribo

$$A_{tie} := \frac{\pi \cdot d_{tie}^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

Área efectiva de las ramas de la barra dentro del espaciamiento s

$$A_v := 7 \cdot A_{tie} = 8.867 \text{ cm}^2$$

$$d := d_1$$

Espaciamiento longitudinal del refuerzo a cortante s

$$s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{s\_req}} = 29.81 \text{ cm}$$

22.5.10.4 ACI 318

Separación máxima para área mínima 9.6.3.3 ACI 318

$$s_{max_1} := \frac{A_v \cdot f_y}{0.75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot (\text{psi})^{0.5}} = 40.129 \text{ cm}$$

$$s_{max_2} := \frac{A_v \cdot f_y}{50 \cdot b \cdot \text{psi}} = 42.563 \text{ cm}$$

Separación máxima para refuerzo a cortante según Tabla 9.7.6.2.2

$$s_{max_3} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{s\_req} < 4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot (\text{psi})^{0.5} \\ \left\| \min\left(\frac{d}{2}, 600 \text{ mm}\right) \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \min\left(\frac{d}{4}, 300 \text{ mm}\right) \right\| \end{array} \right\|$$

$$s_{max_3} = 25 \text{ cm}$$

Espaciamiento minimo requerido

$$s := \min(s, \min(s_{max})) = 25 \text{ cm}$$

Debido a que se considera 6 ramas, la separación entre estribos requerida es mayor a la máxima, por tanto se usa la separación máxima para toda la losa.

Usar

$$s := 25 \cdot \text{cm}$$

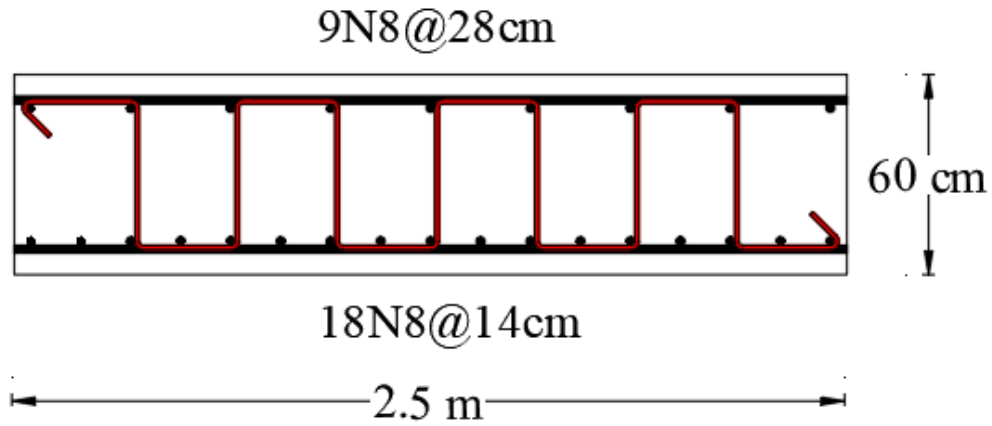


Figura 111: Estribos de la losa

## DISEÑO DE ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

En esta sección se realizó el diseño de todos los componentes complementarios para el funcionamiento del portico, tales como: placas sujetadoras del cilindro hidráulico, vigas de apoyo para la realización de ensayos, etc.

### Placa sujetadora de cilindro

El par de cilindros hidráulicos deben ir sujetos a la viga, para la cual se necesita un sistema de sujeción, de tal manera que permita aplicar las cargas sobre los elementos a ensayar sin generar peligro alguno, así también como la verificación de los esfuerzos que vayan a producirse en ella.

Para la fijación del cilindro hidráulico se utilizará una placa colocada en la parte inferior de la viga y conectada con la viga mediante pernos de alta resistencia.

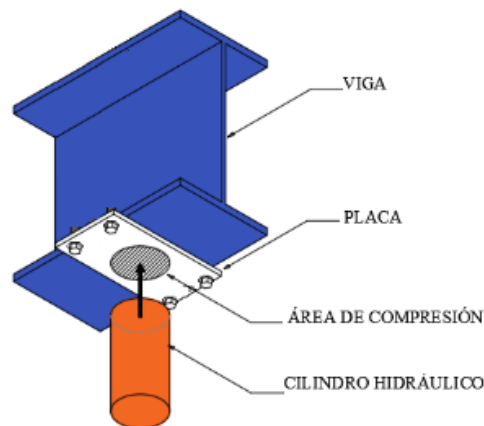


Figura 112. Esquema del sujetador mediante placas

### Material y geometría

#### Viga

$$d_b = 54.6 \text{ cm}$$

$$t_{wb} = 1.4 \text{ cm}$$

$$b_{fb} = 31.2 \text{ cm}$$

$$t_{fb} = 2.22 \text{ cm}$$

$$k_{desb} = 3.51 \text{ cm}$$

#### Placa

$$\text{ASTM A572 Gr 50}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$F_{yp} := 50 \text{ ksi}$$

#### Pernos

A325 con roscas sin excluir del plano de corte

Para el diseño de la placa, solo se consideró el área de compresión en la zona de contacto entre la placa y el actuador hidráulico.

#### Diseño de la placa

La placa y tonillos están sometidos a un esfuerzo:

$$P_L := 50 \text{ tonnef}$$

$$P_D := 0 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 1.2 P_D + 1.6 P_L = 80 \text{ tonnef}$$



Se consideró que la base de apoyo del cilindro hidráulico tiene un diámetro  $d_{ci} := 15 \text{ cm}$

Área de apoyo

$$A_{ci} := \frac{\pi \cdot d_{ci}^2}{4} = 176.715 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal a compresión

$$P_n := F_{yp} \cdot A_{ci} = 621.213 \text{ tonnef}$$

Resistencia a compresión

$$\phi := 0.9$$

$$\phi \cdot P_n = 559.092 \text{ tonnef}$$

### Resistencia al aplastamiento de la placa

La resistencia de aplastamiento de diseño  $\phi R_n$  de superficies en contacto debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como muestra el apartado J7 del AISC 360-16

Área proyectada de apoyo

$$A_{ci} = 176.715 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal al aplastamiento

$$R_n := 1.8 \cdot F_y \cdot A_{ci} = 805.092 \text{ tonnef}$$

Resistencia al aplastamiento

$$\phi := 0.75$$

$$\phi \cdot R_n = 603.819 \text{ tonnef}$$

if ( $\phi \cdot R_n > P_u$ , "Ok", "No cumple") = "Ok"

Deformación por aplastamiento

Para la determinación de la deformación por aplastamiento, se consideró que la placa tiene un espesor de  $t_{pl} := 0.5 \text{ in}$

$$\Delta := \frac{P_a \cdot t_{pl}}{A_{ci} \cdot E} = 0.004 \text{ mm}$$

La deformación por aplastamiento es insignificante.

### Diseño de pernos

La carga transmitida por el actuador hidráulico será resistida por la viga, por lo cual, los sujetadores de placas (pernos) no recibirán carga más que la de soportar el peso de los actuadores hidráulicos. Conservativamente se diseñará para un porcentaje de la carga del actuador (Este porcentaje incluye, el peso propio de los elementos y cualquier imprevisto durante el ensayo).

$$P_u := 10\% \cdot 80 \text{ tonnef} = 8 \text{ tonnef}$$

A partir de la Tabla J3.2 del AISC, la tensión de tracción nominal  $F_{nt}$  para pernos A325 es:

Diámetro propuesto del perno

$$\delta_b := 0.5 \cdot \text{in}$$



Área del perno

$$A_r := \frac{\pi \cdot \delta_b^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

Numero de pernos requeridos

$$n_r := 4$$

Resistencia nominal a tensión

$$F_y := 50 \text{ ksi}$$

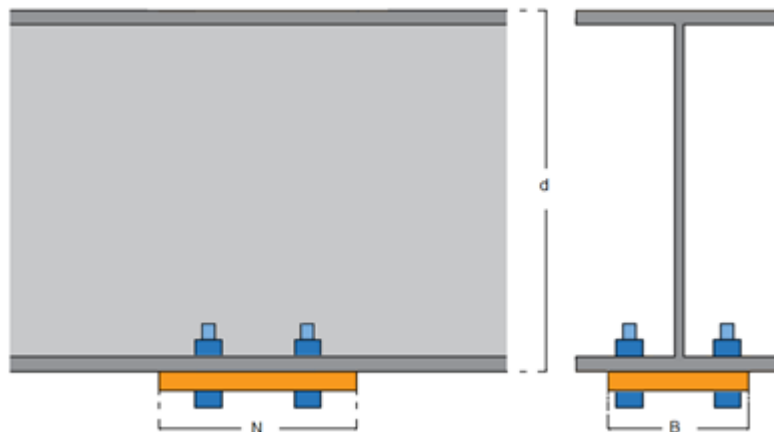
$$R_n := F_y \cdot A_r = 4.453 \text{ tonnef}$$

Resistencia tensión

$$\phi_t := 0.75$$

$$\phi_t \cdot R_n \cdot n_r = 13.359 \text{ tonnef}$$

if  $(\phi_t \cdot R_n \cdot n_r > P_u, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Ok”}$



**Figura 113.** Geometría de la placa de sujeción de los actuadores hidráulicos.

Geometría de la placa

$$N := 40 \text{ cm}$$

$$B := 30 \text{ cm}$$

### Rodillo de soporte de ensayos.

Los rodamientos de rodillo (Roller bearings) son cilindros de acero sólido (rollers), que permiten el desplazamiento relativo en una dirección, gracias a la acción de rodar.

El rodillo se configura a partir de la metodología que se encuentra en el libro de Mecánica de Shigley y del documento Lecture 15.B10: Bridge Equipment del ESDEP Course, el documento se puede obtener del siguiente enlace <http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg15b/11000.htm>.

El radio mínimo  $R$  de la superficie cilíndrica está determinado por la presión de contacto entre el cilindro y la superficie plana. El esfuerzo elástico entre una superficie cilíndrica y una plana está dado por la fórmula de Hertz (Ec.1)

Se pretende realizar el apoyo con barra de acero AISI 4340. Este tipo de acero es distribuido en el país como ejes de acero, se cuenta para el respaldo un catálogo de Dipacmanta de la cual se extraen las características del eje de acero. El catálogo se puede obtener del siguiente enlace <http://www.dipacmanta.com/aisi-4340>

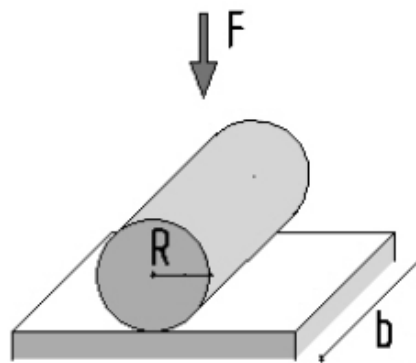


Figura 114. Rodillo de soporte para ensayos.

### Configuración del rodillo

$$F_y := 116 \cdot \text{ksi}$$

$$F_u := 145 \cdot \text{ksi}$$

Resistencia mecánica

$$E_1 := 29000 \cdot \text{ksi}$$

Módulo de elasticidad del rodillo

$$E_2 := E_1$$

Módulo de elasticidad viga

$$\nu_1 := 0.3$$

Coef. Poisson rodillo

$$\nu_2 := \nu_1$$

Coef. Poisson viga

$$F := 80 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza sobre el rodillo

$$b := 60 \cdot \text{cm}$$

Longitud del rodillo

$$R := 5 \cdot \text{cm}$$

Radio del rodillo

### Cálculo del esfuerzo.

Presión de contacto (Esfuerzo elástico)

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{F \cdot E}{2 \cdot \pi \cdot b \cdot R}} \quad \text{Ec.1}$$

Módulo de elasticidad equivalente

$$E := \frac{2 \cdot E_1 \cdot E_2}{E_2 \cdot (1 - \nu_1^2) + E_1 \cdot (1 - \nu_2^2)} \quad \text{Ec.2}$$

Presión de contacto máxima. (Esfuerzo elástico)

$$\sigma_c := 0.418 \cdot \sqrt{\frac{F \cdot E}{b \cdot R}} = 145.325 \text{ ksi}$$

Aunque la fórmula es aplicable a una condición elástica, es satisfactorio permitir que el esfuerzo de Hertz se limite a valores que excedan el rendimiento no axial. Típicamente, la limitación para los rodillos cilindricos es.  $1.7 \cdot F_u = 246.5 \text{ ksi}$ . (Nota del ESPEP Course).

if  $(1.7 \cdot F_u > \sigma_c, \text{"Ok"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Ok"}$

### Diseño de viga de soporte para ensayos.

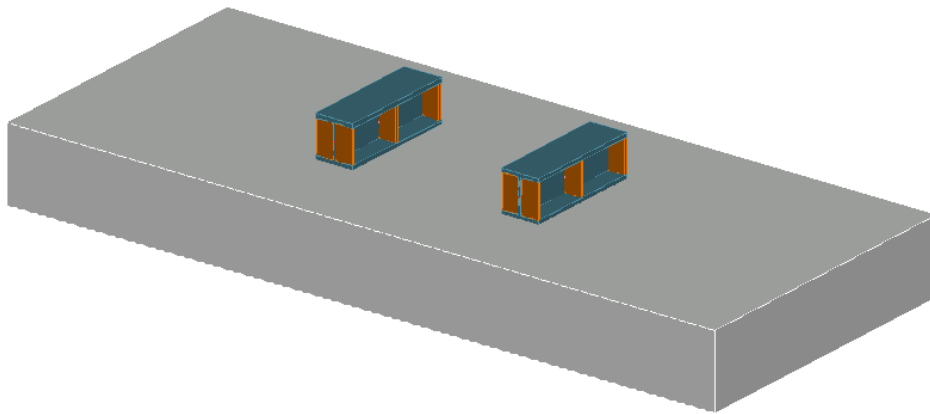


Figura 115. Vigas de soporte para ensayos.

### Configuración

La viga de apoyo se configura como se muestra en la figura 116, para la cual se verifica Flexión, Cortante y estados límites por carga concentrada.

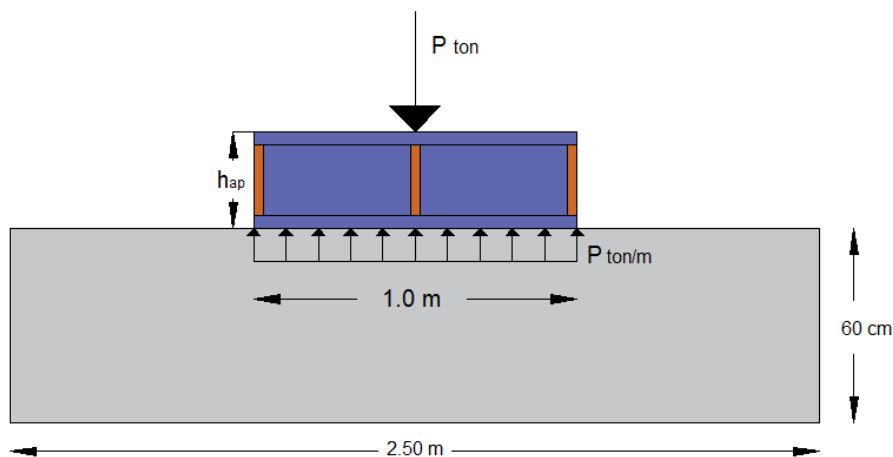


Figura 116. Configuración de viga de soporte para ensayos.

### Configuración

Carga muerta,  $P_D$

$$P_D := 0 \cdot \text{tonnef}$$

Carga viva,  $P_L$

$$P_L := 50 \cdot \text{tonnef}$$

### Combinaciones de carga.

LRFD

$$P_u := 1.2 \cdot P_D + 1.6 \cdot P_L = 80 \text{ tonnef}$$

Carga de servicio

$$P_a := P_D + P_L = 50 \text{ tonnef}$$

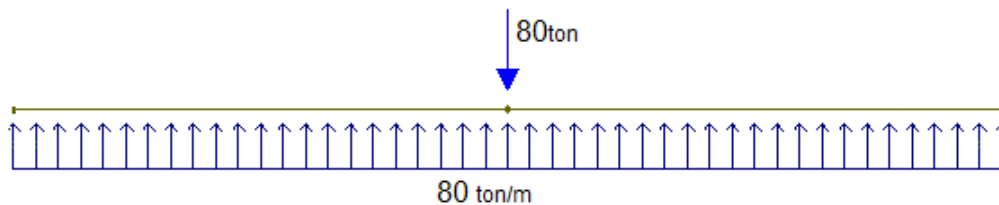


Figura 117. Configuración de cargas.

### Diseño a flexión

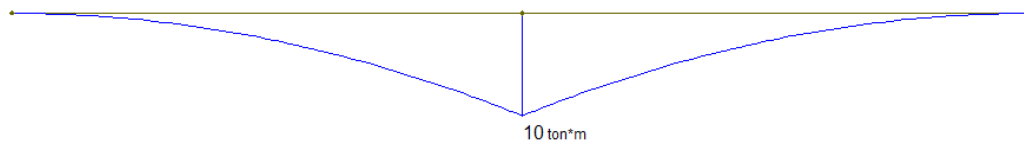


Figura 118: Momento último.

### Datos de Diseño:

Material: Acero ASTM A992

$$F_{yb} := 50 \text{ ksi}$$

$F_{yb}$ : Esfuerzo de fluencia de la viga

$$F_{ub} := 65 \text{ ksi}$$

$F_{ub}$ : Esfuerzo de tensión ultimo de la viga.

$$E := 29000 \text{ ksi}$$

$E$ : Modulo de elasticidad del acero.

$$M_u := 10 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$M_u$ : Momento ultimo de diseño

$$L_b := 1 \text{ m}$$

$L_b$ : Longitud de viga sin soporte lateral

$$C_b := 1.0$$

$C_b$ : Coeficiente de momento

La tabla siguiente muestra un resumen de capacidad a flexión y cortante para secciones del AISC, que tienen deformación menor que la deformación admisible. De la tabla se elije una sección y se comprueba detalladamente.



**Tabla 1:** Posibles Secciones W a utilizar.

"AISC(Ingles)"	"φMn"	"D/C"	"Δ[mm]"	"φVn"	"d [cm]"	"bf [cm]"
"W14X26"	20.847	0.48	0.501	48.242	35.3	12.8
"W14X22"	17.209	0.581	0.617	42.862	34.8	12.7
"W12X30"	22.334	0.448	0.516	43.429	31.2	16.6
"W12X26"	19.297	0.518	0.602	38.181	31	16.5
"W12X22"	14.902	0.671	0.787	43.429	31.2	10.2
"W12X19"	12.478	0.801	0.944	39.031	31	10.2
"W10X39"	24.264	0.412	0.587	42.517	25.2	20.3
"W10X33"	20.12	0.497	0.718	38.392	24.7	20.2
"W10X30"	18.981	0.527	0.722	42.908	26.7	14.8
"W10X26"	16.229	0.616	0.853	36.469	26.2	14.7
"W8X58"	31.002	0.323	0.538	60.866	22.2	20.9
						⋮

### Verificación de capacidad a flexión

Los datos de las secciones se obtienen del AISC shape Database V15 y se las almacena como una tabla en la variable "Secciones\_W"

`Secciones_W := READEXCEL ("..\..\..\Perfil_W_Ingles_Intern_v15.xlsx", "Perfil W(intern)!A2:AO284")`

Se elige una sección:

En la tabla 1 se muestra los perfiles que cumple con restricciones como  $D/C < 1$  y la deflexión entre valores de 0.5 y la deflexión admisible. Sin embargo, debido a que se pueda apreciar los ensayos y mantener uniformidad en el sistema, por lo cual se asume un perfil igual al de la viga principal:

`Perfil_Wb := "W21X111"`

La función siguiente, ayuda a determinar la posición  $i$ , y a extraer las características del perfil seleccionado.

$$Posicion(Tabla, Perfil) := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots \text{rows}(Tabla) \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } (Tabla_{i, 40} = Perfil, Ps \leftarrow i, 0) \end{array} \right\| \\ Ps \end{array} \right\|$$

### Geometría de la sección

A continuación se localiza la posición del perfil y se extrae los valores de la geometría, asignando su respectiva unidad.

Posición del perfil  $i$

$$i := \text{Posicion}(\text{Secciones}_W, \text{Perfil}_W_b)$$

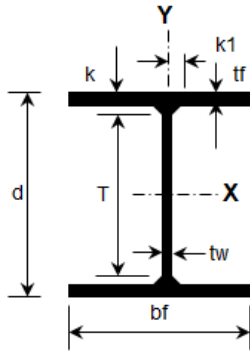


Figura 5. Geometría de la sección W

$A_b := \text{Secciones}_W_{i,3} \cdot \text{mm}^2$	$A_b = 210 \text{ cm}^2$
$d_b := \text{Secciones}_W_{i,4} \text{ mm}$	$d_b = 54.6 \text{ cm}$
$b_{fb} := \text{Secciones}_W_{i,6} \text{ mm}$	$b_{fb} = 31.2 \text{ cm}$
$t_{fb} := \text{Secciones}_W_{i,11} \text{ mm}$	$t_{fb} = 2.22 \text{ cm}$
$t_{wb} := \text{Secciones}_W_{i,8} \text{ mm}$	$t_{wb} = 1.4 \text{ cm}$
$k_{desb} := \text{Secciones}_W_{i,13} \text{ mm}$	$k_{desb} = 3.51 \text{ cm}$
$S_{xb} := \text{Secciones}_W_{i,20} \text{ mm}^3$	$S_{xb} = 4080 \text{ cm}^3$
$Z_{xb} := \text{Secciones}_W_{i,19} \text{ mm}^3$	$Z_{xb} = 4570 \text{ cm}^3$
$r_{yb} := \text{Secciones}_W_{i,25} \text{ mm}$	$r_{yb} = 7.37 \text{ cm}$
$h_{ob} := \text{Secciones}_W_{i,33} \text{ mm}$	$h_{ob} = 52.3 \text{ cm}$
$r_{tsb} := \text{Secciones}_W_{i,32} \text{ mm}$	$r_{tsb} = 8.56 \text{ cm}$
$J_b := \text{Secciones}_W_{i,26} \text{ mm}^4$	$J_b = 284 \text{ cm}^4$
$I_{xb} := \text{Secciones}_W_{i,18} \text{ mm}^4$	$I_{xb} = 111000 \text{ cm}^4$
$g_b := \text{Secciones}_W_{i,39} \text{ mm}$	$g_b = 14 \text{ cm}$
$k_{1b} := \text{Secciones}_W_{i,15} \text{ mm}$	$k_{1b} = 3.81 \text{ cm}$
	$h := d_b - 2 k_{desb} = 0.476 \text{ m}$

### Pandeo local

Pandeo local del Patin:

$$\lambda_{fb} := \frac{b_{fb}}{2 t_{fb}} = 7.027 \quad \lambda_{pf} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 9.152 \quad \lambda_{rf} := 1.0 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 24.083$$

if $\lambda_{fb} \leq \lambda_{pf}$ "Patín Compacto." else "Patín no Compacto."	= "Patín Compacto."
--	---------------------

Pandeo local del Alma:

$$\lambda_{wb} := \frac{h}{t_{wb}} = 33.986 \quad \lambda_{pw} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 90.553 \quad \lambda_{rw} := 5.70 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 137.274$$

if $\lambda_{wb} \leq \lambda_{pw}$ "Alma Compacta." else "Alma no Compacta."	= "Alma Compacta."
--	--------------------

"∴ Sección Compacta"



### Capacidad a Flexion

Ecuaciones para el pandeo lateral torsionante, longitudes limites,

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \quad \text{Ec. F2-5 AISC 360}$$

$$L_p = 3.124 \text{ m}$$

Para secciones doblemente simetricas,  $C := 1$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{tsb} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\frac{J_b \cdot C}{S_{xb} \cdot h_{ob}} + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot C}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yb}}{E}\right)^2}} \quad \text{Ec. F2-6 AISC 360}$$

$$L_r = 9.521 \text{ m}$$

if ( $L_b \leq L_p$ , "No hay PLT", if ( $L_p < L_b \leq L_r$ , "PLT Inelastico", "PLT Elastico")) = "No hay PLT"

### Momento Plastico

$$M_p := F_{yb} \cdot Z_{xb} \quad \text{Ec. F2-1 AISC 360}$$

$$M_p = 160.65 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Momento nominal

$$M_n := \begin{cases} \text{if } L_b \leq L_p \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_p \\ \text{else if } L_p < L_b \leq L_r \\ \quad \left\| \begin{array}{l} C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_{yb} \cdot S_{xb}) \cdot \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \end{array} \right. \\ \text{else if } L_b > L_r \\ \quad \left\| \begin{array}{l} F_{cr} \leftarrow \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left( \frac{L_b}{r_{tsb}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot C}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left( \frac{L_b}{r_{tsb}} \right)^2} \\ F_{cr} \cdot S_{xb} \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \text{Ec. F2-2 AISC 360}$$

$$M_n = 160.651 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Ec. F2-4 AISC 360}$$

$$M_n = 160.651 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Ec. F2-3 AISC 360}$$

### Resistencia nominal a la flexion

$$M_n := \text{if } (M_n > M_p, M_p, M_n)$$

$$M_n = 160.651 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Resistencia a la Flexion

LRFD

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 144.586 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



Relacion de la Demanda/Capacidad

LRFD

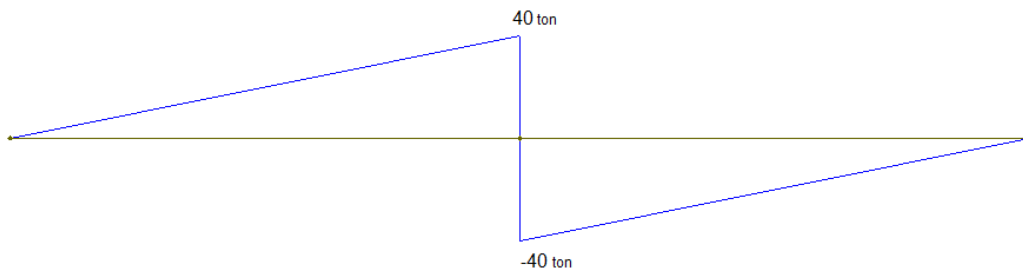
$$\frac{Demanda}{Capacidad} = \frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n}$$

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = 0.069$$

Verificación de la Resistencia a cortante.

$$V_n = 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_w \cdot C_v$$

Ec. G2-1 AISC 360



Distancia libre entre patines.

$$h := d_b - 2 \cdot k_{desb}$$

$$h = 47.58 \text{ cm}$$

Area del alma

$$A_w := d_b \cdot t_{wb}$$

$$A_w = 76.44 \text{ cm}^2$$

Coefficiente de pandeo por cortante del alma

Para almas sin atiesadores transversales

$$k_v := 5.34$$

Ec. G2-5 AISC 360

Coefficiente de cortante del alma  $C_v$

$$C_v := \begin{cases} \text{if } \frac{h}{t_{wb}} \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} \\ \quad \left\| C_v \leftarrow 1.0 \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| C_v \leftarrow \frac{1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}}}{\frac{h}{t_{wb}}} \right. \end{cases}$$

Ec. G2-3 AISC 360

Ec. G2-4 AISC 360

$$C_v = 1$$





Resistencia nominal al corte

$$V_n := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_w \cdot C_v$$
$$V_n = 161.228 \text{ tonnef}$$

Resistencia al corte

LRFD

$$\phi_v := \text{if} \left( \frac{h}{t_{wb}} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}, 1.0, 0.9 \right)$$

$$\phi_v = 1$$

$$\phi_v \cdot V_n = 161.228 \text{ tonnef}$$

Relacion de la Demanda/Capacidad a cortante

Demanda

$$V_u := 40 \cdot \text{tonnef}$$

LRFD

$$\frac{\text{Demanda}}{\text{Capacidad}} = \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n}$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 0.248$$

**Deflexion en la viga**

Considerando conservativamente como una viga doblemente empotrada con una carga puntual en el centro del claro, la deflexion maxima de la viga sera dada por la siguiente expresion:

$$\Delta := \frac{P_a \cdot L_b^3}{48 E \cdot I_{xb}} = 0.046 \text{ mm}$$

$$\Delta = 0.046 \text{ mm}$$

**Limite de Deflexión:**

$$\Delta_{adm} := \frac{L_b}{2000} = 0.5 \text{ mm}$$

$$\Delta_{adm} = 0.5 \text{ mm}$$

if ( $\Delta < \Delta_{adm}$ , “Cumple”, “No cumple”) = “Cumple”



### Verificación de la viga por carga concentrada

Las cargas que transmiten los apoyos van a generar cargas concentradas, por lo cual se debe verificar la resistencia de la viga para estas cargas. La verificación se realiza mediante el apartado J10 del AISC 360 para flexión local del patín, fluencia local del alma, aplastamiento del alma, Pandeo lateral del alma

#### Flexión local del patín

Se considera que la carga concentrada es aplicada a una distancia mayor a  $10 t_{fb} = 22.2 \text{ cm}$  medido desde un extremo de la viga.

Resistencia a la flexión local del patín

$$R_n := 6.25 \cdot t_{fb}^2 \cdot F_{yb} = 108.282 \text{ tonnef}$$

Ecuación J10-1 del AISC 360

LRFD

$$\phi := 0.9$$

$$\phi R_{n_1} := \phi \cdot R_n = 97.453 \text{ tonnef}$$

if  $(\phi R_{n_1} > P_u, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Ok”}$

#### Fluencia local del alma

Se considera que la carga concentrada está aplicada a una distancia menor al peralte  $d$  de la viga medido desde su extremo.

Longitud de apoyo paralela al plano del alma

$$l_b := 35 \text{ cm}$$

Distancia entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura

$$k_{desb} = 3.51 \text{ cm}$$

Resistencia a fluencia local del alma

$$R_n := (2.5 \cdot k_{desb} + l_b) \cdot F_{yb} \cdot t_{wb} = 215.438 \text{ tonnef}$$

Ecuación J10-3 del AISC 360

LRFD

$$\phi := 1$$

$$\phi R_{n_2} := \phi \cdot R_n = 215.438 \text{ tonnef}$$

if  $(\phi R_{n_2} > P_u, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Ok”}$

#### Aplastamiento del alma

Cuando se aplica una carga concentrada de compresión a un elemento estructural cuya alma no está rigidizada y considerando que la carga concentrada es aplicada a una distancia medida desde el extremo mayor a  $\frac{d}{2}$ .

Resistencia al aplastamiento del alma

$$R_n := 0.4 \cdot t_{wb}^2 \cdot \left( 1 + 3 \left( \frac{l_b}{d_b} \right) \left( \frac{t_{wb}}{t_{fb}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yb} \cdot t_{fb}}{t_{wb}}} = 164.077 \text{ tonnef}$$

Ecuación J10-4 del AISC 360

LRFD

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_{n_3} := \phi \cdot R_n = 123.058 \text{ tonnef}$$

if  $(\phi R_{n_3} > P_u, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Ok”}$



### Pandeo lateral del alma

Cuando el patín de compresión no está restringido a rotaciones, la resistencia al pandeo lateral será calculado mediante la ecuación J10-7 del AISC 360 si la condición siguiente se satisface.

$$\text{if } \left( \frac{\left( \frac{h}{t_{wb}} \right)}{\left( \frac{L_b}{b_{fb}} \right)} < 1.7, \text{ "Calcular } R_n", \text{ "No Aplica Pandeo Lateral"} \right) = \text{"No Aplica Pandeo Lateral"}$$

Debido a que no cumple con algunos estados límites por cargas concentradas, se debe realizar el diseño de atiesadores transversales cumpliendo los requisitos de la sección J10.8 y J10.9 del ASIC 360.

### Diseño de atiesadores transversales

Debido a que los actuadores hidráulicos pueden estar en cualquier punto de la viga, se diseñó los atiesadores transversales como atiesadores de apoyo que permitan aplicar cargas concentradas a lo largo de la viga, ya que la viga no cumplió para algunos estados por carga concentrada.

### Geometría del atiesador

La geometría del atiesador se puede determinar a partir del apartado J10-8 del AISC 360.

Ancho  $b_{st}$  J10-8a. El ancho de cada atiesador más medio espesor del alma del elemento (viga) no debe ser menor que un tercio del ancho del patín o plancha de conexión de momento que produce la carga concentrada.

$$b_{st} + \frac{t_w}{2} > \frac{b_f}{3}$$

$$b_{st\_min} := \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wb}}{2} = 9.7 \text{ cm}$$

Usar  $b_{st} := 12 \text{ cm}$

Espesor  $t_s$ , J10-8b. El espesor de cada atiesador no debe ser menor que medio espesor del patín o plancha de conexión de momento que entrega la carga concentrada, ni menor que el ancho dividido por 16.

$$t_{st\_min} := \max\left(\frac{t_{fb}}{2}, \frac{b_{st}}{16}\right) = 0.437 \text{ in}$$

Usar  $t_{st} := 0.75 \text{ in}$

Altura  $h_s$ , J10-8c La altura de los atiesadores deben extenderse al menos a un medio de la profundidad del miembro excepto cuando se tienen cargas concentradas (como se requiere en J10.3, J10.5 y J10.7). Debido a cargas concentradas que estarán presentes en el atiesador, la altura de los atiesadores transversales se extenderá a todo lo alto del alma.

$$h_{st} := d_b - 2 \cdot t_{fb} = 50.16 \text{ cm}$$

Usar  $h_{st} = 50.16 \text{ cm}$

Separación  $a$ : La separación de los atiesadores transversales se determina en base a la aplicabilidad de las cargas concentradas a lo largo de la viga. Por lo cual se elige una separación adecuada para realizar la mayor cantidad de ensayos posibles.

Usar  $a := 50 \text{ cm}$



Para atiesadores de apoyo se debe revisar la resistencia al aplastamiento y la resistencia del atiesador como miembro a compresión.

### Resistencia al aplastamiento.

La resistencia de aplastamiento de diseño  $\phi R_n$  de superficies en contacto debe ser determinada para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como muestra el apartado J7 del AISC 360.

Esbeltez del atiesador

$$\text{if} \left( \frac{b_{st}}{t_{st}} < 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”} \quad \text{Tabla B4.1a del AISC 360}$$

Área proyectada de apoyo

$$A_{pbs} := 2 \cdot t_{st} \cdot (b_{st} - 1 \cdot \text{in}) = 36.043 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal al aplastamiento

$$P_n := 1.8 \cdot F_{yb} \cdot A_{pbs} = 228.064 \text{ tonnef} \quad \text{Ecuación J7-1 del AISC 360}$$

Resistencia al aplastamiento

LRFD

$$\phi := 0.75$$

$$\phi P_{n_1} := \phi \cdot P_n = 171.048 \text{ tonnef}$$

$$\text{if} \left( \phi P_{n_1} > P_u, \text{“Ok”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Ok”}$$

### Resistencia a compresión

La sección J10.8 del AISC 360, indica que los atiesadores se deben analizar en base al capítulo E y la sección J4.4 del AISC, también se debe colocar por pares sobre las almas de las vigas en los extremos no enmarcados y donde se requieran, debido a cargas concentradas.

La resistencia se debe determinar utilizando una longitud efectiva de  $0.75h$ , con una sección compuesta de dos atiesadores y una franja del alma de ancho igual a  $25 t_w$  en atiesadores interiores y  $12 t_w$  en atiesadores en los extremos de los miembros.

**Flexión local del patín.** Considerando que la carga concentrada es aplicada a una distancia mayor a  $10 \cdot t_{fb}$ , medido desde un extremo de la viga.

$$R_n := 6.25 \cdot t_{fb}^2 \cdot F_{yb} = 108.282 \text{ tonnef} \quad \text{Ec. J10-1 AISC 360}$$

LRFD

$$\phi := 0.9$$

$$\phi R_{n_1} := \phi \cdot R_n = 97.453 \text{ tonnef}$$

$$\text{if} \left( \phi R_{n_1} > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”} \right) = \text{“Cumple”}$$



Para atiesador interior

Área en compresión

$$A := 2 \cdot t_{st} \cdot b_{st} + 25 \cdot t_{wb} \cdot t_{wb} = 94.72 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia del área Ac, con respecto a un eje en el alma.

$$I := \frac{1}{12} \cdot (25 \cdot t_{wb}) \cdot (t_{wb})^3 + 2 \left( \frac{1}{12} \cdot t_{st} \cdot b_{st}^3 + (t_{st} \cdot b_{st}) \cdot \left( \frac{b_{st} + t_{wb}}{2} \right)^2 \right) = 2609.014 \text{ cm}^4$$

Radio de giro

$$r := \sqrt{\frac{I}{A}} = 5.248 \text{ cm}$$

Longitud efectiva

$$KL := 0.75 \cdot h_{st} = 37.62 \text{ cm}$$

Sección J10.8 del AISC 360

Relación de esbeltez

$$\frac{KL}{r} = 7.168$$

if  $\left( \frac{KL}{r} \leq 25, \text{ "Calcular Pn con Ap. J4.4" }, \text{ "Calcular Pn con Cap E" } \right) = \text{ "Calcular Pn con Ap. J4.4" }$

Resistencia nominal a compresión

$$P_n := F_{yb} \cdot A$$

Ecuación J4.6 del AISC 360

$$P_n = 332.974 \text{ tonnef}$$

Resistencia a compresión

LRFD

$$\phi := 0.9$$

$$\phi P_{n_2} := \phi \cdot P_n = 299.676 \text{ tonnef}$$

if  $\left( \phi P_{n_2} > P_u, \text{ "Ok" }, \text{ "No cumple" } \right) = \text{ "Ok" }$

Para atiesadores extremos

Área en compresión

$$A_c := 2 \cdot t_{st} \cdot b_{st} + 12 \cdot t_{wb} \cdot t_{wb} = 69.24 \text{ cm}^2$$

Momento de inercia del área Ac, con respecto a un eje en el alma.

$$I := \frac{(12 \cdot t_{wb}) \cdot t_{wb}^3}{12} + 2 \cdot \left( \frac{t_{st} \cdot b_{st}^3}{12} + (b_{st} \cdot t_{st}) \cdot \left( \frac{b_{st} + t_{wb}}{2} \right)^2 \right) = 2604.852 \text{ cm}^4$$

Radio de giro :

$$r := \sqrt{\frac{I}{A_c}} = 6.134 \text{ cm}$$

Relación de esbeltez:

$$k := 0.75 \quad \frac{k \cdot L}{r} = \frac{k \cdot h}{r}$$

$$\frac{k \cdot h}{r} = 5.818$$

$$\text{if} \left( \frac{k \cdot h}{r} \leq 25, \text{“Aplica J4.4”}, \text{“Aplica Cap. E”} \right) = \text{“Aplica J4.4”}$$

Resistencia nominal a compresión

$$P_n := F_{yb} \cdot A_c$$

$$P_n = 243.403 \text{ tonnef}$$

Ec. J4-6 AISC 360

Resistencia a compresión

### LRFD

$$\phi := 0.9$$

$$\phi \cdot P_n = 219.062 \text{ tonnef}$$

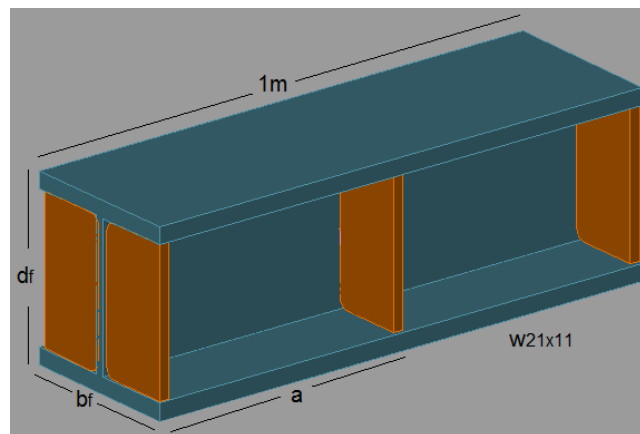
$$\text{if} (\phi \cdot P_n > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Cumple”}$$

### CONFIGURACIÓN FINAL DE VIGA

$$b_{fb} = 31.2 \text{ cm}$$

$$d_b = 54.6 \text{ cm}$$

$$a = 50 \text{ cm}$$



### Aplastamiento en el concreto

Se verifica aplastamiento en el concreto de la siguiente manera:

$$P_h = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1$$

$$f'_c := 5 \cdot \text{ksi}$$

$$l_1 := L_b = 1 \text{ m}$$

$$l_2 := b_{fb} = 31.2 \text{ cm}$$

$$A_1 := l_1 \cdot l_2 = 3120 \text{ cm}^2$$

$$P_h := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 = 932.27 \text{ tonnef}$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi \cdot P_h = 839.043 \text{ tonnef}$$

$$\text{if} (\phi \cdot P_h > P_u, \text{“Cumple”}, \text{“No cumple”}) = \text{“Cumple”}$$