



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD DE CARABOBO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE PLANCHAS BASES DE COLUMNAS EN ESTRUCTURAS DE
ACERO SISMORRESISTENTES APLICANDO LOS CRITERIOS DE LA
NORMATIVA NACIONAL E INTERNACIONAL VIGENTES.**

Trabajo Presentado como Requisito para optar al título de Ingeniero Civil de la
Universidad de Carabobo.

AUTOR:

AZRAK M., JOHNNY W.

TUTOR:

M.Sc. ING. GUANCHEZ EDINSON

VALENCIA, JUNIO 2012



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD DE CARABOBO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE PLANCHAS BASES DE COLUMNAS EN ESTRUCTURAS DE
ACERO SISMORRESISTENTES APLICANDO LOS CRITERIOS DE LA
NORMATIVA NACIONAL E INTERNACIONAL VIGENTES.**

AUTOR:

AZRAK M., JOHNNY W.

TUTOR:

M.Sc. ING. GUANCHEZ EDINSON

VALENCIA, JUNIO 2012

DEDICATORIA

A Dios, mi fuente inagotable de Salud, Fortaleza, Confianza, Perseverancia.

A mi Madre, por su Amor y apoyo incondicional en todo momento.

A mi Padre, que iluminas mi camino en cada paso de mi vida.

A mi Hermano, Hermana, Cuñado y sobrinos.

A mis profesores, maestros y guías.

A mis amigos y compañeros.

AGRADECIMIENTOS

A la insigne Alma Mater Universidad de Carabobo, que me ha contribuido notablemente en mi formación como profesional.

Al Prof. MSc. Ing. Edinson Guanchez por haber aceptado la tutoría de este trabajo, por confiar en mi persona, por su paciencia, dedicación y valiosa asesoría.

Al Dr. Ing. Samir Azrak por su invaluable atención y asesoría sin descanso, no solo en la realización de esta investigación sino también en su papel como padre.

A mi madre, por su inagotable atención, dedicación y amor.

A mi hermano, Ing. Simón Azrak por el apoyo incondicional que me brindó a lo largo de la carrera.

Y a todas aquellas personas que de una u otra forma, colaboraron o participaron en la realización de esta investigación, hago extensivo mi más sincero agradecimiento.

INDICE

DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
INDICE DE TABLAS	xiii
RESUMEN	xiv
INTRODUCCION	1
CAPITULO I	3
EL PROBLEMA	
1.1 Planteamiento del problema	3
1.2 Objetivos de la investigación.....	5
1.2.1 Objetivo general:	5
1.2.2 Objetivos Específicos:	5
1.3 Justificación de la investigación.	5
1.4 Alcances y limitaciones de la investigación	7
CAPÍTULO II	10
MARCO TEÓRICO	
2.1 Antecedentes de la investigación.....	10
2.2 Fundamentos teóricos.....	11
2.2.1 Especificaciones del material.	11
2.2.2 Selección de Materiales para la Plancha Base.	13
2.2.3 Materiales de los pernos de anclaje.	14
2.2.4 Requisitos del Grout.....	17
2.2.5 Diseño Sísmico.....	18
2.2.5.1 Comportamiento Sísmico	18
2.2.5.2 Detalles de Diseño Sísmico.	21
2.2.6 Estudios realizados en la Universidad de California y Universidad de Stanford.....	25
2.2.6.1 Descripción de los Ensayos.	25
2.2.6.2 Pruebas Complementarias.....	29
2.2.6.2.1 Pruebas de las Barras de Anclaje en Tensión	29
2.2.6.2.2 Pruebas de Cilindros Estándar de Concreto.....	30

2.2.6.3 Ensayos Realizados	33
2.2.6.3.1 Superficie de Fricción	34
2.2.6.3.2 Esfuerzo de los Pernos de Anclaje.	37
2.2.6.3.3 Aplastamiento de la Llave de Corte.	43
CAPITULO III.....	51
MARCO METODOLÓGICO	
3.1 Tipo de investigación.	51
3.2 Diseño de investigación.....	52
3.3 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.	53
3.4 Procedimiento de la metodología	53
CAPITULO IV	55
ANALISIS Y RESULTADO	
4.1 Cargas concéntricas de compresión axial	57
4.1.1. Límite de capacidad del concreto	57
4.1.2 Cedencia límite de las planchas base	63
4.1.3. Limite cedente de las planchas base (HSS y TUBOS).....	65
4.1.4. Procedimiento general de diseño	65
4.2 Cargas axiales a tracción	71
4.2.1. Tensión en los pernos de anclaje	73
4.2.2 Anclaje del concreto para las fuerzas a tracción	75
4.3 Diseño de Planchas Base de Columnas con Momentos Bajos.	85
4.3.1 Tensión de Aplastamiento del Concreto	88
4.3.2 Rendimiento Límite de Flexión de la Placa Base en la Interface de Aplastamiento.	88
4.3.3 Rendimiento de la Flexión en el Interfaz de Tensión de la Plancha Base.	91
4.3.4 Procedimiento general del diseño.	91
4.4 Diseño de Placas Base de la Columna con Momentos Altos.	92
4.4.1 Aplastamiento del Concreto y Fuerzas de las Barras de Anclaje.	93
4.4.2 Cedencia Límite de la Placa Base en la Interface de Aplastamiento.	95
4.4.3 Cedencia Límite de la Plancha Base en la Interface de Tensión	96
4.4.4 Procedimiento General de Diseño.	97

4.5 Diseño por corte.....	98
4.5.1 Fricción.....	98
4.5.2 Aplastamiento	98
4.5.3 Cortante en las Barras de Anclaje.....	101
4.5.4 La Interacción de Tensión y Corte en el Concreto.....	107
4.5.5 Horquillas y tirantes	108
4.6 Metodología de Diseño de las Planchas Base.....	110
4.7 Detallado de la Plancha Base.....	137
4.8 Fabricación y construcción.....	141
4.8.1 Fabricación de las planchas bases y acabado.....	141
4.8.2 Soldadura de planchas base.....	143
4.8.3 Agujeros de las Barras de Anclaje y Arandelas.....	146
4.8.4 Dimensionado y diseño de las barras de anclaje.....	148
4.8.5 Tolerancia y colocación de las barras de anclaje.....	150
4.8.6 Procedimiento de montaje para las columnas.....	153
4.8.6.1 Método de Ajustes de Tuercas y Arandelas	154
4.8.6.2 Método por placa de ajuste.....	155
4.8.6.3 Método de pilas de cuñas.....	156
4.8.6.4 Grandes Ajustes de las Placas Base.....	156
CONSIDERACIONES TÉCNICAS FINALES	158
CAPITULO V	159
CONCLUSIONES	159
RECOMENDACIONES	161
BIBLIOGRAFIA.....	162
ANEXOS.....	165
Ejemplos de cálculos.....	166
Ejemplo 1: Planchas base para carga de compresión axial concéntrica (Sin confinamiento)	166
Ejemplo 2: Plancha base para carga de compresión axial concéntrica (Usando confinamiento del concreto).....	171
Ejemplo 3: Resistencia a tensión para barras de anclaje con 3/4" de diámetro.....	177
Ejemplo 4: Resistencia de empotramiento del concreto.....	178

Ejemplo 5: Columna anclada para cargas a tracción.	179
Ejemplo 6: Diseño de plancha base con momentos bajos.....	189
Ejemplo 7: Diseño de plancha base con momentos altos.	194
Ejemplo 8: Transferencia de cortante usando aplastamiento	203
Ejemplo 9: Diseño de la llave de corte.	204
Ejemplo 10: Distancia al borde debido al corte.	213
Ejemplo 11: Barras de anclaje resistiendo combinaciones de tensión y corte.....	215
Ejemplo 12: Método de diseño.....	221
Hoja de cálculo.	251

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 DETALLE TÍPICO DE BASE A MOMENTO.	23
FIGURA 2.2 DETALLE DE BASE INCRUSTADO A MOMENTO	23
FIGURA 2.3 (A) DIAGRAMA DEL ENSAYO DE LA PLANCHA BASE (B) FOTOGRAFÍA REAL.....	27
FIGURA 2.4 ENSAMBLADO DE LA PLANCHA BASE. ENSAMBLADO DE ACERO PARA LA APLICACIÓN DE LA CORTANTE.....	27
FIGURA 2.5 ILUSTRACIÓN SISTEMÁTICA DE LA LOCALIZACIÓN DEL INSTRUMENTO. (A) VISTA LATERAL (B) VISTA DE PLANTA.	28
FIGURA 2.6 FOTOGRAFÍA DEL PEDESTAL TÍPICO ENSAYADO CON SUS BARRAS DE ANCLAJE.	32
FIGURA 2.7 FOTOGRAFÍA REPRESENTATIVA DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS DE CONCRETO.....	32
FIGURA 2.8 ILUSTRACIÓN REPRESENTATIVA DEL ENSAYO DE FRICCIÓN.	35
FIGURA 2.9 FOTOGRAFÍA DE LAS PILAS DE CUÑAS DE ACERO.	36
FIGURA 2.10 PILAS DE CUÑAS POSICIONADAS (A) ENSAYO 1 (B) ENSAYO 2.....	36
FIGURA 2.11 (A) FALLAS DE LAS BARRAS (B) FALLA DE LA BARRA DE 3/4" DE DIÁMETRO (C) FALLA DE LA BARRA 1 1/4" DE DIÁMETRO.	39
FIGURA 2.12 ILUSTRACIÓN DE LAS FALLAS (A) FALLA DE LA BARRAS DE 3/4" DE DIÁMETRO (B) FALLA DE LA BARRA 1 1/4" DE DIÁMETRO.	40
FIGURA 2.13 FOTOGRAFÍA DE FALLAS DEL MORTERO DE DIFERENTES ENSAYOS..	41
FIGURA 2.14 ILUSTRACIÓN SISTEMÁTICAS DEL MECANISMO DE APLASTAMIENTO DE LAS BARRAS DE ANCLAJE DAÑO.	42
FIGURA 2.15 FOTOGRAFÍA DE BARRA CON ARANDELA DE CHAPA SOLDADA.	43
FIGURA 2.16 DIMENSIONES DEL PEDESTAL DE CONCRETO.	45
FIGURA 2.17 DAÑO PROGRESIVO DEL PEDESTAL DE CONCRETO.....	46
FIGURA 2.18 FALLA DEL PEDESTAL (A) VISTA LATERAL (B) VISTA DE PLANTA.	47
FIGURA 2.19 FALLA DEL PEDESTAL VISTA FRONTAL.....	48

FIGURA 2.20 FOTOGRAFIA DE FALLA DEL PEDESTAL CON UNA LLAVE DE CORTE DE 3" DE PROFUNDIDAD (A)Y(B) VISTAS LATERALES (C) VISTA DE PLANTA. DIRECCIÓN NEGATIVA DE LA CARGA POSITIVA	49
FIGURA 2.21 ILUSTRACIÓN DEL ÁREA DE FALLA ASUMIDA (A) MÉTODO DEL CONO DE 45 GRADOS (B) MÉTODO CCD (C=DISTANCIA AL BORDE; w=ANCHO DE LA LLAVE DE CORTE; d=PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO DE LA LLAVE DE CORTE).....	50
FIGURA 4.1. COMPONENTES DE LA CONEXIÓN DE LA PLACA BASE.....	55
FIGURA 4.2 (A) TENSIÓN DE APLASTAMIENTO ASUMIDO.....	61
FIGURA 4.2 (B) EJES DE FLEXIÓN ASUMIDA.....	62
FIGURA 4.2 (C) DISEÑO DE DETERMINACIÓN A MOMENTO DE LA PLACA BASE. ...	62
FIGURA 4.3 RUPTURA DEL CONO EN TENSIÓN POR LA ACI 318-02.....	79
FIGURA 4.4 CONO DE FRACTURA PARA GRUPOS DE BARRAS DE ANCLAJE EN LOSAS DELGADAS.....	82
FIGURA 4.5 CONO DE FRACTURA PARA TENSIONES CERCA DEL BORDE.....	83
FIGURA 4.6 FUERZA LATERAL DE RUPTURA EN BARRAS DE ANCLAJE EN TENSION.	84
FIGURA 4.7 USO DEL ACERO DE REFUERZO PARA EL DESARROLLO DE LAS BARRAS DE ANCLAJE.....	84
FIGURA 4.8 PLACAS BASE CON MOMENTOS BAJOS.....	86
FIGURA 4.9 PLACA BASE CON MOMENTOS DE GRAN TAMAÑO.....	92
FIGURA 4.10A DETALLE DE LLAVE DE CORTE.	99
FIGURA 4.10B DETALLE DEL INCRUSTADO DE LA COLUMNA A LA FUNDACIÓN.	99
FIGURA 4.11 CONO DE ARRANCAMIENTO POR CORTE.	105
FIGURA 4.12 ARRANCAMIENTO DE LA SUPERFICIE DEL CONCRETO POR UN GRUPO DE ANCLAJE.....	106
FIGURA 4.13 DETALLE TÍPICO USANDO BARRAS HORQUILLAS.	109
FIGURA 4.14 DETALLE ALTERNATIVO DE HORQUILLA.	109
FIGURA 4.15 DIMENSIONES DE LA PLANCHA BASE.	114
FIGURA 4.16 DIAGRAMAS DE FUERZAS PARA EL CASO DE DISEÑO MOMENTOS BAJOS.	120

FIGURA 4.17 DIAGRAMAS DE FUERZAS PARA EL CASO DE DISEÑO MOMENTOS	
ALTOS.....	121
FIGURA 4.18 EJES EN FLEXIÓN DE LA PLANCHA BASE.....	124
FIGURA 4.19A PLANCHA BASE CON RIGIDIZADORES	128
FIGURA 4.19B DIAGRAMA DE MOMENTO EN PRESENCIA DE RIGIDIZADORES.....	129
FIGURA 4.19C DIAGRAMA DE FUERZAS EN PRESENCIA DE TRES RIGIDIZADORES	
PARA LA ECUACIÓN DE LOS TRES MOMENTOS.....	129
FIGURA 4.20 DETALLADO DEL RIGIDIZADOR.....	131
FIGURA 4.21 ZONA EN APLASTAMIENTO DE LA LLAVE DE CORTE.....	135
FIGURA 4.22 TÍPICA SOLDADURA DE PLACA BASE DE COLUMNAS DE GRAVEDAD.	
.....	144
FIGURA 4.23 PLACA BASE CON TORNILLOS DE AJUSTE.....	145
FIGURA A.1.1 DETALLADO EN PLANTA DEL EJEMPLO 1.....	170
FIGURA A.1.2 DETALLADO DEL EJEMPLO 1.....	170
FIGURA A.2.1 DETALLADO EN PLANTA DEL EJEMPLO 2.....	176
FIGURA A.2.2 DETALLADO DEL EJEMPLO 2.....	176
FIGURA A.5.1 DIAGRAMA DE CARGAS NOMINALES PARA EJEMPLO 5.....	180
FIGURA A.5.2 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS DE LAS BARRAS.....	182
FIGURA A.5.3 DETALLADO EN PLANTA DEL EJEMPLO 5.....	188
FIGURA A.5.4 DETALLADO DEL EJEMPLO 5.....	188
FIGURA A.6.2 DETALLADO DEL EJEMPLO 6.....	194
FIGURA A.7.1 DETALLADO EN PLANTA DEL EJEMPLO 7.....	202
FIGURA A.7.2 DETALLADO DEL EJEMPLO 7.....	202
FIGURA A.8.1 DETALLADO DEL EJEMPLO 8.....	204
FIGURA A.9.1 DISEÑO DE LA LLAVE DE CORTE.....	205
FIGURA A.9.2 LONGITUD DE LA LLAVE DE CORTE.....	208
FIGURA A.9.3 PLANO DE FALLA DE LA LLAVE DE CORTE.....	208
FIGURA A.9.4 FUERZA DE SOLDADURAS EN LA LLAVE DE CORTE.....	210
FIGURA A.9.5 DETALLADO DEL EJEMPLO 9.....	212
FIGURA A.9.6 DETALLADO FRONTAL DEL EJEMPLO 9.....	213
FIGURA A.12.1 CONFIGURACIÓN DE LA PLANCHA BASE.....	226

FIGURA A.12.2 DETALLE DE LA SUPERFICIE DE FALLA POR CORTE EN UNA LLAVE DE CORTE.....	243
FIGURA A.12.3 DETALLADO EN PLANTA DEL EJEMPLO 12.....	248
FIGURA A.12.4 DETALLADO DEL EJEMPLO 12.	249
FIGURA A.12.5 DETALLADO CON LLAVE DE CORTE DEL EJEMPLO 12.	249
FIGURA A.12.6 DETALLADO FRONTAL CON LLAVE DE CORTE DEL EJEMPLO 12..	250

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 MATERIALES DE PLANCHAS BASE.....	12
TABLA 2.2 MATERIALES DE LAS BARRAS DE ANCLAJE.....	12
TABLA 2.3 MATRIZ DE ENSAYOS.....	26
TABLA 2.4 RESUMEN DE LAS PRUEBAS DE LAS BARRAS DE ANCLAJE A TENSION.....	30
TABLA 2.5 RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE COMPRESION DEL CONCRETO	31
TABLA 4.1 RESISTENCIA DISPONIBLE DE LAS BARRAS DE ANCLAJE.....	75
TABLA 4.2 RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO DEL CONCRETO EN LAS BARRAS DE ANCLAJE.....	78
TABLA 4.3 DISTANCIA MINIMA AL BORDE.....	116
TABLA 4.4 TAMAÑO MINIMO DE SOLDADURA DE FILETE.....	133
TABLA 4.5 ESFUERZOS EN EL METAL DE APORTE EN SOLDADURAS DE FILETE	133
TABLA 4.6 SÍMBOLOS DE SOLDADURAS	140
TABLA 4.7 MEDIDAS RECOMENDADAS PARA LOS HUECOS DE LAS BARRAS DE ANCLAJE DE LAS PLACAS BASE.....	146
TABLA 4.8 TOLERANCIA	153
TABLA A.12.1 COMBINACIONES DE CARGAS PARA EJEMPLO 12.....	222
TABLA A.12.2 COMBINACIÓN MÁS DESFAVORABLE PARA EJEMPLO 12.....	223
TABLA A.12.3 CONFIGURACIÓN DE LOS PERNOS DE ANCLAJE PARA EJEMPLO 12 .	228

REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA

UNIVERSIDAD DE CARABOBO

VALENCIA, EDO CARABOBO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE PLANCHAS BASES DE COLUMNAS EN ESTRUCTURAS
DE ACERO SISMORRESISTENTES APLICANDO LOS CRITERIOS DE
LA NORMATIVA NACIONAL E INTERNACIONAL VIGENTES.**

Autor: Johnny Azrak

Tutor: M.Sc Ing. Guanchez Edinson

Fecha: Junio 2012.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como propósito fundamental desarrollar una metodología de diseño de planchas base de columnas en estructuras de acero sismorresistentes aplicando los criterios de la norma COVENIN 1618-98 y la AISC-360. Metodológicamente la investigación se enmarca en un diseño no experimental, de campo y documental, en base a datos e información tomados tanto de textos y registros de antecedentes. En cuanto a las técnicas e instrumentos de recolección de datos, la documentación sustentada por libros, información de páginas web, artículos técnicos, normas venezolanas vigentes, normas americanas vigentes para lograr soportes y fundamentos teóricos. Como resultado fue desarrollada una metodología de diseño de planchas base de columnas en estructuras de acero sismorresistentes aplicando los criterios de las normas COVENIN 1618-98 y la AISC 360-2005. Fue elaborada una hoja de cálculo como herramienta de apoyo, así como se indicó una metodología de detallado para la fabricación de planchas base.

Descriptores: Planchas base, estructura acero, sismorresistente, Norma COVENIN, norma AISC, metodología de diseño.

INTRODUCCION

Cuando se diseña una edificación para resistir las fuerzas sísmicas uno de los factores más importantes que tiene que tomarse en cuenta, ya que afecta el costo y la seguridad, es el diseño de las planchas bases. Para el diseñador estructural de acero es tan importante optimizar los perfiles a emplear como unirlos adecuadamente para que el conjunto trabaje armoniosamente. No hay estructuras seguras si la unión que sostiene la edificación no funciona apropiadamente; una demostración de ello es en el terremoto de Northridge, 1994, en donde no se produjeron caídas de edificaciones pero si se detectaron fallas en las planchas base. Es por ello que el Instituto Americano de Construcción en Acero AISC (siglas en ingles), emprendió trabajos de investigación para el mejor cálculo, diseño y comportamiento de las planchas base y otras conexiones en lo cual se reflejan en sus normas.

La presente investigación contempla la conexión de planchas base de columnas en estructuras metálicas sismorresistentes según la norma AISC-360-2010 “Disposiciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural”, la norma COVENIN 1618-98 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites” y “La Guía de Diseño 1” (Base Plate and Anchor Rod Design) de la AISC, el cual es aquel vínculo que une la columna base a la fundación por medio de planchas, barras de anclaje y soldaduras. También se desarrolló una hoja de cálculo que refleja una metodología de diseño práctica para las planchas base.

En este sentido, la estructura del presente estudio se presenta en capítulos, organizados por contenido, los cuales se describen a continuación:

El Capítulo I se integra por el planteamiento del problema, los objetivos de la investigación (general y específicos), así mismo contiene la justificación de la investigación, del mismo modo lo integran los alcances y las limitaciones de la investigación.

Asimismo, el Capítulo II consiste en la presentación del marco teórico que sustenta el trabajo investigativo y lo integran los antecedentes y las bases teóricas.

Igualmente, el Capítulo III viene conformado por el marco metodológico, que incluye el diseño y el tipo de investigación, las técnicas e instrumentos de recolección de datos y el procedimiento de la metodología.

Complementa el estudio el Capítulo IV que viene dado por el análisis e interpretación de los resultados del estudio de esta presente investigación.

Finalmente se presenta el Capítulo V el cual refleja las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de grado.

CAPITULO I EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del problema

Las estructuras de acero es un sistema estructural que consiste en el uso de vigas, columnas, arriostres y demás componente, todos de acero, y de las conexiones con materiales afines que permiten la fijación y estabilidad del sistema en su conjunto.

De acuerdo a Sriramulu Vinnakota (2006), en su obra Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, una estructura se define como “un sistema de miembros y conexiones individuales, dispuestos para que todo el conjunto permanezca estable” (p. xv). Una parte fundamental que permite y ayuda a garantizar la estabilidad de la estructura son las uniones, que sus objetivos fundamentales son de garantizar resistencia y ductilidad de alta calidad, según Fratelli (2003) las exigencias de las uniones es que sean resistentes, dúctiles, de alta calidad, de fácil montaje y de máxima economía para un comportamiento óptimo de la estructura. (p. 87)

Las estructuras metálicas tiene muchas uniones importantes, una de ellas es la unión de la base de columna con la fundación, la cual, es llamada plancha base de columnas, es el elemento por el cual se transmite las cargas a las fundaciones, esto es, el elemento intermedio que permite la interconexión de cargas entre la edificación propiamente dicha, y la base que la fija y conecta al sitio en que se encuentra; ese elemento llamado Plancha Base es vital para la adecuada función de la estructura, ya que debe ser capaz de resistir al menos las máximas cargas tolerables de los elementos conectados a ella.

Para el cálculo y diseño sismorresistentes de estas planchas base en Venezuela, se debe utilizar la norma venezolana COVENIN 1618-98 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Limites” la cual no ha sido

actualizada desde hace 14 años, esto trae como consecuencia que el calculista obvie puntos importantes que son necesarios en la actualidad.

Esta norma venezolana establecida el 9 de diciembre de 1998 confirma que adopta oficialmente las normas del Instituto Americano de la Construcción de Acero, AISC (siglas en inglés). También dice que permite la interacción con las otras normas estructurales desarrolladas por esta Comisión. Una vez aclarado y asegurado el hecho de que es viable el uso de estas dos normas conjuntamente, se considerará en forma necesaria e ineludible para el diseño y cálculo sismorresistentes con la norma norteamericana AISC-360-2010 “Disposiciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural”, para obtener resultados más exactos y precisos, sin obviar las recomendaciones y comentarios dados en la norma venezolana vigente COVENIN 1618:1998.

En Venezuela no existe un documento guía para el cálculo y diseño de planchas bases resguardadas por estas normas, esto es debido a la desactualización de la norma venezolana. Esto da como consecuencia que los calculistas diseñen planchas base sin tener conocimientos nuevos de comportamientos, teorías nuevas, tendencias actuales para la fabricación y una metodología actualizada para el diseño de estas uniones.

En otros países gracias a los estudios realizados, se ha desarrollado una metodología de diseño para las planchas bases la cual se refleja en “La Guía de Diseño 1” (Base Plate and Anchor Rod Design) de la AISC. Basado en dicha documentación se plantea en elaborar una metodología y diseño de las planchas base conforme a los criterios dados en la norma COVENIN 1618:1998 y la norma AISC 360-2005, en la que se contemplan comportamiento, teoría, cálculo y fabricación.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general:

Desarrollar una metodología de diseño de planchas base de columnas en estructuras de acero sismorresistentes aplicando los criterios de la norma COVENIN 1618:1998 y la AISC-360

1.2.2 Objetivos Específicos:

- Revisar las bases teóricas que rigen el comportamiento sismorresistentes de planchas bases de columnas para estructuras de acero.
- Establecer una metodología de diseño para planchas bases de columnas en estructuras de acero sometidas a cargas sísmicas, que cumplan con la normativa vigente.
- Realizar una hoja de cálculo que permita aplicar la metodología de diseño para planchas bases de columnas en estructuras metálicas sometidas a cargas sísmicas.
- Indicar la metodología de detallado para la fabricación de planchas bases en columnas de estructuras metálicas sometidas a acciones sísmicas.

1.3 Justificación de la investigación.

Para 1960 se construían edificaciones que se creía eran invulnerables a sismos, y en caso de presentarse algún daño, este se limitaría a la fluencia dúctil de las conexiones y elementos, pero el colapso era inconcebible.

Después del terremoto del 17 de enero de 1994 en Northridge, California en los Estados Unidos, las fallas en las conexiones fueron tan espectaculares que se resintió la confianza de la profesión en las ventajas de las estructuras de acero. Luego de este sismo se desarrolló un programa de investigación llevado a cabo por FEMA/SAC (Federal Emergency Management Agency/ llamado SAC por las primeras letras de las tres organizaciones que la integran SEAOC – ATC –

CUREE) y con datos de este y otros sismos que ocurrieron en otros países, así como información recopilada basada en ensayos de la universidad de Texas, en Austin.

Hoy en día Venezuela cuenta con una norma de estructuras de acero para edificaciones, la cual, al no encontrarse actualizada, se presenta la necesidad de que tanto el estudiante como el profesional de ingeniería civil refuerce estos criterios, para lo cual se vale de las normas del Instituto Americano de la Construcción de Acero, AISC (siglas en inglés). Debido a esta necesidad se propone una actualización de la metodología de diseño de planchas base en columnas para estructuras metálicas. Basado en la norma COVENIN 1618-1998 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites” y la AISC 360-2005, se observa que los criterios para el cálculo sismorresistentes de las planchas base en estructuras metálicas son vitales y de gran importancia, se debe destacar que la escogencia, ejecución y el proceso de fabricación de este elemento estructural es crítico para la eficiencia de la estructura; por lo tanto la justificación del presente trabajo de investigación radica en la elaboración de un documento técnico útil tanto para estudiantes como para profesores que tienen la necesidad de realizar un diseño sismorresistentes de planchas base para columnas de estructuras de acero.

Para complementar lo expuesto como justificación, se puede añadir el hecho de que además en el presente trabajo de grado se diseña una hoja de cálculo para apoyar el diseño de las planchas base sometidas a cargas sísmicas, lo cual será un instrumento definitivo para los objetivos del presente trabajo, y, adicionalmente, un valioso instrumento para los estudiantes y profesionales de ingeniería civil que requieran la realización de diseños similares.

Además este trabajo de grado serviría de modelo para el diseño de otros elementos de la estructura de acero aplicando criterios de actualización a través del uso y aplicación de la norma COVENIN complementada con la normativa

AISC más reciente. También viene a ser un material complementario para la actualización de nuevos conceptos e ideas de la normativa venezolana.

Se pretende infundir al estudiante de la universidad de Carabobo una metodología actualizada para el cálculo estructural como complementario a su formación en proyectos estructurales de acero. Mediante esta propuesta se motiva al estudiante a realizar nuevas investigaciones relacionadas con este tema para modernizar el diseño y cálculo de estas estructuras metálicas.

1.4 Alcances y limitaciones de la investigación

Alcance de la investigación.

- Establece una metodología de cálculo y diseño sismorresistente para la conexión entre plancha base de columnas y la fundación, tomando en cuenta barras de anclaje, conectores de corte y rigidizadores para estructuras metálicas.
- Se utiliza como normativa de referencia la AISC-360 (2005) “American Institute Of Steel Construction Inc.”, la norma COVENIN 1618:1998 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de Los Estados Límites” y la norma AISC 358-05 “Prequalified Connections For Special And Intermediate Steel Moment Frames For Seismic Applications”
- Se contemplan los criterios establecidos por la guía de diseño 1 de la AISC “Base Plate And Anchor Rod Design” (2006).
- Se propone un modelo para el cálculo sismorresistentes de planchas bases cuadradas o rectangulares en columnas de perfiles tipo H y I, logrando utilizar cualquier tipo de acero.

- Para las consideraciones y acciones sismorresistentes se consideró la norma venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”.
- La filosofía de diseño está basada en el método LRFD (Métodos de los Estados Límites).
- Para la consideraciones del comportamiento del concreto se considera la norma ACI 318-02 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” y la norma COVENIN 1753-2006 “Proyecto Construcción de Obras en Concreto Estructural”.
- En el presente trabajo de investigación se desarrolla una hoja de cálculo que permite determinar el espesor de las planchas base mediante el comportamiento de momentos altos o bajo y mediante la presencia de 2 a 3 rigidizadores por el método de viga invertida, chequea las barras de anclaje sometidas a tracción, calcula las dimensiones y el espesor de la llave de corte y todas las soldaduras involucradas. Esta hoja está desarrollada para una configuración de máxima de 16 barras de anclaje colocadas de forma simétrica.
- La metodología de cálculo dada en la presente documentación, toma en consideración el comportamiento mediante excentricidades altas y bajas, como también la resistencia de todas las fuerzas cortantes en la llave de corte sin considerar las barras para esta resistencia cortante, contempla el cálculo de rigidizadores como todas las soldaduras involucradas.

Limitaciones de la investigación.

Según Arias Fidias G. (2006) las limitaciones “son obstáculos que eventualmente pudieran presentarse durante el desarrollo del estudio y que escapan del control del investigador” (p. 106). Los obstáculos que se presentaron en este trabajo de investigación fueron los siguientes:

La carencia de información actualizada en este tipo de conexión debido a las pocas investigaciones en esta rama de la ingeniería civil en nuestro país.

Las normas y guías utilizadas de la AISC son norteamericanas y por consecuencia son normas escritas en inglés lo que causa dificultad a la hora de unificar criterios respecto a nomenclaturas venezolanas.

La desactualización de la normativa venezolana COVENIN 1618-1998 Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación.

Para realizar la investigación se es necesario indagar acerca de los estudios relacionados con el tema planteado, a continuación se presenta una serie de trabajos especiales de grado, que se han tomado como referencia para la ejecución del presente trabajo de investigación:

- **Almeida Geraldine, Basso María Rebeca (2011). Cálculo y Diseño de Conexiones Sismorresistentes de Estructuras Metálicas Conforme a la Norma Venezolana Covenin 1618:1998, La Norma AISC 358-05 y la Norma AISC 341-05, Facultad de Ingeniería, Universidad de Carabobo. Valencia: Universidad de Carabobo.**

Esta documentación se basó en identificar conexiones que presenten un mejor comportamiento para la estructura en pórticos de acero. Contempla las conexiones que han sido prefabricadas según la norma AISC 358-05, también se reflejó los criterios para el cálculo y diseño de conexiones sismorresistentes obtenidos de la norma AISC 341-05.

Esta investigación se basó en el estudio de conexiones prefabricadas de viga-columna, la especificación del comportamiento de estas conexiones fue de gran ayuda e importancia para la explicación del comportamiento de las planchas base para columnas en estructuras de acero.

- **Gonzalez Saul (2006). *Desarrollo de un Software para el Cálculo y Diseño de Planchas bases de Columnas para Estructuras de Acero, Aplicando el Método LRFD*. Valencia: Universidad de Carabobo**

El autor de este trabajo especial de grado creo una herramienta de trabajo basado en la realización del cálculo y diseño de planchas bases de columnas para estructuras de acero; tal software dado a los estudiantes de la Escuela de Ingeniería Civil, proporciona destreza y rapidez de diseñar planchas bases de columnas para estructuras metálicas.

La importancia de este trabajo especial de grado fue el aporte de la metodología básica que se tomó, que es basada en el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), para el cálculo y diseño de planchas bases para la elaboración del software C.Y.D.-P.B versión 1.0.

2.2 Fundamentos teóricos

Se utilizaran bases teóricas para fundamentar algunas afirmaciones que se harán en la presente investigación, Sampieri R. (1991) expresa que el fundamento teórico “sustenta teóricamente el estudio, ello implica analizar y exponer aquella teoría, enfoque teórico, investigación y antecedentes en general que se consideran válidos para el correcto encuadre del estudio” (p. 29).

De este modo, las conceptualizaciones que forman parte de las bases teóricas que integran el presente estudio se describen a continuación:

2.2.1 Especificaciones del material.

Las Especificaciones AISC enumeran una serie de materiales de placas y barras roscadas que están estructuralmente adecuados para su uso en las planchas base y los diseños de barra de anclaje. Se basa en el precio y la disponibilidad, los

materiales que se muestran en las Tablas 2.1 y 2.2 se recomienda para el diseño de la construcción típica.

Tabla 2.1 Materiales de Planchas Base.

Espesor	Disponibilidad de Tipos de Acero
$tp \leq 4''$	ASTM A36
	ASTM A572 Gr 42 o 50
	ASTM A588 Gr 42 o 50
$4'' < tp \leq 6''$	ASTM A36
	ASTM A572 Gr 42
	ASTM A588 Gr 42
$tp > 6''$	ASTM A36

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).

(p. 2)

Tabla 2.2 Materiales de las Barras de Anclaje

Materiales ASTM		Resistencia a la tracción, F_u (kg/cm ²)	Resistencia Nominal a la Tracción, (a) W $F_m = 0.75F_u$ (kg/cm ²)	Tensión Nominal de Corte (Tipo X)(a,b) $F_{nv}=0.50F_u$ (kg/cm ²)	Tensión Nominal de Corte (Tipo N), (a,c) $F_{nv}=0.40F_u$ (kg/cm ²)	Diámetro Máximo cm.
F1554	Gr 36 (d)	4077.80	3058.35	2038.90	1631.12	10.16
	Gr 55	5273.02	3958.28	2636.51	2109.21	10.16
	Gr 105	8788.36	6594.79	4394.18	3515.35	7.62
A449		8436.83	6327.62	4218.41	3374.73	2.54
		7382.22	5540.18	4042.65	2952.89	3.81
		6327.62	4745.72	3163.81	2531.05	7.62
A36		4077.80	3058.35	2038.90	1631.12	10.16
A 30 7		4077.80	3058.35	2038.90	1631.12	10.16
A354 Gr BD		10546.04	7874.37	5273.02	4218.41	6.35
		9842.97	7382.22	4921.48	3937.19	10.16
(a) la tensión nominal en el cuerpo sin rosca para el corte						
(b) Roscas excluidos del plano de corte						
(c) Roscas incluidos en el plano de corte						
(d) Material especificado preferido						

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).

(p. 3)

2.2.2 Selección de Materiales para la Plancha Base.

De acuerdo a la Guía de Diseño 1, diseño de plancha base y barras de anclaje (Steel Design Guide 1, Base Plate and Anchor Rod Design) de la AISC, continuación la selección de materiales de la plancha base.

Las planchas bases deberían ser diseñadas con material ASTM A36 a menos que la disponibilidad de un grado alternativo se confirma antes de la especificación. Dado que la plancha de ASTM A36 es el más accesible, las planchas con frecuencia pueden tener reducción de material en el almacén. Rara vez hay una razón para utilizar material de alta resistencia, ya que el aumento el espesor proporcionará una mayor resistencia. Las planchas están disponibles de 1/8 de pulgadas incrementándolos desde 1/4 de pulgadas hasta 1 1/4 de pulgadas. Los tamaños especificados de las planchas bases deben ser normalizados durante el diseño para facilitar la compra y el corte del material.

En el diseño de las conexiones de la plancha base, es importante considerar que el material es generalmente menos costosa que la mano de obra y, cuando sea posible, la economía puede ser adquirida mediante el uso de espesores más gruesos de las planchas, en lugar de detalles de refuerzos para lograr la misma fuerza con una placa base más delgada. Una posible excepción a esta regla es el caso del tipo de momento en las bases que se resisten a momentos de gran tamaño.

La mayoría de las planchas base de la columna se han diseñado en formas cuadradas para que coincida con la forma de la fundación y más fácil de acomodar a los patrones cuadrados de las barras de anclaje. Las excepciones a esto incluyen las bases resistentes a momento y las columnas que se encuentran adyacentes a las paredes.

Muchos ingenieros estructurales han establecido los espesores mínimos para las columnas de peso normal. Para los postes y columnas de HSS de luz, el espesor de la chapa mínimo es típicamente 1 / 2 pulgada, y para otras columnas

estructurales un espesor de chapa de 3 / 4 de pulgada es comúnmente aceptado como el espesor mínimo especificado.

2.2.3 Materiales de los pernos de anclaje.

Tal como se presenta en la Guía de Diseño 1, diseño de plancha base y barras de anclaje (Steel Design Guide 1, Base Plate and Anchor Rod Design) de la AISC, continuación los materiales de los pernos.

Como se muestra en la Tabla 2.2, la especificación preferida para las barras de anclaje es ASTM F1554, con el grado 36 es el nivel de resistencia más común. La disponibilidad de otros grados deben ser confirmados antes de la especificación.

Las barras de anclaje ASTM F1554 Grado 55 se utilizan cuando hay grandes fuerzas de tensión debido a las conexiones de momento o levantamiento de vuelco. ASTM F1554 Grado 105 es un grado de pernos especial de alta resistencia y por lo general sólo debe utilizarse cuando no es posible desarrollar la resistencia requerida con barras de grado 36 o 55.

A menos que se especifique lo contrario, barras de anclaje se suministra con hilos unificados (UNC) de las roscas con una tolerancia de 2a clase, como se permite en ASTN F1554. Si bien ASTM F1554 permite las tuercas hexagonales estándar, todas las tuercas de las barras de anclaje, especialmente los utilizados en las placas base con los grandes agujeros de gran tamaño, se debe proporcionar, como las tuercas hexagonales pesados, preferiblemente ASTM A563 Grado A o DH para el Grado 105.

Las barras de anclaje ASTM F1554 deben ser codificados por color para facilitar la identificación en el campo. Los códigos de color son los siguientes:

Grado 36 Azul

Grado 55..... Amarillo

Grado 105..... Rojo

En la práctica, el grado 36 se considera el grado predeterminado y, a menudo no es del color correspondiente.

La especificación de ASTM F1554 permite barras de anclaje a suministrar ya sea directamente (con rosca con la tuerca de anclaje), doblada o encabezado. Barras de hasta aproximadamente 1 pulgada de diámetro a veces se suministra con cabezas similares a un perno estructural forjado en caliente.

El tipo de enganchado de barras de anclaje han sido ampliamente utilizadas en el pasado. Sin embargo, las barras enganchadas tienen una resistencia a la extracción muy limitada en comparación con la de las barras o varillas roscadas encabezadas con una tuerca de anclaje. Por lo tanto, la práctica actual recomienda utilizar varillas de cabeza o varillas roscadas con una tuerca de anclaje.

La adición de arandelas en las placas u otros dispositivos similares no aumenta la resistencia a la extracción de la barra de anclaje y puede crear problemas de construcción al interferir con la colocación de refuerzo de acero o consolidación de hormigón debajo de la placa. Por lo tanto, se recomienda que el dispositivo de anclaje se limite ya sea a una tuerca hexagonal pesada o una cabeza sobre la barra. Como excepción, la adición de las arandelas puede ser de utilidad cuando se necesite alta resistencia de barras de anclaje o cuando podría ocurrir estallido del concreto (véase la Sección 4.2.2 de este documento). En estos casos, los cálculos deben ser realizados para determinar si un aumento en el área de aplastamiento es necesario. Además, se debe confirmar que el tamaño de la placa especificada trabajará con el acero de refuerzo y los requisitos del concreto de colocación.

Las barras de anclaje ASTM F1554 Grado 55 se pueden pedir con un requisito adicional, lo que limita el contenido de carbono equivalente a un

máximo del 45%, para proporcionar la capacidad de soldadura cuando sea necesario. La adición de este suplemento es útil en caso de soldadura, se requiere para los arreglos en el campo. Grado 36 es típicamente soldable sin suplemento.

Hay también dos provisiones adicionales disponibles para los grados 55 y 105 con respecto a Charpy V-Notch (CVN), la tenacidad. Estos proporcionan para pruebas CVN de 15 pies-lbs en cualquiera de 40 ° F (S4) o a -20 ° F (S5). Nótese, sin embargo, que las barras de anclaje suelen tener suficiente resistencia a la fractura sin estas especificaciones suplementarias. Resistencia a la fractura adicional es costosa y generalmente no hay mucha diferencia en el tiempo de falla para las barras de anclaje sometidos a cargas de fatiga. Aunque la resistencia a la fractura puede corresponder a una mayor longitud de la grieta en el momento del fallo (porque las grietas crecen a un ritmo exponencial), el 95% de la vida de fatiga de la barras de anclaje es consumida cuando el tamaño de la grieta es menor que unos pocos milímetros. Esta es también la razón por la cual no es rentable para llevar a cabo pruebas de ultrasonido u otros ensayos no destructivos en las barras de anclaje en busca de grietas por fatiga. Sólo hay una pequeña ventana entre el tiempo de las grietas, son lo suficientemente grandes para detectarlas y lo suficientemente pequeño como para no causar la fractura. Por lo tanto, en general, es más rentable para el diseño la redundancia adicional en las barras de anclaje, en lugar de especificar propiedades adicionales CVN.

Las barras de anclaje galvanizadas se utilizan a menudo cuando el ensamble de la columna-placa base está expuesto y sujeto a la corrosión. Bien sea, el proceso de galvanizado en inmersión en caliente (ASTM 153), o el proceso mecánico de galvanizado (ASTM B695) está permitido en ASTM F1554; Sin embargo, todos los componentes roscados del conjunto de sujetadores debe ser galvanizado por el mismo proceso. La mezcla de barras de galvanizado por un proceso y tuercas por otro puede resultar en un conjunto no viable. Se recomienda que barras de anclaje y tuercas galvanizados se adquieran en el mismo proveedor y se envían pre-montados. Debido a que este no es un requisito del ASTM, este deberá ser especificado en el pliego de condiciones.

Tenga en cuenta que el galvanizado incrementa la fricción entre las tuercas y las barras aunque las tuercas son más aprovechadas, una lubricación especial puede ser necesaria.

Las especificaciones de ASTM A449, A36 y A307 se listan en la tabla 2.2 para fines de comparación, debido a que algunos proveedores están más familiarizados con estas especificaciones. Tenga en cuenta que los grados ASTM F1554 coinciden estrechamente con muchos aspectos de estas especificaciones de los materiales más antiguos. Tenga en cuenta también que estas especificaciones de los materiales más antiguos no contienen casi ninguno de los requisitos de anclaje de barras específicas que se encuentran en ASTM F1554.

2.2.4 Requisitos del Grout.

De acuerdo a la Guía de Diseño 1, diseño de plancha base y barras de anclaje (Steel Design Guide 1, Base Plate and Anchor Rod Design) de la AISC, a continuación los requisitos del grout.

El grout sirve como la conexión entre la placa base de acero y la cimentación de concreto para transferir cargas de compresión. Por consiguiente, es importante que el grout sea adecuadamente diseñado y colocado en una forma correcta y oportuna.

El grout debe tener una resistencia de diseño a la compresión por lo menos el doble de la resistencia del concreto de fundación. Esto será suficiente para transferir la presión máxima de aplastamiento de acero a la fundación. El espesor de diseño del espacio del grout dependerá de la forma líquida del mortero. Si la columna se encuentra en un piso terminado, un espacio de 1 pulgada puede ser adecuada, mientras que en la parte superior de una base o en el pedestal, por lo general el espacio debe ser de 1 1/2 pulgada a 2 pulgadas. Las grandes placas base y placas con salientes de corte puede requerir más espacio.

Los agujeros del grout no son necesarios para la mayoría de las placas base. Para placas de 24 pulgadas o menos de ancho, una forma de colocar el grout es forzándolo desde un lado hasta que salga el lado opuesto. Cuando las placas se hacen más grandes o cuando se utilizan salientes de cortes, se recomienda hacer uno o dos agujeros de grout. Los agujeros del grout son típicamente de 2 a 3 pulgadas de diámetro y suelen cortarse térmicamente en la placa base. Una parte debe ser proporcionada por el borde, y algún tipo de dispositivo de llenado debe ser utilizado para proporcionar presión inicial de borde suficiente para causar que el grout fluya hacia todos los lados de afuera.

Es importante seguir las recomendaciones del fabricante para las mezclas y los tiempos de curado. Al colocar el grout en un clima frío, se debe asegurar que la protección sea seguir las especificaciones del fabricante.

El grout es una interface entre piezas que ofrece un desafío para el diseñador de la especificación. Por lo general, el grout es suministrado por el contratista del concreto o por el contratista en general, pero el tiempo es esencial para el trabajo del montador de acero. Debido a esto, los autores de la especificación a veces colocan el grout en la sección de acero. Esto sólo crea confusión, porque el montador entonces tiene que hacer arreglos con el contratista de concreto para hacer el grout.

2.2.5 Diseño Sísmico.

2.2.5.1 Comportamiento Sísmico

En los años 60 no se tomaban en cuenta fallas inducidas por sismos, a medida que pasaron los años realizando investigaciones y estudios, se ha evolucionado el cálculo sismorresistentes. Un cambio significativo para el cálculo sismorresistente de la ingeniería civil fueron (entre otros) el terremoto de

Northridge, California, en Estados Unidos en 1994 y el sismo de Kobe, Japon en 1995, gracias a estas catástrofes se lograron realizar muchos estudios, conclusiones y avances para el cálculo de estructuras sismorresistentes en la ingeniería civil, se lograron actualizar normas que son esenciales hoy en día para el diseño de conexiones sismorresistentes.

Después del terremoto de Northridge se detectaron fracturas en las conexiones, El programa de investigación desarrollado por FEMA/SAC (Federal Emergency Management Agency/SEAOC – ATC – CUREE) estudió el desempeño de los pórticos de acero resistentes a momento. El instituto arquitectónico de Japón (AIJ, siglas en inglés) condujo una investigación preliminar de los edificios dañados en Kobe del 24 al 26 de enero de 1995. En 1994 la AISC financio una serie de ensayos y estudios en la Universidad de Texas, en Austin, para obtener información adicional de los comportamientos sismorresistentes en las edificaciones y en las conexiones. Muchas de estas investigaciones fueron los que contribuyeron a las actualizaciones de las normas AISC y de las COVENIN que hoy en día se usan.

Los resultados de los ensayos y observaciones a las conexiones pre – Northridge indican que las fracturas empezaron a desarrollarse a bajos niveles de demanda plástica y en muchos casos, cuando la estructura se encontraba aun en el rango elástico. Como resultado de los estudios realizados, se conoce ahora que la conexión típica pre – Northridge tuvo un desempeño sísmico inadecuado.

Uno de los factores que fue causa del comportamiento inadecuado de las conexiones fue la mano de obra y de la inspección incorrecta, según estudios realizados por el terremoto de Northridge, se descubrieron soldaduras defectuosas, pero relatan que hubo edificaciones cuyas soldaduras fueron con acabados perfectos y que igualmente fallaron. La mala escogencia de la tenacidad del electrodo causó un mecanismo de fractura.

Antes de estos estudios la visión tradicional se centraba en incrementar la energía disipada por la cedencia, ductilidad que ocasionan fallas como los

observados en estos terremotos, (fallas de soldaduras, placas bases de columnas agrietadas, desplazamientos abrumadores), ahora el nuevo enfoque controla la demanda mediante el aislamiento de la base de la edificación, o incrementando el suministro de energía disipada por amortiguamiento interno, pasando del 5 % del amortiguamiento crítico a valores de 10, 15 y hasta del 25 %, con todas las ventajas que esto implica.

Este enfoque como alternativa al de la ductilidad, da la esperanza de prolongar la vida de edificaciones irregulares (Artículo 8.7 de la norma COVENIN 1756:2001. Edificaciones Sismorresistentes), en la estructura del Hospital de la Universidad del Sur de California, que contiene 7 niveles y una edificación irregular en planta pero con aislamiento en sus bases. Esta estructura bajo la presencia del terremoto de Northridge se reconoció una aceleración en campo libre de 0.49g y de 0.37 g en la base del sistema de fundación, pero la aceleración pico en el techo se redujo a 0.21g, cerca del 50% del pico de aceleración del terreno. La superestructura permaneció totalmente elástica debido a la efectividad del aislamiento de la base, y se espera igual desempeño ante futuros terremotos.

De todos estos estudios para las placas base la mayoría de los daños producidos fueron en las barras de anclaje, en estos elementos fueron donde se concentraron los mayores daños en la conexión.

Estos aspectos mencionados en esta sección son los factores que tiene relación con las planchas bases y que ayudaron al desarrollo del conocimiento en el comportamiento de esta conexión, al igual que a la evolución del cálculo sismorresistentes de las placas base.

2.2.5.2 Detalles de Diseño Sísmico.

La AISC 2005 Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural (AISC, 2005) gobiernan el diseño de miembros estructurales de acero y conexiones en el sistema resistente a cargas sísmicas (SLRS siglas en ingles) para los edificios y otras estructuras donde se toma el coeficiente de disipación de energía sísmica, R , mayor que 3, independientemente de la categoría de diseño sísmico.

La plancha base y los detalles de las barras de anclaje para columnas que son partes del sistema resistente a cargas sísmicas (SLRS) deben tener una resistencia adecuada para conseguir el comportamiento deseado dúctil del pórtico. El requerimiento de fuerza de la bases de la columnas para columnas que son parte del sistema resistente a cargas sísmicas (SLRS) son tomados de la sección 8.5 de la AISC 341-05 provisiones sísmicas. Las fuerzas sísmicas de corte son a veces resistidas por la incorporación de la base de la columna y proporciona la transferencia cortante al sistema del suelo. El acero de refuerzo debe ser proporcionado alrededor de la columna para ayudar a distribuir la fuerza horizontal en el concreto.

La resistencia disponible para elementos de concreto de conexiones en la bases de las columnas son tomadas en la ACI 318, apéndice D, excepto que el requerimiento especial para “regiones de moderado o alto riesgo sísmico o para estructuras asignadas a intermedio o alto rendimiento sísmico o categorías de diseño” no necesita aplicarse. Los comentarios de las provisiones sísmicas de la AISC explican que estos “requerimiento especial” no son necesarios debido a la fuerza requerida en la sección 8.5a y 8.5b de las provisiones sísmicas de la AISC son calculados en niveles de fuerzas mayores. El Comentario de las provisiones sísmicas de la AISC, la sección 8.5, es una fuente recomendada para obtener información sobre el diseño de las bases de las columnas en SLRS.

Las bases cuadradas arriostrada deben ser diseñadas para la resistencia requerida de los elementos conectados a la base. La conexión de base de la columna debe ser diseñada no sólo para la tensión requerida y las fuerzas de compresión de la columna, sino también para la resistencia requerida de la conexión arriostrada y de la fijación de la base o resistencia a la flexión para los momentos que se producirían en la historia del diseño (derivadas inelásticas según lo predicho por el código de edificación). Alternativamente, cuando lo permita, las bases de las columnas pueden ser diseñadas para las fuerzas amplificadas derivadas de las combinaciones de carga del código de construcción aplicable, incluyendo la carga amplificada sísmica.

Los momentos en las bases cuadradas pueden ser diseñados como conexiones rígidas de momento totalmente restringidas (FR, en sus siglas en inglés fully restrained), o reales " bases ancladas", más exactamente, como "conexiones de momento parcialmente restringido (PR)." El propósito de la discusión en las Disposiciones sísmicas de la AISC respecto a este tema es el diseño de esta conexión coherente con el comportamiento esperado de la unión, lo que representa la rigidez relativa y la capacidad de esfuerzo de todos los elementos de la conexión (la columna, barras de anclaje, la placa base, mortero y cemento). Dependiendo del tipo de conexión, la base de la columna, o bien, debe tener una resistencia adecuada para mantener el grado de empotramiento asumido, o debe ser capaz de proporcionar la resistencia al corte requerida mientras que permita la rotación esperada que se producen. Los detalles de la base a momento se muestran en las figuras 2.1 y 2.2, son de los comentarios de la AISC Disposiciones sísmicas.

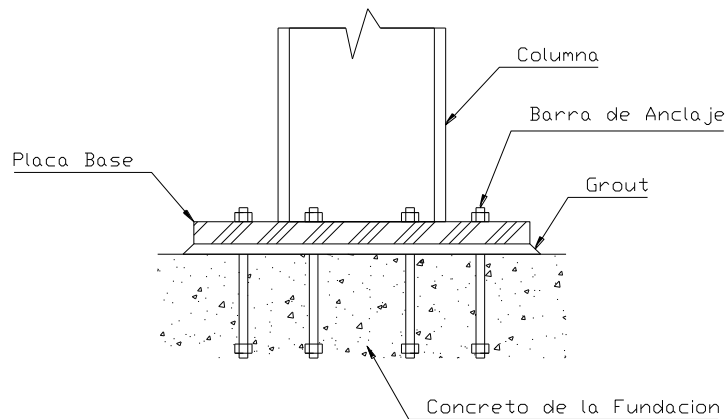


Figura 2.1 Detalle Típico de base a momento.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 13)**

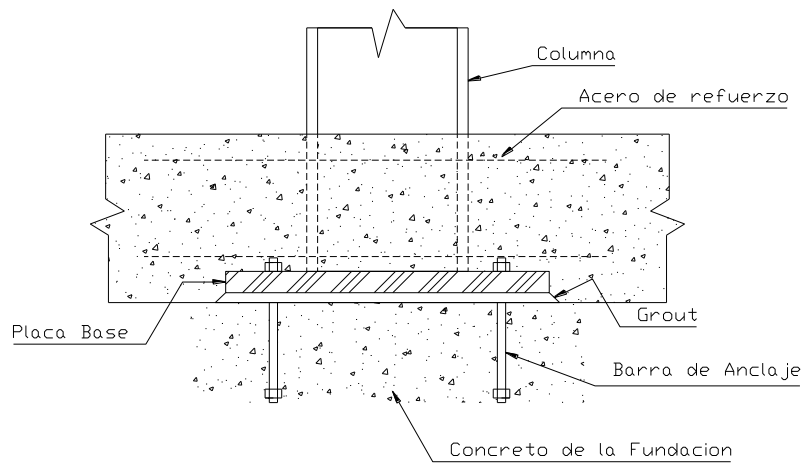


Figura 2.2 Detalle de Base Incrustado a Momento

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 13)**

La conexión de la placa base puede ser diseñada utilizando conceptos similares a las conexiones viga-columna. Sin embargo, los Comentarios de las provisiones sísmicas AISC señala algunas diferencias significativas:

1. Las largas barras de anclaje incrustadas en el concreto se tensionan mucho más que tornillos de alta resistencia o las soldaduras en las conexiones viga-columna.
2. Las planchas base de las columnas son comprimidas sobre el concreto, que se comprime más que la columna de alas de las conexiones viga-columna.
3. Las conexiones de la base de la columna tienen significativamente más cargas distribuidas en el plano de las alas y menos cargas transversales en comparación con las conexiones vigas columnas.
4. El mecanismo de corte entre la base de la columna y el concreto es diferente del mecanismo de corte entre el extremo de viga y el ala de la columna.
5. Los diámetros de los orificios de la AISC para los pernos de anclaje de las bases de las columnas son diferentes que los orificios estándares de la AISC para pernos de alta resistencia.
6. El balanceo y la rotación de la fundación puede ser un problema, especialmente en las zapatas de las columnas aisladas.

En el Comentario a las provisiones sísmicas AISC sugiere que, faltan investigaciones sobre el rendimiento y el diseño de los detalles de base para la carga sísmica. Sin embargo, el comentario también reconoce que estos detalles son muy importantes para el rendimiento global de la SLRS (sistema resistente a cargas sísmicas). Por lo tanto, la consideración cuidadosa se debe dar en el diseño de estos detalles.

2.2.6 Estudios realizados en la Universidad de California y Universidad de Stanford.

Estudios realizados en la Universidad de California y en la Universidad de Stanford reflejan el comportamiento de los mecanismos de corte utilizados en las planchas bases. Estos estudios fueron realizados por Gomez I, Kanvinde A. representando la universidad de California y Smith C. y Deierlein G. por la Universidad de Stanford. Este estudio realizado es validado por American Institute of Steel Construction (AISC).

2.2.6.1 Descripción de los Ensayos.

La Tabla 2.3 se presenta la matriz de prueba para los ensayos de la placa de base. La tabla incluye información clave acerca de cada experimento, incluyendo información sobre la investigación del mecanismo de corte y la carga aplicada. Un pedestal de hormigón (que representa la base / soporte) se utilizó para todas las pruebas de fricción (ensayos 1, 2 y 3), así como también un ensayo de barras de anclaje (ensayo 4). Un nuevo pedestal se utilizó para cada una de las otras tres pruebas (ensayo 5, 6 y 7). La Figura 2.6 muestra una fotografía representativa del pedestal de concreto.

Los tres mecanismos de investigación por las pruebas de la placa base, indicado en la Tabla 2.3, representan una alternativa popular de diseño para la transferencia de cortante en placas base expuestas y esto se ofrecen en la guía de diseño 1 de acero AISC (Fisher & Kloiber, 2006). Por otra parte, estos mecanismos fueron enumerados como importantes por el AISC (AISC RFP 6807, 2006) en respuesta se inició este estudio. Refiriéndose a la tabla 2.3, la fricción superficial se examina bajo corte cíclico y varios niveles de compresión de carga axial. A fin de reflejar los procedimientos de construcción comunes, dos pruebas de fricción (Pruebas # 1 y # 2) incluye las pilas de acero de cuña debajo de la

placa base. A modo de comparación, una tercera prueba de fricción (ensayo 3) investigó la interface entre el acero y el mortero, sin las pilas de cuña. Dos pruebas (ensayo 4 y 5) se llevaron a cabo para investigar la respuesta de las barras de anclaje en una conexión de la placa base con mortero de bajo esfuerzo cortante y con carga de tracción. Dos barras de anclaje de diferente tamaño (3/4" y 1-1/4" de diámetro), se investigaron con un detalle de la arandela soldada. Dos otras pruebas (pruebas # 6 y # 7) se centraron en el aplastamiento del mecanismo de llave de corte (Shear key). Recordemos que una revisión bibliográfica no reveló pruebas anteriores que evaluaron las llaves de corte cargada hacia un borde libre, a pesar de este detalle a menudo se sugiere para las placas base expuesta con las fuerzas de corte elevadas. Dos profundidades de corte de empotramiento clave, 5.5 pulgadas y 3.0 pulgadas por debajo de la superficie de concreto, fueron probados en corte monotónico con pequeña fuerza de compresión axial.

Tabla 2.3 Matriz de ensayos.

Numero de ensayo	Mecanismo de investigación	Detalle del ensayo	Descripción de la carga
1	Fricción en la superficie	Pilas de cunas más grout.	Cortante cíclico con varios niveles de compresión axial constante.
2		Solo grout.	
3			
4	Esfuerzo de las Barras de anclaje	Barra de anclaje de 3/4" de diámetro con arandela soldada.	Cortante cíclico con tensión axial constante.
5		Barra de anclaje de 1-1/4" de diámetro con arandela soldada.	
6	Aplastamiento de la llave de corte	6" de ancho con 5.5" de profundidad de empotramiento.	Cortante monolítica con una pequeña carga de compresión axial.
7		6" de ancho con 3" de profundidad de empotramiento.	

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p. 47)

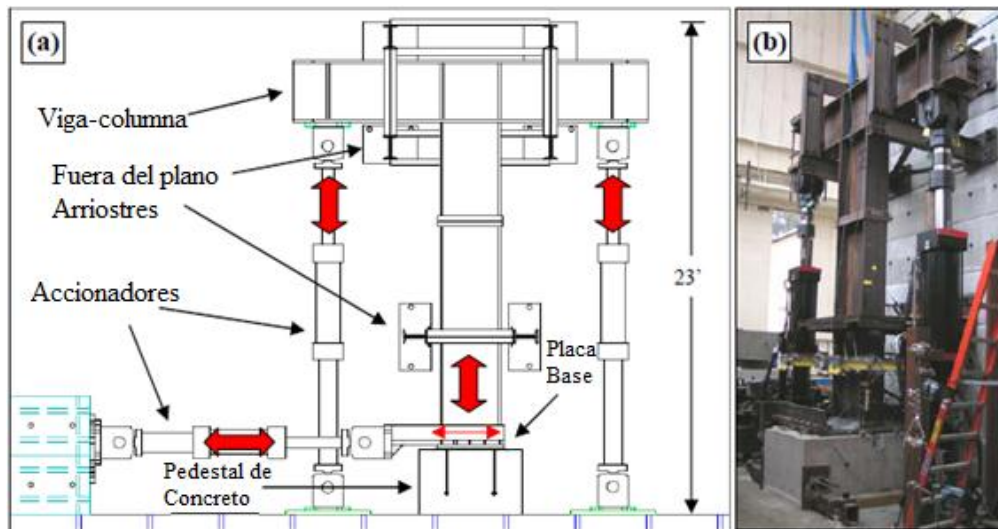


Figura 2.3 (a) Diagrama del Ensayo de la Plancha Base (b) Fotografía Real
Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas
Base de Columnas. (2009) (p. 51)

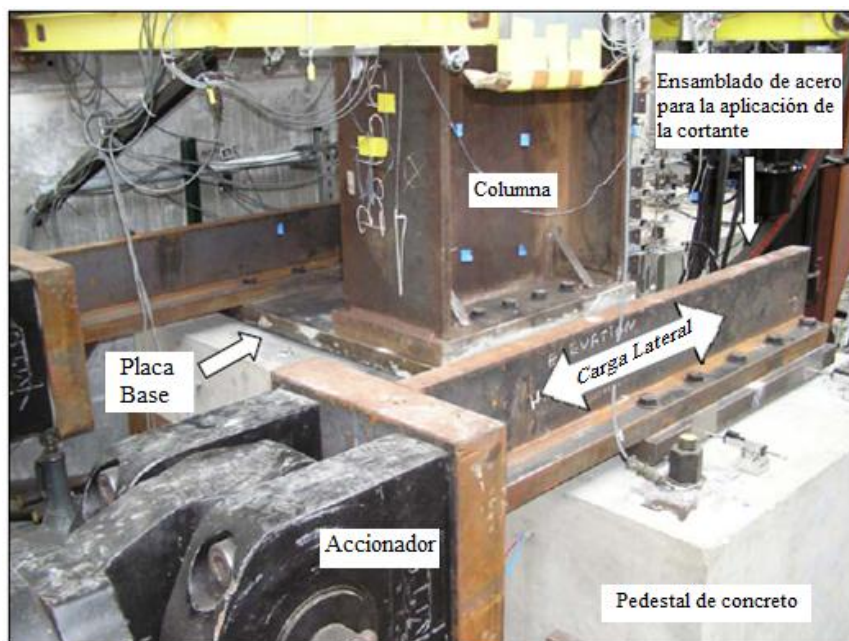
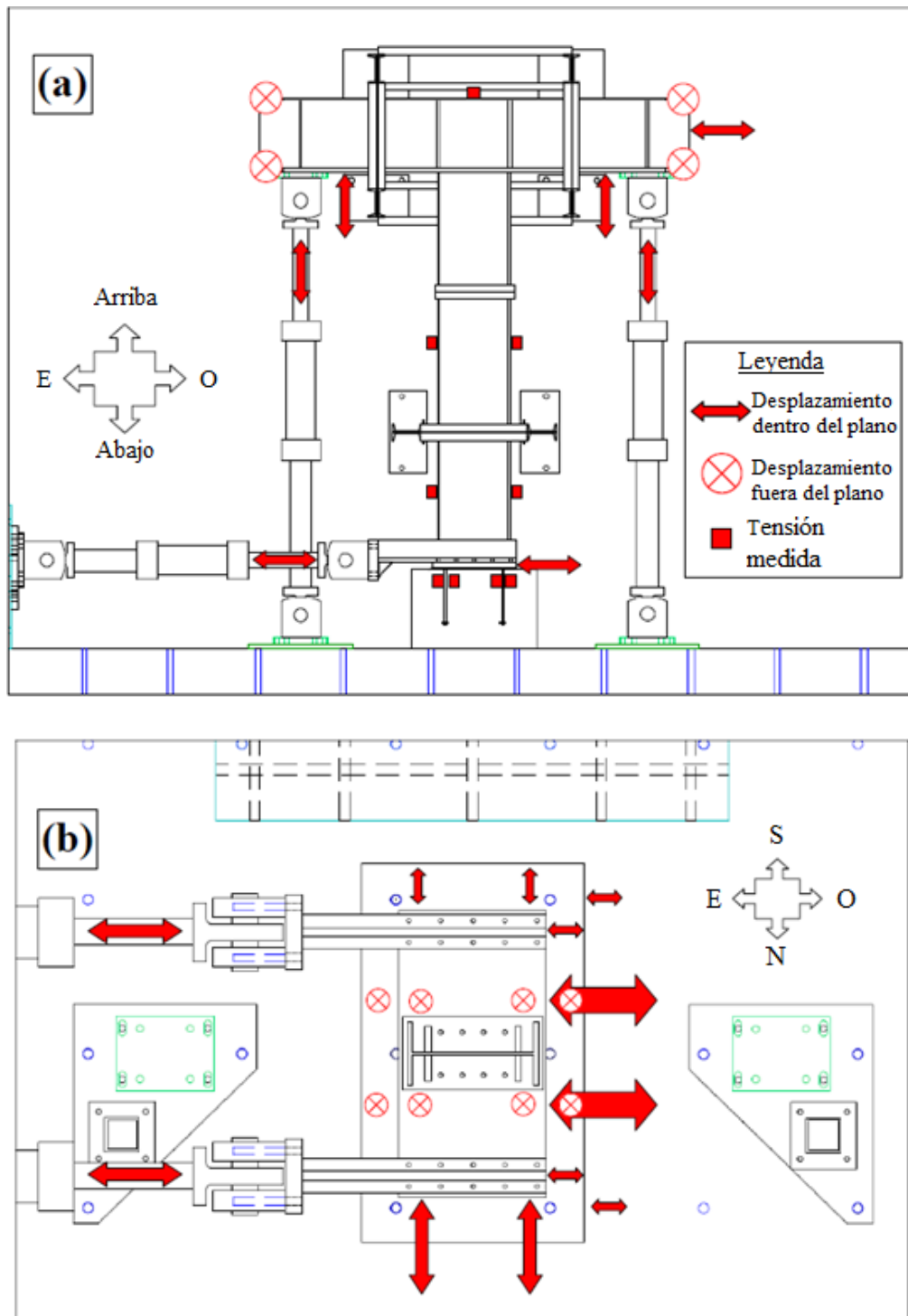


Figura 2.4 Ensamblado de la Plancha Base. Ensamblado de acero para la
aplicación de la cortante.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas
Base de Columnas. (2009) (p.52)



**Figura 2.5 Ilustración Sistemática de la Localización del Instrumento.
(a) Vista Lateral (b) Vista de Planta.**

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.59)

2.2.6.2 Pruebas Complementarias

Dos tipos de pruebas se llevaron a cabo complementarios para caracterizar los materiales utilizados en los ensayos de la placa base. Estos incluyen (1) pruebas de tensión de las barras de anclaje y (2) pruebas convencionales del concreto a compresión con cilindro. Las Tablas 2.4-2.5 resumen los principales resultados obtenidos de las pruebas complementarias.

2.2.6.2.1 Pruebas de las Barras de Anclaje en Tensión

Los ensayos de tracción se realizaron sobre muestras tomadas del mismo lote de ASTM F1554, se utilizan barras de anclaje de grado 55 para las pruebas de la placa de base. Cuatro muestras de varilla no roscados (dos para cada tamaño de barras utilizada en los ensayos a gran escala, 3/4 "y 1-1/4" de diámetro) se ensayaron cuasi-estática bajo tensión monótona para determinar las propiedades del material de las barras de anclaje. Dos bandas extensométricas uniaxiales se adjunta a las barras para identificar el comportamiento de rendimiento inicial.

Como se resume en la Tabla 2.4, el promedio de resistencia a la rotura F_u , de las barras es de 96,4 ksi (6777.58 kg/cm²) para la barra de 3/4" de diámetro y 75,0 ksi (5273 kg/cm²) para la barra de 1-1/4" de diámetro. Estos valores son aproximadamente dentro de la norma ASTM, especifica un rango de resistencia a la rotura de 75-95 ksi (5273-6679 kg/cm²) (AISC, 2005).

El límite de fluencia promedio F_y , (como se determina por el 0,2% de método conjunto) es 66,8 ksi (4696 kg/cm²) para la barra de 3/4" de diámetro y 54,4 ksi (4528 kg/cm²) para la barra de 1-1/4" de diámetro. El límite de fluencia de la más pequeña de las barras que es 3/4" de diámetro es de aproximadamente 21% mayor que la resistencia mínima especificada de 55 ksi (3867 kg/cm²),

mientras que el límite elástico de la barra de 1-1/4" de diámetro es aproximadamente igual a la resistencia especificada.

Tabla 2.4 Resumen de las pruebas de las barras de anclaje a tensión

Diámetro nominal sin rosca (pulgadas)	Fy		Fu		E	
	ksi	kg/cm ²	ksi	kg/cm ²	ksi	kg/cm ²
3/4	66.8	4696.5	96.4	6777.58	32000	2249820.82
1 1/4	54.4	3824.69	75	5273.01	31100	2186544.61
Fy: Esfuerzo de Cedencia						
Fu: Esfuerzo Ultimo						
E: Modulo de Young						

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.47).

2.2.6.2.2 Pruebas de Cilindros Estándar de Concreto.

Los cuatro pedestales que representan a la base del concreto para los ensayos de placa base (ver figura 2.6), que miden 4 pies (122 cm) por 7 pies (213 cm) en el área plana y 32.5 pulgadas (82.5 cm) de altura, usando un concreto de premezclado comercial que se especifica con un psi 4000 (280 kg/cm²) a los veintiocho días. El hormigón se desarrolló en dos camiones y cada lote tenía un asentamiento medido de 3,5". Antes del ensayo, todas las muestras de concreto del pedestal fueron curado al aire por más de 28 días (es decir, entre 3 a 5 meses). A esta edad el concreto es aproximadamente un 13% más fuerte que la resistencia a la compresión medida a los veintiocho días (ACI 209, 2006). Nótese que para fines de análisis, la fuerza veintiocho días a la compresión es considerada. Se ensayaron un total de 12 probetas de concreto de compresión de cilindros de prueba (tres cilindros de muestra para cada pedestal) se recogieron (según la norma ASTM C31, 2008) y la prueba se realizó después de veintiocho días de

curado (según la norma ASTM C39, 2005). El promedio máximo resistencia a la compresión f_c' de todos los cilindros de prueba es 4.760 psi (335 kg/cm²) (desviación estándar = 260 psi (18 kg/cm²)), aproximadamente un 19% mayor que la especificada (4.000 psi) (280 kg/cm²). El promedio de resistencia a la rotura a compresión del concreto de cada pedestal se muestran en la Tabla 2.5, junto con otra información, como la densidad del cilindro.

Tabla 2.5 Resumen de los ensayos de compresión del concreto

Muestra de concreto del pedestal	Número correspondiente a el ensayo de la placa base	Camión	Densidad del concreto		Promedio de la resistencia a los 28 días		Desviación estándar de la resistencia a la compresión	
			lb/pies ³	kg/cm ³	Psi	kg/cm ²	Psi	kg/cm ²
A	1,2,3,4	A	146	2338.69	4570	321.3	290	20.39
B	5	A	146	2338.69	4760	334.66	60	4.22
C	6	A	145	2322.68	4650	326.92	320	22.49
D	7	B	145	2322.68	5030	353.64	90	6.33

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.47).



Figura 2.6 Fotografía del pedestal típico ensayado con sus barras de anclaje.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.51).

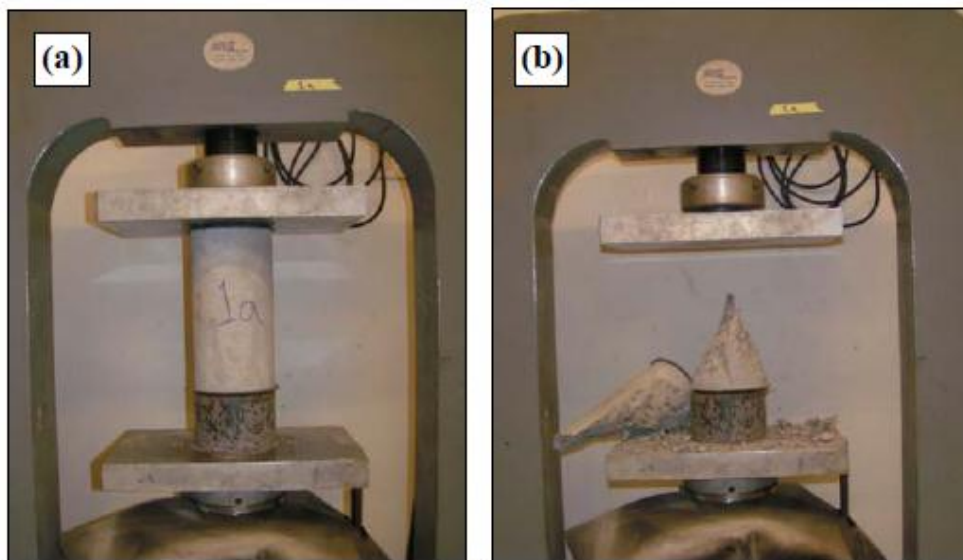


Figura 2.7 Fotografía representativa del ensayo de compresión de los cilindros de concreto.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.94).

2.2.6.3 Ensayos Realizados

Los métodos actuales y las ecuaciones para el diseño de la transferencia de cortante en las bases de las columnas de acero, tales como los presentados en la Guía 1 de Diseño en Acero AISC (Fisher & Kloiber, 2006), no han sido plenamente validado por pruebas experimentales. Una revisión independiente de la literatura, incluyendo la revisión de una reciente publicación de síntesis AISC patrocinado de la investigación sobre las conexiones de base de las columnas (Grauvilardell et al., 2005), revela que las pruebas experimentales a gran escala de la transferencia a corte en placas base de columnas expuestas, no ha sido abordado explícitamente, aunque los mecanismos asociados han sido investigados en contextos independientes. Por lo tanto, las disposiciones actuales de diseño de placas base suelen adaptar y combinar los resultados de varios estudios independientes, que son, en general, sobre la base de pruebas de componentes en pequeña escala o mecanismos específicos de falla. Por lo tanto, sólo los datos disponibles son limitados, que implica a gran escala componentes de la placa base, donde varios mecanismos pueden interactuar entre sí o puede estar influenciada por el procedimiento de construcción o la geometría de la conexión de la propia base.

Para abordar estas cuestiones, un estudio experimental se llevó a cabo para investigar tres mecanismos comunes de transferencia de corte de las placas base de columnas, que se ofrecen en la Guía 1 de diseño de acero de la AISC, incluyendo:

1. Superficie de fricción.
2. Esfuerzo de las barras de anclaje.
3. Aplastamiento de la llave de corte (Shear key).

Siete grandes pruebas se llevaron a cabo a escala de la placa base, tres pruebas para la investigación de fricción superficial entre la placa base y la

interfaz del mortero (dos pruebas integradas con pilas de cuñas de acero, mientras que una de las pruebas examinadas sobre el mortero), dos pruebas de investigación de esfuerzo de los pernos de anclaje (3/4 "y 1-1/4 "de diámetro) y dos pruebas de investigación del esfuerzo de la llave de corte (Shear key) (5,5" y 3,0 "de profundidad de empotramiento de la llave corte debajo de la superficie del concreto). Condiciones de carga incluida son compresión axial, la tensión de corte axial y cíclico.

2.2.6.3.1 Superficie de Fricción

Los tres ensayos de placa base que investiga la fricción superficial implicada en la aplicación de tres diferentes niveles de compresión por carga axial (43, 112, y 261 kips 19504.46, 50802.3, 118387.5 kg) entre la placa base y la interfaz del mortero. Dos ensayos incluyeron las pilas de cuñas instaladas en la plataforma de cemento, mientras que una tercera prueba no contenía las cuñas. El comportamiento general para todas las pruebas incluye una gran resistencia inicial lateral debido a la unión del acero-grout (de adhesión química), seguido por una trama de histéresis de forma cuadrada, indicativa de comportamiento ante la fricción de Coulomb, lo cual, se puede definir como fricción de Coulomb a la fuerza resistente que actúa sobre un cuerpo seco e impide o retarda el deslizamiento del cuerpo con relación a un segundo cuerpo o superficie seca con los cuales están en contacto. Para las pruebas que ofrecen las pilas de cuñas de acero, la resistencia a la fricción en última instancia, aumentó como ciclos de carga lateral continuo, lo más probable es atribuir a la especulación de cuñas en la placa de base. La fuerza de corte correspondiente a la rotura adhesión inicial y los ranurados en las cuñas son ignorados para la evaluación del coeficiente de fricción, ya que estos mecanismos pueden no estar presentes en las condiciones reales de la placa de base y puede proporcionar estimaciones poco conservador de fuerza.

En base a los datos experimentales, un valor de coeficiente de fricción de 0,45 está recomendado para uso en el diseño. Este valor es menor que el valor obtenido, y 20% más bajo que el valor de diseño que aparecen en la Guía de Diseño AISC 1 (0,55). La fricción, un fenómeno complejo en general, es sensible a varios factores, tales como las propiedades del mortero y el estado de la superficie de la placa base de acero. La presencia de escamas de laminación, tal como se prevé en este estudio, puede resultar en un menor coeficiente de fricción de los valores en comparación con una superficie de acero mecanizado. Deslizamiento desplazamiento lateral o

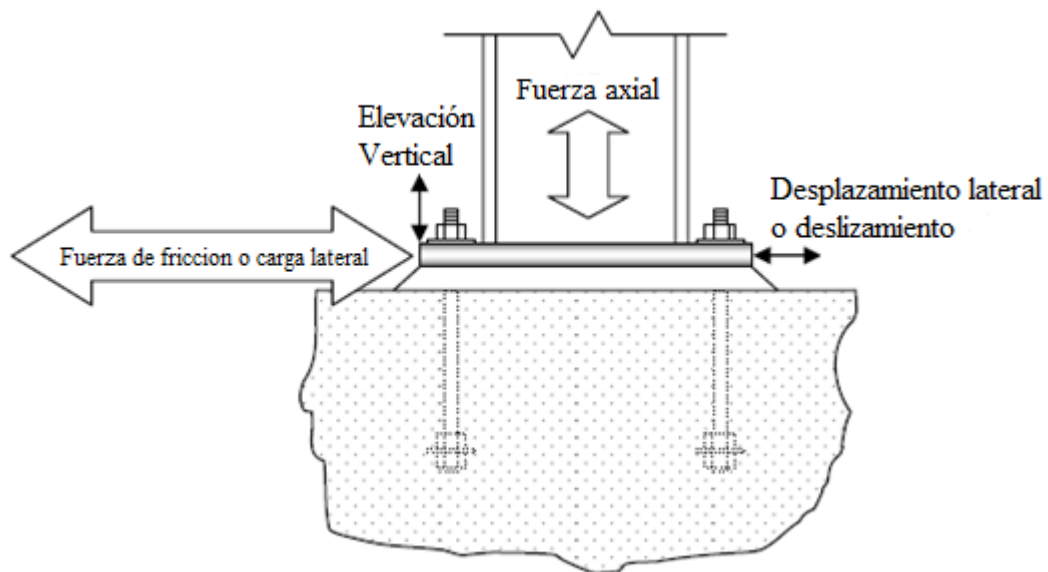


Figura 2.8 Ilustración Representativa del Ensayo de Fricción.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.98).



Figura 2.9 Fotografía de las Pilas de Cuñas de Acero.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.52).

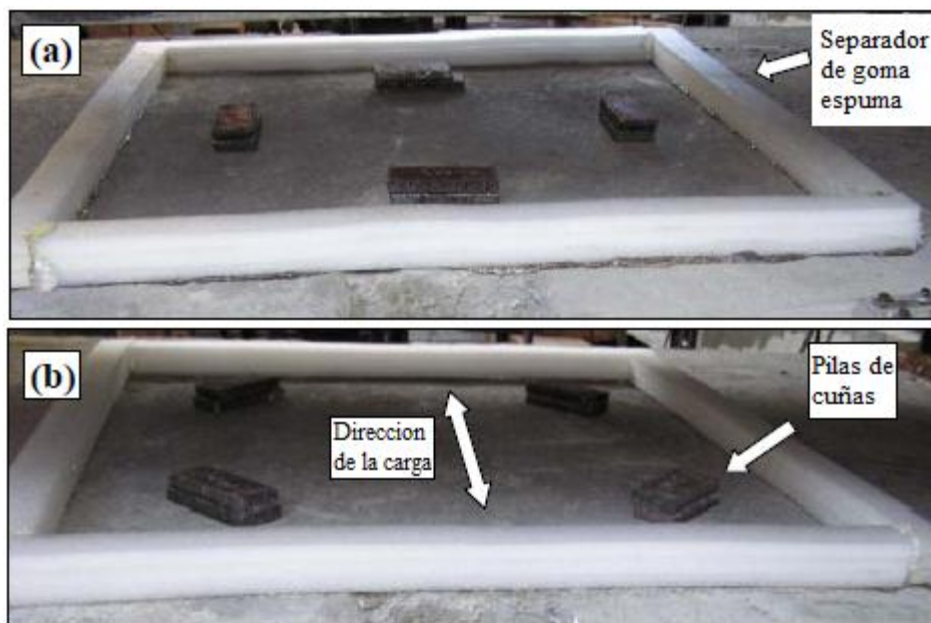


Figura 2.10 Pilas de Cuñas Posicionadas (a) Ensayo 1 (b) Ensayo 2.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.53).

2.2.6.3.2 Esfuerzo de los Pernos de Anclaje.

En dos de los ensayos de la placa base se investigó la resistencia al esfuerzo cortante de cuatro barras de anclaje bajo una combinación de cargas impuestas axiales a tensión, cargas de corte y flexión. La conexión incluye soldadura en las arandelas y mortero entre la placa base y el concreto de la fundación. Cada prueba examinó un tamaño diferente de diámetro de barras de anclaje, es decir, 3/4" y 1 1/4".

La carga lateral contra la respuesta de desplazamiento lateral de la placa fue similar para ambas pruebas. La carga cíclica resultó una respuesta inmediata no lineal de la conexión, incluyeron refuerzo en las barras de anclaje, resultantes de las no linealidades, introducido geométricas debido a los grandes desplazamientos laterales del extremo atornillado de la barra de anclaje. Un comportamiento histerético se observa así como cierta degradación de fuerza en repetidas amplitudes de desplazamiento lateral. Se observó para ambas pruebas daño significativo en el mortero, en la forma de agrietamiento y desprendimiento en torno a las barras de anclaje. Ambas pruebas se llegó a la conclusión, cuando una barra se fracturó durante una excursión de un desplazamiento cíclico. Respuesta asimétrica se observó para ambas pruebas, atribuida a la ubicación irregular de las barras de anclaje en los agujeros durante la construcción que indujo una restringida flexión en las barras en una dirección de carga.

Tres métodos fueron evaluados para calcular la resistencia al aplastamiento de las barras de anclaje. Dos de estos métodos incorporaron la interacción de cargas axial, cortante y flexión, mientras que el otro método consideró sólo la interacción entre la carga axial y corte. Basándose en las observaciones experimentales, el método que obvia el efecto de flexión determina que es significativamente poco conservador. Por lo tanto, se recomienda que se considere la flexión en el diseño de las barras de anclaje.

La principal diferencia entre los dos ensayos de resistencia que consideran la flexión es la longitud efectiva de flexión, sobre la cual las barras de anclaje presumen que dobla en la curvatura inversa (basándose en la inspección visual de las barras fracturadas). Uno de estos métodos (basado en el enfoque actual prescrito en la Guía de Diseño 1 de acero de la AISC) asume que la longitud a flexión es igual al espesor de la placa base más la mitad del espesor de la arandela de chapa soldada. Análisis de la evidencia experimental se indica que esta hipótesis es coherente con la respuesta observada en pequeños niveles de deslizamiento de la placa base. Sin embargo, como base de los aumentos de deslizamiento de la placa, el daño al mortero que rodea a las barras de anclaje resultó un aumento de la longitud de flexión, llevando a la degradación de la resistencia durante la carga cíclica posterior. Un tercer método de predicción de resistencia (que también considera la flexión) supone que las barras se doblan en una longitud mayor que el espesor de la placa base más la altura del mortero más la mitad del espesor de la arandela de chapa soldada. Esta hipótesis proporciona una predicción de resistencia algo conservador. Mientras que la fuerza determinada en la base a esta longitud ya no refleja la respuesta a mayores desplazamientos laterales de la placa base (posterior a la degradación de la fuerza), que no refleja la respuesta inicial de la conexión.

A mayores desplazamientos, el refuerzo de tensión debido a la deflexión del extremo atornillado de las barras de anclaje resultan en un incremento significativo para la resistencia. Teniendo en cuenta estos efectos, el enfoque actual prescrito en la Guía de diseño 1 del AISC (es decir, suponiendo que la longitud de flexión es igual al espesor de la placa base más la mitad del espesor de la arandela soldada) se determina para proporcionar una estimación conservadora de resistencia razonable para el diseño.

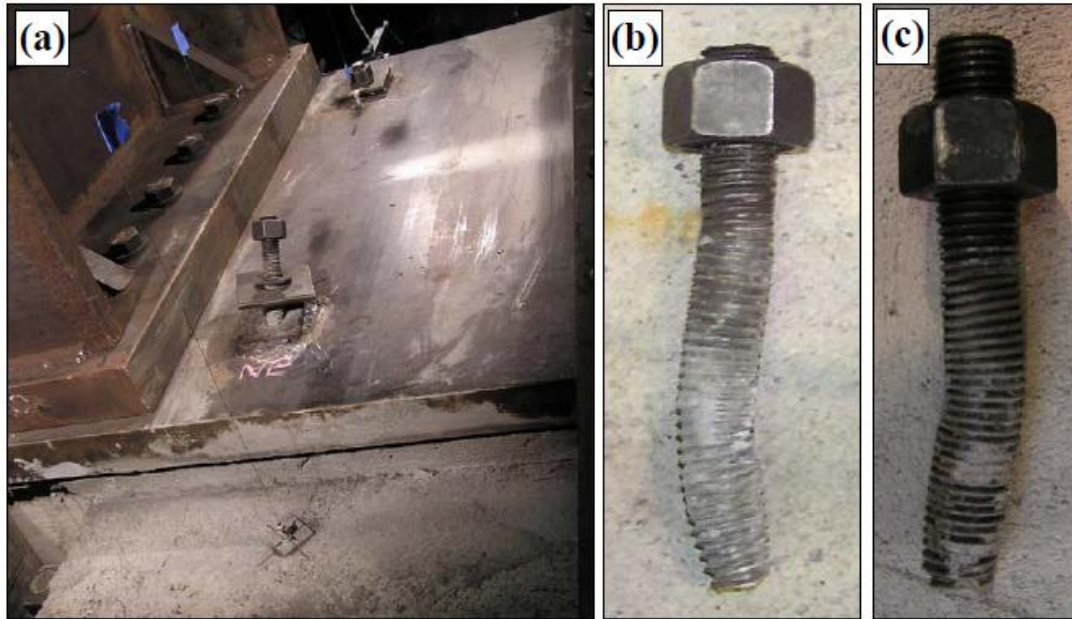


Figura 2.11 (a) Fallas de las Barras (b) Falla de la Barra de 3/4" de Diámetro (c) Falla de la Barra 1 1/4" de Diámetro.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.69).

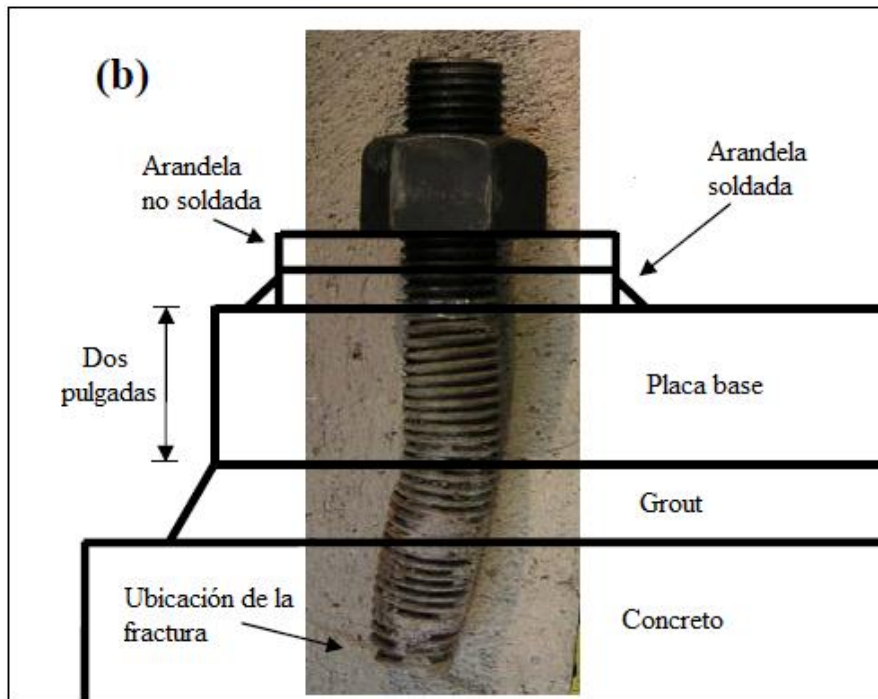
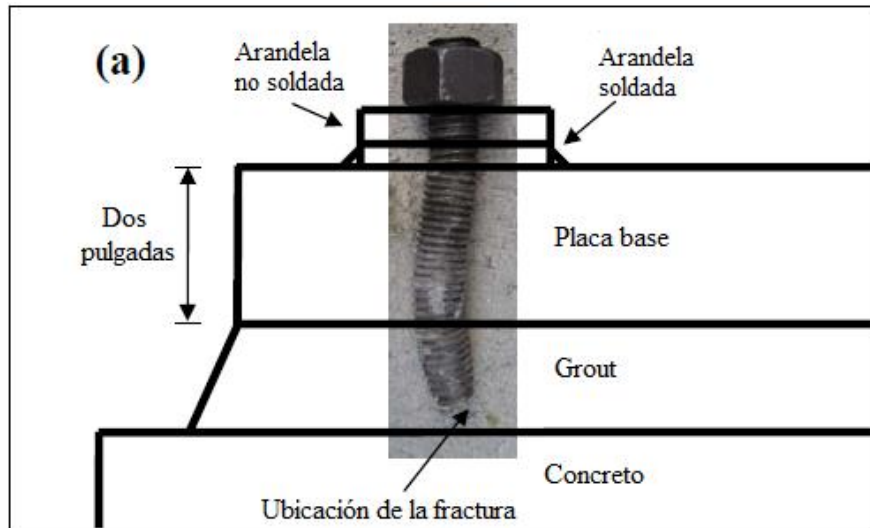


Figura 2.12 Ilustración de las Fallas (a) Falla de la barras de 3/4" de Diámetro (b) Falla de la Barra 1 1/4" de Diámetro.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.70).

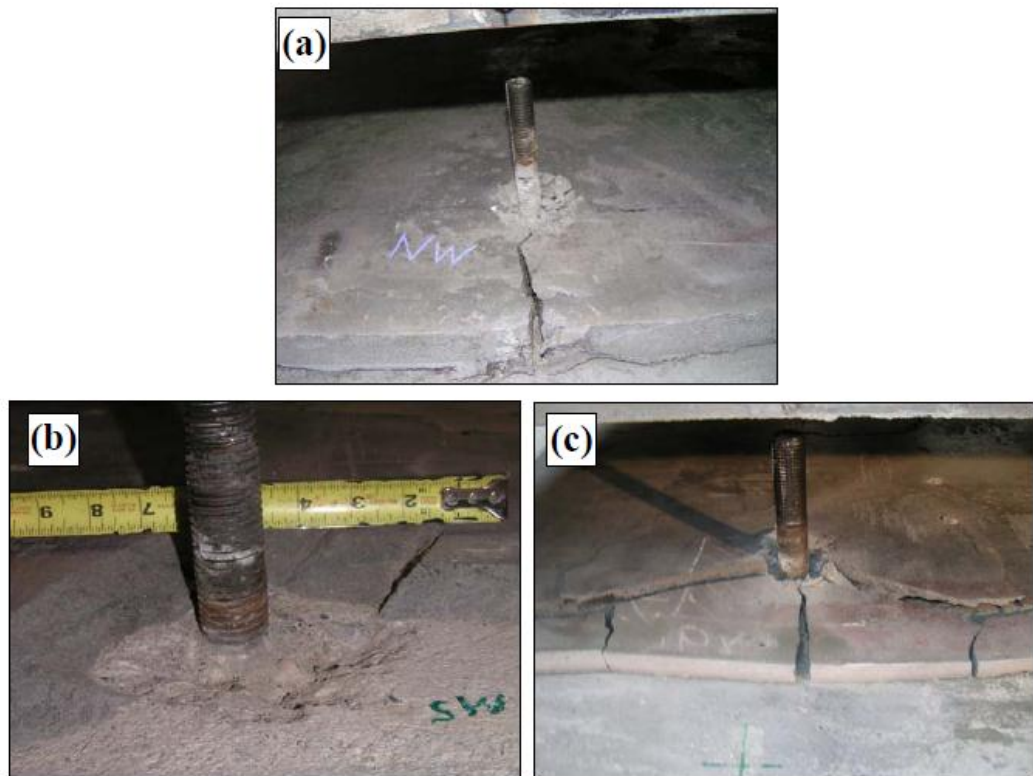


Figura 2.13 Fotografía de Fallas del Mortero de Diferentes Ensayos.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.71).

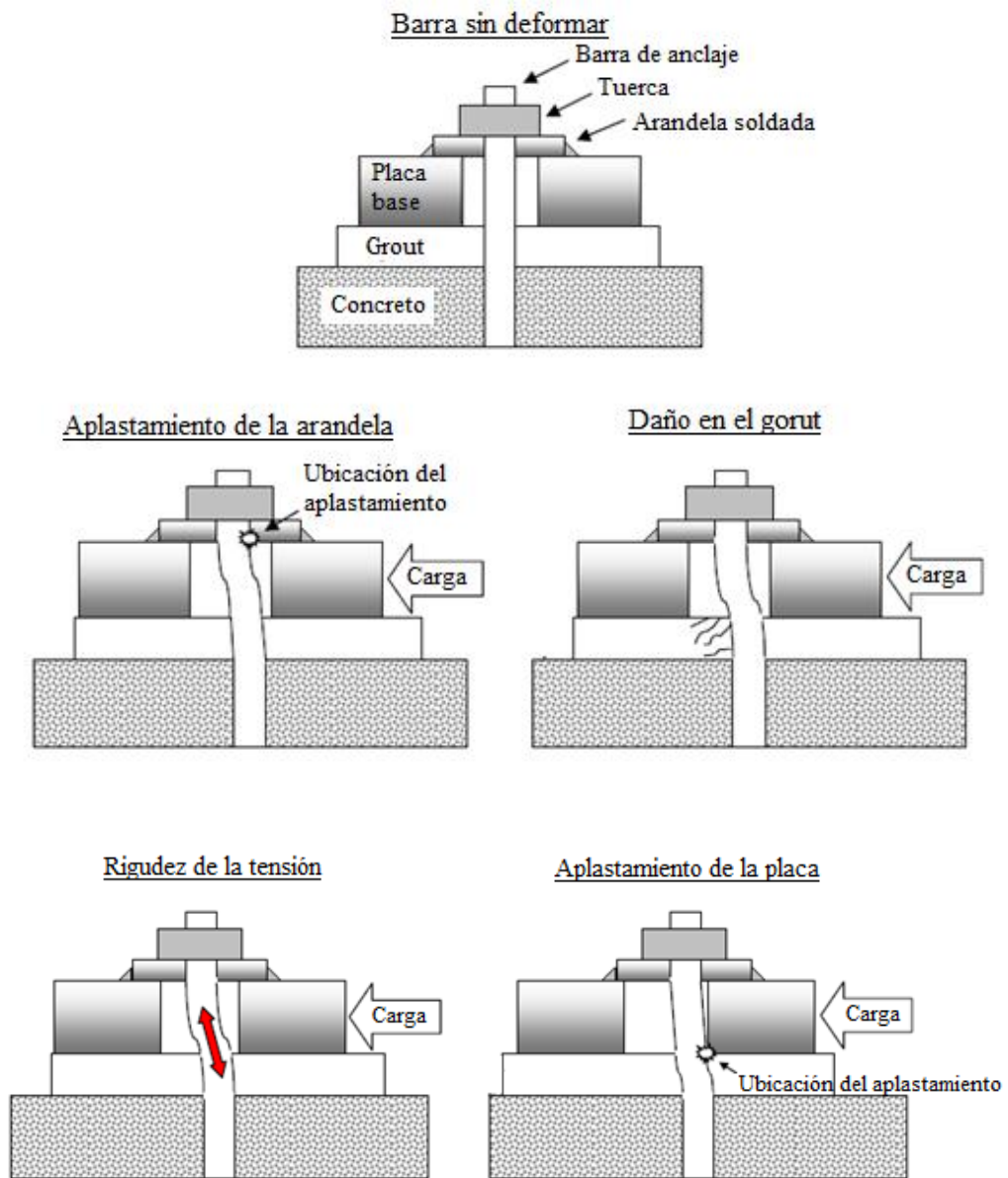


Figura 2.14 Ilustración Sistemáticas del Mecanismo de Aplastamiento de las Barras de Anclaje Daño.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.72).



Figura 2.15 Fotografía de Barra con Arandela de Chapa Soldada.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.55).

2.2.6.3.3 Aplastamiento de la Llave de Corte.

En dos ensayos de la placa base, aparecen en el concreto una especie de hueco en la parte superior del pedestal, en el que una llave de corte se inserta, para investigar los modos de falla y capacidades asociados con un mecanismo a compresión de llave de corte. Dos longitudes de empotramiento fueron los que se ensayaron (5.5" y 3.0" por debajo de la superficie del concreto). El presente estudio se centró en el mecanismo de falla de explosión en el borde a corte de la cimentación de concreto. La zona de falla predicho en el pedestal fue utilizado para representar que la fundación no contuviera barras de refuerzo ni otras obstrucciones (con la excepción de las barras de anclaje) para permitir un comportamiento de capacidad de resistencia asociada con solo el concreto (es

decir, no incluyendo el efecto de refuerzo de acero). En virtud de pequeñas cargas de compresión axial, los dos principales experimentos de las llaves de corte implicaron la aplicación de la carga laterales es decir cortantes (carga monótona hasta la falla). Dos fuerzas picos distintas se observaron. La primera fuerza pico, acompañado por una caída repentina de carga (entre el 20-40% de la carga pico), corresponde a la fractura del concreto en el pedestal. Después de la caída inicial de carga, la carga aumentó constantemente hasta una segunda carga pico (y final) que se observó. Este pico máximo en carga fue acompañado por grietas diagonales en ambos lados del pedestal, a unos 30 grados perpendiculares a la dirección de carga.

Dos métodos son considerados para estimar la resistencia correspondiente a la falla de desagrietamiento del concreto. Uno de estos métodos, comúnmente conocido como el método del cono de 45 grados, se prescribe por el ACI-349 (2006) para la capacidad del concreto a corte por el saliente de corte incrustado y se ofrece en el diseño AISC Guía 1 (Fisher & Kloiber, 2006). Una segunda estimación de la resistencia se basa en el método de diseño por capacidad del concreto (CCD), que ha sido adaptado por la ACI-349 (2006) para los anclajes en el concreto bajo tensión o cargas de corte. La principal diferencia entre los dos métodos de predicción de resistencia está asociado con el tamaño del efecto en el concreto derivado de la fractura mecánica teórica (Bazant, 1984). Una inspección de las relaciones con los ensayos a predecir (test-to-predicted) indica que el método del cono de 45 grados (actualmente propuesto por la Guía 1 de Diseño AISC) puede ser poco conservador para las grandes distancias a los bordes de concreto (es decir, las grandes fundaciones de concreto). El ensayo para predecir (test-to-predicted) comparándolo con respecto al método CCD (método de diseño por capacidad del concreto) señala que toma en cuenta el efecto del tamaño en el análisis proporcionado para una mejor precisión de la resistencia. Cuanto más largo sea la llave de corte, se estima a ser más fuerte sobre una base unitaria, en comparación a las llaves de corte de poca profundidad. Los aplastamientos por

estrés local de gran tamaño de una lengüeta corta puede aumentar la probabilidad de iniciación de grietas.

Basándose en las observaciones experimentales, el método CCD ofrece una estimación relativamente precisa de la fuerza de empotramiento con grandes distancias a los bordes libres (es decir, cimientos de hormigón de gran tamaño), donde se controla la fuerza por la iniciación de fractura. Aunque no han sido evaluados como parte de este estudio se anticipa que para distancias a los bordes pequeños, donde la fuerza se gobierna por el desarrollo de la resistencia a la tensión de concreto sobre la zona de falla, el método CCD puede proporcionar resultados poco conservadores. Por lo tanto, se recomienda que la resistencia a la explosión del concreto debido al esfuerzo transmitido por la llave de corte se calcule como el mínimo de las dos estimaciones anteriormente descritas.

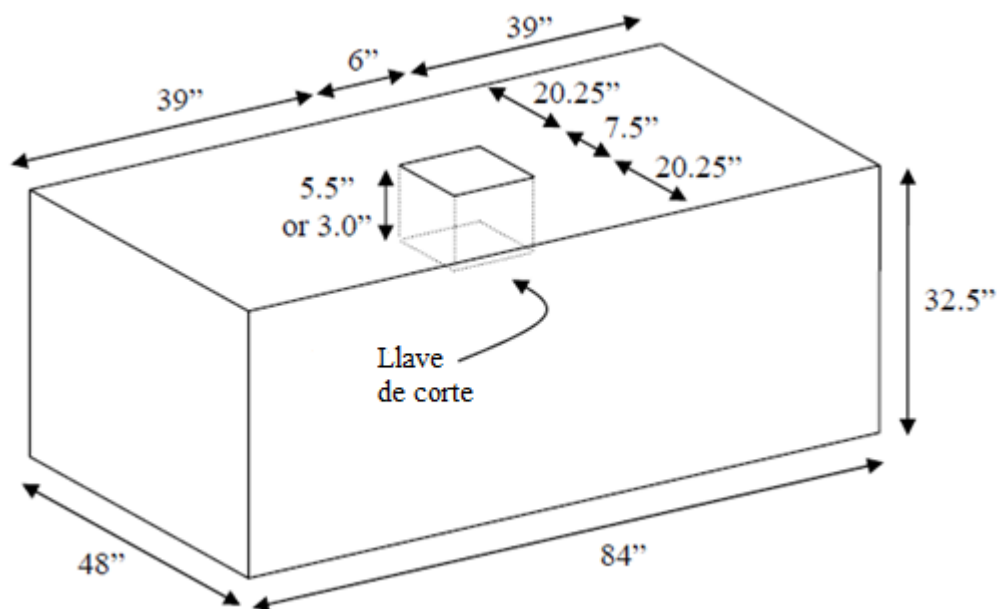


Figura 2.16 Dimensiones del Pedestal de Concreto.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.78).

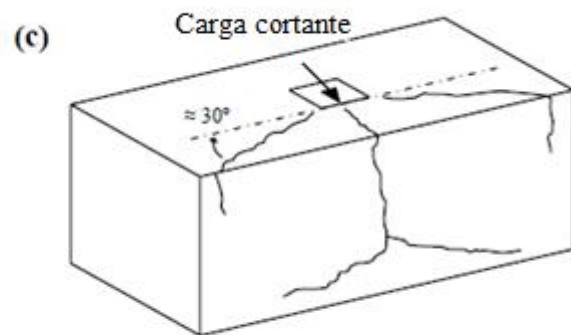
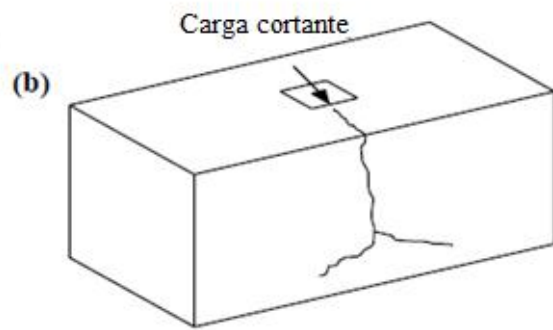
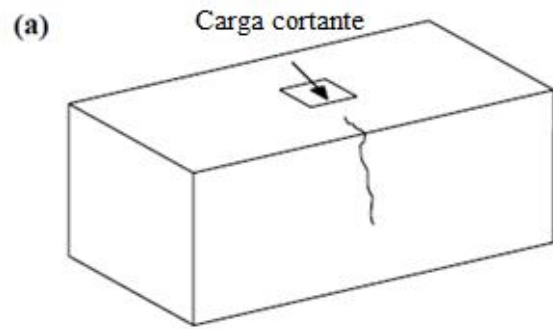


Figura 2.17 Daño Progresivo del Pedestal de Concreto.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.80).

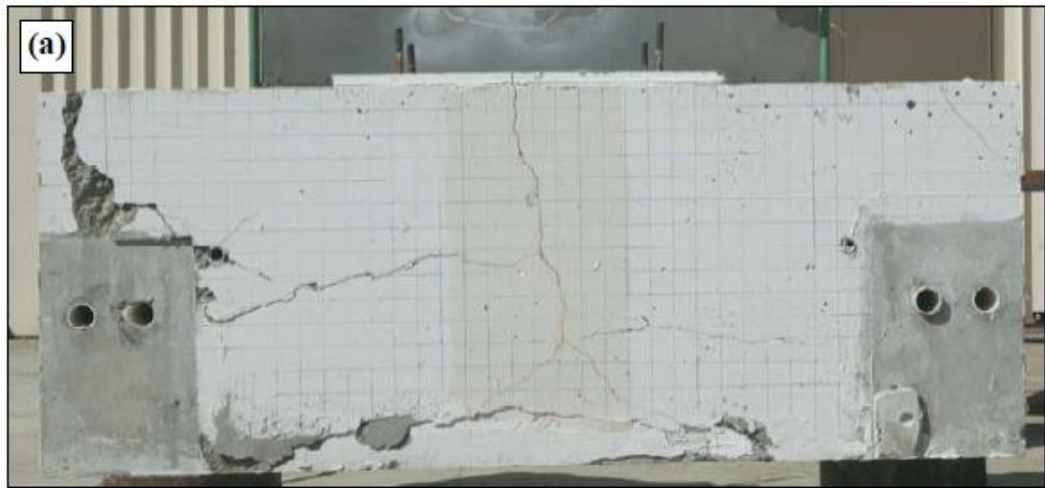


Figura 2.18 Falla del Pedestal (a) Vista Lateral (b) Vista de Planta.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.81).



Figura 2.19 Falla del Pedestal Vista Frontal.

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.82).

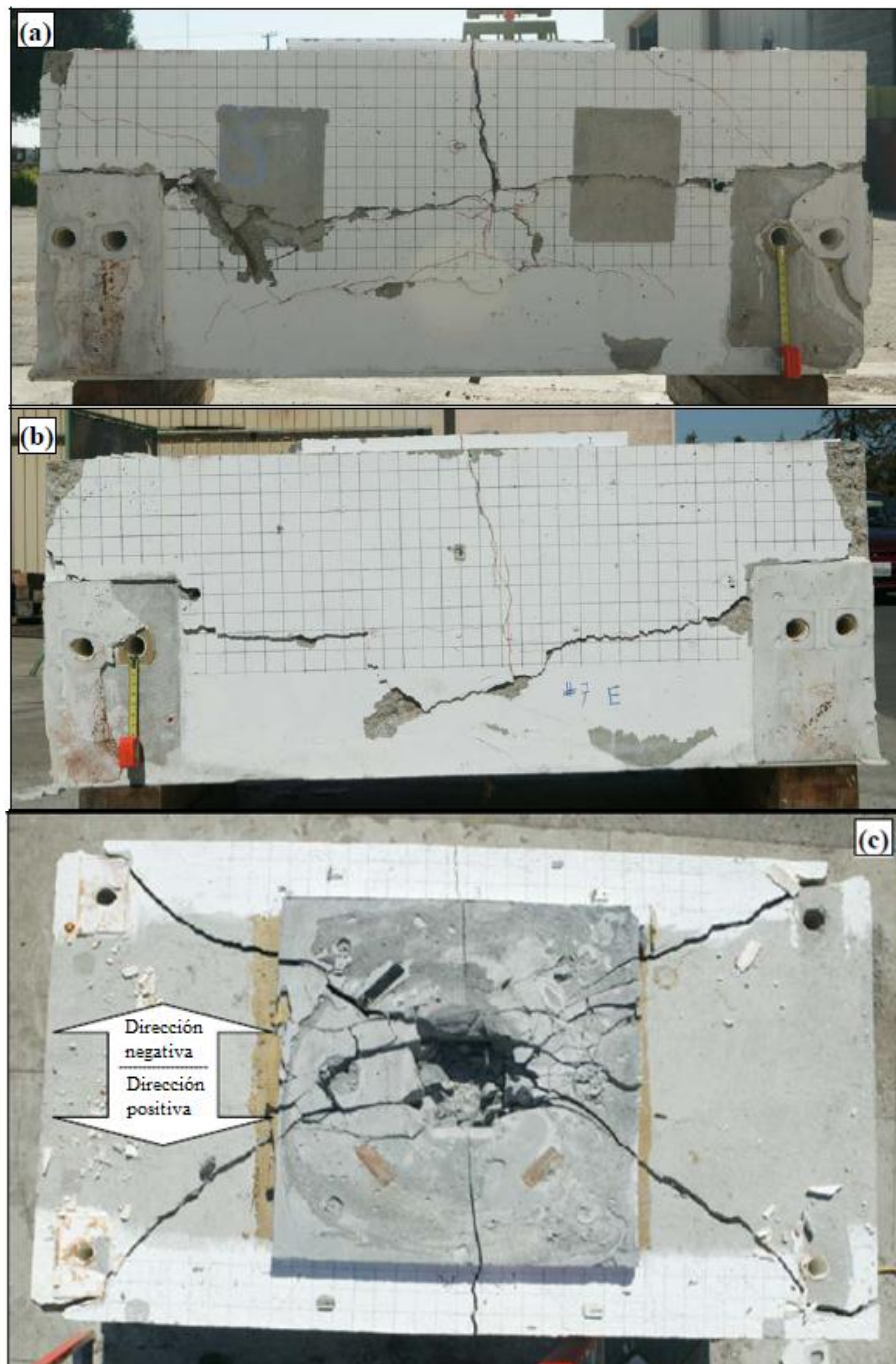


Figura 2.20 Fotografía de falla del pedestal con una llave de corte de 3” de profundidad (a)y(b) Vistas Laterales (c) Vista de Planta. Dirección negativa de la carga positiva

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.105).

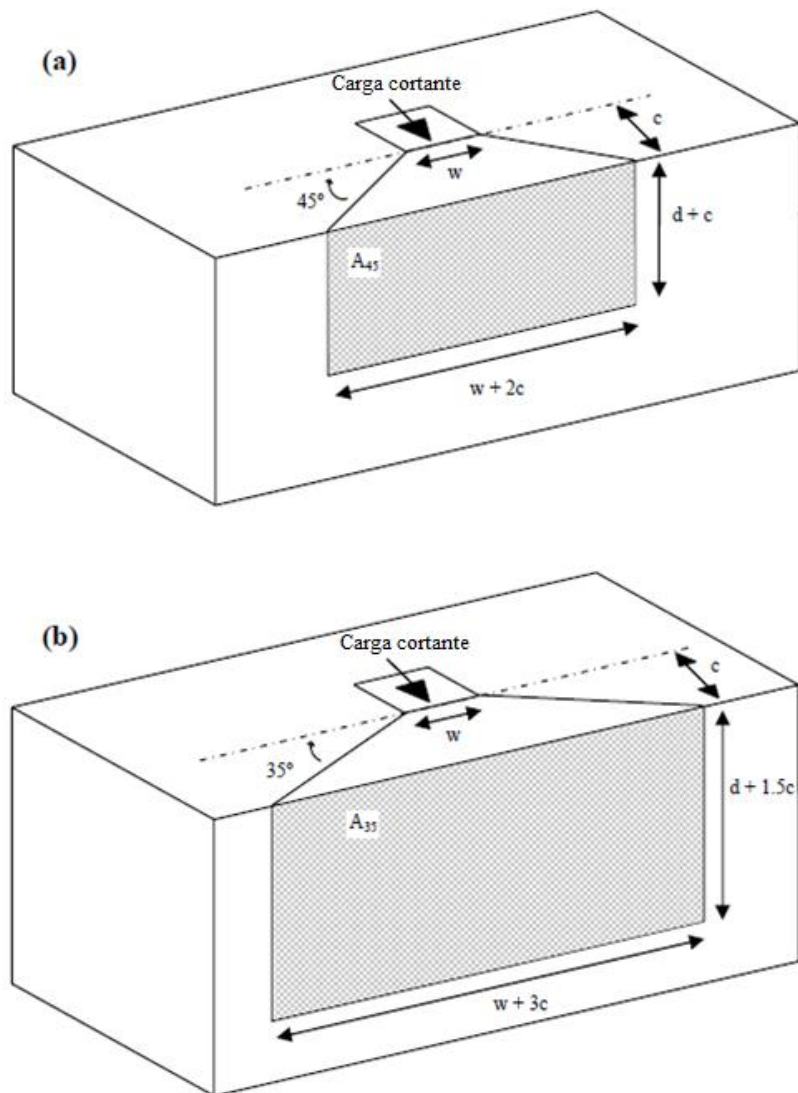


Figura 2.21 Ilustración del Área de Falla Asumida (a) Método del Cono de 45 Grados (b) Método CCD (c=Distancia al Borde; w=Ancho de la Llave de Corte; d=Profundidad de Empotramiento de la Llave de Corte).

Fuente: I. Gomez, C. Smith. Transferencia de Corte Expuestas a Planchas Base de Columnas. (2009) (p.83).

CAPITULO III MARCO METODOLÓGICO.

La investigación es un proceso de búsqueda de conocimientos nuevos, para obtenerlo se deben plantear estrategias específicas que determinen el procedimiento a seguir para realizar el estudio y lograr el objetivo propuesto.

La metodología como su nombre lo indica permite al investigador definir métodos y técnicas para recolectar la información necesaria para estructurar la investigación.

En tal sentido Balestrini Acuña, Mirian (2006) señala lo siguiente:

El fin esencial del Marco Metodológico es el de situar en el lenguaje de investigación, los métodos e instrumentos que se emplearán en la investigación planteada, desde la ubicación acerca del tipo de estudio y el diseño de investigación; su universo o población; su muestra; los instrumentos y técnicas de recolección de los datos; la medición; hasta la codificación, análisis y presentación de los datos. De esta manera, se proporcionará al lector una información detallada acerca de cómo se realizará la investigación, (p.126)

3.1 Tipo de investigación.

La propuesta se apoya en la Investigación Documental, definida por el Manual de Trabajos de Grado, Especialización, Maestría y Tesis Doctorales de la UPEL (2005), como "el estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo, principalmente, en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos", (p. 15). Para ello, se utilizaron fuentes bibliográficas relacionadas con la temática.

Igualmente, Tamayo y Tamayo (2003) establece que una Investigación Documental: “Es la que se realiza con base en la investigación documental, manuales, revistas, periódicos, actas científicas, conclusiones de simposios y seminarios y/o cualquier tipo de publicación considerado como fuente de información” (p. 122). Cada una de estas fuentes fue tomada en cuenta durante el proceso de recolección de información relevante para el logro de los objetivos del estudio.

3.2 Diseño de investigación.

El presente estudio corresponde al diseño no experimental. Al respecto Palella S. y Martins F. (2003) señalan que el diseño no experimental: “es aquella investigación que se realiza sin manipular en forma deliberada ninguna variable, el investigador no vacía intencionalmente las variables independiente” (p. 80)

Por otra parte, la presente investigación se puede clasificar como un diseño documental. Según el Manual de Técnicas y Documentos de Investigación de la Universidad Nacional Abierta (2000). Se entiende por investigación documental lo siguiente: “constituye un procedimiento científico y sistemático de indagación, recolección, organización, interpretación, presentación de datos e información alrededor de un determinado tema basado en una estrategia de análisis de documentos” (p. 36). En cuanto a este estudio los datos serán tomados de la realidad por el autor a través de la aplicación de instrumentos y observaciones relacionados al diseño de planchas base de columnas en estructuras de acero sismorresistentes.

El enfoque de la investigación permite proporcionar un modelo de verificación para comprobar teorías con la realidad, permitiendo observar las verdaderas problemáticas y condiciones que requieren ser descritos, razón por la cual la investigación corresponde nivel descriptivo definido por Arias (2006),

como aquel que: “consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno o grupo con el fin de establecer su estructura o comportamiento”. (p. 48). En este sentido, los datos recolectados en el proceso de la investigación serán presentados según sus propias características en el problema estudiado, permitiendo entonces tener una visión más amplia sobre la problemática existente.

3.3 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.

Los instrumentos son los diferentes medios que pueden emplearse para obtener los datos necesarios para la realización de una investigación. Las técnicas e instrumentos de recolección de datos. Según Arias (2006), "son las distintas formas o maneras de obtener la información", (p. 55). En este sentido, La técnica implementada para este trabajo de investigación fue la recolección de información mediante la consulta bibliográfica. Los instrumentos de recolección de datos para la investigación son los libros, paginas web, artículos de noticias de internet, normas venezolanas vigentes, normas americanas vigentes, etc., todos los anteriores capaces de proporcionar soportes y fundamentes teóricos, apropiados para el desarrollo del presente estudio investigativo.

3.4 Procedimiento de la metodología

El procedimiento para la elaboración de este documento cumple con las siguientes metodologías:

- Recolección de información teórica tal y como se indica en la fuente de investigación.
- Metodología de cálculo y diseño basado en las teorías existentes.

-Procedimiento de diseño basado en las normativas vigentes venezolanas (COVENIN) y las americanas (AISC), para una explicación detallada del cálculo de la conexión de la columna base a la fundación por medio de una placa base.

-Procedimiento para el detallado de placas bases.

-Procedimiento de cómo deben ser fabricadas las placas base.

CAPITULO IV ANALISIS Y RESULTADOS

Esta sección proporciona los requisitos de diseño, de metodología y criterios para la conexión de la placa base de columna típica en los edificios, como la que se muestra en la Figura 4.1.

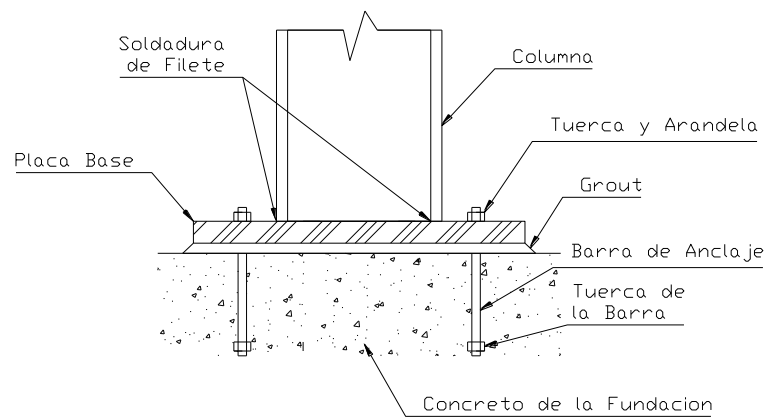


Figura 4.1. Componentes de la Conexión de la Placa Base.

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).

(p. 1)

Cinco casos diferentes de cargas de diseño de conexiones de planchas bases de columna se discuten:

- Sección 4.1 Cargas concéntricas de compresión axial.
- Sección 4.2 Carga axial de tracción.
- Sección 4.3 Planchas Base con pequeños momentos.
- Sección 4.4 Planchas Base con grandes momentos.
- Sección 4.5 Diseño a corte.

En las conexiones de la base de la columna, el diseño por corte y el diseño por momento a menudo se realizan de forma independiente. Esto supone que no existe una interacción significativa entre ellos.

El comportamiento general y la distribución de fuerzas para una conexión de planchas base en columnas con pernos de anclaje será elástica hasta que se forme una rótula plástica en la columna, se formara un mecanismo plástico en la plancha base, el concreto soportara el aplastamiento, el rendimiento de los pernos de anclaje será en la tensión, o la resistencia del concreto a la extracción de los pernos de anclaje que se alcanza. Si la resistencia del concreto a la extracción de los pernos de anclaje es más grande que el más bajo de los estados límite mencionado, el comportamiento general será dúctil. Sin embargo, no siempre es necesario ni posible el diseño de una fundación que previene la insuficiencia de hormigón.

Por ejemplo, en estructuras de cargas estáticas, si la resistencia es mucho más grande que la demanda, la ductilidad no es necesaria y es aceptable el diseño de los estados límites por tensión o resistencia al corte para el que gobierne en el diseño de los pernos de anclaje. Sin embargo, los pórticos diseñados para la resistencia sísmica de carga lateral se espera que se comporten de una manera dúctil y, en este caso, puede ser necesario el diseño de la fundación y la conexión de la plancha base de la columna para que los estados límite del concreto de la resistencia a la tracción o al corte del anclaje no gobiernen en el diseño. Ver ACI apéndice D, sección D3.3.4.

Los requisitos de OSHA

Las regulaciones de la Administración de Seguridad y Salud Ocupacional (OSHA, *The regulations of the Occupational Safety and Health Administration*) normas de seguridad para Montaje de acero (2001 OSHA), requieren un mínimo de cuatro barras de anclaje en conexiones de las planchas base en las columnas. Los requisitos excluyen las conexiones post-tipo de columnas que pesan menos de 300 libras. Las columnas, las planchas base, y sus fundaciones deben tener

suficiente momento soportar para resistir cargas excéntricas mínima por gravedad de 300 libras ubicada a 18 pulgadas de la cara más exterior de la columna en cada dirección.

Los criterios de OSHA pueden ser considerados hasta en las más pequeñas de las barras de anclaje de un patrón de 4 pulgadas × 4 pulgadas. Si se tiene en cuenta sólo los momentos de las cargas excéntricas (ya que incluso las cargas de gravedad no dan lugar a ninguna fuerza de tracción en las barras de anclaje), Y el par de fuerzas resistentes se toman como la fuerza teórica del doble de un perno con 4 pulgadas de brazo de palanca, la fuerza de momento de diseño de un perno de anclaje de 3 / 4 pulgada es igual a $(2) (19,1 \text{ kips}) (4 \text{ pulgadas}) = 306 \text{ kip-in}$. Para columnas de 14 pulgadas de profundidad, el requerimiento de OSHA de momentos resistentes es solamente $(1.6)(0.300)(18+7)=12.0 \text{ kip.in}$.

4.1 Cargas concéntricas de compresión axial

Cuando una base de la columna sólo resiste cargas axiales en compresión, la plancha base debe ser lo suficientemente grande como para resistir las fuerzas transmitidas (límite de aplastamiento del concreto), y debe tener un espesor necesario (límite de rendimiento de la plancha base).

4.1.1. Límite de capacidad del concreto

La resistencia al aplastamiento del concreto se define en el ACI 318-02, Sección 10.17, como $\phi (0.85f_c' A_1)$ cuando la superficie de apoyo no es más grande que la plancha base. Cuando la superficie de apoyo es más amplia en todos los lados de la zona de carga, la capacidad portante de diseño anterior permite que se multiplica por $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$

Las especificaciones del AISC 360-2005, sección J8, proporciona la resistencia al aplastamiento nominal, P_p , de la siguiente manera:

Ecuación J8-1:

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \text{ (kg)}$$

Cuando la superficie de apoyo del concreto no es mayor que la de la plancha base.

Ecuación J8-2:

$$P_p = (0.85f'_c A_1) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq 1.7f'_c A_1 \text{ (kg)}$$

Estas ecuaciones se multiplican por el factor de resistencia, ϕ , para LRFD.

$$\phi = 0.60 \text{ (LRFD)}$$

Por otra parte, el ACI 318-02 establece un factor ϕ de 0,65 para el aplastamiento en el hormigón. Este aparente conflicto existe debido a un error en el proceso de desarrollo de la especificación AISC. Los autores recomiendan el uso del factor ϕ ACI-especificado en el diseño de placas base de la columna.

La capacidad de resistencia nominal se puede convertir a un formato de esfuerzo dividiendo las ecuaciones P_p entre el término área de tal manera que, en el área total de un soporte de concreto:

$$f_{p(\max)} = 0.85f'_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Cuando la base de hormigón es mayor que el área de carga en los cuatro lados:

$$f_{p(\max)} = (0.85f'_c) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq 1.7f'_c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

La conversión de la presión nominal genérico para una tensión de apoyo LRFD está disponible

$$f_{pu(max)} = \phi f_{p(max)} \text{ (kg/cm}^2\text{)}(LRFD)$$

La capacidad de resistencia de hormigón es una función de la resistencia a la compresión del concreto, y la relación del área de concreto geoméricamente similar a la zona de la plancha base, como se indica en la Sección 10.17 de ACI 318 (ACI, 2002), de la siguiente manera:

$$f_{p(max)} = \phi(0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$f_{p(max)}$ = Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto, kg/cm²

ϕ = Factor de reducción del esfuerzo, 0,65 por la sección 9.3, el ACI 318-02

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/cm²

A_1 = Área de la plancha base, cm²

A_2 = Área máxima de la porción de la superficie de soporte que es geoméricamente similar y concéntrica con la zona de carga, cm²

El aumento de la capacidad portante del concreto asociado con el termino $\sqrt{A_2/A_1}$ representa los beneficios del confinamiento del concreto. Tenga en cuenta que A_2 es el área más grande que es geoméricamente similar a (teniendo la relación de aspecto igual) la plancha base y puede ser inscrito en la superficie

horizontal superior de la base del concreto, o en viga sin ir más allá de los bordes del hormigón.

Hay un límite a los efectos beneficiosos del confinamiento, que se refleja por el límite en A2 (hasta un máximo de cuatro veces A1) o por el límite de la desigualdad. Por lo tanto, para un esfuerzo en la plancha base de la columna en un plano lejos de los bordes, $\sqrt{A_2/A_1} = 2$

La tensión de aplastamiento en el concreto no debe ser mayor que $f_{pu(max)}$ (max):

$$\frac{P_u}{A_1} \leq f_{pu(max)} \quad (kg/cm^2)(LRFD)$$

Así

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{f_{pu(max)}} \quad (cm^2)(LRFD)$$

Cuando $A_2 = A_1$, la superficie mínima que requiere la plancha base se puede determinar como:

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c} \quad (cm^2)(LRFD)$$

Cuando $A_2 \geq 4 A_1$, la superficie mínima que requiere la placa base se puede determinar como:

$$A_{1(req)} = \frac{1}{2} \left(\frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c} \right) \quad (cm^2)(LRFD)$$

Muchas planchas base de la columna tienen que ver directamente sobre una capa de grout de cemento. Debido a que, la resistencia a la compresión del grout siempre se especifica mayor que la resistencia del hormigón, los autores recomiendan que la fuerza del mortero de cemento sea especificado como dos veces la resistencia del hormigón, es conservador el uso de la resistencia a compresión del concreto (f'_c) en las ecuaciones anteriores.

Las dimensiones importantes de las planchas base de la columna se muestran en la figura 4.2.

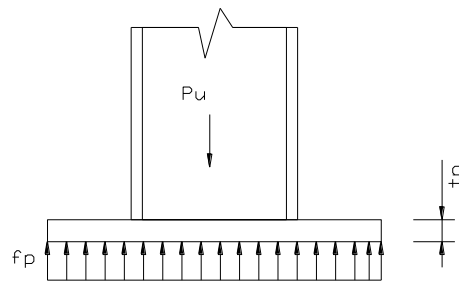


Figura 4.2 (a) Tensión de Aplastamiento Asumido

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 15)**

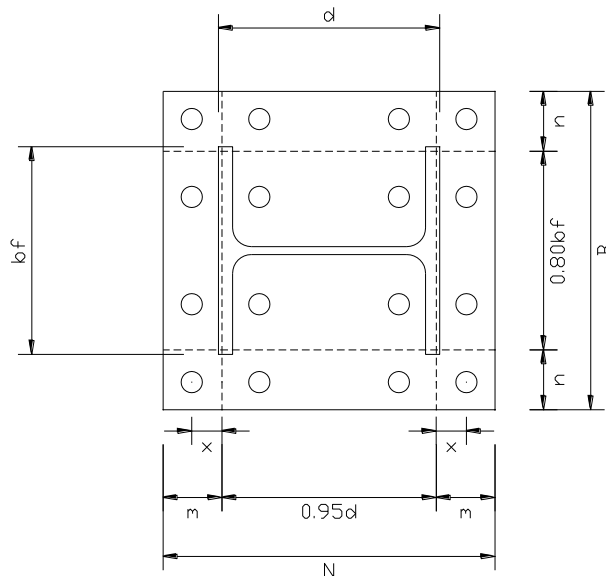


Figura 4.2 (b) Ejes de Flexión Asumida.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 15)**

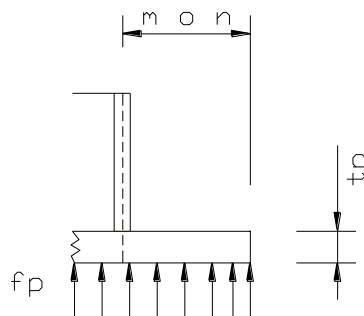


Figura 4.2 (c) Diseño de Determinación a Momento de la Placa Base.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 15)**

4.1.2 Cedencia límite de las planchas base

Para las planchas base axialmente cargadas, el esfuerzo de aplastamiento en la plancha base se supone uniformemente repartida y se puede expresar como:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{BN} \quad (kg/cm^2)(LRFD)$$

La presión de soporte causa flexión en la plancha base en la sección crítica asumida demostrado en la figura 4.2 (b). Esta presión de apoyo también causa flexión en la plancha base en el área entre las alas de la columna (Thornton, 1990; Drake y Elkin, 1999). Los siguientes procedimientos permiten un simple proceso de determinar el espesor de la plancha base.

Las resistencias requeridas de las planchas base pueden determinarse como

$$M_{pl} = f_{pu} \left(\frac{l^2}{2} \right) \quad (kg) (LRFD)$$

Donde la dimensión crítica en volado de la plancha base (l) es la mayor de m , n y $\lambda n'$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (cm)$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} \quad (cm)$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (cm)$$

N= Largo de la plancha base, cm.

B= Ancho de la plancha base, cm.

b_f= Ancho de las alas de la columna, cm

d= Altura total de la columna, cm.

n'= Línea-Rendimiento distancia teórica del volado desde el alma de la columna o el ala de la columna, cm.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left\{ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right\} \frac{P_u}{\phi_c P_P} \quad (LRFD)$$

Donde

P_u= Carga de compresión axial requerida (LRFD), kg

$$P_P = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (kg)$$

Es conservador para λ tomar igual a 1,0.

Para el estado límite de rendimiento, el requerimiento mínimo del espesor para la plancha base puede calcularse de la siguiente forma (Thornton, 1990) (AISC, 2005)

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}} \quad (cm) \quad (LRFD)$$

Donde

ϕ = Factor de resistencia de flexión, 0.90

F_y = esfuerzo de cedencia de la plancha base, kg/cm^2

Ya que “l” es el máximo valor de m, n y $\lambda n'$, la plancha base más delgada puede ser encontrada al minimizar m, n y λ . Esto generalmente se logra mediante la dosificación de las dimensiones de las planchas base de manera que m y n sean aproximadamente iguales.

4.1.3. Limite cedente de las planchas base (HSS y TUBOS)

Para las columnas de HSS, los ajustes se deben hacer para m y n (De Wolf y Ricker, 1990). Para HSS rectangulares, ambos m y n son calculados usando la línea de cedencia en 0.95 veces la altura y el ancho del HSS. Para HSS y TUBOS (PIPE) redondos, ambos m y n son calculado usando la línea de cedencia en 0.80 veces el diámetro. El termino λ no se usa para HSS y tubos (PIPE).

4.1.4. Procedimiento general de diseño

Existen tres casos generales para el diseño de las planchas base sujetos solo a cargas de compresión axial:

Caso I: $A_2 = A_1$

Caso II: $A_2 \geq 4A_1$

Caso III: $A_1 < A_2 < 4A_1$

El método más directo es establecer de manera conservadora A_2 igual a A_1 (Caso I); sin embargo, esto generalmente resulta en la más grande de las planchas

base de dimensiones en planta. La de dimensiones más pequeña de planchas base en planta se producen cuando la relación entre el concreto a la zona de la plancha es mayor que, o igual a 4, es decir, $A_2 \geq 4A_1$ (caso II). Las planchas base que descansan sobre columnas a menudo se encuentran el caso de que A_2 es mayor que A_1 , pero menor que $4A_1$, lo que conduce al caso III.

Cuando una plancha base tiene un pedestal de hormigón más grande que la dimensión de la plancha base, el área mínima requerida de la plancha base no se puede determinar directamente. Esto es debido a que ambos A_1 y A_2 son desconocidos.

Como lo mencionado anteriormente, la plancha base más económica por lo general ocurre cuando m y n , ver la figura 4.2 (b), son iguales. Esta situación ocurre cuando la diferencia entre B y N son iguales a la diferencia entre $0.95d$ y $0.80b_f$.

En la selección del tamaño de la placa base desde un punto de vista de la fuerza, el diseñador debe considerar la ubicación de las barras de anclaje dentro de la plancha y los espacios libres necesarios para apretar los tornillos de las barras de anclaje.

Pasos para la obtención de los tamaños de las planchas base, para estos casos se sugiere a continuación. Diseño de los pernos de anclaje es cubierto en la sección 4.2.

Caso I: $A_2 = A_1$

La plancha base más grande es obtenida cuando $A_2 = A_1$

1. Calcular la fuerza a la compresión axial requerida P_u (LRFD).
2. Calcular el área de la plancha base requerida

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c} \quad (cm^2)(LRFD)$$

3. Optimizar las dimensiones de la plancha base, N y B.

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta \quad (cm)$$

Donde $\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} \quad (cm)$

Entonces

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} \quad (cm)$$

Tenga en cuenta que los agujeros de la plancha base no se deducen a partir de la determinación del área requerida de la plancha base.

4. Calcular el espesor requerido de la plancha base.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (cm)$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} \quad (cm)$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (cm)$$

N= Largo de la plancha base, cm.

B= Ancho de la plancha base, cm.

b_f= Ancho de las alas de la columna, cm.

d= Altura total de la columna, cm.

n'= Rendimiento-línea distancia teórica del volado desde el alma de la columna o el ala de la columna, cm.

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left\{ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right\} \frac{P_u}{\phi_c P_p} \quad (LRFD)$$

Donde

$$\phi P_p = \phi 0.85 f'_c A_1 \quad (kg) \quad (LRFD)$$

Encontrando l_(max) (tomando el mayor de m, n, λn')

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}} \quad (cm) \quad (LRFD)$$

- Determinar el tamaño de los pernos de anclaje y la localización de estos. Los pernos de anclaje para columnas con cargas gravitacionales generalmente no son necesarias en la estructura permanente y solo es necesario el tamaño de las consideraciones prácticas y requeridas por la OSHA.

Caso II: $A_2 \geq 4A_1$

Las planchas base más pequeñas son obtenidas cuando $A_2 \geq 4A_1$ para este caso:

1. Calcular la fuerza a la compresión axial requerida P_u (LRFD).
2. Calcular el área de la plancha base requerida

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c} \quad (cm^2)(LRFD)$$

3. Optimizar las dimensiones de la plancha base, N y B.

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)} + \Delta} \quad (cm)$$

Donde $\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} \quad (cm)$

Entonces

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} \quad (cm)$$

Tenga en cuenta que los agujeros de la plancha base no se deducen a partir de la determinación del área requerida de la plancha base.

4. Comprobar de que la superficie sea suficiente, que A_2 sea para la aplicabilidad del caso II que $A_2 \geq 4A_1$.

Basándose en el tamaño o en la base de la columna, que a menudo se obvia si se cumple la condición. Si esto no se obvia, calcular A_2 geoméricamente similar a A_1 . Con las nuevas dimensiones N_2 y B_2 , A_2 es igual a $(N_2)(B_2)$. Si $A_2 \geq 4A_1$, calcular el espesor requerido usando el procedimiento visto en el paso 4 del Caso I, excepto esto:

$$\phi P_p = \phi f'_c 2A_1 \text{ (kg) (LRFD)}$$

5. Determinar las dimensiones de los pernos de anclaje y su localización.

Caso III: $A_1 < A_2 < 4A_1$

1. Calcular la fuerza a la compresión axial requerida P_u (LRFD).
2. Calcular el área aproximada de la plancha base basándose en la suposición del Caso III.

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c} \text{ (cm}^2\text{)(LRFD)}$$

3. Optimizar las dimensiones de la plancha base, N y B .
Usar el mismo procedimiento dado en el paso 3 para el Caso I
4. Calcular A_2 , geoméricamente similar a A_1 .
5. Determinar si:

$$P_u \leq \phi P_p = \phi 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (kg) \quad (LRFD)$$

Si la condición no se cumple, revisar N y B, y vuelva a intentarlo hasta que criterio se cumple.

6. Determinar el espesor de la plancha base usando el paso 4, visto en el Caso I.
7. Determinar la dimensión de los pernos de anclaje y la localización de ellos.

4.2 Cargas axiales a tracción

El diseño de los pernos de anclaje a tensión consiste en 4 pasos:

1. Determinar la elevación máxima neta de la columna.
2. Seleccionar el material y la cantidad de los pernos de anclaje y el tamaño requerido de los pernos de anclaje para resistir la elevación.
3. Determinar el tamaño apropiado para la plancha base, el espesor y la soldadura para la transferencia de la fuerza de elevación.
4. Determinar el método para el desarrollo de la fuerza de la barra de anclaje en el concreto (es decir, la transferencia de la fuerza de tensión de la barra de anclaje a la base del concreto).

Paso 1- La elevación máxima neta de la columna se obtiene a partir del análisis estructural de la edificación de las cargas del edificio prescrito. Cuando la elevación debido al viento excede la carga muerta del techo, las columnas de apoyo son sometidos a las fuerzas de elevación neta. Además, las columnas rígidas inclinadas o las de comportamiento arriostrados pueden estar sometidas a una fuerza de elevación neta debido al vuelco.

Paso 2- Los pernos de anclaje debe ser especificado conforme con los materiales discutidos en la Sección 2.2.5. El número requerido de los pernos

de anclaje está en función de la máxima elevación neta en la columna y por la resistencia del material de la barra de anclaje.

Las fuerzas indiscretas en las barras de anclaje son generalmente descuidados. Esto generalmente se justifica cuando el espesor de la plancha base se ha calculado suponiendo flexión del volado sobre la alma y / o la ala de la sección de la columna (como se describe en el Paso 3 a continuación), y porque la longitud de la barra produce grandes deformaciones en comparación con las conexiones de acero con acero. El procedimiento para determinar el tamaño requerido para los pernos de anclaje es discutido en la sección 4.2.1.

Paso 3- el espesor de la plancha base puede estar gobernado por flexión asociada a cargas de compresión o tracción.

Para las cargas a tracción, un planteamiento más simple es asumir que las cargas de los pernos de anclaje son generados por los momentos por flexión en la plancha base compatible con la acción en volado sobre el alma o el ala de la sección de la columna (flexión de un solo sentido). Vea figura 4.2. Si el alma está tomando la carga del anclaje de la plancha base, el alma y su fijación a la plancha base debe ser revisada. Por otra parte, un análisis más preciso de la plancha base para las barras de anclaje situadas en el interior de las alas de la columna, se puede utilizar para considerar la flexión tanto sobre el alma y el ala de la columna (flexión en los dos sentidos). El enfoque de la flexión en los dos sentidos, los momentos de flexión derivados debe ser consistentes con los requisitos de compatibilidad de las deformaciones en la placa base. En cualquier caso, el ancho de la flexión efectiva de la plancha base puede ser conservador usando aproximadamente unos 45° de distribución del eje de los pernos de anclaje a la cara del alma y el ala de la columna.

Paso 4- Métodos para determinar el anclaje de hormigón necesario se tratan en la Sección 4.2.2.

4.2.1. Tensión en los pernos de anclaje

La resistencia a la tracción de un perno de anclaje es igual a la resistencia de el anclaje del concreto de un grupo de pernos de anclaje (o aquellos pernos de anclaje que participan en tensión en el caso para la tensión debido a el momento) o las sumas de las resistencias a tensión del acero de los pernos de anclaje.

Para la conexión de los pernos de anclaje en tensión, el diseño de la resistencia a la tensión para los pernos de anclaje que los contribuyen, es como, el más pequeño de la suma de las resistencias a la tensión del acero que los pernos de anclaje individualmente la contribuye o la resistencia a la tensión del concreto del grupo de anclaje. La resistencia a la tensión del concreto y/o la longitud de desarrollo de las barras deformadas es calculado de acuerdo con la actual “American Concrete Institute (ACI, 2002)”.

La tensión limite en un perno es basada en el área mínima a lo largo de la longitud máxima de que destacó la barra. Para un perno de anclaje, se sitúa generalmente en la parte roscada (excepto cuando se utilizan barras alteradas). ANSI/ASME B1.1 define las áreas roscadas como

$$\text{Zona de resistencia a la tracción} = \left(D - \frac{0.7854}{n} \right)^2$$

Donde

D= diámetro mayor

n= número de hilos por pulgada.

En la tabla 7-18 en la AISC Steel Construction Manual, lista la zona resistente a la tracción para diámetro de entre ¼ pulgadas y 4 pulgadas.

Dos métodos para determinar la zona resistente a la tracción requerida son comúnmente usados. Uno se basa directamente en la ANSI/ASME- estipulando el área de resistencia a la tracción como se describió anteriormente. La otra es agregar un factor de modificación que se relaciona con el área de resistencia a la tracción directamente a la zona sin rosca como un medio de simplificar el proceso de diseño. Este último método se establece en las Especificaciones del AISC 2005.

La fuerza de los sujetadores estructurales se ha basado históricamente en el diámetro del perno nominal, Y el método directo de la zona de resistencia a la tracción es estipulado en la ACI 318 apéndice D. El diseñador debe tener en cuenta las diferencias en los enfoques de diseño y ser coherente dentro de un sistema a la hora de determinar el área requerida del anclaje. Sin embargo, la resistencia calculada de un anclaje en particular analizado por cualquiera de los métodos se produce un resultado final coherente.

La tabla de resistencia para el uso común de los materiales y tamaños de los pernos de anclaje son fáciles de desarrollar por los procedimientos que siguen, para cualquier método de diseño. La tabla 4.1 incluida en este documento ha sido desarrollada por ASTM F1554 barras basadas en el método de los pernos de diámetro nominal de la AISC. (Nota: ASTM F1554 es el sugerido y preferido de los materiales de los pernos de anclaje).

La Especificación de la AISC 2005 estipula la determinación de la resistencia a la tensión nominal como:

$$R_n = 0.7F_u A_b \text{ (kg)}$$

Para obtener la fuerza de diseño a tracción por LRFD, usar $\phi=0.75$ así la fuerza de diseño a la tracción = $(0.75)(0.75)F_u A_b = 0.5625F_u A_b$

La ACI 318, apéndice D, estipula la fuerza de diseño a la tracción de un anclaje como:

$$\text{Fuerza de diseño a la tracción} = \phi F_u A_{ts} = 0.75 F_u A_{ts} \text{ (kg)}$$

Donde $\phi=0.75$

Demstrado en la tabla 4.1 están los diseños y las fuerzas permisibles para varios pernos de anclaje.

Tabla 4.1 Resistencia Disponible de las Barras de Anclaje

Diámetro de las barras, pulgadas	Área de las Barras, Pulgadas ²	LRFD ϕR_n , $\phi=0.75$					
		Grado 36		Grado 55		Grado 105	
		kips	kg	kips	kg	kips	kg
5/8	0.307	10.0	4549.6	12.9	5883.2	21.6	9805.3
3/4	0.442	14.4	6551.5	18.6	8471.8	31.1	14119.6
7/8	0.601	19.6	8917.3	25.4	11531.0	42.3	19218.3
1	0.785	25.6	11647.1	33.1	15060.9	55.2	25101.5
1 1/8	0.994	32.4	14740.9	41.9	19061.5	69.9	31769.1
1 1/4	1.227	40.0	18198.6	51.8	23532.7	86.3	39221.1
1 1/2	1.767	57.7	26206.0	74.6	33887.0	124.3	56478.4
1 3/4	2.405	78.5	35669.2	101.5	46124.0	169.1	76873.4
2	3.142	102.5	46588.4	132.5	60243.6	220.9	100406.0
2 1/4	3.976	129.7	58963.4	167.7	76245.8	279.6	127076.4
2 1/2	4.909	160.1	72794.4	207.1	94130.6	345.1	156884.4
2 3/4	5.940	193.8	88081.2	250.6	113898.1	417.6	189830.1
3	7.069	230.6	104823.9	298.2	135548.1	497.0	225913.5
3 1/4	8.296	270.6	123022.5	350.0	159080.8	583.3	265134.6
3 1/2	9.621	313.9	142676.9	405.9	184496.1	676.5	307493.4
3 3/4	11.045	360.3	163787.3	465.9	211793.9	776.6	352989.9
4	12.566	410.0	186353.6	530.1	240974.4	883.6	401624.1

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).

(p. 20)

4.2.2 Anclaje del concreto para las fuerzas a tracción

El factor ϕ usado aquí corresponde a aquellos del apéndice D4.4 y la sección 9.3 de la ACI 318-02.

El apéndice D de la ACI 318-02 (ACI, 2002) se dirige a la anclación del concreto del reparto interno o expansión de pos-instalación o de anclajes rebajados. Las disposiciones incluyen los estados límite para la retirada de hormigón y la fuerza de ruptura [método diseño por capacidad del concreto (CCD)].

Resistencia a tracción del concreto

La resistencia a tracción del concreto es basado en la ACI apéndice D (sección D5.3):

$$\phi N_p = \phi \Psi_4 A_{brg} 8 f'_c \quad (lb)$$

Donde

N_p = la fuerza nominal a la tracción.

$\phi = 0.7$

$\Psi_4 = 1.4$ si el anclaje es localizado en una región de un miembro del concreto donde el análisis indica que no hay grietas en los niveles de servicio, de lo contrario $\Psi_4 = 1.0$.

A_{brg} = área de aplastamiento de la cabeza del barra de anclaje o tuerca.

f'_c = resistencia a la compresión del concreto.

Mostrado en la tabla 4.2 son fuerzas de diseño a extracción por deslizamiento de los pernos de anclaje con grandes tuercas de cabeza hexagonal (barras de alta resistencia). El 40% del incremento en la resistencia no ha sido incluido. Tenga en cuenta que la extracción del hormigón nunca se controla para barras de anclaje con $F_y = 36$ ksi (2530 kg/cm²), y concretos con $f'_c = 4$ ksi (280 kg/cm²). Esto quiere decir, que para barras de alta resistencia hay que tomar en

cuenta la tabla 4.2, ya que puede gobernar el deslizamiento de la barra por la alta resistencia de estas varillas. Para una mayor resistencia de las barras de anclaje, la arandela puede ser necesaria para obtener toda la fuerza de los anclajes. El tamaño de las arandelas deben ser lo más pequeña posible para desarrollar la resistencia del concreto necesario. Inecesariamente arandelas grandes, puede reducir la resistencia del concreto a la tracción.

La conexión de las barras de anclaje puede fallar por enderezamiento y por tracción del concreto. Esta falla se precipita por un error de aplastamiento localizado en el concreto por encima del gancho. Un gancho generalmente no es capaz de desarrollar la resistencia de tensión requerida. Por lo tanto, los ganchos sólo deben utilizarse cuando la tensión en la barra de anclaje es pequeña.

El Apéndice D de la ACI 318-02 proporciona una resistencia a la tracción de un anclaje de $\phi\Psi_4(0.9f'_c e_h d_0)$, que es basado en un anclaje con diámetro d_0 teniendo en contra la extensión del gancho e_h ; ϕ es tomado como 0.70. La extensión del gancho está limitada a un máximo de $4.5d_0$; $\Psi_4 = 1$ si el anclaje es localizado donde el concreto se agrieta ante las cargas de servicio, y $\Psi_4 = 1.4$ si no se encuentra localizada donde el concreto se agrieta ante las cargas de servicio. $\Psi_4 =$ Factor de modificación de la resistencia a la extracción por deslizamiento debido a la fisuración.

Diseño de capacidad del concreto (CCD)

En el método de la CCD, el cono de concreto es considerado que se forma un ángulo de aproximadamente 34° (1 a 1.5 de pendiente). Para la simplificación, el cono es considerado cuadrada en lugar de redonda en planta. Ver figura 4.3.

La tensión de ruptura del concreto (f_t en la figura 4.3) en el método CCD se considera para disminuirlo con un aumento en el tamaño de la superficie de ruptura. En consecuencia, el aumento de la fuerza de la ruptura en el método de CCD es proporcional a la profundidad de empotramiento de la potencia de 1.5. (o de la potencia $5/3$ para una mayor inserciones).

El método CCD es válido para anclaje con diámetros que no exceda de 2 pulgadas y longitud de empotramiento de tensión que no exceda de 25 pulgadas de profundidad.

Tabla 4.2 Resistencia al Deslizamiento del Concreto en las Barras de Anclaje

Diámetro de la barra, Pulgada.	Área de la Barra, Ar Pulgada ²	Área de Aplastamiento A _{brg} , Pulgada ²	Resistencia al deslizamiento, ØNp					
			Grado 36		Grado 55		Grado 105	
			kips	kg	kips	kg	kips	kg
5/8	0.307	0.689	11.6	5261.67	15.4	6985.32	19.3	8754.33
3/4	0.442	0.906	15.2	6894.60	20.3	9207.92	25.4	11521.24
7/8	0.601	1.22	20.5	9298.64	27.3	12383.06	34.1	15467.49
1	0.785	1.5	25.2	11430.52	33.6	15240.69	42	19050.86
1 1/8	0.994	1.81	30.4	13789.20	40.5	18370.48	50.7	22997.11
1 1/4	1.23	2.24	37.7	17100.42	50.2	22770.32	62.8	28485.58
1 1/2	1.77	3.13	52.6	23858.94	70.1	31796.80	87.7	39780.02
1 3/4	2.41	4.17	70	31751.44	93.4	42365.49	117	53070.26
2	3.14	5.35	90	40823.28	120	54431.04	150	68038.80
2 1/4	3.98	6.69	112	50802.30	150	68038.80	187	84821.70
2 1/2	4.91	8.17	137	62142.10	183	83007.34	229	103872.57
2 3/4	5.94	9.8	165	74842.68	220	99790.24	274	124284.21
3	7.07	11.4	191	86636.07	254	115212.37	318	144242.26
3 1/4	8.30	13.3	223	101151.02	297	134716.82	372	168736.22
3 1/2	9.62	15.3	257	116573.14	343	155582.06	429	194590.97
3 3/4	11.04	17.5	294	133356.05	393	178261.66	491	222713.67
4	12.57	19.9	334	151499.73	445	201848.44	557	252650.74

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).

(p. 21)

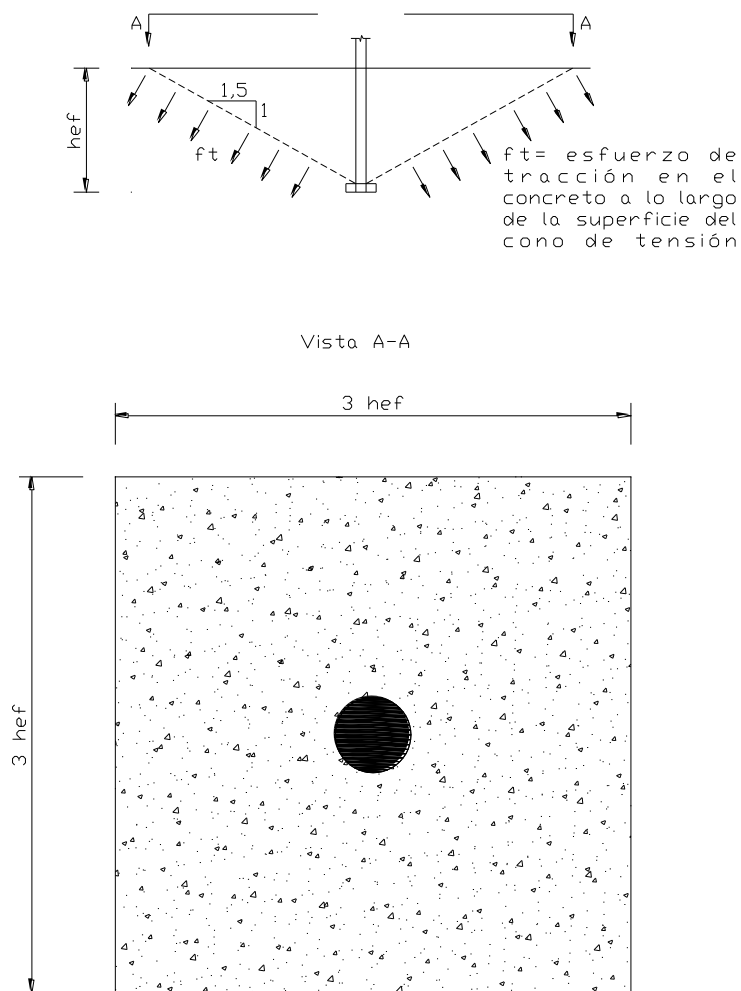


Figura 4.3 Ruptura del Cono en Tensión por la ACI 318-02.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 21)**

El diseño de los pernos de anclaje para estructuras sujetas a cargas sísmicas y diseñado con un factor de modificación de respuesta, R , mayor a 3, debe estar acorde con la sección 8.5 de la AISC 2005 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.

Por medio de la ACI 318-02, apéndice D, la resistencia a la tracción del concreto por un grupo de pernos de anclaje es

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 24 \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}} \text{ (lb) para } h_{ef} < 11''$$

Y

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 16 \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{5/3} \frac{A_N}{A_{No}} \text{ (lb) para } h_{ef} \geq 11''$$

Donde

$$\phi = 0.70$$

Ψ_3 = Factor de modificación para resistencia de tracción que tiene en cuenta la fisuración. 1.25 teniendo en cuenta que el concreto no se agrietada en las cargas de servicio, de lo contrario = 1.0.

h_{ef} = longitud de empotramiento.

A_N = área del grupo del cono de concreto a tracción.

A_{No} = área del cono de concreto a tracción de un anclaje.

El apéndice D de la ACI 318-02 también enlista los criterios para prevenir en los pernos de anclaje “la falla debido a ruptura por fuerzas laterales en la cabeza del anclaje”. Estas rupturas por fuerzas laterales son asociadas con la tensión en el perno de anclaje. El plano de falla o la superficie en este caso son asumidas en forma de cono y de forma radial, las cabezas del anclaje hasta el borde libre adyacente o lateral del elemento de concreto. Esto está ilustrado en la figura 4.6. Es recomendado que se use un mínimo recubrimiento lateral c_1 de seis diámetros de anclaje para los pernos de anclaje conforme con la ASTM F1554 grado 36 para evitar problemas de desprendimiento en la cara lateral. Al igual que con los conos de ruptura por tensión, la superposición de los conos por tensión asociado con estas fuerzas de ruptura laterales es considerado en el apéndice D de

la ACI 318-02. El uso de arandelas puede beneficiar para el incremento del área de tensión, lo que aumenta la fuerza de explosión en la cara lateral.

La capacidad de ruptura del concreto asume que el concreto no se agrieta. El diseñador debe hacer referencia a la ACI 318-02 para determinar si el concreto debe ser tomado como con grietas o sin grietas. Si el concreto es considerado con grietas, ($\Psi_3 = 1.0$) y el 80% de los valores de capacidad de concreto debe ser utilizado.

El desarrollo de superposición con Refuerzo de Concreto

La medida del cono de tensión es una función de la profundidad de empotramiento, el espesor del concreto, la distancia entre anclajes adyacentes, y la ubicación de los bordes libres adyacentes en el concreto. Las formas de estos conos de estrés para una variedad de situaciones se ilustran en las figuras 4.3, 4.4 y 4.5.

El chequeo del cono a tracción se basa en la resistencia del simple concreto para el desarrollo de los pernos de anclaje y la típica aplicación cuando las columnas se apoyan directamente en zapatas. Sin embargo, en algunas instancias, el área proyectada del cono de tracción o superposición de los conos de tensiones es extremadamente limitada debido a restricciones de borde. Consecuentemente, la resistencia a la tracción de los barras de anclaje no puede ser completamente desarrollado con concreto simple. En general, cuando se utilizan pedestales, la capacidad de ruptura del concreto por sí solo no puede transferir el significativo nivel de las fuerzas de tracción de la columna de acero a la base de hormigón. En estos casos, el refuerzo de acero en el concreto se usa para llevar la fuerza de los pernos de anclaje. Este reforzamiento a menudo se duplica como el reforzamiento requerido para adaptarse a la tensión y/o fuerzas de flexión en el pedestal. El reforzamiento debe tener el tamaño y desarrollo de la

resistencia a tensión requerida de las barras de anclaje en ambos lados del plano de falla potencial descrito en la figura 4.7.

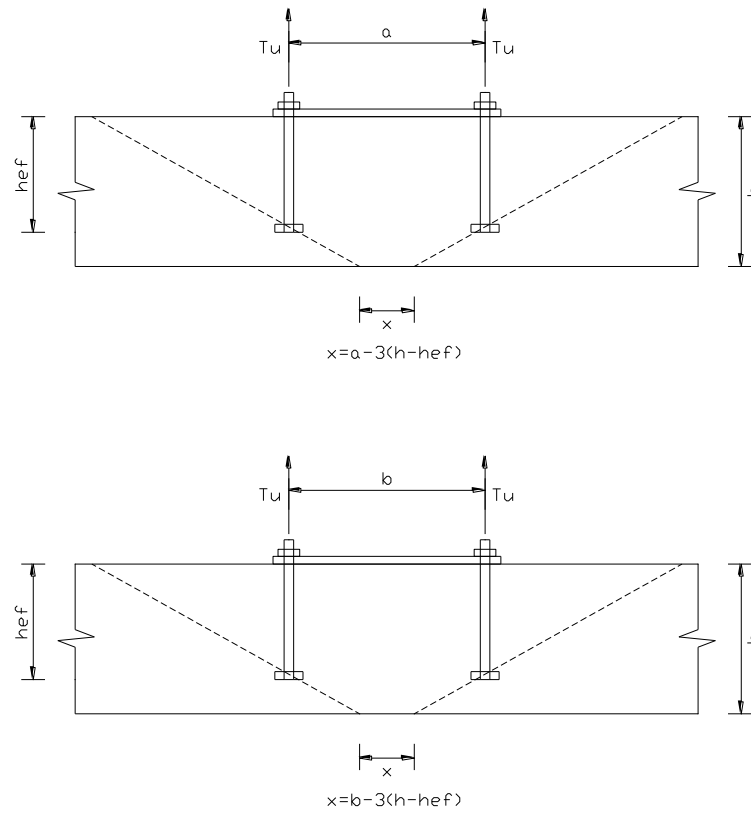


Figura 4.4 Cono de Fractura para Grupos de Barras de Anclaje en Losas Delgadas.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 22)**

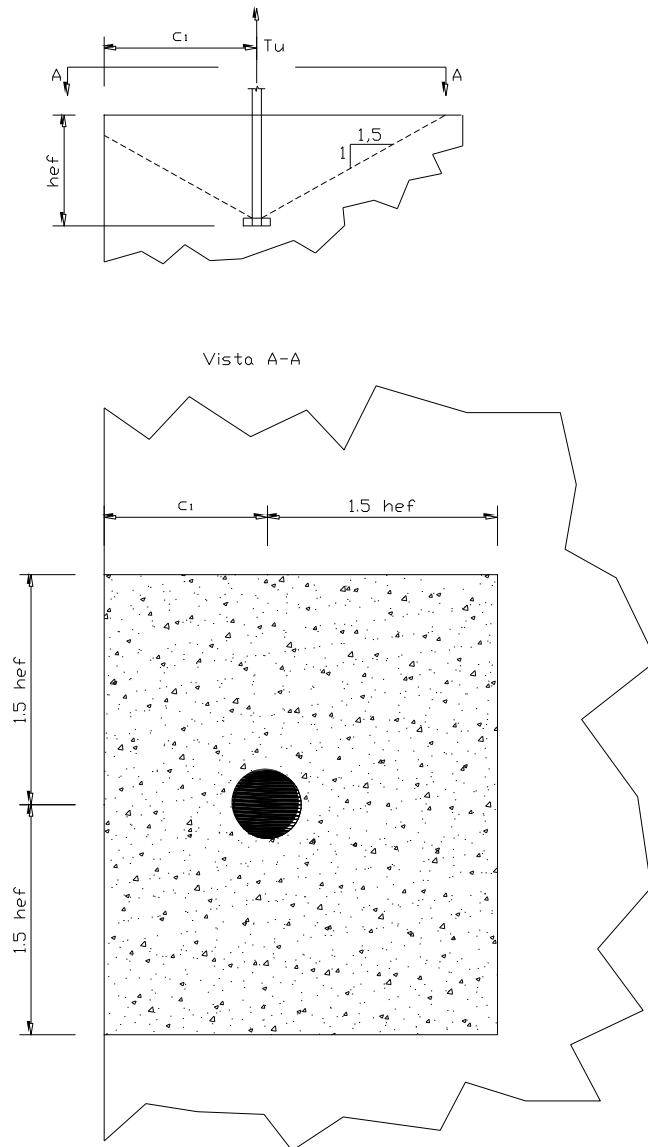


Figura 4.5 Cono de Fractura para Tensiones Cerca del Borde.

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).

(p. 22)

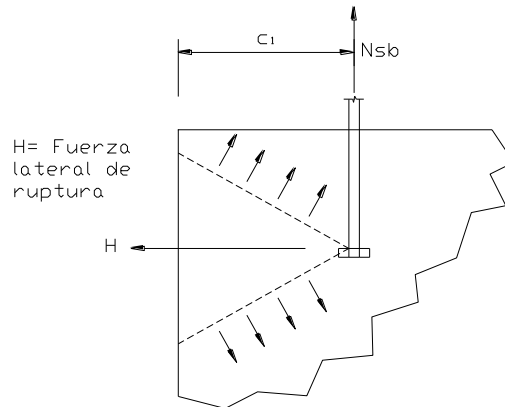


Figura 4.6 Fuerza Lateral de Ruptura en Barras de Anclaje en Tension.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 23)**

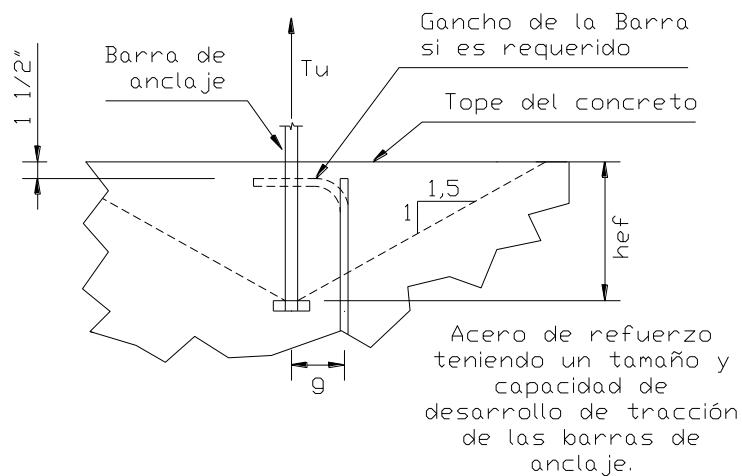


Figura 4.7 Uso del Acero de Refuerzo para el Desarrollo de las Barras de Anclaje.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 23)**

La longitud de empotramiento de la barra de anclaje es determinado de la longitud de desarrollo requerida de los empalmes de refuerzo. Ganchos o curvas se pueden añadir a el acero de refuerzo para reducir al mínimo la longitud de

desarrollo en el cono de ruptura. De ACI 318, la longitud de empotramiento de la barra de anclaje es igual a la cubierta superior, para reforzar más el L_d o L_{dh} (si tiene gancho), aumentar un 0,75 veces g (ver Figura 4.7). La longitud mínima es 17 veces el diámetro de la barra.

4.3 Diseño de Planchas Base de Columnas con Momentos Bajos.

Drake y Elkin (1999) introdujeron un planteamiento de diseño usando directamente factores de cargas en un método consistente con las ecuaciones de equilibrio estático y el método LRFD. El procedimiento fue modificado por Doyle y Fisher (2005). Drake y Elkin propusieron que una distribución uniforme de la tensión de apoyo a la compresión resultante es más adecuada cuando se utiliza LRFD. El diseño está relacionado con la excentricidad “e” equivalente, igual al momento M_u , dividido por la fuerza axial P_u de la columna.

Para pequeñas excentricidades, la fuerza axial es resistida solo por el aplastamiento. Para grandes excentricidades, es necesario el uso de barras de anclaje. La definición de pequeñas y grandes excentricidades, basado en el supuesto de tensión de apoyo uniforme, se discute en lo siguiente. Las variables T_u , P_u y M_u se han modificado del trabajo original de Drake y Elkin a T , P_r , y M_r . Un enfoque de sobrecarga triangular también se puede utilizar, como se discute en el Apéndice B de la Guía de Diseño 1 de la AISC.

Considere el diagrama de fuerzas mostrado en la Figura 4.8. El resultado de la fuerza de apoyo es definido por el producto de “qY”, en el que

$$q = f_p x B \quad (4.3.1)$$

Donde

f_p = Esfuerzo máximo entre plancha base y el concreto.

B = Ancho de la plancha base.

La expresión, por la ubicación de la fuerza de apoyo resultante dada por la ecuación 4.3.2 demuestra que ε alcanza su valor máximo cuando Y es mínimo. Por lo tanto:

$$\varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{Y_{min}}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} \quad (cm) \quad (4.3.5)$$

Para el equilibrio por momentos, la línea de acción de la carga aplicada, P_u , y el de la fuerza de apoyo “ q_y ”, deben coincidir, es decir, $e = \varepsilon$.

Si la excentricidad

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad (cm) \quad (4.3.6)$$

supera el valor máximo que puede alcanzar ε , las cargas aplicadas, no puede ser resistida solamente por el apoyo, y las barras de anclaje estará en tensión.

En resumen, para valores de “ e ” inferior a ε_{max} , “ Y ” es mayor que “ Y_{min} ” y “ q ” es menor que “ q_{max} ”, y, obviamente, es f_p menor que $f_{p(max)}$. Para los valores de “ e ” mayor de “ ε_{max} ”, $q = q_{max}$. Por lo tanto, un valor crítico de la excentricidad de la combinación de la carga aplicada es

$$e_{crit} = \varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (cm) \quad (4.3.7)$$

Al analizar la carga y configuraciones de la placa, en caso de que $e \leq e_{crit}$, no habrá tendencia a volcar, las barras de anclaje no son necesarias para el equilibrio por momentos, y la combinación de la fuerza se considera que tiene un pequeño momento. Por otro lado, si $e > e_{crit}$, el equilibrio por momentos no se puede mantener por sí sola y es obligatorio tener barras de anclaje. Tales combinaciones de carga axial y el momento se conocen como casos de grandes momento. El diseño de las planchas con grandes momentos se describe en la Sección 4.4.

4.3.1 Tensión de Aplastamiento del Concreto

La tensión de aplastamiento del concreto se asume que se distribuye uniformemente sobre el área de $Y \times B$. La ecuación 4.3.2, para el caso de $e = \varepsilon$, ofrece una expresión para la longitud del área de soporte, Y :

$$\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} = e \quad (cm)$$

Por lo tanto,

$$Y = N - 2e \quad (cm) \quad (4.3.8)$$

La tensión de aplastamiento, se puede determinar como

$$q = \frac{P_r}{Y}; \text{ de la que } f_p = \frac{P_r}{BY} \quad (kg/cm^2)$$

para el caso de momento pequeño, $e \leq e_{crit}$. Por lo tanto, como se señaló anteriormente, $q \leq Q_{max}$. De las ecuaciones 4.3.1 y 4.3.4, se deduce que $f_p \leq f_{p(max)}$.

Para la condición de $e = e_{crit}$, la longitud de aplastamiento, Y , obtenidos mediante el uso de las ecuaciones 4.3.7 y 4.3.8 es

$$Y = N - 2 \left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \right) = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (cm) \quad (4.3.9)$$

4.3.2 Rendimiento Límite de Flexión de la Placa Base en la Interface de Aplastamiento.

La presión de apoyo entre el concreto y la plancha base causará la flexión de la plancha base para la longitud del voladizo, m , en el caso del eje fuerte curvatura y n , en el caso del eje débil. Para la flexión del eje fuerte, la tensión de apoyo f_p (kg/cm^2), se calcula como:

$$f_p = \frac{P_r}{BY} = \frac{P_r}{B(N - 2e)} \quad (kg/cm^2) \quad (4.3.10)$$

La fuerza requerida para la plancha base puede ser determinada como:

Para $Y \geq m$

$$M_{pl} = f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \quad kg.cm \quad (4.3.11)$$

Para $Y < m$

$$M_{pl} = f_{p(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2} \right) \quad kg.cm \quad (4.3.12)$$

Donde

M_{pl} = Momento flector de la plancha por unidad de ancho.

La resistencia nominal de la flexión por unidad de ancho para la plancha está dado por

$$R_n = \frac{F_y (t_p)^2}{4} \quad (kg)$$

Donde

F_y = Esfuerzo de cedencia.

t_p = Espesor de la plancha.

La resistencia disponible, por unidad de longitud, de la plancha es:

$$\phi_b R_n = \phi_b F_y \frac{t_p^2}{4} \quad (kg) \quad (LRFD) \quad (4.3.13)$$

Donde

ϕ_b = Factor de reducción de resistencia en flexión = 0.90.

Para determinar el espesor de la plancha, igualar los lados derechos de las ecuaciones 4.3.11, 4.3.12 y 4.3.13 y al despejar $t_{p(req)}$:

Para $Y \geq m$:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \left\{ f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \right\}}{0.90 F_y}} = 1.5m \sqrt{\frac{F_p}{F_y}} \quad (cm)(LRFD) \quad (4.3.14)$$

Para $Y < m$:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}} \quad (cm)(LRFD) \quad (4.3.15)$$

Dónde:

$t_{p(req)}$ = Mínimo espesor de la plancha.

Nota: Cuando n es mayor que m, el espesor se regirá por n. En este caso para la determinación del espesor requerido, sustituir “n” en vez de “m” en las ecuaciones 4.3.14 y 4.3.15. Si bien este método ofrece una forma sencilla de diseñar la plancha base para flexión, cuando el espesor de la plancha es controlada por “n”, el diseñador puede optar por utilizar otros métodos de diseño de la plancha a flexión, como el análisis de rendimiento-línea o una suposición de supuestas

presiones triangulares, como se explica en el Apéndice B de la Guía de Diseño 1 de la AISC.

4.3.3 Rendimiento de la Flexión en el Interfaz de Tensión de la Plancha Base.

Con el momento de tal manera que $e \leq e_{crit}$, no habrá tensión en las barras de anclaje y por este modo no causa la flexión de la plancha base en la interfaz de la tensión. Por lo tanto, en el interfaz del apoyo gobernara el diseño del espesor de la plancha base.

4.3.4 Procedimiento general del diseño.

1. Determine la carga axial y el momento.
2. Escoger un tamaño de prueba de la plancha base, $N \times B$.
3. Determinar la excentricidad equivalente,

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad (cm)$$

Y la excentricidad crítica,

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (cm)$$

Si $e \leq e_{crit}$, vaya al siguiente paso (se estudiara un comportamiento igual a las planchas bases con momentos bajos), de lo contrario, consulte el diseño de la plancha base con un momento de gran tamaño (sección 4.4).

4. Determine la longitud de aplastamiento, Y .
5. Determine el requerimiento mínimo del espesor de la plancha base $t_{p(req)}$.

6. Determine el tamaño de las barras de anclaje.

4.4 Diseño de Placas Base de la Columna con Momentos Altos.

Cuando la magnitud del momento de flexión es grande en relación a la carga axial de la columna, las barras de anclaje son necesarias para conectar la placa base a la fundación de concreto, de modo que la base no se vuelque ni dejar al aplastamiento del concreto en el límite comprimido. Esta es una situación común para los pórticos rígidos diseñados para resistir terremotos o cargas laterales de viento y se presenta esquemáticamente en la figura 4.9

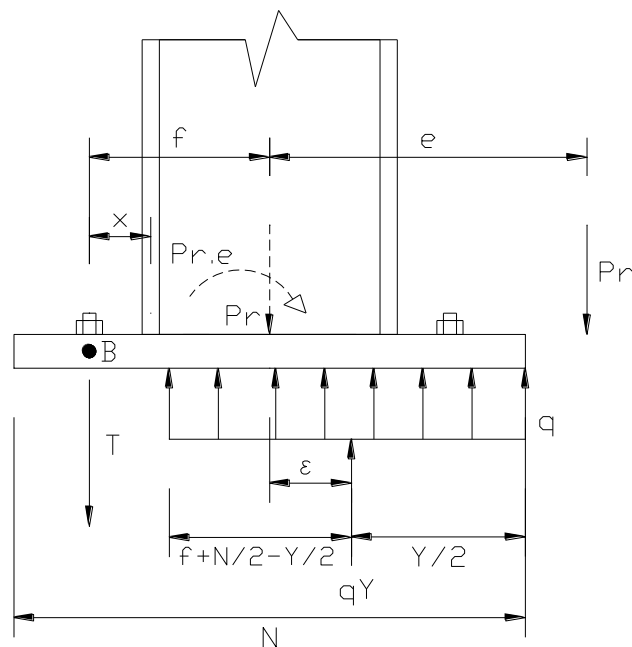


Figura 4.9 Placa Base con Momentos de Gran Tamaño.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 26)**

Como se discutió en la sección anterior, las condiciones de momentos altos existen cuando:

$$e > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (cm) \quad (4.3.1)$$

4.4.1 Aplastamiento del Concreto y Fuerzas de las Barras de Anclaje.

La presión de apoyo, “q”, es igual al valor máximo, q_{max} , para excentricidades mayores que e_{crit} . Para calcular la fuerza total de aplastamiento en el concreto y las fuerzas de barras de anclaje, tenga en cuenta el diagrama de fuerzas que se muestra en la Figura 4.9.

El equilibrio de fuerzas verticales requiere que

$$\sum F_{verticales} = 0$$

$$T = q_{max}Y - P_r \quad (kg) \quad (4.4.2)$$

donde T es igual a la fuerza de tensión requerida para los pernos de anclaje.

Además, la suma de los momentos tomado sobre el punto B debe ser igual a cero. Por lo tanto,

$$q_{max}Y \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r(e + f) = 0$$

Después de la redistribución, a una ecuación cuadrática para la longitud de aplastamiento, Y, se obtiene:

$$Y^2 - 2 \left(\frac{N}{2} + f \right) Y + \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}} = 0$$

Y la solución para Y es

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}} \quad (4.4.3)$$

La fuerza de aplastamiento del concreto viene dada por el producto $q_{max}Y$. La fuerza de tensión de los pernos de anclaje, T, es obtenida resolviendo la ecuación 4.4.2.

Para las combinaciones de cierta fuerza, momento, y geometría, una verdadera solución de la ecuación 4.4.3, no es posible. En ese caso, un aumento en las dimensiones de la plancha es necesario. En particular, sólo si se cumple lo siguiente

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}} \quad (4.4.4)$$

será la baja cantidad lo fundamental en la ecuación 4.4.3 sea positivo o cero y proporcionar una solución real. Si la expresión en la ecuación 4.4.4 no se cumple, se requiere una plancha de mayor tamaño.

La sustitución del valor “e” crítico de la ecuación 4.3.7 dentro de la ecuación 4.4.3 resulta la siguiente expresión para Y:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r \left[f + \left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \right) \right]}{q_{max}}} \quad (cm)$$

Redondeando términos

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r}{q_{max}} \left(f + \frac{N}{2}\right) + \left(\frac{P_r}{q_{max}}\right)^2}$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \left[\left(f + \frac{N}{2}\right) - \frac{P_r}{q_{max}} \right]$$

Por último, el uso del signo negativo antes del último término, da el valor de Y:

$$Y = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (cm)$$

4.4.2 Cedencia Límite de la Placa Base en la Interface de Aplastamiento.

Para el caso de los grandes momentos, la tensión de apoyo se encuentra en su valor límite:

$$f_p = f_{p(max)} \quad (kg/cm^2)$$

El espesor de la placa requerida puede determinarse a partir de cualquiera de las ecuaciones 4.3.14 y 4.3.15:

Para $Y \geq m$:

$$t_{p(req)} = 1.5m \sqrt{\frac{F_{p(max)}}{F_y}} \quad (cm)(LRFD) \quad (4.3.14)$$

Para $Y < m$:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)}Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \quad (cm)(LRFD) \quad (4.3.15)$$

Nota: Cuando n es mayor que m, el espesor se regirá por n. Para determinar el espesor requerido sustituir, n por m en las ecuaciones 4.3.14 y 4.3.15.

4.4.3 Cedencia Límite de la Plancha Base en la Interface de Tensión

La fuerza de tensión T_u en las barras de anclaje causa flexión en la placa base. La acción del voladizo es una hipótesis conservadora, con la longitud del espacio igual a la distancia del eje del perno al centro del ala de la columna, x . Alternativamente las líneas de flexión podría ser asumida como se muestra en la Figura 4.2. Para una unidad de longitud de la placa base, la fuerza de flexión requerida de la plancha base se puede determinar como:

$$M_{pl} = \frac{T_u x}{B} \quad (LRFD) \quad (4.4.5)$$

Donde

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \quad (cm) \quad (4.4.6)$$

Con

d = Altura de ala a ala de la sección de la columna (ver figura 4.2)

t_f = Espesor del ala de la columna.

La fuerza disponible por unidad de longitud de la plancha es dada en la ecuación 4.3.13. Establecer que la misma fuerza que el momento aplicado dada por la ecuación 4.4.5 proporciona una expresión para el espesor de la placa requerida:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BF_y}} \quad (LRFD) \quad (cm) \quad (4.4.7)$$

4.4.4 Procedimiento General de Diseño.

1. Determinar la carga axial y momento.
2. Escoger un tamaño de prueba de la plancha base, NxB.
3. Determinar la excentricidad equivalente,

$$e = \frac{M_r}{P_r} \text{ (cm)}$$

Y la excentricidad crítica,

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \text{ (cm)}$$

Si $e > e_{crit}$, vaya al siguiente paso (se estudiara un comportamiento igual a las plancha base con un momento de gran tamaño), de lo contrario, consulte el diseño de la plancha base con momentos bajos que se describe en la Sección 4.3.

Compruebe la desigualdad de la ecuación 4.4.4. Si no cumple, aumentar el tamaño de la plancha base.

4. Determine la longitud de aplastamiento Y, y la fuerza de tensión de las barras de anclaje, T_u .
5. Determine el espesor mínimo requerido de la plancha base $t_{p(req)}$ al aplastamiento y tensión de la interfaz. Elija el valor más grande.
6. Determinar el tamaño de las barras de anclaje.

4.5 Diseño por corte.

Hay tres formas principales de transferencia de corte de la plancha base al concreto:

1. Fricción entre la plancha base y el grout o superficie del concreto.
2. Aplastamiento de la columna y la plancha base, y/o llave de corte contra una superficie de concreto.
3. Corte en las barras de anclaje.

4.5.1 Fricción

En situaciones típicas de las planchas base, la fuerza de compresión entre la plancha base y el concreto podría usualmente desarrollar suficiente resistencia a corte para resistir las fuerzas laterales. La contribución del cortante debería ser basada en la disposición más desfavorable de las cargas mayoradas de compresión, P_u , que es consistente con la fuerza lateral que se evalúa, V_u . La fuerza cortante se puede calcular en concordancia con los criterios de la ACI,

$$\phi V_n = \phi \mu P_u \leq 0.2 f'_c A_c \quad (kg)$$

El coeficiente de fricción μ es 0.55 para el acero entre el grout, y 0.7 para el acero entre el concreto.

4.5.2 Aplastamiento

Las fuerzas cortantes pueden transferirse en aplastamiento con el uso de la llave de corte o al incrustar la columna en la fundación. Estos métodos están ilustrados en la figura 4.10.

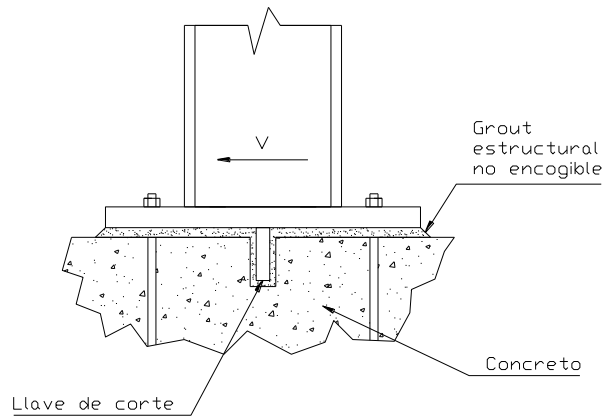


Figura 4.10a Detalle de Llave de Corte.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 28)**

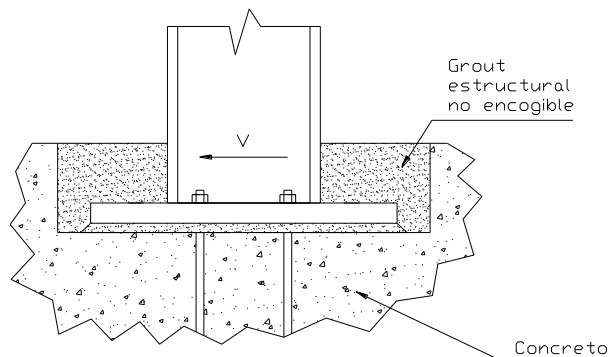


Figura 4.10b Detalle del Incrustado de la Columna a la Fundación.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 28)**

Cuando se utilizan las llaves de corte, el apéndice B de la ACI 349-01 permite el uso del confinamiento en combinaciones con el aplastamiento para transferir el cortante de la llave de corte al concreto. El comentario de la ACI 349-01 sugiere que este mecanismo se desarrolle como sigue:

1. El cortante se transfiere inicialmente a través de las barras de anclaje al grout o al concreto, por el aplastamiento de resistencia al corte del efecto asociado al confinamiento con tensión del anclaje y carga axial externa simultáneamente.

2. Luego el corte progresa en un modo de corte-fricción.

El aplastamiento limite recomendado ϕP_{ubrg} según la sección B.4.5.2 de la ACI 349-01, apéndice B, es $\phi 1.3f'_c A_1$. Usando un ϕ consistente con los factores de carga ASCE 7 ($\phi=0.60$), $\phi P_{ubrg} \approx 0.80f'_c A_1$ y A_1 =área empotrada de la llave de corte (esto no incluye la porción de la lengüeta que esta en contacto con el grout).

Para el apoyo de un empotramiento de la placa base o de la sección de la columna donde el área de aplastamiento es adyacente a la superficie del concreto, la ACI 318-02 recomienda que $\phi P_{ubrg} = 0.55f'_c A_{brg}$, y A_{brg} =área de contacto entre la placa base y/o la columna de concreto, cm^2 .

Conforme con los comentarios del apéndice B de la ACI 349-01, la resistencia al corte del anclaje debido al confinamiento puede ser tomado como $\phi K_c(N_y - P_a)$ con ϕ igual a 0.75, donde N_y es la resistencia límite de la tensión del anclaje que es igual a $nA_{se}F_y$, y P_a es la carga axial factorizada externa sobre el anclaje. (P_a en tensión es positivo y negativo a compresión). Esta resistencia al corte debido al confinamiento considera el efecto de la tensión en el anclaje y las cargas externas que actúan en los primeros planos de fractura por corte. Donde P_a es negativo, hay que verificar que realmente P_a está presente mientras la fuerza de corte está ocurriendo. Basado en los comentarios de la ACI 349-01, $K_c = 1.6$.

En resumen, la resistencia lateral se puede expresar como:

$$\phi P_n = 0.80f'_c A_1 + 1.2(N_y - P_a) \quad (kg) \text{ para llave de corte}$$

$$\phi P_n = 0.55f'_c A_{brg} + 1.2(N_y - P_a) \quad (kg) \text{ para el aplastamiento de una columna o el lado de una placa base}$$

Si el diseñador desea utilizar la fuerza cortante-fricción de este modo, debe tomar en cuenta las disposiciones de la ACI 349-01. Comentarios adicionales relacionados con el uso de la llave de corte se proporciona a continuación:

1. Para la llave de corte o el incrustado de la columna en la dirección del borde libre del concreto, en el apéndice B de la ACI 349-01 establece que, además de considerar las fallas por aplastamiento en el concreto, “la resistencia de diseño cortante del concreto para la lengüeta será determinada en base a un esfuerzo de tensión uniforme de $4\phi\sqrt{f'_c}$ que actúa sobre un área de tensión efectiva definida mediante la proyección de un plano de 45° desde el borde del apoyo de la llave de corte a la superficie libre”. El área de aplastamiento de la lengüeta de corte (o de la columna incrustada) debe excluirse en el área proyectada. Usar $\phi = 0.75$. Este criterio puede controlar o limitar la capacidad cortante de la llave de corte o de la columna incrustada en el concreto del pedestal.

2. Se debe considerar a la flexión en la placa base resultante de fuerzas en la llave de corte. Esto puede ser motivo de especial preocupación cuando el cortante en la base (muy probablemente debido a las fuerzas de contacto) son grandes y la fuerza de flexión sobre la llave de corte es alrededor del eje débil de la columna. Como regla general, el autor generalmente requiere la placa base para tener un espesor igual o mayor que la llave de corte.

3. Múltiples llaves de corte se puede utilizar para resistir grandes fuerzas cortantes. El apéndice B de la ACI 349-01 establece los criterios para el diseño y el espaciamiento de los terminales de corte múltiples.

4. Los huecos del grout deben ser de un tamaño suficiente para facilitar la colocación del grout. Se debe utilizar grout no retráctiles de consistencia fluida.

El diseño de la llave de corte es ilustrado en el ejemplo 9

4.5.3 Cortante en las Barras de Anclaje

Cabe señalar que el uso de barras de anclaje para transferir fuerzas de cizallamiento debe ser examinado cuidadosamente debido a varias hipótesis que

deben ser realizadas. Debe prestarse especial atención a la forma en que se transfiere la fuerza de la placa base a las barras de anclaje.

Usando las recomendaciones de tamaño de los agujeros de la AISC para las barras de anclaje, que se puede encontrar en la Tabla 4.4, considerando deslizamiento de la placa base que puede ocurrir antes de que la placa base se apoye sobre las barras de anclaje. Los efectos de este deslizamiento deben ser evaluados por el ingeniero. El lector también se advierte que, debido a las tolerancias de colocación, no todas las barras de anclaje recibirá la misma fuerza.

El autor recomiendan un enfoque cauteloso, como el uso de sólo dos de las barras de anclaje para transferir la fuerza cortante, a menos que se tomen medidas especiales para igualar la carga de todas las barras de anclaje (Fisher, 1981). Las fuerzas laterales deben transferirse igualmente a todas las barras de anclaje, o a un selectivo grupo de barras de anclaje, mediante el uso de una arandela de placa soldada a la placa base entre la tuerca de la barra de anclaje y la parte superior de la placa base. Las arandelas de la placa deben tener agujeros de 1/16 pulgadas más grandes que el diámetro de la barra de anclaje. Alternativamente, para transferir la fuerza cortante igual a todas las barras de anclaje, una placa de fijación de espesor apropiado puede ser utilizada y luego soldar en campo la placa base después del montaje de la columna. No se puede enfatizar mucho en el uso de la cortante en las barras de anclaje, se requiere atención en el proceso de diseño para los temas de la construcción asociado con las bases de la columna.

Una vez que la cortante sea absorbida por las barras de anclaje, estas cortantes deben ser transferidas al concreto. Si las arandelas son usadas para transferir corte a las barras, algunas flexiones de las barras de anclaje se pueden esperar en el espesor de la placa base. Si solo dos barras de anclaje son usadas para transferir corte, como se sugirió anteriormente, la fuerza cortante se transfiere dentro de la placa base y la flexión de las barras puede ser despreciada. Basándose en la teoría fricción de corte, se necesita considerar sin flexión a la barra de anclaje dentro del grout. El momento en la barra de anclaje puede

determinarse asumiendo curvatura inversa de flexión. El brazo de palanca se puede tomar como la distancia media entre el centro del aplastamiento de la arandela a la parte superior de la superficie del grout. Cuando los anclajes son utilizados con grout de plataforma de construcción, la ACI 318-02 requiere que la capacidad del anclaje se multiplique por 0.8. No hay ninguna explicación de la reducción que se proporciona, sin embargo, el entendimiento de Fisher y Kloiber de que el requisito es para ajustar la fuerza para tomar en cuenta la flexión de las barras de anclaje dentro de la plataforma de grout. Las limitaciones en el espesor de la plataforma del grout no son proporcionadas. La opinión de Fisher y Kloiber es que la reducción no es necesario cuando los chequeos de las combinaciones de la AISC de flexión y corte son realizados sobre las barras de anclaje y el área resultante de los pernos de anclaje son el 20% más grande que las barras sin corte.

El Apéndice D de la ACI 318-02 emplea el método de CCD para evaluar la capacidad de ruptura del concreto a partir de las fuerzas de corte resistido por barras de anclaje.

Para el molde típico en sitio del grupo de anclaje usado en la construcción de edificios, la capacidad de corte determinada por ruptura del concreto, como se ilustra en la Figura 4.11 se evalúa como:

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_v}{A_{vo}} \Psi_5 \Psi_6 \Psi_7 V_b, \quad (\text{kg})$$

Donde:

$$V_b = 7 \left(\frac{l}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5} \quad (\text{kg})$$

c_1 = La distancia al borde (en cm) en la dirección de la carga como se ilustra en la Figura 4.11.

f'_c = Esfuerzo resistente del concreto, kg/cm^2 .

l = Longitud de empotramiento, cm.

d_o = Diámetro de la barra, cm. (por lo general, l/d_o se convierte en 8 ya que la longitud de carga se limita a $8d_o$.)

$$\phi = 0.70$$

$\Psi_5 = 1$ (todos los anclajes igualmente cargados).

$\Psi_7 = 1.4$ (no agrietado o con refuerzo complementario adecuado).

Sustituyendo,

$$\phi V_{cbg} = 10.4 \frac{A_v}{A_{vo}} \Psi_6 \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5} \text{ (kg)}$$

$A_{vo} = 4.5c_1^2$ (el área completa del cono cortante por un solo anclaje mostrado en la vista A-A de la figura 4.11).

A_v = El área total de arranque de corte para un solo anclaje o de un grupo de anclajes.

Ψ_6 = Un modificador para reflejar la reducción de la capacidad cuando la cubierta lateral limita el tamaño del cono de ruptura.

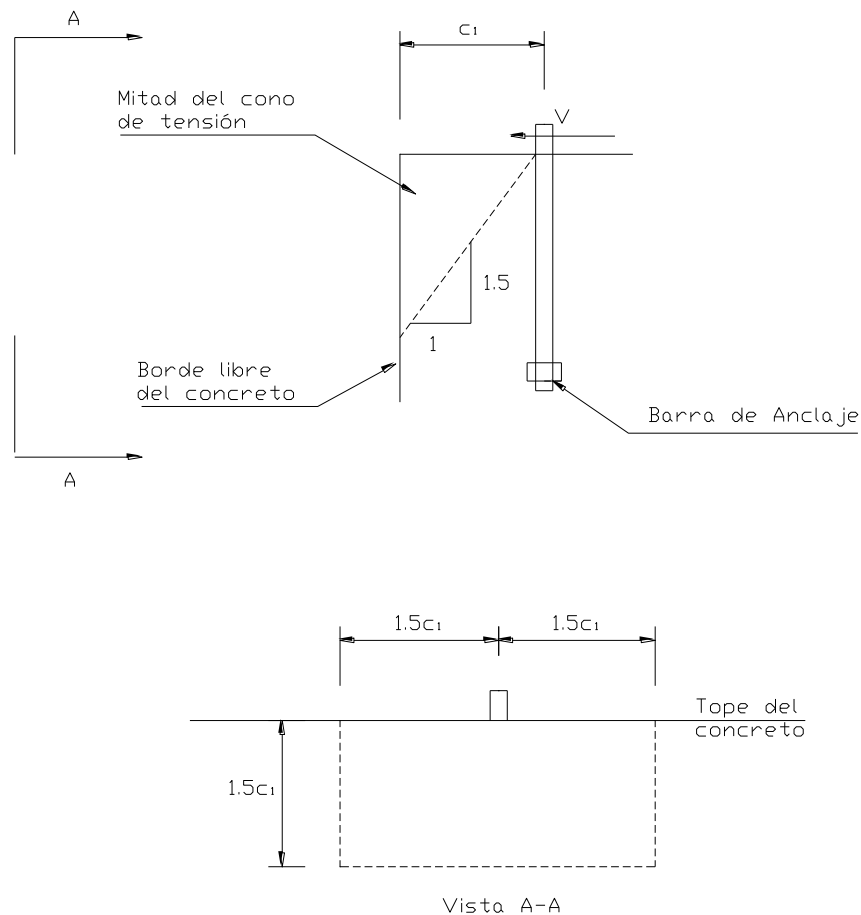


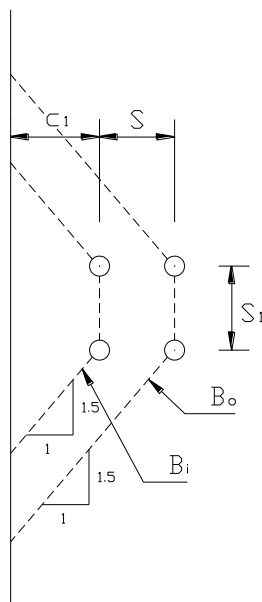
Figura 4.11 Cono de Arrancamiento por Corte.

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006). (p. 29)

Se recomienda que el diámetro de la barra, d_o , utilizado en el término de la raíz cuadrada de la expresión de V_b , sea limitado a un máximo de 3 cm (1,25 pulgadas), basado en los resultados de investigaciones realizadas en la Universidad de Stuttgart. Si la distancia al borde c_1 es lo suficientemente grande, entonces la resistencia a corte de la barra de anclaje será la que gobierne. La resistencia nominal de corte de una barra de anclaje es igual a $0.4F_uA_r$, si los hilos no son incluidos para el plano de corte, y $0.5F_uA_r$ si los hilos se incluyen; $\phi = 0.55$. La ACI 318-02 apéndice D reconoce el beneficio de la fricción y

permite la participación del corte en la barra de anclaje con la fricción desarrollada a partir de las cargas axiales y de flexión factorizadas.

En la evaluación de la fuerza de arranque del concreto, el arranque ya sea del anclaje más profundamente incrustado o en arranques en anclajes cerca del borde, deben ser chequeados. Cuando un arranque se determina en el interior de dos anclajes (los más alejados del borde del concreto) los dos anclajes exteriores (los más cercanos al borde del concreto) deben ser considerados para llevar la misma carga. Cuando el arranque del concreto es considerado a partir de los dos anclajes exteriores, todo el corte debe ser tomada por los anclajes exteriores. Lo que se muestra en la figura 4.12 son las dos posibles superficies de ruptura y una indicación de cómo se controla, basado en la ubicación del anclaje con respecto a la distancia al borde.



S_1/S	C_1/S para el control de B_0
0.5	>2.33
2/3	>2.31
1	>2.26
1.5	>2.19
2	>2.12

Figura 4.12 Arrancamiento de la Superficie del Concreto por un Grupo de Anclaje.

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006). (p. 30)

En muchos casos es necesario utilizar refuerzo para anclar el cono de arranque para alcanzar la resistencia a la corte, así como la ductilidad deseada. Los tirantes colocados sobre los pedestales como se requiere en la Sección 7.10.5.6 de ACI 318-02 también se puede utilizar estructuralmente para transferir las fuerzas cortantes de los anclajes al pedestal.

Además de la fuerza de arranque del concreto, la ACI también contiene provisiones para un estado límite llamado resistencia de desprendimiento. La ACI define como resistencia de desprendimiento:

$$V_{cp} = k_{cp}N_{cp} \quad (kg)$$

Donde

$$k_{cp} = 1.0 \text{ para } h_{ef} \leq 6.5 \text{ cm (2.5 pulgadas)}$$

$$k_{cp} = 2.0 \text{ para } h_{ef} > 6.5 \text{ cm (2.5 pulgadas)}$$

N_{cp} = Resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tensión para un anclaje, kg.

h_{ef} = Longitud de empotramiento efectivo del anclaje, pulgadas.

4.5.4 La Interacción de Tensión y Corte en el Concreto.

Cuando el concreto se somete a una combinación de retirada y de corte, ACI 318, Apéndice D, utiliza una solución de la ecuación interacción. Se remite al lector a la ACI para una explicación más detallada.

4.5.5 Horquillas y tirantes

Para completar la discusión sobre el diseño del anclaje, la transferencia de las fuerzas de corte al refuerzo con horquillas o tirantes serán estudiados. Horquillas se utilizan normalmente para transferir la carga a la losa de piso. La fricción entre la losa del suelo y el subsuelo es usado para resistir el cortante de la columna base, cuando las zapatas individuales no son capaces de resistir fuerzas horizontales. Los cortantes de la columna base se transfieren desde las barras de anclaje a la horquilla (como se muestra en la Figura 4.13) a través del esfuerzo de contacto. Se han producido problemas con la excentricidad entre la placa base y la horquilla debido a la flexión en las barras de anclaje después de que la capacidad de fricción es superada. Este problema puede evitarse tal como se muestra en la Figura 4.14 o proporcionando llaves de corte. Puesto que las horquillas dependen del sistema de retención por fricción proporcionada por la losa de piso, debe prestarse especial atención a la ubicación y el tipo de control y juntas de construcción utilizados en la losa del piso para asegurar que no se interrumpa la transferencia de carga, sin embargo, permitiendo que la losa se mueva.

Tirantes (barras continuas que van a través de la losa hasta la línea opuesta de la columna) son normalmente usados para contrarrestar las grandes fuerzas de corte asociadas con las cargas de gravedad en las estructuras de pórticos rígidos. Cuando se usan tirantes con grandes espacios libres de pórticos rígidos, se debe considerar a la elongación de los tirantes y el impacto de estos alargamientos en el marco de análisis y diseño. Además, cantidades significativas de asentamientos o inclinación tiene que ser corregido antes de que los tirantes se recubran, ya que el tirante tiende a corregirse cuando se tensa.

Los tirantes deben colocarse lo más cerca de la superficie superior de la losa de hormigón como los requisitos de recubrimiento del concreto lo permitan.

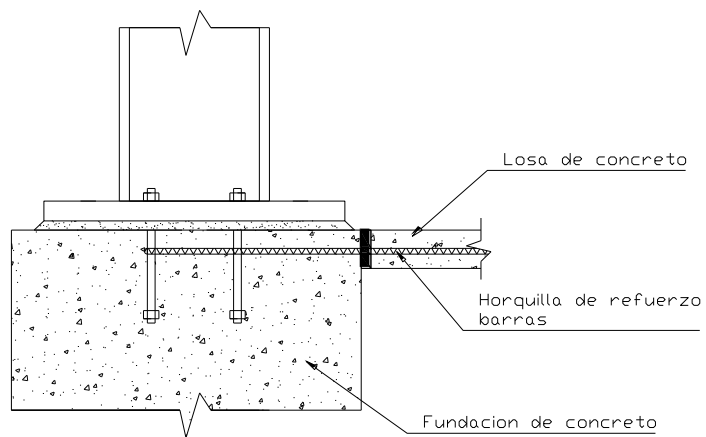


Figura 4.13 Detalle Típico Usando Barras Horquillas.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 31)**

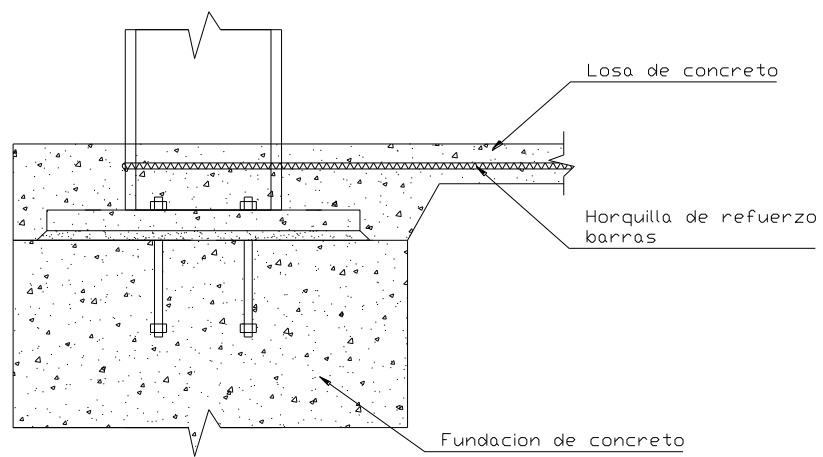


Figura 4.14 Detalle Alternativo de Horquilla.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 31)**

4.6 Metodología de Diseño de las Planchas Base.

A continuación se presenta la metodología de diseño de la plancha base, lo cual es basado en el presentado en las secciones anteriores (de la sección 4.1 a la 4.5). Así en función de los casos de diseño de la conexión, se tratara en los siguientes párrafos el cálculo detallado de la plancha base.

Una vez dados los pasos de cálculo de las planchas base, se presentara en la sección 4.7 el detallado de la plancha base reflejado en los planos, para luego en la sección 4.8 terminar con el procedimiento de fabricación y construcción de las planchas base.

Los pasos a seguir son:

1. Datos de entrada.

Tomar en cuenta todos los datos de entrada necesarios para el cálculo y diseño de la plancha base, como lo son las propiedades de la columna base (Altura y ancho del perfil, espesor del ala y alma, modulo plástico de la sección, área de la sección, altura de la columna y tipo de acero de la columna) como también las cargas actuantes que participan en ella (Cargas axiales, de momento y corte de las cargas permanentes, variables y de sismo).

2. Cargas de diseño.

Se puede estimar y mayorar las cargas por 2 métodos muy simples, la primera usando las combinaciones de cargas estipuladas por la norma COVENIN que sería las combinaciones donde toman en cuenta la intervención del sismo

$$1.2CP + \gamma CV + \Omega_o S$$

$$1.2CP + \gamma CV - \Omega_o S$$

$$0.9CP + \Omega_o S$$

$$0.9CP - \Omega_o S$$

Donde

CP= Cargas permanentes.

CV= Cargas variables.

S= Cargas por sismo.

γ = Factor de participación de las cargas variables.

Ω_o = Factor de amplificación sísmica.

Tomando las combinaciones más desfavorables. La segunda es siguiendo la sección 8.5. "Column Bases" del código AISC 341-05 donde dice que para la fuerza axial se podrá hacer una sumatoria de fuerzas verticales de los componentes que actúan en la conexión basándonos en esto para un efecto desfavorable de la fuerza axial por este método se calculara con la siguiente combinación

$$1.2CP + \gamma CV + \Omega_1 S$$

Donde

CP= Cargas permanentes.

CV= Cargas variables.

S= Cargas por sismo.

γ = Factor de participación de las cargas variables.

Ω_1 = Factor de amplificación sísmica.

$$Y \Omega_1 = \frac{1.1R_y F_y Z_x}{(1.2CP + \gamma CV + \Omega_0 S) \text{ CARGAS DE MOMENTO}}$$

, para la fuerza en flexión el momento es calculado mediante la formula

$$Mu = 1.1R_y F_y Z_x$$

Donde

R_y = Factor de sobrerresistencia de la columna.

F_y = Esfuerzo de cedencia de la columna.

Z_x = Modulo plástico de la columna.

y para las cargas cortantes esta sección lo estima con la siguiente formula

$$Vu = \frac{2R_y F_y Z_x}{H}$$

Donde

R_y = Factor de sobrerresistencia de la columna.

F_y = Esfuerzo de cedencia de la columna.

Z_x = Modulo plástico de la columna.

H = Altura de la columna.

3. Propiedades y dimensiones de la plancha base.

3.1 Determinación de las dimensiones de la plancha base.

Primero se calculara el área requerida de la plancha base sujeta solo a cargas de compresión axial, se deberá escoger uno de los tres casos generales (Caso I: $A_2 = A_1$, Caso II: $A_2 \geq 4A_1$ y Caso III: $A_1 < A_2 < 4 A_1$)

Dependiendo del caso se calculara el área requerida de la plancha base:

Para el Caso I

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c} \quad (cm^2)$$

Y para el Caso II y Caso III

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c} \quad (cm^2)$$

Luego de hallar el área requerida por carga axial se optimizara las dimensiones de la plancha base

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.80b_f}{2} \quad (cm)$$

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta \quad (cm)$$

$$B \approx \frac{A_{1(req)}}{N} \quad (cm)$$

Obteniendo unas dimensiones tentativas de la plancha base.

Luego de estas medidas tentativas se calcularan otras dimensiones mínimas de la plancha base considerando lo alto y ancho del perfil de la columna.

Las dimensiones de la plancha base de N y B mínimos serian (ver Figura 4.15):

$$N_{min} = d_c + 2 * 3" \quad (cm)$$

$$B_{min} = bf_c + 2 * 3" \quad (cm)$$

Donde

d_c = Altura del perfil de la columna.

bf_c = Ancho del ala de la columna.

N_{min} = Longitud mínima de la plancha base.

B_{min} = Ancho mínimo de la plancha base.

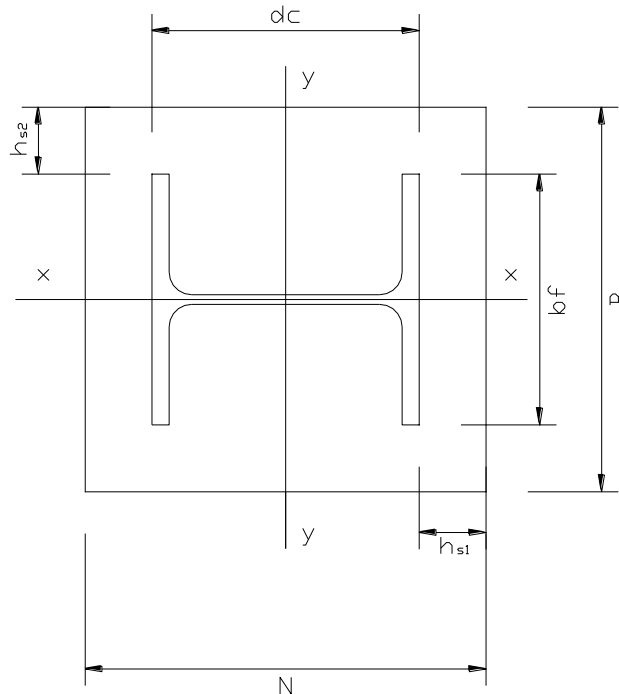


Figura 4.15 Dimensiones de la plancha base.

Fuente: Propia.

Luego de calcular las longitudes tentativas de N y B escoger las longitudes a ser proporcionadas. Las longitudes tomadas de N y B no pueden ser menores que N_{min} y B_{min} , ni las calculadas bajo consideraciones de solo cargas axiales, luego de tomar estas longitudes obtener el área de la plancha base A_1

$$A_1 = N \times B \text{ (cm}^2\text{)}$$

y las distancias de la columna al borde de la plancha, tanto en X como en Y .

$$h_{s1} = \frac{N - d_c}{2} \text{ (cm)}$$

$$h_{s2} = \frac{B - b_{fc}}{2} \text{ (cm)}$$

Donde

h_{s1} = Distancia de la columna al borde de la plancha en el eje X. (paralelo a N ver figura 4.15)

h_{s2} = Distancia de la columna al borde de la plancha en el eje Y. (paralelo a B ver figura 4.15)

3.2 Propiedades de la plancha base.

Tener en cuenta el esfuerzo de cedencia del material de acero que se utilizara para la fabricación de la plancha base.

4. Pedestal

Para las dimensiones del pedestal tomar en cuenta el área de la plancha base para darle la base y la altura del pedestal como también el área A_2 que debe ser geoméricamente similar a A_1 . También escoger la resistencia del concreto del pedestal con el que se trabajara.

5. Barras de anclaje

5.1 Propiedades de las barras de anclaje

Escoger el material de las barras de anclaje a ser utilizado para saber con qué esfuerzo último calcular, y seleccionar un diámetro y agujero comercial tentativo.

5.2 Configuración de las barras de anclaje.

Para la configuración de las barras de anclaje tomaremos en cuenta que una configuración típica de 16 pernos de anclaje y respetando separación del borde como lo indica el artículo 22.5 de la norma COVENIN 1618-98 y tomando en cuenta la tabla 22.3 de dicha norma (ver tabla 4.3).

Tabla 4.3 Distancia mínima al borde

L _e en mm (Centro del agujero estándar al borde de la parte conectada ^(b))		
DIAMETRO NOMINAL DEL PERNO d mm (plg)	A BORDES CORTADOS CON CIZALLA	A BORDES LAMINADOS DE PLATINAS, PERFILES O BARRAS Y BORDES CORTADOS CON SOPLETE (c)
13 (1/2)	22	19
16 (5/8)	29	22
M16	28	22
19 (3/4)	32	25
M20	34 (d)	26
M22	38 (d)	28
22 (7/8)	38 (d)	29
M24	42 (d)	30
25 (1)	44 (d)	32
M27	48	34
29 (1 1/8)	51	38
M30	52	38
32 (11/4)	57	41
> 32 (1 1/4)	1.75d	1.25 d
M36	64	46
> M36	1.75d	1.25d
Notas:		
(a) Se permite usar una menor distancia cuando resulte de las Fórmulas del Artículo 22.9 :		
(b) Para agujeros agrandados o de ranura, véase la Tabla 22.6		
(c) Todas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando la perforación está en un punto en donde la tensión no excede el veinticinco por ciento (25 %) de la máxima resistencia en el elemento.		
(d) Pueden ser 32 mm en los extremos de ángulos que conectan vigas y en las conexiones con planchas extremas.		

Fuente: COVENIN 1618:1998 Estructuras de Acero para Edificaciones.

Método de los Estados Límites (p. 148)

6. Método de diseño.

Para saber en qué método de diseño calcular primero se determinara la excentricidad equivalente "e"

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Donde

M_u = Momento actuante mayorado

P_u = Carga axial actuante mayorado.

Y la excentricidad crítica " e_{cri} "

$$e_{cri} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

Donde

N = Longitud de la plancha base.

P_u = Carga axial actuante mayorado.

q_{max} = Fuerza máxima entre plancha base y concreto.

$$q_{max} = f_{p\ max} \times B$$

B = Ancho de la plancha base.

$f_{p\ max}$ = Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto.

$$f_{p\ max} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \text{donde} \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$\phi_c = 0.65$$

f'_c = Resistencia del concreto.

A_1 = Área de la plancha base.

A_2 = Área de la superficie superior del concreto.

Si $e \leq e_{cri}$ el cálculo se debe guiar mediante el diseño de las planchas base con momentos bajo, de lo contrario se calculara mediante el diseño de los momentos altos.

7. Fuerzas en la plancha base.

7.1 Ancho de aplastamiento o de compresión.

Si la relación entre e y e_{cri} resulta que $e \leq e_{cri}$ considere estar bajo el comportamiento del método de diseño por momentos bajos, por lo cual, el ancho de aplastamiento "Y" es igual a

$$Y = N - 2e_{crit} \text{ (cm)}$$

Donde

N = Longitud de la plancha base.

e_{crit} = Excentricidad crítica de la plancha base.

según lo explicado en la sección 4.3.1 de este documento.

Si de lo contrario $e > e_{cri}$ considere estar bajo el comportamiento del método de diseño por momentos altos, por lo cual, el ancho de aplastamiento "Y" es igual a

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}} \quad (cm)$$

Donde

f = Distancia del eje de la plancha a pernos más traccionados.

N = Longitud de la plancha base.

P_u = Carga axial actuante mayorado.

e = Excentricidad equivalente.

q_{max} = Fuerza máxima entre plancha base y concreto.

En este caso de diseño de tiene que cumplir la expresión siguiente

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}$$

Si esta expresión no se cumple, se requiere un mayor tamaño de la plancha base.

7.2 Fuerzas resultantes.

Para el caso del método de diseño por momentos bajos ($e \leq e_{cri}$) la fuerza entre plancha base y el concreto "q" es igual a

$$q = \frac{P_u}{Y} \quad (kg/cm)$$

Para el caso del método de diseño por momentos altos ($e > e_{cri}$) la fuerza entre plancha base y el concreto será igual la fuerza máxima

$$q = q_{max}$$

según lo explicado en la sección 4.4.1 de este documento.

En este caso hay presencia de tracción en las barras de anclaje. Para la determinación de la fuerza de tracción en la última fila de las barras de anclaje (T_u)

$$T_u = qY - P_u \quad (kg)$$

Donde

q = La fuerza máxima entre plancha base.

Y = Ancho de aplastamiento.

P_u = Carga axial actuante mayorado.

Luego del cálculo de las fuerzas el diagrama de fuerzas resultantes debería ser

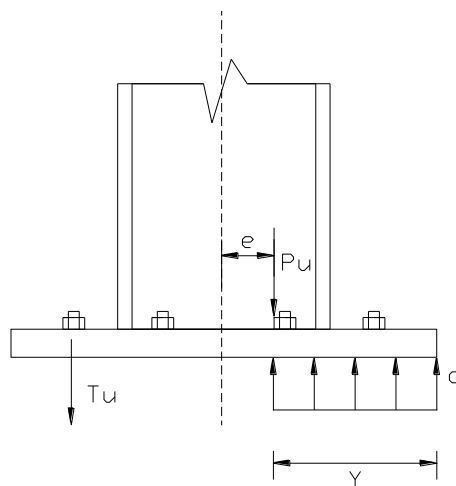


Figura 4.16 Diagramas de Fuerzas para el Caso de Diseño Momentos Bajos.

Fuente: Propia.

para el caso del método de diseño de momentos bajos y

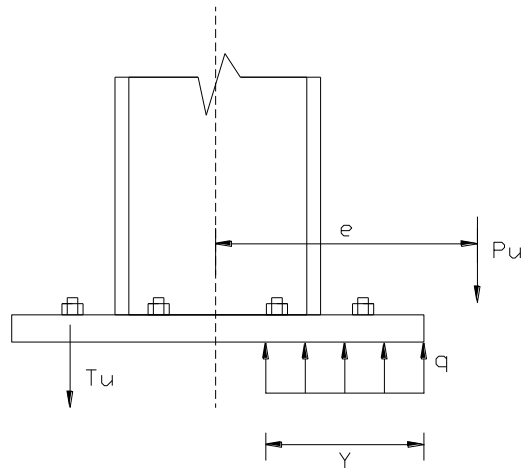


Figura 4.17 Diagramas de Fuerzas para el Caso de Diseño Momentos Altos.

Fuente: Propia.

para el caso del método de diseño de momentos altos.

8. Chequeo del pedestal y las barras de anclaje.

8.1 Chequeo en el pedestal.

Para el chequeo en el pedestal primero se determina el esfuerzo máximo entre plancha base y concreto mediante la formula

$$f_{p\max} = \phi_c (0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{donde} \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Donde

$$\phi_c = 0.65$$

f'_c = Resistencia del concreto.

A_1 = Área de la plancha base.

A_2 = Área de la superficie superior del concreto.

y se compara con el esfuerzo actuante entre plancha base y concreto

$$f_p = \frac{q}{B} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Donde

B = Ancho de la plancha base.

q = Fuerza máxima entre plancha base y concreto.

El esfuerzo actuante no puede ser mayor que el esfuerzo máximo, es decir, que se debe cumplir la siguiente expresión

$$f_p \leq f_{p \text{ max}}$$

8.2 Resistencia en las barras de anclaje.

La resistencia en cada barra a tracción se calcula mediante la formula

$$\phi R_n = \phi F_{ur} \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right) \text{ (kg)}$$

Donde

$$\phi = 0.75$$

F_{ur} = Esfuerzo ultimo a tracción del material de la barra de anclaje.

d_r = Diámetro de la barra de anclaje.

Mediante esta fórmula se calcula la fuerza que resiste una barra de anclaje. Para la determinación de esta fuerza resistente se escoge un diámetro tentativo de la barra de anclaje para luego compararlo con la tracción actuante en una barra, para esto se toma la fuerza de tracción en la última fila de las barras de anclaje (T_u) y se divide entre el número de barras de anclaje a tracción, es decir,

$$\frac{T_u}{n_r}$$

Donde

T_u = Fuerza de tracción de la última fila de las barras de anclaje.

n_r = Números de barras de anclaje a tracción.

La fuerza actuante a tracción de la barra de anclaje no puede ser mayor que la fuerza resistente de la barra de anclaje, eso quiere decir que se tiene que cumplir la siguiente expresión

$$\frac{T_u}{n_r} \leq \phi R_n$$

Si esta expresión no se cumple se tendrá que aumentar el diámetro de las barras de anclaje hasta cumplir con este chequeo.

Dado que en el método de diseño por momentos bajos no existen fuerzas en las barras de anclaje, el tamaño de la barra de anclaje puede ser determinado con base en los requisitos y en las consideraciones prácticas de OSHA.

Usando cuatro barras de anclaje de 3/4" de diámetro, ASTM F1554, grado 36 con una longitud en cada barra de 31 cm.

9. Espesor de la plancha base.

9.1 Espesor por flexión de la plancha base en el interface de compresión.

Para el cálculo del espesor por flexión de la plancha base en el interface de compresión, hay que determinar la dimensión “*l*” del volado que se asume en la plancha, que es la mayor entre la distancia de “*m*” y “*n*”. (ver figura 4.18)

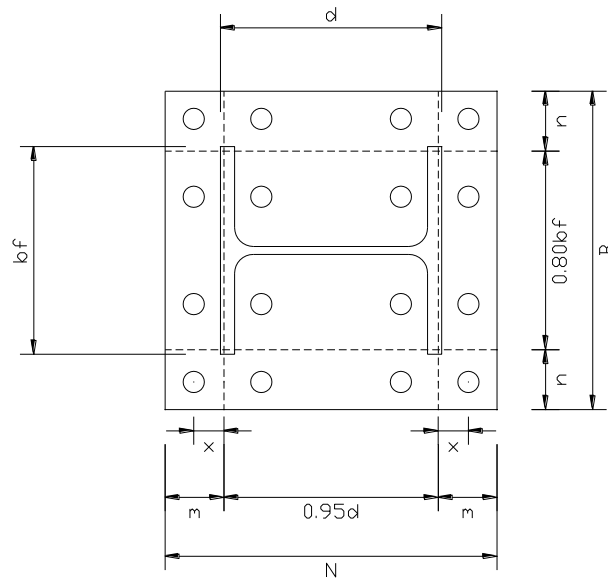


Figura 4.18 Ejes en Flexión de la Plancha Base.

Fuente: Propia.

Estas distancias son iguales a

$$m = \frac{N - 0.95d_c}{2} \quad (cm)$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} \quad (cm)$$

Donde

N = Longitud de la plancha base.

B = Ancho de la plancha base.

b_{fc} = Ancho de las alas de la columna.

d_c = Altura total del perfil de la columna.

Luego de obtener “ l ” (la mayor entre “ m ” y “ n ”) se calcula el espesor requerido mediante las siguientes formulas

Si $Y \geq l$

$$t_{p\ req} = 1.5l \sqrt{\frac{f_p}{F_{yp}}} \quad (cm)$$

Si $Y < l$

$$t_{p\ req} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(l - \frac{Y}{2} \right)}{F_{yp}}} \quad (cm)$$

Donde

f_p = Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto.

Y = Longitud de aplastamiento.

l = Longitud del volado de la plancha base. (El mayor entre “ m ” y “ n ”)

F_{yp} = Esfuerzo de cedencia de la plancha base.

9.2 Espesor por flexión de la plancha base en el interface de tensión.

En el interface de tensión por tracción de la plancha base el espesor requerido se calcula de la siguiente formula

$$t_{p req} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_{yp}}} \quad (cm)$$

Donde

T_u = Fuerza de tracción de la última fila de las barras de anclaje.

B = Ancho de la plancha base.

F_{yp} = Esfuerzo de cedencia de la plancha base.

x = Distancia del centro de perno a eje critico de flexión. (ver figura 4.18)

$$x = \frac{N - d_c + t_{fc}}{2} - S_x \quad (cm)$$

N = Longitud de la plancha base.

d_c = Altura total del perfil de la columna.

t_{fc} = Espesor del ala de la columna.

S_x = Separación de la barra al borde de plancha en dirección X

9.3 Espesor de la plancha base sometida solo a cargas axiales.

Para el espesor de la plancha base sometida solo a cargas axiales se debe tomar la dimensión crítica en volado, es decir, el mayor entre las distancias m , n y $\lambda n'$, donde $\lambda n'$ es igual a:

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \text{ (cm)}$$

Donde

b_{fc} = Ancho de las alas de la columna.

d_c = Altura total del perfil de la columna.

$\lambda = 1$ Para un cálculo mas conservador.

El espesor de la plancha base mediante solo cargas axiales es calculado mediante la siguiente formula:

$$t_{p(req)} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}} \text{ (cm)}$$

Donde

P_u = Carga axial factorizada.

N = Longitud de la plancha base.

B = Ancho de la plancha base.

F_{yp} = Esfuerzo de cedencia de la plancha base.

De estos tres cálculos de espesor requerido se tomara el de mayor espesor y se redondeara por exceso tomando en cuenta los espesores comerciales.

10. Rigidizadores en las planchas base.

Si el espesor requerido de la plancha base es mayor de 25 mm es recomendable usar rigidizadores para disminuir este espesor; espesores menores que 25 mm no son recomendables los rigidizadores ya que tienden a aumentar el espesor de la plancha base.

10.1 Calculo del espesor de la plancha base.

La presencia de rigidizadores en las planchas base actúan para ayudar a resistir la flexión, en este caso el diseño es como un envigado perpendicular continuo a los rigidizadores con soporte en los centros de cada rigidizador (ver figura 4.19)

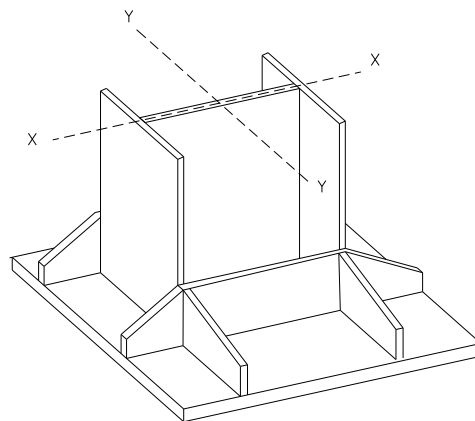


Figura 4.19a Plancha Base con Rigidizadores

Fuente: Propia.

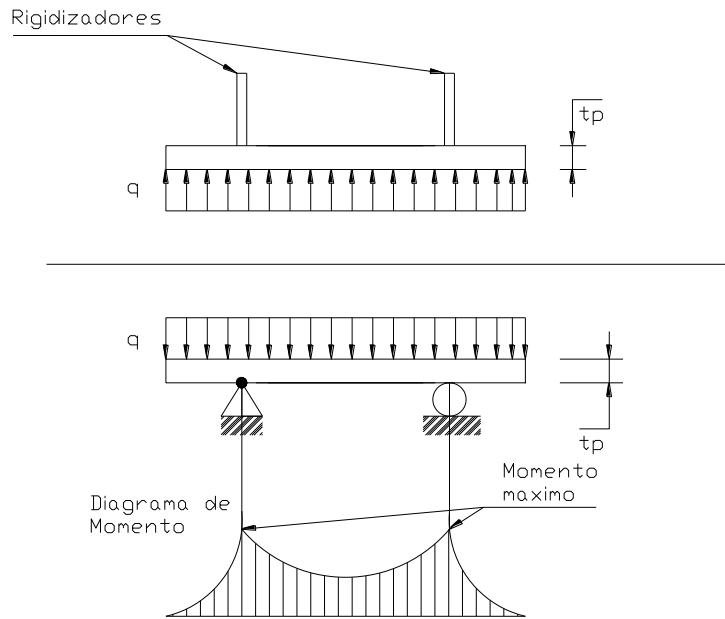


Figura 4.19b Diagrama de Momento en Presencia de Rigidizadores.

Fuente: Propia.

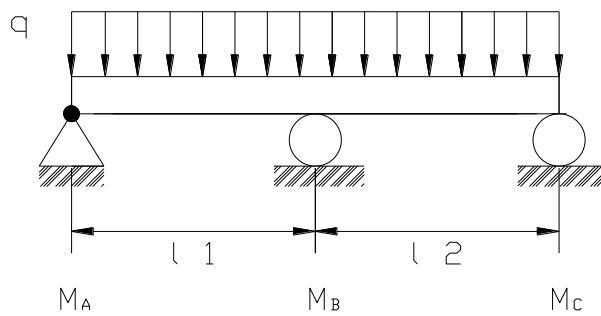


Figura 4.19c Diagrama en Presencia de Rigidizadores.

Fuente: Propia.

Para el cálculo del momento se asume un volado

$$M = \frac{ql^2}{2} \text{ (kg.cm)}$$

Donde

q = Carga por la reacción causada por el aplastamiento entre plancha base y concreto. Carga en la franja unitaria estudiada.

l = La longitud entre el borde de la plancha base y el perfil de la columna. (mayor entre la longitud en X y la longitud en Y)

Si se desea colocar un tercer rigidizador se puede calcular el momento generado en el rigidizador del medio usando la ecuación de los tres momentos (ver figura 4.19c)

$$l_1 M_A + 2(l_1 + l_2) M_B + l_2 M_C = \frac{-1}{4} [q(l_1)^3 + q(l_2)^3]$$

Donde

M_A, M_B, M_C = Momentos en los rigidizadores.

l_1, l_2 = Separación entre rigidizadores.

Al usar esta ecuación M_A y $M_C = \frac{ql^2}{2}$ ya que se asumen volados, esta ecuación se utiliza para despejar M_B , y obtener el momento máximo entre M_A, M_B y M_C para calcular el espesor.

Para el espesor de la plancha base se puede calcular de la ecuación de modulo plástico

$$Z = \frac{bt^2}{4}$$

Donde

t = Espesor de la plancha base.

b = Ancho en estudio.

Al despejar (t) y sustituyendo $Z = \frac{M}{(\phi F_y)}$ se puede tener

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4M}{b(\phi F_y)}} \text{ (cm)}$$

Donde $\phi = 0.90$

10.2 Cálculo del espesor del rigidizador.

El cálculo y chequeo tomado para las dimensiones de los rigidizadores fue tomado de las normas AISC.

Para el espesor del rigidizador se toma la ecuación de resistencia de elementos en compresión

$$P_u = F_y t_{rig} h_{rig} \text{ (kg)}$$

Donde

P_u = Carga axial factorizada.

F_y = Esfuerzo de cedencia del rigidizador.

t_{rig} = Espesor del rigidizador.

h_{rig} = Altura del rigidizador. (ver figura 4.20)

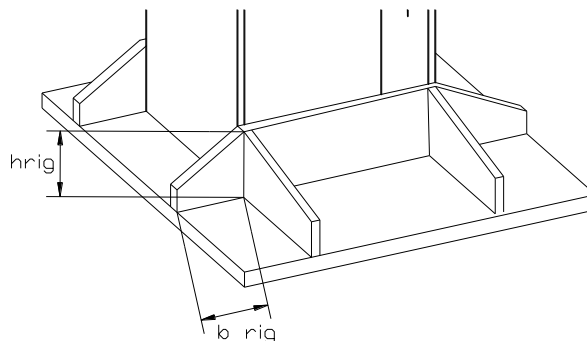


Figura 4.20 Detallado del Rigidizador.

Fuente: Propia

Despejando el espesor del rigidizador tenemos:

$$t_{rig (req)} \geq \frac{(P_u)}{F_y(rig)b_{rig}} \quad (cm)$$

Esta ecuación solo se puede usar si el elemento no se pandea para eso se debe chequear el pandeo del rigidizador:

Chequeo de pandeo del rigidizador:

$$\frac{Kh_{rig}}{r} \leq 25$$

Donde

$K = 0.5$ Factor de longitud efectiva.

h_{rig} = Altura del rigidizador. (ver figura 4.20)

$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ Radio de giro.

$I = \frac{b(h^3)}{12}$ Inercia

$A =$ Area.

10.3 Calculo de la soldadura del rigidizador.

Para el cálculo de la soldadura del rigidizador:

Tabla 4.4 Tamaño mínimo de soldadura de filete

Espesor de la parte unida más delgada, (mm)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete, (a) (mm)
hasta (6) inclusive	3
mayor de (6) hasta (13)	5
mayor de (13) hasta (19)	6
mayor de (19)	8
(a) Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldadura de paso simple.	

Fuente: Especificación para edificios de acero estructural (Specification for Structural Steel Buildings) AISC 360-05 (p.96)

La resistencia nominal de la soldadura:

$$R_n = F_w A_w \text{ (kg)}$$

Donde

F_w = Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área. Kg/cm².

$$F_w = (0.60)F_{EXX}(1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}\theta) \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

F_{EXX} = Numero de clasificación del electrodo. Kg/cm².

Tabla 4.5 Esfuerzos en el metal de aporte en soldaduras de filete

ELECTRODOS	Fu Fexx Kg / cm ²
E60XX	4220
E70XX	4920
E80XX	5630
E90XX	6330
E100XX	7030
E110XX	7730

Fuente: M. FRATELLI, Diseño de Estructuras Metálicas. Estados Limites LRFD (p. 177)

\emptyset = Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura. Grados.

A_w = Área efectiva de la soldadura. Cm^2 .

$$A_w = L_{efec} L_{garg} \text{ (cm}^2\text{)}$$

L_{efec} = Longitud efectiva de la soldadura. cm

L_{garg} = Longitud de la garganta de la soldadura. $\text{Cm } (t \cos 45) = t(0.707)$

Se debe calcular la soldadura tanto para h_{rig} como para b_{rig} .

11. Soldadura de la plancha base con la columna.

La soldadura entre plancha base y columna se calculara de la misma forma como lo dicho anteriormente para las soldaduras del rigidizador, tanto en sentido X como en sentido en Y.

12. Diseño por corte.

12.1 Propiedades de la llave de corte.

Se agregara planchas como llaves de corte a fin de evitar que los pernos absorban el posible corte. Para las llaves de corte es necesario establecer el espesor del grout de nivelación (G), la altura de la llave de corte (h_{lug}), la longitud de la base de la llave de corte (b_{lug}), la longitud embutida en el pedestal (d_{lug}) (que por lo general es $(h_{lug} - G)$ si la plancha contiene grout, si no, es igual a h_{lug} . Ver figura 4.21) y el área embutida de la llave de corte (A_{lug}) que es igual a

$$A_{lug} = b_{lug} \times d_{lug} \text{ (cm}^2\text{)}$$

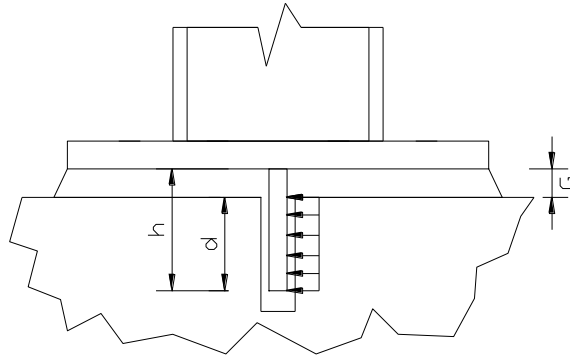


Figura 4.21 Zona en Aplastamiento de la Llave de Corte.

Fuente: Propia.

12.2 Chequeo del aplastamiento en el concreto.

Para el chequeo del aplastamiento en el concreto la fuerza actuante cortante mayorada (V_u) no tiene que ser mayor que la resistencia de aplastamiento del concreto (ϕV_n) que es igual a

$$\phi V_n = 0.8 f'_c A_{lug} \text{ (kg)}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde

f'_c = Resistencia del concreto.

A_{lug} = Área embutida de la llave de corte.

12.3 Chequeo para el corte actuando contra el eje del pedestal.

Para el chequeo del corte actuando contra el eje del pedestal se comparan la fuerza actuante cortante mayorada (V_u) con la resistencia al corte contra el eje del pedestal (ϕV_n)

$$\phi V_n = \phi 4 \sqrt{f'_c} A_v \quad (lb)$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde

$$\phi = 0.75$$

f'_c = Resistencia del concreto.

A_v = Área de superficie de área de corte.

12.4 Chequeo del espesor de la llave de corte.

Las llaves de corte serán del mismo material que la plancha base. Para este chequeo primero se tiene que determinar el momento actuante en la llave de corte (M_{lug}) con la siguiente formula

$$M_{lug} = V_u \left(\frac{G + d_{lug}}{2} \right) \quad (kg \cdot cm)$$

Donde

V_u = Fuerza actuante cortante mayorada.

G = Espesor del grout de nivelación.

d_{lug} = Longitud embutida en el pedestal.

Ahora con el momento actuante se determina el espesor requerido de la llave de corte de la siguiente manera

$$t_{lug req} = \sqrt{\frac{4M_{lug}}{0.9b_{lug}F_{yp}}} \text{ (cm)}$$

Donde

M_{lug} = Momento actuante en la llave de corte.

b_{lug} = Longitud de la base de la llave de corte.

F_{yp} = Esfuerzo de cedencia de la llave de corte.

Este espesor calculado es el espesor mínimo requerido para la llave de corte. Por lo general el espesor de la llave de corte es igual o mayor que el espesor de la plancha base. Múltiples llaves de corte se puede utilizar para resistir grandes fuerzas cortantes. El apéndice B de la ACI 349-01 establece los criterios para el diseño y el espaciamiento de los terminales de corte múltiples.

4.7 Detallado de la Plancha Base.

Los planos de estructura la según la Norma COVENIN 1618-1998 se clasifican en tres tipos de planos: los planos de proyecto, planos de taller y planos de montaje y construcción.

Los planos de proyecto son realizados por el ingeniero estructural, refleja el resultado final del cálculo y diseño. Estos planos según la norma 1755-1982 capítulo 3 indica los detalles que tienen que incluir estos planos de proyecto los cuales son:

1. Los ejes, las distancias entre ellos y las cotas.
2. La ubicación, dimensiones y secciones de todos los miembros, así como la calidad de sus materiales.
3. Las conexiones típicas y los conectores tipo espárrago, todos los rigidizadores en los miembros y los refuerzos en las almas, los arriostramientos, las aberturas destinadas a otras instalaciones y otros detalles especiales donde se requieran.
4. Los detalles de las bases, apoyos y anclajes.
5. Las solicitudes para el diseño de las conexiones no detalladas y todos los datos requeridos para elaborar los planos de taller completos.
6. Los requisitos especiales para el montaje y las contraflechas.

Estos planos deben estar diseñado de tal manera que deba permitir una clara interpretación por otros profesionales y conteniendo información detallada para la realización de los planos de taller.

La norma 1755-1982 aclara que la escala no tiene que ser menor de 1/100 y los planos tienen que ser claramente legibles. (p. 8)

Los planos de taller son realizados en base a los planos de proyecto, y su objetivo es detallar para el proceso de fabricación de los componentes de la estructura. El comentario C-6.4 de la norma COVENIN 1618-98 describe los planos de taller y el contenido mínimo que este debe tener.

Según lo indicado en el capítulo 4 de la norma 1755-82 cualquier conflicto o modificación que tenga los planos de taller respecto a los planos de proyectos debe estar claramente indicado en los planos de taller.

Los planos de montaje y construcción indicaran la secuencia de la construcción y la ubicación de todos los componentes de la estructura, indicarán las cotas de la base de las columnas, los detalles y las dimensiones para el montaje

de las barras de anclaje y reflejara toda la información que es necesaria para la construcción de la estructura.

Estableciéndose en estos tres tipos de planos en este documento indicaremos como diseñar un plano de proyecto para las planchas base.

Basándose en lo indicado anteriormente de este tipo de plano los planos de la plancha base necesariamente debe tener los siguientes detalles:

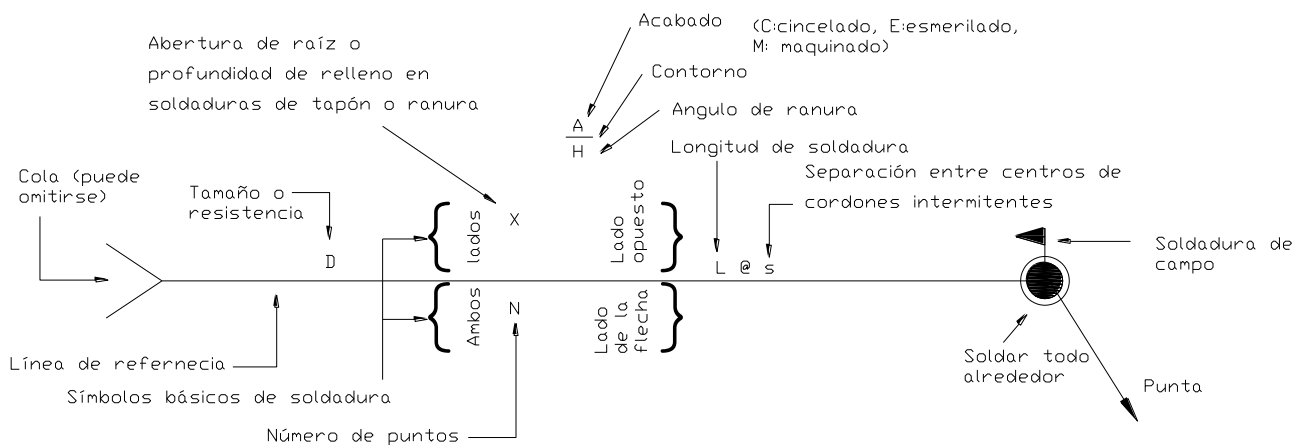
1. Las dimensiones de ancho, largo y espesor de la plancha base.
2. Dimensiones de la columna base a ser soldada a la plancha.
3. La ubicación exacta de los centros de los agujeros de las barras de anclaje.
4. Las separaciones entre agujeros. (Tomar precaución de las distancias mínimas descritas en este documento).
5. Diámetro de los agujeros y de las barras de anclaje.
6. Distancia del borde de la plancha base al borde del agujero de la barra de anclaje. (Tomando en cuenta el tipo de corte con el que se fabricara la plancha base).
7. Espesor, longitud y tipo de soldadura necesaria para esta conexión.
8. Tipo de rosca de la barra de anclaje.
9. Distancia de la rosca de la barra de anclaje.
10. Longitud de la barra de anclaje con su tuerca de fijación.
11. Longitud sobresaliente de la barra de anclaje.
12. Especificación del ancho, largo y de la soldadura a usar en la llave de corte.
13. Materiales a utilizar como tipo de acero de la plancha base, tipo de material para la barra de anclaje, resistencia cilíndrica del concreto y del grout y el electrodo a utilizar en las soldaduras.

14. Cualquier otro detalle que sea necesario reflejar para cualquier caso específico de esta conexión.

La simbología de las soldaduras conforme M. Fratelli (2003) es la siguiente

Tabla 4.6 Símbolos de Soldaduras

Símbolos básicos de soldadura								
Tipo			Preparación de los bordes					
Cuadrada o rectangular	Filete	Tapón o ranura	V	Bisel	U	J	V curva	Bisel curvo
Símbolos suplementarios								
Soldar todo alrededor	Soldadura de campo	Fusión total	Contorno					
			Al ras	Convexo	Convexo			



Fuente: M. Fratelli (2003) Diseño de Estructuras Metálicas Estados Límites LRFD

(p. 183)

4.8 Fabricación y construcción.

4.8.1 Fabricación de las planchas bases y acabado.

Por lo general, las planchas base son térmicamente cortado a la medida. El anclaje y los agujeros pueden ser perforados o térmicamente cortados. En la sección M2.2 de la Especificación del AISC se enumeran los requisitos para corte térmico de la siguiente manera:

“.....cortar térmicamente los bordes libres que estarán sujetos a la tensión calculada de tracción estática, deberán estar libres de fondo redondo de agujeros de más de 3 / 16 pulgadas de profundidad... y cortes afilados en forma de V. agujeros más profundo que 3 / 16 pulgada....y los cortes deben ser removidos por rectificación y reparados por soldaduras....”

Debido a que los bordes libres de la plancha base no están sujetos a la tracción, estos requisitos no son obligatorios para los bordes del perímetro, sin embargo, proporcionan una guía de mano de obra que se puede utilizar como criterios de aceptación. Los agujeros de los pernos de anclaje, que pueden estar sujetos a la tracción, deben cumplir con los requisitos de la Sección M2.2 de la Especificación del AISC 360-05. En general, las ranuras bajas rondan dentro de los límites aceptables, pero las ranuras agudas deben ser reparadas. Los tamaños de los agujeros de los pernos de anclaje y grout se cubren en las secciones 4.7.3 y 2.2.4 de este documento.

Los requisitos de acabado de las bases de las columnas en placas de acero están cubiertos en la sección M2.8 de la Especificación AISC 360-05 de la siguiente manera:

“las planchas de acero que llevan 2 pulgadas.... o menos de grosor, se permiten sin fresado, siempre teniendo un contacto satisfactorio del pedestal. Planchas de acero que llevan más de 2 pulgadas.... Pero no más de 4 pulgadas de

espesor.... se les permite ser enderezado por prensado o, si no se dispone de prensas, por fresado de superficies de soporte... para obtener una relación de contacto satisfactoria. Placas de acero que llevan más de 4 pulgadas de espesor.... se debe procesar para alisar la superficie de apoyo...”

Dos excepciones se indican: La superficie del fondo no tiene que ser molido cuando la placa base es de ser rellenadas, y la superficie superior no tiene que ser elaborado cuando (CJP) soldaduras de ranura se utiliza para conectar la columna a la placa base.

Especificaciones del AISC, Sección M4.4, define una superficie de apoyo satisfactorio de la siguiente manera:

“La falta de aplastamiento de contacto que no exceda de un espacio de 1 / 16 pulgadas... independientemente del tipo de empalme utilizados... está permitido. Si la distancia supera los 1 / 16 pulgadas.... pero es menos de 1 / 4 pulgadas... y si una investigación de ingeniería muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio se llena con cuñas de acero nontapered (no conicas). Las cuñas no tienen por qué ser distinto del acero dulce, independientemente de la calidad de los materiales principales.”

Mientras que los requisitos de la especificación AISC para el acabado son prescriptivos en la forma, es importante asegurarse de que una superficie de contacto de aplastamiento siempre sea satisfactoria. Mediante la aplicación de las disposiciones de la Sección M4.4 de la norma AISC 360-05, puede que no sea necesario para la fabricación de las planchas de más de 4 pulgada de espesor si son lo suficientemente plana para cumplir con los requisitos de espacio en la columna. La práctica estándar es para todas las planchas de aproximadamente 3 pulgadas con un extra de 4 pulgadas a 2 pulgadas de espesor sobre el diseño para permitir el proceso de la elaboración. Por lo general, solo el área bajo el eje de la columna se elabora.

4.8.2 Soldadura de planchas base.

Los requisitos estructurales para las soldaduras de las columnas de la placa base puede variar considerablemente entre las columnas cargadas solamente en compresión y columnas en las que el momento, el cortante y / o la fuerzas de tensión están presentes. Las soldaduras que sujetan las placas base a las columnas son a menudo dimensionadas para desarrollar la fuerza de las barras de anclaje en tensión, que pueden ser obtenidos con mayor frecuencia con una soldadura de filete relativamente pequeña. Por ejemplo, un 5/16 pulgadas, con 2 1/2 pulgadas de largo de soldadura de filete a cada ala de la columna desarrollará un perno de anclaje de 1 pulgadas de diámetro de ASTM F1554 Grado 36 cuando el aumento de la fuerza direccional para soldaduras de filete cargadas transversalmente es utilizado, los criterios alternativos puede ser aconsejable cuando los diámetros de las barras son grandes o los niveles de resistencia de materiales son altos.

Algunas pautas básicas de soldadura en la placa base se ofrecen a continuación:

- Las soldaduras de filete son preferibles a las soldaduras de ranura, para resistir grandes momentos en las planchas base.
- El uso del símbolo de soldadura todo alrededor se recomienda ser evitado, especialmente en los perfiles de alas anchas, puesto que la pequeña cantidad de soldadura a través de las puntas de las alas y en el radio entre el alma y el ala añade muy poca resistencia y son muy costosos.
- Para la mayoría de las columnas de alas anchas sometidas solamente a compresión axial, se recomienda soldadura en un lado de cada ala con 5/16 pulgadas de soldaduras de filete, se proporcionan una resistencia adecuada y el detalle más económica. (véase la Figura 4.22). Cuando estas soldaduras no son adecuados para las columnas con momento o tensión

axial, considerar la adición de las soldaduras de filete en todas las caras de hasta 3/4 de pulgada en tamaño antes de usar soldaduras de ranura.

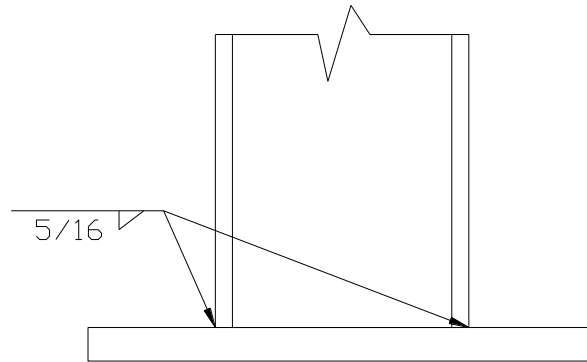


Figura 4.22 Típica Soldadura de Placa Base de Columnas de Gravedad.

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).

(p. 4)

- Para columnas rectangulares HSS sujetas a solo compresión axila, soldar en las partes planas de los cuatro lados, sólo se evitará tener que hacer una soldadura más allá de las esquinas. Nótese, sin embargo, que las esquinas se debe soldar para columnas HSS a momento o a tensión axial y las barras de anclaje en las esquinas de la plancha base, ya que la línea de rendimiento crítico se formará en la placa en las esquinas de la HSS.
- Los requisitos mínimos de la soldadura de filete se han cambiado en la Especificación AISC 2005. La soldadura de filete de tamaño mínimo se basa ahora en el más delgado de los materiales a unir.

La mayoría de las placas de base de columna son soldadas en taller al eje de la columna. Anteriormente era común el detallado de planchas bases pesadas para edificaciones de múltiples pisos como piezas sueltas que se ensamblan y rellenan antes de construir el eje de la columna. La placa base se detalla con tres

tornillos de ajuste, como se muestra en la Figura 4.23, y la superficie fresada se fijó cuidadosamente para la elevación.



Figura 4.23 Placa Base con Tornillos de Ajuste.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 5)**

Este enfoque tiene la ventaja de reducir el peso de los miembros pesados para la manipulación y el transporte y proporcionan una placa de base totalmente cementada en lugar de recibir un eje de la columna muy pesada. La columna puede o no puede ser soldada después de su montaje dependiendo de los requisitos estructurales y el tipo de ayuda proporcionada al montaje. La mayoría de los montadores prefieren ahora tener que soldar en el taller la plancha base a la columna siempre que sea posible.

Si las soldaduras se deben hacer en obras la Norma COVENIN 1618:98 exige cepillar cualquier pintura de taller con cepillo de alambre con el fin de disminuir al mínimo la capa de pintura, también habla sobre las soldaduras en obras de anclajes a elementos embutidos en contacto con el concreto, la norma resalta que estas soldaduras se deben efectuar de tal forma que trate de evitar las excesivas dilataciones térmicas del empotramiento para evitar el agrietamiento del concreto y una excesiva tensión en los anclajes. (p. 219).

4.8.3 Agujeros de las Barras de Anclaje y Arandelas.

El campo más común de los problemas es la colocación de barras de anclaje que, o bien no encajan en el patrón de agujero de la barras de anclaje o no permiten que la columna este en la posición correcta. Debido a que OSHA requiere que cualquier modificación de las barras de anclaje debe ser aprobado por el Ingeniero de grabación, es importante para proporcionar un agujero tan grande como sea posible para acomodar las tolerancias de ajuste. Los tamaños de los orificios AISC-recomendados para varillas de anclaje se muestran en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Medidas recomendadas para los huecos de las barras de anclaje de las placas base

Diámetro de las Barras de Anclaje		Diámetro del Hueco		Dimensión Mínimo de las Arandelas		Espesor Mínimo de las Arandelas	
pulg.	cm	pulg.	cm	pulg.	cm	pulg.	cm
3/4	1.91	1 5/16	3.33	2	5.08	1/4	0.64
7/8	2.22	1 9/16	3.97	2 1/2	6.35	1/3	0.79
1	2.54	1 13/16	4.60	3	7.62	3/8	0.95
1 1/4	3.18	2 1/16	5.24	3	7.62	1/2	1.27
1 1/2	3.81	2 5/16	5.87	3 1/2	8.89	1/2	1.27
1 3/4	4.45	2 3/4	6.99	4	10.16	5/8	1.59
2	5.08	3 1/4	8.26	5	12.70	3/4	1.91
2 1/2	6.35	3 1/4	8.26	5 1/2	13.97	7/8	2.22

Notas:

1. Arandelas circulares o cuadrados que cumplen el tamaño de la muestra son aceptables.
2. Aclaramiento adecuada debe ser proporcionada por el tamaño de la arandela seleccionado.
3. Véase más abajo con respecto al uso de la alternativa 1 1/16 pulgadas en el tamaño del agujero de 3/4 de pulgadas de diámetro de barras de anclaje , con placas de menos de 1 1/4 pulgada de grosor.

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).

(p. 6)

Estos tamaños de agujero se originaron en la primera edición de la Guía de diseño 1 de la AISC. Basados en los problemas de campo, da como consecuencia

la tolerancia requerida del ajuste de la columna, en los últimos recomiendan unos tamaños más pequeños. Se incluyeron más tarde en el Manual de Construcción en Acero AISC.

Los diámetros de arandela se muestra en la Tabla 4.7 están dimensionados para cubrir todo el agujero cuando la barra de anclaje está situado en el borde del agujero. Las arandelas son generalmente personalizadas, fabricadas por corte térmico. La arandela puede ser una arandela circular o una arandela rectangular, siempre y cuando el grosor es adecuado para evitar tirar a través del agujero. Los espesores de la arandela se muestra en la tabla 4.7 son similares a la recomendación en la Guía de Diseño 7 de la AISC, el espesor de arandela de aproximadamente un tercio del diámetro de la barra de anclaje. El mismo espesor es el adecuado para todos los grados de la ASTM F1554, ya que las tracción mediante criterio requiere de rigidez es adecuada, así como la fuerza.

Para barras de anclaje para las columnas diseñadas para solo compresión axial, el diseñador puede considerar el uso de un diámetro de orificio más pequeño de 1 1/16 pulgadas con 3/4 pulgadas de diámetro de barras, y placas de base inferior a 1 1/4 pulgadas de espesor, según lo permitido en la nota 3 de la Tabla 4.7. Esto permitirá que los orificios a ser perforados sea hasta este espesor de la placa, y el uso de las arandelas ASTM F844 (USS estándar) en lugar de las arandelas personalizadas de dimensiones indicadas en la tabla 4.7. Esta posibilidad de fabricación de ahorro debe ser pesado contra posibles problemas con la colocación de barras de anclaje fuera de tolerancia.

Para barras de anclaje diseñadas para resistir momento o tensión axial, los tamaños de los orificios y la arandela recomendados en la Tabla 4.7 deben ser utilizados. El ajuste agregado de tolerancia es especialmente importante cuando la fuerza completa o casi completa de la varilla en tensión es necesaria para fines de diseño, debido a resolver casi cualquier ámbito en este caso será muy difícil.

Recomendaciones adicionales sobre las arandelas y los agujeros de los pernos de anclaje son los siguientes:

- Arandelas no debe ser soldada a la placa de base, excepto cuando las barras de anclaje están diseñados para resistir cortante en la base de la columna (véase la sección 4.5 de este documento).
- Las arandelas ASTM F436 no se utilizan en las barras de anclaje, ya que generalmente son de tamaño insuficiente.
- Las arandelas para barras de anclaje no lo son, y no tienen que ser, endurecido.

4.8.4 Dimensionado y diseño de las barras de anclaje.

Utilice 3/4 pulgadas de diámetro de material ASTM F1554 Grado 36 de la barra siempre que sea posible. Donde más fuerza se requiere considerar el aumento de diámetro de la barra hasta alrededor de 2 pulgadas en ASTM F1554 Grado 36, antes de cambiar a un grado de mayor resistencia.

Los detalles de la barra de anclaje siempre debe especificar la amplia longitud de rosca. Siempre que sea posible, las longitudes de rosca deben ser especificadas por lo menos 3 mm mayor que el requerido, para permitir variaciones en el establecimiento de elevación.

El diseño de las barras de anclaje deben, cuando sea posible, utilizar un patrón simétrico en ambas direcciones y pocos diseños diferentes como sean posibles. Por lo tanto, la disposición típica debe tener cuatro barras de anclaje en un patrón cuadrado.

El diseño de las barras de anclaje debe proporcionar distancia libre suficiente para la arandela de eje de la columna y su soldadura, así como una distancia razonable de borde. Cuando el borde del orificio no está sujeto a una

fuerza lateral, incluso un borde a distancia que proporciona una clara dimensión tan pequeña como 2 pulgadas de material, desde el borde del agujero hasta el borde de la placa normalmente sería suficiente, aunque los problemas de campo con la colocación de la barra de anclaje puede requerir una mayor dimensión para permitir algunos ranurados de los agujeros de la plancha base. Cuando el borde del orificio está sujeto a una fuerza lateral, la distancia al borde siempre debe ser lo suficientemente grande para la transferencia de la fuerza necesaria.

Mantener la secuencia de la construcción en mente cuando se traza las barras de anclaje adyacentes a las paredes y otros obstáculos. Asegúrese de que el montador tenga el acceso necesario para establecer la columna y apretar las tuercas de las barras de anclaje. Cuando son necesarios ajustes especiales en las paredes exteriores, y en otros lugares, identificar claramente estos ajustes tanto en el programa de la columna y los dibujos de la fundación.

El diseño de las barras de anclaje debe ser coordinado con el acero de refuerzo para asegurar que las barras se pueden instalar en el lugar y la alineación adecuada. Esto es especialmente crítico en columnas y paredes de hormigón, donde hay menos espacio para el ajuste en el campo. Las barras de anclaje en pedestales nunca debe extenderse por debajo de la parte inferior del pedestal, en la zapata, porque esto requeriría que las barras de anclaje deban ser parcialmente incrustado antes de formar el pedestal, lo que hace casi imposible mantener una alineación. Cuando la altura del pedestal es menor que la longitud de empotramiento de la barra de ancla requerida, el pedestal debe ser eliminado y la columna extendida para establecer la placa de base sobre la zapata.

4.8.5 Tolerancia y colocación de las barras de anclaje.

La colocación correcta de las barras de anclaje dispone la construcción segura, rápida y económica de la estructura de acero.

El proceso de colocación comienza con la preparación de un dibujo trazado de la barras de anclaje. Si bien es posible, diseñar las barras de anclaje con los planos de diseño de fundaciones y con el programa de la columna, habrá menos problemas si el detallista de la estructura de acero coordina todos los detalles de la barra de anclaje con el ensamble de la plancha base de la columna. El dibujo de diseño de las barras de anclaje se debe mostrar todos los detalles de las barras de anclaje, junto con las dimensiones de diseño y requisitos de elevación. Debido a las presiones de horarios, a veces hay prisa para fijar las barras de anclaje con un dibujo presentado para su aprobación. Esto debe evitarse, sólo la colocación de los dibujos que han sido designados como aprobados, se debe utilizar para este importante trabajo.

Después del levantamiento topográfico el diseño de todas las barras de anclaje debe ser realizada por un inspector de la construcción con experiencia. El inspector debe ser capaz de leer los planos estructurales y tener conocimientos de las prácticas de construcción. Un topógrafo especializado con licencia puede o no tener el conocimiento y la experiencia necesaria para este tipo de trabajo.

Las plantillas deben hacerse para cada patrón de ajuste del perno de anclaje. Por lo general, las plantillas están hechas de madera en el sitio. La ventaja de las plantillas de contrachapado es que son relativamente baratas de hacer y son fáciles de sujetar a las formas de la cimentación. Las barras de anclaje puede ser mantenida de forma segura en su lugar y relativamente recto mediante una tuerca a cada lado de la plantilla. Las plantillas de acero que consisten en placas planas o en marco tipo-ángulos se utilizan a veces para conjuntos de barras de anclaje muy grandes que requieren tolerancia de ajuste. Se tomarán medidas para asegurar la plantilla en su lugar, como con clavos en orificios previstos en la placa de acero.

Las plantillas de acero de placa también se pueden reutilizar para la fijación de las placas.

Las plantillas incorporadas se utilizan a veces con grandes conjuntos de la barra anclaje para ayudar a mantener la alineación de las barras durante la colocación del concreto. La plantilla debe ser lo más pequeña posible para evitar interferencias con el acero de refuerzo y la colocación del hormigón. Cuando se utiliza un único modelo expuesto, el acero de refuerzo se puede colocar antes de posicionar las barras de anclaje. Con la plantilla incrustada, el conjunto de barras de anclaje debe ser colocado primero y el acero de refuerzo colocado alrededor o a través de la plantilla. Se debe tener cuidado para consolidar el hormigón alrededor de la plantilla para eliminar los huecos. Esto es especialmente importante si la plantilla sirve como parte del anclaje.

Cuando las plantillas se retiran, las barras de anclaje deberán ser inspeccionados y las líneas de la cuadrícula marcado en cada ajuste. Las barras de anclaje a continuación deben ser limpiados e inspeccionados para asegurarse de que las tuercas puede ser fácilmente giradas y que la alineación vertical es correcta. Si es necesario, las roscas deben ser lubricadas. OSHA requiere que el contratista examine los valores y notifique al ingeniero a cargo de los barras de anclaje que no cumplen con la tolerancia necesaria para el tamaño del agujero especificado.

La coordinación de las configuraciones de las tolerancias de las barras de anclaje AISC y de las tolerancias de la ACI a los elementos integrados puede ser un problema. La ACI 117-90, Sección 2.3, la colocación de los elementos integrados, permite una tolerancia de alineación vertical, lateral, y el nivel de ± 1 pulgada. La AISC Código de Práctica Estándar (AISC, 2005), Sección 7.5.1, se enumeran las siguientes tolerancias:

“(A) La variación en la dimensión entre los centros de cualquier par de barras de anclaje dentro de un grupo de barras de anclaje deberá ser igual o inferior a 3 milímetros”

“(B) La variación en la dimensión entre los centros adyacentes de los grupos de los pernos de anclaje será igual o inferior a 6 milímetros”

“(C) La variación en la elevación de la parte superior de barras de anclaje deberá ser igual o inferior a más o menos 50 milímetros”

“(D) La variación acumulada en la dimensión entre los centros de los grupos de barras roscada, a lo largo de la línea de la columna establecida a través de múltiples Grupos de barras de anclaje deberá ser igual o inferior a 6 milímetros por cada 30 metros, pero no superior a un total de 25.4 milímetros”

“(E) La variación en la dimensión desde el centro de cualquier grupo de barras de anclaje a las línea de la columna Establecido a través de ese grupo será igual o inferior a 6 milímetros”

Por lo tanto, el ACI 117 es mucho más generosa a los elementos integrados que el Código de Práctica Estándar AISC (AISC, 2005) para las tolerancias de barras de anclaje. Por otra parte, ya que cada comercio trabaja a su propia norma de la industria, a menos que los documentos del contrato exijan lo contrario, se recomienda que las especificaciones del proyecto, por lo general CSI División 3, exigen que las barras de anclaje se fijará de acuerdo con el Código de Práctica Estándar AISC (AISC, 2005) requisitos de tolerancia, con el fin de establecer claramente una base para la aceptación de las barras de anclaje. Puede ser útil enumerar realmente los requisitos de tolerancia en lugar de simplemente proporcionar una referencia.

Estas tolerancias concuerdan con los requisitos de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 “Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Acero”.

Tabla 4.8 Tolerancia

Variación		Δ (mm)
A	Variación en la dimensión entre los centros de cualquier par de barras de anclaje.	$\Delta \leq 3$
B	Variación en la dimensión entre los centros adyacentes de los grupos de los pernos de anclaje.	$\Delta \leq 6$
C	Variación en la elevación de la parte superior de barras de anclaje.	$\Delta \leq \pm 50$
D	Variación acumulada en la dimensión entre los centros de los grupos de barras roscada, a lo largo de la línea de la columna	$\Delta \leq 6$ por cada 30 metro.
		$\Sigma \leq 25.4$
E	Variación en la dimensión desde el centro de cualquier grupo de barras de anclaje a las línea de la columna	$\Delta \leq 6$

Fuente: La AISC Código de Práctica Estándar (AISC, 2005), Sección 7.5.1

4.8.6 Procedimiento de montaje para las columnas.

Todos los procedimientos de montaje deben estar en concordancia de la norma la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1755 “Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Acero” en especial con el capítulo 7.

OSHA requiere que el contratista general debe notificar al montador por escrito que las barras de anclaje están listas para el inicio de la construcción en acero. Este aviso tiene por objeto garantizar que el diseño ha sido revisado, las reparaciones necesarias se han hecho, y que el concreto haya alcanzado la resistencia requerida. El montador de entonces, dependiendo de los requerimientos del proyecto, vuelve a verificar la disposición y establece las elevaciones de cada base de la columna.

Hay tres métodos comunes de ajustes de elevaciones: ajustes de tuercas y arandelas, ajuste de la placa y pilas de cuñas. Los requisitos del proyecto y las

costumbres locales en general, determinar cuál de estos métodos se utiliza. Es importante en todos los métodos que el montador apriete todos los pernos de anclaje antes de retirar la línea de carga del montaje para que la tuerca y la arandela estén bien apretados contra la placa base. Esta no es con la intención de inducir cualquier nivel de pretensión, sino más bien para asegurar que el conjunto de barras de anclaje es suficientemente firme para impedir el movimiento de la columna base durante el montaje. Si es necesario aflojar las tuercas para ajustar la columna vertical, se debe tener cuidado para apuntalar adecuadamente la columna mientras que se esté haciendo el ajuste.

4.8.6.1 Método de Ajustes de Tuercas y Arandelas

El uso de cuatro barras de anclaje ha hecho que el método de ajuste de tuercas y arandelas para el montaje de columnas sea muy popular, ya que es fácil y rentable. Una vez que se ajusten las tuercas y las arandelas y se fijan a la elevación, hay pocas posibilidades de que se vea afectado. La disposición de cuatro barras proporciona una condición estable para el montaje, especialmente si las barras de anclaje se encuentran fuera del área de la columna. La elevación y verticalidad de la columna puede ajustarse utilizando las tuercas. Al diseñar las barras de anclaje con tuercas y arandelas de ajuste, es importante recordar que estas barras se cargan también a compresión y su fuerza debe ser comprobado para el empuje hacia fuera en la parte inferior de la zapata. Se recomienda que el uso del método de ajuste de tuercas y arandelas se limite a las columnas que son ligeramente cargadas durante el montaje. Incluso después de que la placa base es cementado, la tuerca de ajuste transfiere la carga a la barras de anclaje, y esto debe ser considerado cuando se selecciona el método para establecer la elevación de la columna.

4.8.6.2 Método por placa de ajuste.

El ajuste de las placas (a veces llamada nivelación de placas) es un método muy positivo para el establecimiento de alturas de las columnas base, pero son un poco más costoso que el ajuste tuercas y arandelas.

Las placas de ajuste suelen ser aproximadamente 1/4 pulgadas de espesor y ligeramente más grande que la placa base. Debido a que una placa de este grosor tiene una tendencia a deformarse cuando se fabrican, las placas de ajuste se limita típicamente a una dimensión máxima de aproximadamente 24 pulgadas.

Si la placa de ajuste es también para ser utilizado como una plantilla, los agujeros se hacen 1/16 pulgadas más grande que el diámetro de la varilla de anclaje. De lo contrario, se debe utilizar el tamaño estándar de los orificios de las barras de anclaje.

Después de que las barras de anclaje se han fijado, la placa de ajuste sea retirada y las barras de anclaje son revisados como se señaló anteriormente. El área de soporte se limpia, y las elevaciones se establecen mediante cualquiera de las tuercas o niveladores. El grout de cemento se extiende sobre la zona, y la placa de ajuste es aprovechado para bajar la elevación. La elevación debe ser revisada de nuevo después de que la placa es establecida para verificar que sea correcta. Si es necesario, la placa y el mortero se pueden quitar y comenzar el proceso de nuevo.

Uno de los problemas con el uso de placas de ajuste es que la deformación, ya sea en la placa de ajuste o de la placa base, o el movimiento de la columna durante "el perno a tracción" (bolt-up), puede dar lugar a diferencias entre la placa de ajuste y la placa base. En general, todavía habrá aplastamiento adecuado y la cantidad de arreglo de la columna necesaria para cerrar el vacío no será perjudicial para la estructura. La aceptabilidad de cualquier vacío se puede determinar utilizando las provisiones en la especificación de la AISC sección M4.4.

La placa de ajuste proporciona un control positivo sobre ajustes de las barras de anclaje antes del comienzo del montaje y proporciona una mejor estabilidad de montaje para la columna. El uso de placas de ajuste debe ser considerado cuando la columna se está montando en una excavación en donde el agua y el suelo pueden lavar debajo de la placa base y hacer la limpieza y el ensamble difícil después del montaje de la columna.

4.8.6.3 Método de pilas de cuñas

El montaje de columna sobre pilas de cuñas de acero es un método tradicional para establecer altura a la placa base que tiene la ventaja de que toda la compresión se transfiere desde la placa base a la fundación sin involucrar a las barras de anclaje. Paquetes de cuñas de acero, de aproximadamente 4 pulgadas de ancho, se fijan en los cuatro bordes de la placa base. Las áreas de las pilas de cuñas suelen ser lo suficientemente grande como para llevar la carga muerta importante previa del mortero de la placa base.

4.8.6.4 Grandes Ajustes de las Placas Base.

El tamaño y peso de la placa base puede ser tal que la placa base debe ser programado para recibir a la columna. Cuando las capacidades de la grúa o requerimientos de manipulación que sea ventajosa para establecer la placa antes de la columna, las placas están equipadas con cualquier tipo de cuña o cuñas de nivelación o tornillos de ajuste para permitir que se establece en la elevación, y el grout, antes de que la columna se establezca, como se ilustra en la Figura 4.23. El tornillo nivelador ensamblados constan de tuercas de manga soldadas a los lados de la placa y un tornillo de barra roscada que se puede ajustar. Estas placas se deben proporcionar con los tamaños de los orificios como se muestra en la Tabla

4.7. El eje de la columna debe ser detallado con apoyos o auxiliares de montaje, según sea necesario. Donde sea posible, la fijación de columna para la placa base debe evitarse ser soldada en campo debido a la dificultad de precalentar de una placa base pesada para la soldadura.

CONSIDERACIONES TÉCNICAS APLICADAS AL DISEÑO DE PLANCHAS BASE.

Para el cálculo sísmorresistente, se toma en cuenta el uso de las barras de anclaje ASTM F 1554 de grado 36, 55 y 105, el cual es un material renovador de alta resistencia que suelen tener suficiente resistencia a la fractura.

Esta conexión es considerada como parte del sistema resistente a cargas sísmicas por lo cual se considera un comportamiento dúctil del pórtico.

Para las planchas base sísmorresistentes se toma en cuenta el diseño por capacidad, al igual que se espera que todos los elementos que constituyen el pórtico sean diseñados para disipar energía de forma dúctil y estable.

Se consideró la llave de corte en las planchas base como un mecanismo apropiado para absorber todas las cargas cortantes suministradas por las acciones sísmicas, esto considera, como criterio desfavorable que las barras de anclaje no se consideran para absorber de las cargas cortantes en el cálculo de la llave de corte.

Se observó que la presencia de rigidizadores en las planchas base no siempre son favorables ya que, en algunos casos donde la conexión es sometida a cargas de baja magnitud y por consiguiente es requerido un espesor igual o menor de aproximadamente 25 mm, los rigidizadores tienden a aumentar el espesor de la plancha base.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

El resultado de considerar todas las teorías necesarias para el comportamiento, diseño y cálculo de las planchas base, fue fundamentado en las documentaciones dadas por las normas venezolanas y americanas, sin obviar los documentos citados para la ampliación de conocimiento respecto a esta conexión. Se consideraron especificaciones LRFD (load and resistance factor design) ofrecidas en las normas COVENIN 1618-1998 y en la Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) de la AISC (2006).

Se realizó una investigación documental de las bases teóricas, tomando en consideración predominante las normas AISC y la norma COVENIN 1618-1998, para el desarrollo de la siguiente investigación con el fin de lograr el diseño y el cálculo de las planchas base de columnas en estructuras de acero sismorresistentes.

Como resultado del estudio y análisis de la documentación, especialmente de la Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) de la AISC (2006) y de la norma venezolana COVENIN 1618-1998 (Estructuras de Acero para Edificaciones, Método de los Estados Limites), fue desarrollada una metodología del diseño de planchas base de columnas en estructuras de acero sometidas a cargas sísmicas bajo el comportamiento de momentos altos o momentos bajos; lo cual incluyó además del propio cálculo de las planchas base el cálculo de la llave de corte, chequeo de las barras de anclaje, cálculos de las soldaduras involucradas y de los rigidizadores.

Fue elaborada una hoja de cálculo como herramienta de apoyo para la metodología de diseño de planchas bases en columnas de acero bajo acciones sísmicas. Se realizó en mediante el software Excel basada en una metodología detallada con la finalidad de aplicar un procedimiento de cálculo accesible y de fácil manejo para estudiantes y profesionales.

Fue indicada una metodología de detallado, fabricación y montaje de planchas base en columnas de estructuras metálicas sismorresistentes, especificando la elaboración de planos de proyecto que muestran el diseño completo con las dimensiones, las secciones y la situación relativa de los componentes. Así como también los materiales a utilizar y demás detalles requeridos. Todas las especificaciones fueron indicadas conforme a los requisitos dados en la norma COVENIN 1755-1982 (Código de Prácticas Normalizadas para la Fabricación y Construcción de Estructuras de Acero).

Se indicó un listado de consideraciones técnicas para el diseño de planchas base sismorresistentes conforme a la norma COVENIN 1618:1998 y la norma AISC 360-2005 que complementa la guía metodológica desarrollada en la investigación.

RECOMENDACIONES

Indagar sobre la factibilidad del comportamiento de las planchas base en columnas de estructuras de acero sismorresistentes mediante la acción conjunta de momentos en ambos sentidos de la columna, tanto en el eje fuerte como en el eje débil para una investigación de un cálculo más realista, preciso e innovador.

Se recomienda hacer un estudio más profundo del comportamiento de las planchas base con presencia de rigidizadores, para esquematizar la factibilidad de estos elementos en esta conexión, ya que en algunos casos no es recomendable usarlos.

Analizar sobre el comportamiento de planchas base sismorresistentes con columnas de perfiles tubulares reflejando criterios, fabricación, detallado, montaje, metodología de diseño y comportamiento.

Se recomienda la adquisición de equipos de ensayos de planchas base para poder validar el comportamiento de esta conexión en los laboratorios de nuestra universidad.

BIBLIOGRAFIA

- ACI. American Concrete Institute. Committee 318 (2002), Building Code Requirements for Structural Concrete. United States of America
- AISC. American Institute of Steel Construction. Norma 341 (2005), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, United States of America
- AISC. American Institute of Steel Construction. Norma 360 (2005). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, United States of America.
- AISC. American Institute of Steel Construction. (2006). Steel Design Guide 1, Base Plate and Anchor Rod Design. Wisconsin, United States of America
- AISC. American Institute of Steel Construction. (1990), Design Guide No. 1, Column Base Plates, Steel Design Guide Series, Chicago, United States of America
- AISC. American Institute of Steel Construction. (1999), Beam-Column Base Plate Design—LRFD Method. United States of America
- AISC. American Institute of Steel Construction. (1981), “Structural Details in Industrial Buildings. United States of America
- AISC. American Institute of Steel Construction. (2005), Discussion: Beam-Column Base Plate Design—LRFD Method. United States of America
- Almeida G. y Basso M. (2011). Cálculo y Diseño de Conexiones Sismorresistentes de Estructuras Metálicas Conforme a la Norma Venezolana Covenin 1618:1998, La Norma AISC 358-05 y la Norma AISC 341-05. Valencia, Venezuela, Universidad de Carabobo, Facultad de Ingeniería.
- Arias F. (2006) El Proyecto de Investigación. 5ta Edición. Caracas: Editorial Episteme.

- Balestrini M. (2006). Como se Elabora un Proyecto de Investigacion. 7ma edición. Venezuela: BL Consultores Asociados, C.A.
- COVENIN. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma 1618:1998. Estructuras de Acero para Edificaciones. Métodos de los Estados Limites. 1^{era} Revisión. Ministerio de Fomentos. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma 1753:2006. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. 1^{era} Revisión. Ministerio de Fomentos. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma 1756:2001. Edificaciones Sismorresistentes. 1^{era} Revisión. Ministerio de Fomentos. Caracas, Venezuela.
- Fratelli M. (2003). Diseño de Estructuras Metalicas. Estados Limites LRFD. Venezuela: UNIVE.
- Gonzalez S. (2006). Desarrollo de un Software para el Cálculo y Diseño de Planchas bases de Columnas para Estructuras de Acero, Aplicando el Método LRFD. Valencia, Venezuela, Universidad de Carabobo, Facultad de Ingenieria.
- Hernández R., Fernández C. y Baptista L. (2005) Metodología de la investigación. Colombia: Editorial Mc Graw Hill
- Jimenes W., (2008) Formulacion y Desarrollo de Proyectos Factibles. Trabajo presentado en la Universidad Pedagógica Experimental Libertador Instituto Pedagógico Luis Beltrán Prieto Figueroa. Enero Barquisimeto.
- Kanvinde A., Smith C. (2009). Shear Transfer in Exposed Column Base Plates. AISC, University of California and Stanford University.
- Palella S. y Martins F. (2003). Metodología de la investigación Cuantitativa. Venezuela: FEDUPEL.
- Sampieri R. (1991). Metodologia de la Investigacion. Mexico: Mc Graw Hill.

- Tamayo y Tamayo, M. (2003). El Proceso Investigativo. México: Mc Graw Hill.
- Universidad Pedagógica Experimental libertador (2005). Manual de Trabajos de Grado, de Especialización, Maestría y Tesis Doctorales. Caracas: FEDEUPEL.
- Vinnakota S. (2006). Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD. México: Mc Graw Hill.

ANEXOS

Ejemplos de cálculos.

Ejemplo 1: Planchas base para carga de compresión axial concéntrica (Sin confinamiento)

Una columna con un perfil W12x96 y con un pedestal de 61 cm por 61 cm. La resistencia cilíndrica del concreto es de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo de cedencia del acero de la plancha base es de $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$. Determinar las dimensiones y el espesor de la plancha base para una fuerza de $P = 317 T$, usando la suposición de $A_2 = A_1$ (Caso 1) (ver sección 4.1.4).

1. Datos

Perfil de la columna:

W12x96

$d = 323 \text{ mm}$ Altura del perfil.

$b_f = 309 \text{ mm}$ Ancho de las alas.

$t_f = 22.9 \text{ mm}$ Espesor de las alas.

$t_w = 14 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$A = 182 \text{ mm}$ Área del perfil.

Material de la plancha base:

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$

Pedestal

Dimensión 61cm x 61cm

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

2. Calcular el área requerida de la plancha base.

$$A_{1req} = \frac{P}{\phi 0.85 f'_c}$$

$$A_{1req} = \frac{317,000 \text{ kg}}{(0.65)(0.85)(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 2,732.17 \text{ cm}^2$$

Nota: A lo largo de estos ejemplos se aplicara un factor de resistencia para el aplastamiento del concreto de $\phi = 0.65$ según lo estipulado en la norma ACI 318-02. Este factor de resistencia es más conservador que el factor de resistencia $\phi = 0.60$ dada en la Especificación de la AISC 2005. Como ambos documentos son las normas de consenso aprobado por el código de construcción, y el ACI 318-02 ha sido aprobado por la AISC 2005 Specification for Structural Steel Buildings, el autor considera apropiado un factor $\phi = 0.65$ para su uso en el diseño.

3. Optimización de las dimensiones de la plancha base, N y B .

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.80b_f}{2}$$

$$\Delta = \frac{0.95(323 \text{ mm}) - 0.80(309 \text{ mm})}{2} = 29.82 \text{ mm}$$

$$\Delta = 2.98 \text{ cm}$$

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$N \approx \sqrt{2,732.17 \text{ cm}^2} + 2.98 \text{ cm}$$

$$N \approx 55.25 \text{ cm}$$

4. Calcular A_2 geoméricamente similar a A_1 .

Tomando $N = 56 \text{ cm}$ obtenemos que $B = \frac{2,732.17}{56} = 48.7 \text{ cm}$ redondeando $B = 49 \text{ cm}$ tenemos que $A_1 = (56)(49) = 2,744 \text{ cm}^2 > 2,732.17 \text{ cm}^2$

5. Determinar si la siguiente desigualdad se cumple.

$$P \leq \phi P_p = \phi 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = (0.65)(0.85) \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (2,744 \text{ cm}^2) \sqrt{\frac{2,744 \text{ cm}^2}{2,744 \text{ cm}^2}}$$

$$\phi P_p = 318,372.6 \text{ kg}$$

$$\phi P_p = 318.37 \text{ T}$$

$$P = 317 \text{ T}$$

$$P \leq \phi P_p$$

$$317 \text{ T} \leq 318.37 \text{ T} \text{ OK!}$$

6. Calcular el espesor requerido de la plancha base.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{56 \text{ cm} - 0.95(32.3 \text{ cm})}{2} = 12.66 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2}$$

$$n = \frac{49 \text{ cm} - 0.80(30.9 \text{ cm})}{2} = 12.14 \text{ cm}$$

$$X = \left\{ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right\} \frac{P}{\phi P_p}$$

$$X = \left\{ \frac{4(32.3 \text{ cm})(30.9 \text{ cm})}{(32.3 \text{ cm} + 30.9 \text{ cm})^2} \right\} \frac{317 \text{ T}}{318.37 \text{ T}} = 0.99$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1.0$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.99}}{1 + \sqrt{1 - 0.99}}$$

$$\lambda = 1.80 > 1 \Rightarrow 1$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = (1) \frac{\sqrt{(32.3 \text{ cm})(30.9 \text{ cm})}}{4}$$

$$\lambda n' = 7.90 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$l = \max(12.66 \text{ cm}, 12.14 \text{ cm}, 7.90 \text{ cm})$$

$$l = 12.66 \text{ cm}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P}{\phi F_y B N}}$$

$$t_{min} = 12.66 \text{ cm} \sqrt{\frac{2(317,000 \text{ kg})}{0.90 \left(2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (49 \text{ cm})(56 \text{ cm})}}$$

$$t_{min} = 4.03 \text{ cm} = 40.3 \text{ mm}$$

$$t_{usado} = 44 \text{ mm}$$

7. Determinación del tamaño de las barras de anclaje y su ubicación.

Dado que no existen fuerzas que hagan actuar a las barras de anclaje, el tamaño de estas barras puede ser determinado en base a los requisitos OSHA.

Usar 4 barras de anclaje de 3/4" de diámetro, ASTM F1554, Grado 36 y con 31 cm de largo para cada barra.

Detalle:

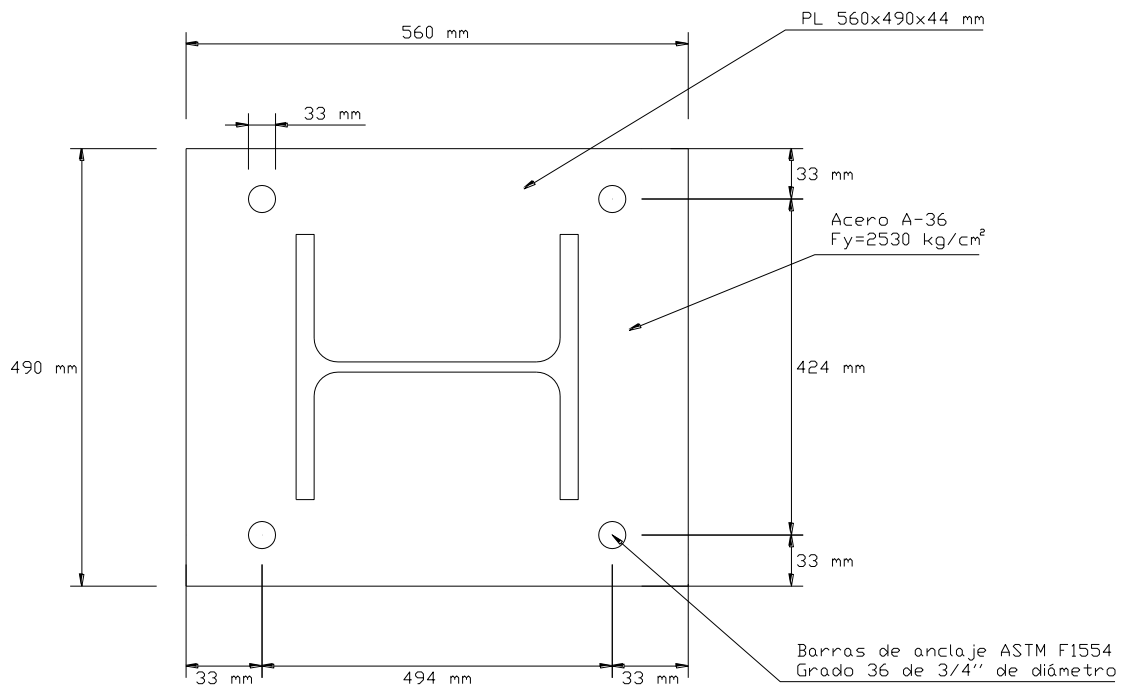


Figura A.1.1 Detallado en Planta del Ejemplo 1.

Fuente: Propia.

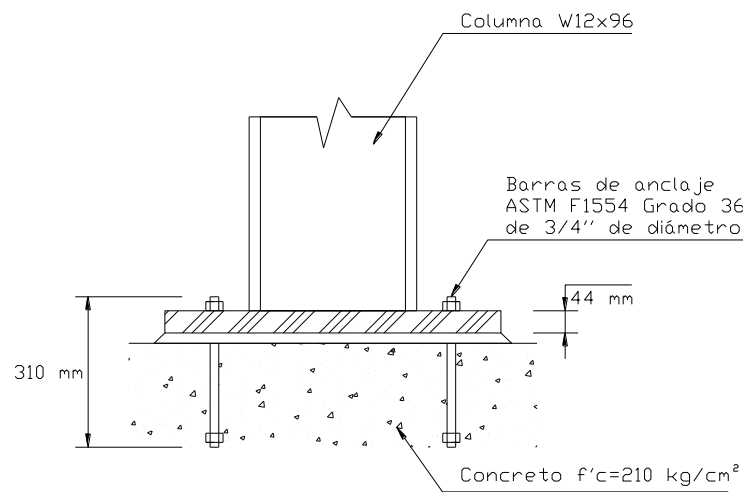


Figura A.1.2 Detallado del Ejemplo 1.

Fuente: Propia.

Nota: El detallado de la plancha base fue hecho según lo señalado en la sección 4.7 Detallado de la plancha base de este documento. La fabricación y montaje de esta conexión debe ser de acuerdo con lo establecido en la sección 4.8 de la presente investigación.

Ejemplo 2: Plancha base para carga de compresión axial concéntrica (Usando confinamiento del concreto).

Determinar las dimensiones de la plancha base usando los mismos datos del ejemplo 1 pero usando confinamiento del concreto (Caso III) (ver sección 4.1.4).

1. Datos

Perfil de la columna:

W12x96

$d = 323 \text{ mm}$ Altura del perfil.

$b_f = 309 \text{ mm}$ Ancho de las alas.

$t_f = 22.9 \text{ mm}$ Espesor de las alas.

$t_w = 14 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$A = 182 \text{ mm}$ Área del perfil.

Material de la plancha base:

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$

Pedestal

Dimensión 61cm x 61cm

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

2. Calcular el área requerida de la plancha base basándose en la suposición del Caso III.

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c}$$

$$A_{1(req)} = \frac{317,000 \text{ kg}}{2(0.65)(0.85)(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$A_{1(req)} = 1,366.08 \text{ cm}^2$$

3. Optimización de las dimensiones de la plancha base, N y B.

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.80b_f}{2}$$

$$\Delta = \frac{0.95(323 \text{ mm}) - 0.80(309 \text{ mm})}{2} = 29.82 \text{ mm}$$

$$\Delta = 2.98 \text{ cm}$$

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$N \approx \sqrt{1,366.08 \text{ cm}^2} + 2.98 \text{ cm}$$

$$N \approx 39.94 \text{ cm}$$

Tanteando con $N = 40 \text{ cm}$

$$B = \frac{1,366.08 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm}} = 34.15 \text{ cm}$$

$$B = 35 \text{ cm}$$

$$A_1 = N \times B = (40 \text{ cm})(35 \text{ cm}) = 1,400 \text{ cm}^2$$

4. Calculo de A_2 geoméricamente similar a A_1

Basado en que el pedestal es de 61 cm

$$N_2 = 61 \text{ cm}$$

La relación $\frac{B}{N} = \frac{35}{40} = 0.88$

$$B_2 = (0.88)(61 \text{ cm}) = 53.68 \text{ cm}$$

$$A_2 = (61)(53.68) = 3,274.48 \text{ cm}^2$$

$$A_1 < A_2 < 4A_1 \rightarrow \text{Caso III Ver seccion 4.1.4}$$

$$1,400 \text{ cm}^2 < 3,274.48 \text{ cm}^2 < (4)(1,400) = 5,600 \text{ cm}^2$$

Se aplica el Caso III.

5. Utilizando ensayo y error.

Tanteando con $N = 50 \text{ cm}$ y $B = 45 \text{ cm}$

$$A_1 = (50)(45) = 2,250 \text{ cm}^2$$

$$N_2 = 61 \text{ cm}$$

Relación $\frac{B}{N} = \frac{45}{50} = 0.90$

$$B_2 = 0.90(61) = 54.9 \text{ cm}$$

$$A_2 = (61)(54.9) = 3,348.9 \text{ cm}^2$$

$$A_1 < A_2 < 4A_1$$

$$2,250 \text{ cm}^2 < 3,348.9 \text{ cm}^2 < (4)(2,250) = 9000 \text{ cm}^2$$

6. Determinar si $P \leq \emptyset P_p$, si esta expresión no se cumple aumentar N y B hasta que se cumpla la condición.

$$P \leq \phi P_p = \phi 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\phi P_p = (0.65)(0.85) \left(210 \frac{kg}{cm^2} \right) (2,250 cm^2) \sqrt{\frac{3,348.9 cm^2}{2,250 cm^2}}$$

$$\phi P_p = 318,488.62 kg$$

$$P \leq \phi P_p$$

$$317 T \leq 318.48 T \quad OK!$$

Usar $N = 50 cm$ y $B = 45 cm$

7. Calculo del espesor requerido de la plancha base.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{50 cm - 0.95(32.3 cm)}{2} = 9.66 cm$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2}$$

$$n = \frac{45 cm - 0.80(30.9 cm)}{2} = 10.14 cm$$

$$X = \left\{ \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right\} \frac{P}{\phi P_p}$$

$$X = \left\{ \frac{4(32.3 cm)(30.9 cm)}{(32.3 cm + 30.9 cm)^2} \right\} \frac{317 T}{318.48 T} = 0.99$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1.0$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.99}}{1 + \sqrt{1 - 0.99}}$$

$$\lambda = 1.80 > 1 \Rightarrow 1$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

$$\lambda n' = (1) \frac{\sqrt{(32.3 \text{ cm})(30.9 \text{ cm})}}{4}$$

$$\lambda n' = 7.90 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$l = \max(9.66 \text{ cm}, 10.14 \text{ cm}, 7.90 \text{ cm})$$

$$l = 10.14 \text{ cm}$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P}{\phi F_y B N}}$$

$$t_{min} = 10.14 \text{ cm} \sqrt{\frac{2(317,000 \text{ kg})}{0.90 \left(2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (45 \text{ cm})(50 \text{ cm})}}$$

$$t_{min} = 3.56 \text{ cm} = 35.6 \text{ mm}$$

$$t_{usado} = 38 \text{ mm}$$

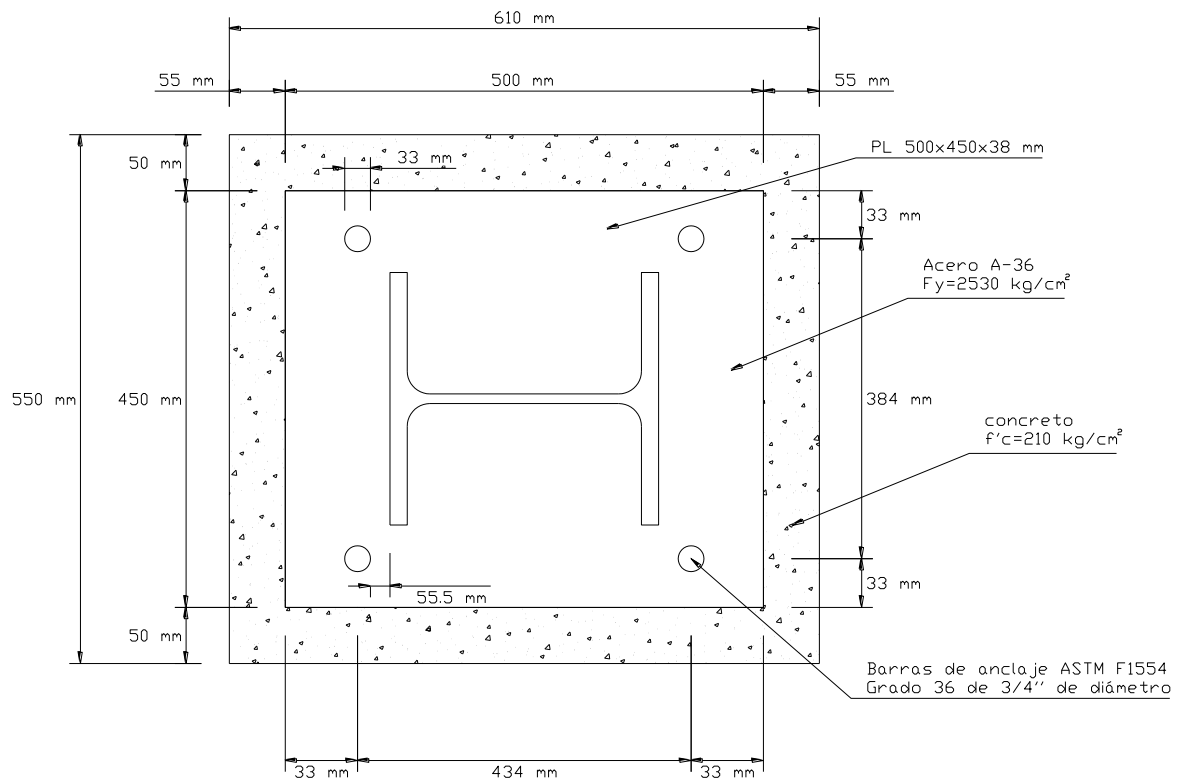


Figura A.2.1 Detallado en Planta del Ejemplo 2.

Fuente: Propia.

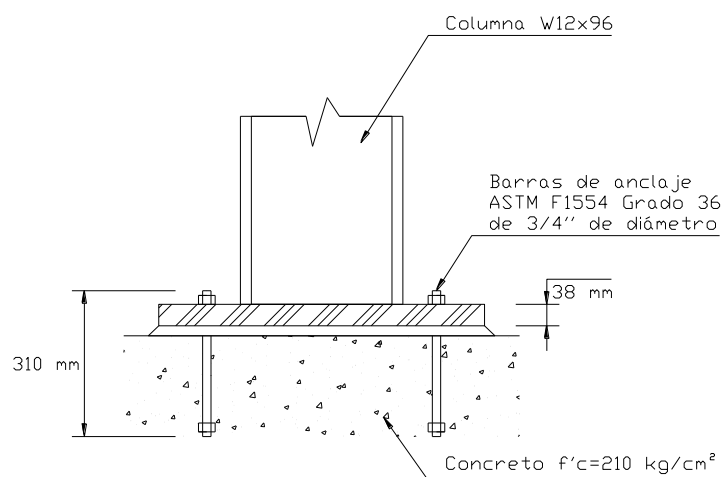


Figura A.2.2 Detallado del Ejemplo 2.

Fuente: Propia.

Nota: El detallado de la plancha base fue hecho según lo señalado en la sección 4.7 Detallado de la plancha base de este documento. La fabricación y montaje de esta conexión debe ser de acuerdo con lo establecido en la sección 4.8 de la presente investigación.

Ejemplo 3: Resistencia a tensión para barras de anclaje con 3/4" de diámetro.

Calcular la resistencia a tensión de una barra de anclaje de 3/4" de diámetro de ASTM F1554 Grado 36.

$$R_n = 0.75F_uA_r = (0.75) \left(4077.8 \frac{kg}{cm^2} \right) (2.85 cm^2) = 8716.30 kg$$

Donde

$$F_u = 4077.8 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_r = 2.85 cm^2$$

La resistencia a tensión es determinada

$$\phi R_n = 0.75(8716.30) = \mathbf{6537.22 kg}$$

Ejemplo 4: Resistencia de empotramiento del concreto.

Calcular la resistencia a tracción del concreto de una barra de anclaje de 3/4" de diámetro con una longitud de empotramiento de 15 cm (6 pulgadas). Para un concreto de $280 \text{ kg/cm}^2 \left(4,000 \frac{\text{libra}}{\text{pulgada}^2}\right)$.

Según la norma ACI 318-02 el diseño de la resistencia de la ruptura del concreto (usando la ecuación para $h_{ef} < 11 \text{ pulgadas; } 28 \text{ cm}$) es:

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 24 \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}}$$

Hay que tener en cuenta que para esta ecuación (por la constante de conversión de unidades), solo se usa los términos en $\text{psi} = \frac{\text{libra}}{\text{pulgada}^2}$ y en pulgadas.

Asumiendo que el concreto no se agrieta $\Psi_3 = 1.25$ y para una sola barra de anclaje $A_N = A_{no}$.

$$\phi N_{cbg} = 0.7(1.25)(24) \sqrt{4,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}} (6 \text{ pulg.})^{1.5} (1)$$

$$\phi N_{cbg} = 19,520 \text{ lb}$$

Sabiendo que $1 \text{ kg} = 2.2 \text{ lb}$ tenemos

$$\phi N_{cbg} = 19,520 \text{ lb} \frac{1 \text{ kg}}{2.2 \text{ lb}} = 8,873 \text{ kg}$$

Note que la resistencia a la extracción es teóricamente independiente del tamaño de la barra de anclaje. Tener una longitud de empotramiento de solo 15 cm es suficiente para el diseño de la fuerza a tracción de una barra de anclaje de 3/4" de diámetro de Grado 36.

Esto se discute en la sección 4.2.2, las ecuaciones de resistencia a la extracción de la ACI no suelen prevenir que en las barras de anclaje no exceda el límite elástico de 2530 kg/cm^2 . En este caso, la resistencia a la extracción que se muestra en la Tabla 4.2 puede ser multiplicada por 1,4 para obtener la resistencia a la extracción, sin fisura del concreto.

El resultado de la resistencia a la extracción por deslizamiento es

$$\phi N_p = (15.2 \text{ kips})(1.4) = 21.3 \text{ kips}$$

$$\phi N_p = (6,894.60 \text{ kg})(1.4) = 9,652.44 \text{ kg}$$

Ejemplo 5: Columna anclada para cargas a tracción.

Diseñar una plancha base y anclaje para una sección de columna W10x45 sometido a una elevación neta, resultante de las cargas nominales vista en la figura A.5.1.

Procedimiento:

1. Determinar la fuerza debido al levantamiento en la columna.
2. Seleccionar el tipo y el número de los pernos de anclaje.
3. Determinar el espesor apropiado de la plancha base y la soldadura para la transferencia de la fuerza de elevación de la columna a las barras de anclaje.
4. Determinar el método para el desarrollo de las barras de anclaje en el concreto.

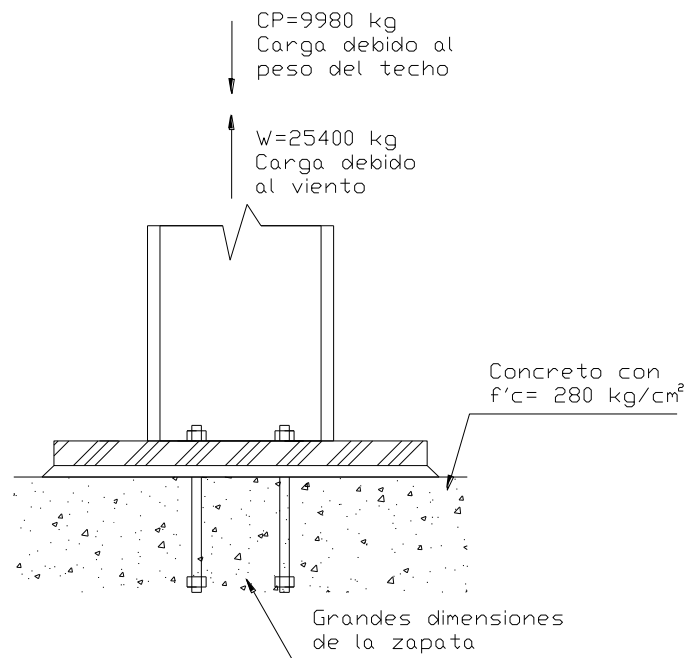


Figura A.5.1 Diagrama de Cargas Nominales para Ejemplo 5.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 34)**

Datos

Perfil de la columna:

W10x45

$d = 257 \text{ mm}$ Altura del perfil.

$b_f = 204 \text{ mm}$ Ancho de las alas.

$t_f = 15.7 \text{ mm}$ Espesor de las alas.

$t_w = 8.89 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$A = 85.6 \text{ mm}^2$ Área del perfil.

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

$$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$$

1. Determinar la fuerza debido al levantamiento en la columna.

$$T = 0.9CP + 1.3W$$

$$T = 0.9(-9,980) + 1.3(25,400) = 24,038 \text{ kg}$$

2. Seleccionar el tipo y el número de barras de anclaje. Usando cuatro barras de anclaje (mínimo según el requerimiento OSHA).

$$\frac{T}{n} = \frac{24,038 \text{ kg}}{4} = 6,009.5 \text{ kg}$$

Usando un material ASTM F1554 de grado 36 y seleccionando un diámetro de 7/8" para las barras.

$$\phi R_n = \phi F_u A_r$$

$$\phi R_n = (0.75)(0.75) \left(4,077.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) 3.88 \text{ cm}^2 = 8,900 \text{ kg}$$

$$\phi R_n \geq \frac{T}{n}$$

$$8900 \text{ kg} > 6,009.5 \text{ kg} \quad \text{OK!}$$

3. Las barras están posicionados en el interior del perfil de la columna con un patrón cuadrado de 4 pulgadas por 4 pulgadas (10cm x 10cm). Las fuerzas de apalancamiento son insignificantes. Para simplificar el análisis, conservativamente se asume las cargas de tensión en las barras de anclaje, genera flexión en una dirección de en la plancha base debido al alma de la columna. Esta suposición se ilustra en las líneas de flexión asumidas vista en la figura A.5.2. Si la resistencia del alma de la columna controla el diseño, entonces considerar la distribución de las fuerzas en las alas como también en el alma de la columna. Si las barras están colocadas fuera de las alas, la distribución de la carga en 45 ° puede ser utilizado para distribuir las fuerzas a las alas.

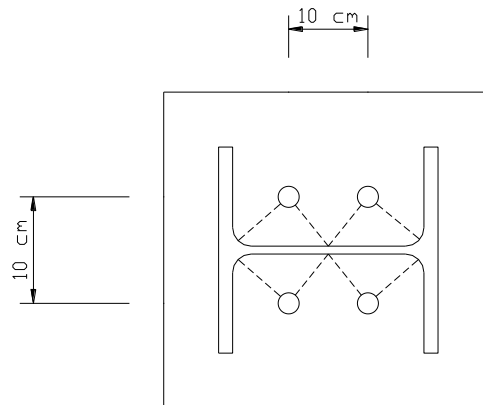


Figura A.5.2 Distribución de Cargas de las Barras.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 35)**

La fuerza de momento requerida de la plancha base es igual la fuerza en la barra de anclaje por la palanca de la cara del alma de la columna.

$$M_u = 6,009.5 \text{ kg} \left(5 \text{ cm} - \frac{0.889 \text{ cm}}{2} \right) = 27,376.28 \text{ kg.cm}$$

El ancho efectivo de la plancha base para resistir fuerzas de momento a la cara del alma = b_{eff}

Usando una distribución de 45° para las cargas de las barras (el ancho se muestra entre las líneas de los trazos en la Figura 4.25).

$$b_{eff} = \left(5 \text{ cm} - \frac{0.889 \text{ cm}}{2} \right) (2) = 9.11 \text{ cm}$$

Y por medio del módulo de plasticidad que es igual a

$$Z = \frac{b_{eff} t^2}{4}$$

Se calcula el espesor de la plancha

$$t_{req} = \sqrt{\frac{M_u(4)}{b_{eff}(\phi F_y)}}$$

$$t_{req} = \sqrt{\frac{(27,376.28 \text{ kg. cm})(4)}{(9.11 \text{ cm})(0.90) \left(2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}}$$

$$t_{req} = 2.29 \text{ cm} = 22.9 \text{ mm}$$

$$\mathbf{t_{usado} = 25 \text{ mm}}$$

Para la soldadura de la columna a plancha base

$$\text{Máxima carga de la soldadura} = \frac{T/n}{b_{eff}}$$

$$\frac{6,009.5 \text{ kg}}{9.11 \text{ cm}} = 659.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La soldadura mínima para un alma de 8.89 mm es de 3/16" (5 mm) ver tabla 4.4.

La resistencia nominal de la soldadura por centímetro para una soldadura de filete de 3/16" con un electrodo E70 (usando el 50% del aumento direccional):

$$R_n = F_w A_w$$

Donde

F_w = Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área. Kg/cm².

$$F_w = (0.60)F_{EXX}(1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}\theta)$$

F_{EXX} = Numero de clasificación del electrodo. Kg/cm². Ver tabla 4.5

θ = Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura. Grados.

A_w = Área efectiva de la soldadura. Cm².

$$A_w = L_{efec}L_{garg}$$

L_{efec} = Longitud efectiva de la soldadura. cm

L_{garg} = Longitud de la garganta de la soldadura. Cm ($t \cos 45$) = $t(0.707)$

$$R_n = (0.60) \left(4920 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}(90))(0.5 \text{ cm})(0.707)$$

$$R_n = 1,565.30 \frac{kg}{cm}$$

$$\phi R_n = (0.75) \left(1,565.30 \frac{kg}{cm} \right) = 1,173.97 \frac{kg}{cm}$$

$$\frac{T/n}{b_{eff}} < \phi R_n$$

$$659.66 \frac{kg}{cm} < 1,173.97 \frac{kg}{cm} \quad OK!$$

Se puede colocar 5 mm de soldadura de filete a cada lado del alma del perfil de la columna.

Chequeo del alma:

$$\text{Esfuerzo en el alma} = \frac{\text{Fuerza por cada cm}}{\text{longitud del alma}}$$

$$\sigma_w = \frac{659.66 \frac{kg}{cm}}{0.889 \text{ cm}} = 741.96 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_w < 0.9F_y \text{ de la columna}$$

$$741.96 \frac{kg}{cm^2} < (0.9) \left(2,530 \frac{kg}{cm^2} \right) = 2,277 \frac{kg}{cm^2} \quad OK!$$

4. Como se señaló anteriormente, esta columna está anclada en el medio de una zapata grande. Por lo tanto, no existen restricciones de borde en los conos de tracción de concreto y no hay preocupación con respecto a la distancia al borde para evitar desprendimiento lateral del concreto.

Tratando de usar un gancho incrustado de 9 cm (3 1/2") en el extremo de la barra de anclaje para su desarrollo. Como se mencionó anteriormente en este documento, el uso de barras de anclaje de gancho generalmente no se recomienda. Su utilización es una demostración de su limitación en la resistencia a la extracción.

Basándose en el aplastamiento uniforme del gancho, la capacidad de carga del gancho por el ACI 318-02 Apéndice D es igual a

$$N_p = \phi(0.9)f'_c d_o e_h \Psi_4$$

Donde

$$\phi = 0.70$$

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

d_o = Diámetro del gancho.

e_h = Distancia desde la superficie interna del vástago de un tornillo con extremo en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del extremo en forma de J ó L.

Ψ_4 = Factor de modificación al agrietamiento ($\Psi_4 = 1.4$ para cuando no tenga agrietamiento el concreto y $\Psi_4 = 1$ para cuando exista agrietamiento el concreto).

Recordando que anteriormente se escogió una barra con un diámetro de 7/8" (2.22 cm)

$$N_p = 0.70(0.9) \left(280 \frac{kg}{cm^2} \right) (2.22 \text{ cm})(9 \text{ cm} - 2.22 \text{ cm})(1.4)$$

Tomar en cuenta que $e_h = 3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o \rightarrow 6.66 \text{ cm} \leq e_h \leq 9.99 \text{ cm}$

$$e_h = 6.78 \text{ cm OK!}$$

$$N_p = 3,719.40 \text{ kg}$$

Comparándolo con la tensión actuante de la barra podemos ver que

$$N_p > \frac{T}{n}$$

$$3,719.40 \text{ kg} > 6,009.5 \text{ kg} \text{ NO CUMPLE!}$$

Así, un gancho de 9 cm (3 1/2") no es capaz de desarrollar la fuerza de tensión requerida de la barra.

Por lo tanto, se tiene que utilizar una tuerca hexagonal para el desarrollo de la barra.

La fuerza de arrancamiento para una barra de anclaje con un diámetro de 7/8" tomado de la tabla 4.2 es 9298.64 kg (20.5 kips), que es mayor que la fuerza actuante en la barra de anclaje.

La longitud de empotramiento requerido para alcanzar una resistencia a la ruptura del concreto, ϕN_{cbg} que pueda suceder por el levantamiento requerido de 24,038 kg puede determinarse por ensayo y error. El ensayo final con una longitud de empotramiento de 33 cm (13") se muestra a continuación.

Por la ACI 318-02, apéndice D, la fuerza de ruptura del concreto:

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 24 \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}} \quad \text{para } h_{ef} < 28 \text{ cm (11")}$$

Y

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 16 \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{5/3} \frac{A_N}{A_{No}} \quad \text{para } h_{ef} \geq 28 \text{ cm (11")}$$

Donde

$$\phi = 0.70$$

Ψ_3 = Factor de modificación para resistencia de tracción que tiene en cuenta la fisuración. 1.25 teniendo en cuenta que el concreto no se agrietada en las cargas de servicio, de lo contrario = 1.0. (Se toma 1.25 considerando que el concreto no se agrieta)

h_{ef} = 33 cm (13") Longitud de empotramiento.

A_N = área del grupo del cono de concreto a tracción. (Ver el comentario RD.5.2 de la ACI 318-02)

$$A_N = (1.5h_{ef} + S_1 + 1.5h_{ef})(1.5h_{ef} + S_2 + 1.5h_{ef})$$

S_1 = Separación de las barras en sentido X.

S_2 = Separación de las barras en sentido Y.

$$A_N = ((1.5)(33 \text{ cm}) + 10 \text{ cm} + (1.5)(33 \text{ cm}))((1.5)(33 \text{ cm}) + 10 \text{ cm} + (1.5)(33 \text{ cm}))$$

$$A_N = 11,881 \text{ cm}^2$$

A_{No} = área del cono de concreto a tracción de un anclaje.

$$A_{No} = (2)(1.5h_{ef})(2)(1.5h_{ef})$$

$$A_{No} = (2)(1.5)(33 \text{ cm})(2)(1.5)(33 \text{ cm}) = 9,801 \text{ cm}^2$$

Hay que tener en cuenta que para estas ecuaciones (por la constante de conversión de unidades), solo se usa los términos en $psi = \frac{\text{libra}}{\text{pulgada}^2}$ y en pulgadas. Por lo tanto, sabiendo que $1 \text{ kg} = 2.2 \text{ lb}$ y que $1 \text{ pulg} = 2.54 \text{ cm}$ tenemos que

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow 4,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$$

$$h_{ef} = 33 \text{ cm} \rightarrow 13''$$

$$A_{No} = 9,801 \text{ cm}^2 \rightarrow 1,520 \text{ pulg}^2$$

$$A_N = 11,881 \text{ cm}^2 \rightarrow 1,842 \text{ pulg}^2$$

$$\phi N_{cbg} = (0.70)(1.25)16 \sqrt{4,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} (13'')^{5/3} \frac{1,842 \text{ pulg}^2}{1,520 \text{ pulg}^2}}$$

$$\phi N_{cbg} = 77,122 \text{ lb} \rightarrow 35,055.30 \text{ kg}$$

$$\phi N_{cbg} = 35,055.30 \text{ kg} > 24,038 \text{ kg} \text{ OK!}$$

Con los anclajes con un diámetro de 7/8" y con un empotramiento de 33 cm (13") es adecuado para alcanzar una capacidad de anclaje considerando toda la capacidad de arrancamiento.

Detallado:

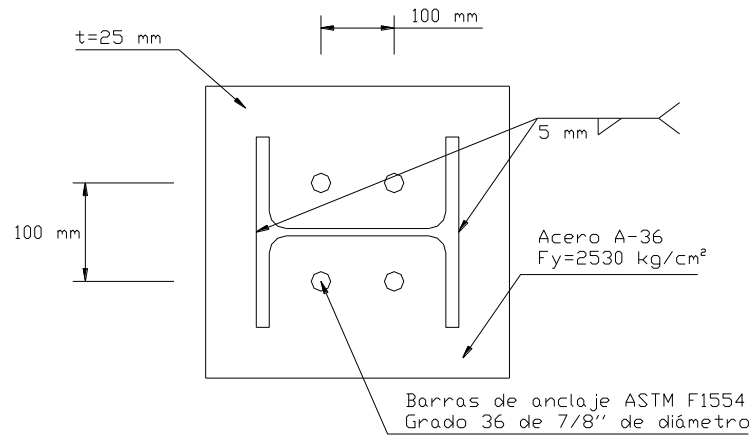


Figura A.5.3 Detallado en Planta del Ejemplo 5.

Fuente: Propia.

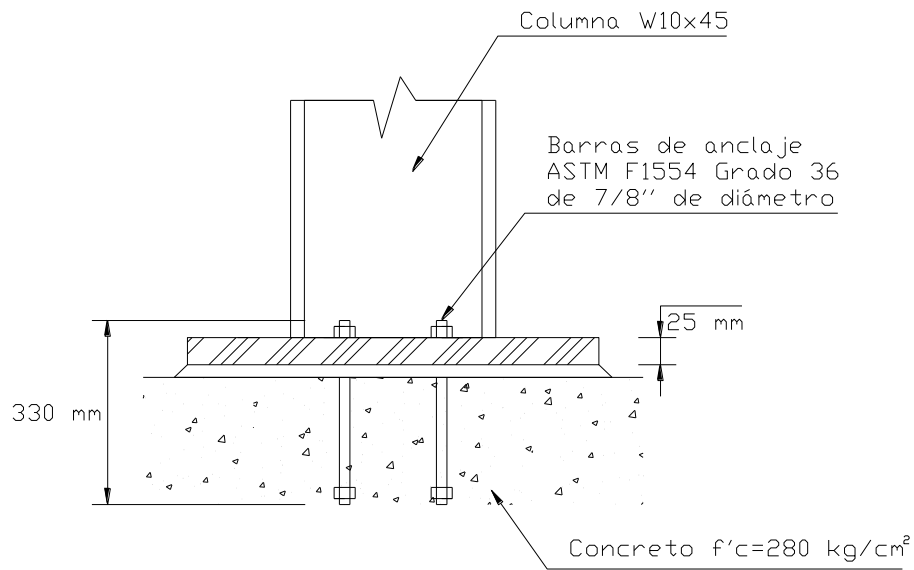


Figura A.5.4 Detallado del Ejemplo 5.

Fuente: Propia.

Nota: El detallado de la plancha base fue hecho según lo señalado en la sección 4.7 Detallado de la plancha base de este documento. La fabricación y montaje de esta conexión debe ser de acuerdo con lo establecido en la sección 4.8 de la presente investigación.

Ejemplo 6: Diseño de plancha base con momentos bajos.

Diseñar una plancha base para una carga axial permanente de 45,360 kg y variable de 72,575 kg, y para unas cargas a momentos permanentes y variables iguales a 288 T.cm y 461 T.cm, respectivamente. La flexión es respecto al eje fuerte de la columna de ala ancha W12 × 96 con $d = 323 \text{ mm}$ y $b_f = 309 \text{ mm}$. La relación entre las áreas del concreto y la plancha base es la unidad. El F_y de la plancha base es $2,530 \text{ kg/cm}^2$ y el concreto tiene $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

1. Datos

Perfil de la columna:

W12x96

$d = 323 \text{ mm}$ Altura del perfil.

$b_f = 309 \text{ mm}$ Ancho de las alas.

$t_f = 22.9 \text{ mm}$ Espesor de las alas.

$t_w = 14 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$A = 182 \text{ mm}$ Área del perfil.

Material de la plancha base:

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$

Pedestal

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

Cargas

$$P_{CP} = 45,360 \text{ kg}$$

$$P_{CV} = 72,575 \text{ kg}$$

$$M_{CP} = 288 \text{ T. cm}$$

$$M_{CV} = 461 \text{ T. cm}$$

2. Calculo de las fuerzas actuantes.

Axial

$$P = 1.2 CP + 1.6CV$$

$$P = 1.2(45,360 \text{ kg}) + 1.6(72,575 \text{ kg}) = 170,552 \text{ kg}$$

Momento

$$M = 1.2 CP + 1.6CV$$

$$M = 1.2(288 \text{ T. cm}) + 1.6(461 \text{ T. cm}) = 1,083.20 \text{ T. cm}$$

3. Selección del tamaño de prueba de la plancha base.

Las dimensiones de la plancha base deben ser lo suficientemente grande para la instalación de cuatro barras de anclaje según los requerimientos de la OSHA.

$$N > d + (2)(8 \text{ cm}) = 48.3 \text{ cm}$$

$$B > b_f + (2)(8 \text{ cm}) = 46.9 \text{ cm}$$

Tomar $N = 50 \text{ cm}$ y $B = 50 \text{ cm}$

4. Determinación de e y e_{crit}

$$e = \frac{M}{P} = \frac{1,083,200 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{170,552 \text{ kg}} = 6.35 \text{ cm}$$

Para calcular e_{crit} se necesita q_{max} y $f_{p(max)}$

$$f_{p(max)} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_{p(max)} = (0.65)(0.85) \left(280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (1) = 154.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{max} = f_{p(max)} B$$

$$q_{max} = \left(154.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (50 \text{ cm}) = 7,735 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P}{2q_{max}}$$

$$e_{crit} = \frac{50 \text{ cm}}{2} - \frac{170,552 \text{ kg}}{2 \left(7,735 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right)}$$

$$e_{crit} = 13.97 \text{ cm}$$

Ahora comparamos e y e_{crit}

$$e = 6.35 \text{ cm}$$

$$e_{crit} = 13.97 \text{ cm}$$

$$e < e_{crit}$$

Por lo tanto, como $e < e_{crit}$ el diseño cumple los criterios para el caso de una placa base con momento bajos.

5. Determinación de la longitud de aplastamiento, Y

$$Y = N - 2e = 50 \text{ cm} - 2(6.35 \text{ cm}) = 37.3 \text{ cm}$$

Verificación de la presión de aplastamiento:

$$q = \frac{P}{Y} = \frac{170,552 \text{ kg}}{37.3 \text{ cm}} = 4,572.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} < 7,735 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = q_{\max} \text{ OK!}$$

6. Determinación del espesor mínimo requerido de la plancha base

En la interface de compresión

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{50 \text{ cm} - 0.95(32.3 \text{ cm})}{2} = 9.65 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2}$$

$$n = \frac{50 \text{ cm} - 0.80(30.9 \text{ cm})}{2} = 12.64 \text{ cm}$$

Se toma el mayor de m y n para el valor de l

$$l_{\max(m,n)} = 12.64 \text{ cm}$$

$$f_p = \frac{P}{BY} = \frac{170,552 \text{ kg}}{(50 \text{ cm})(37.3 \text{ cm})} = 91.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El espesor mínimo requerido puede ser calculado con la ecuación 4.3.14 donde

$Y \geq l$

$$t_{p \text{ (req)}} = 1.5l \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

$$t_{p \text{ (req)}} = 1.5(12.64 \text{ cm}) \sqrt{\frac{91.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 3.60 \text{ cm} \rightarrow 36 \text{ mm}$$

Usar

$$t_p = 38 \text{ mm}$$

7. Cálculo del tamaño de las barras de anclaje.

Dado que no existen fuerzas de barras de anclaje, el tamaño de la barra de anclaje puede ser determinado con base en los requisitos y en las consideraciones prácticas de OSHA.

Usando cuatro barras de anclaje de 3/4" de diámetro, ASTM F1554, grado 36 con una longitud en cada barra de 31 cm.

Detallado:

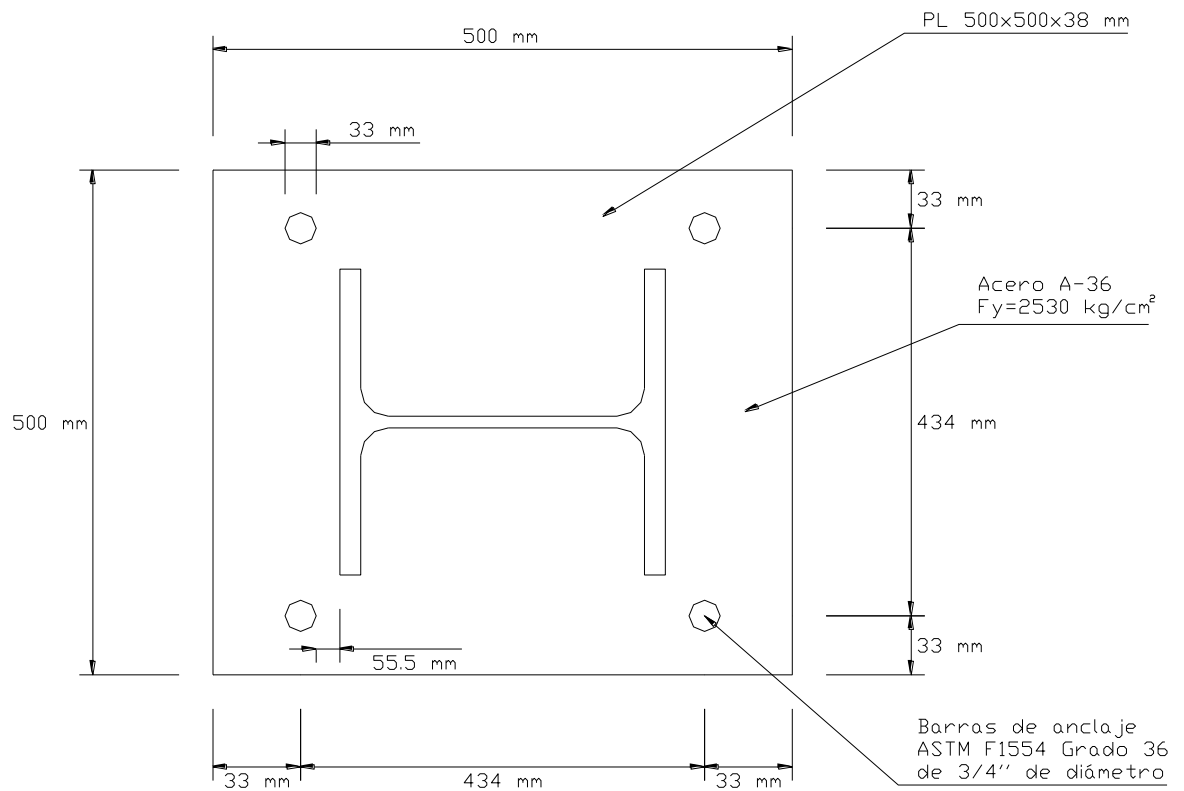


Figura A.6.1 Detallado en Planta del Ejemplo 6.

Fuente: Propia.

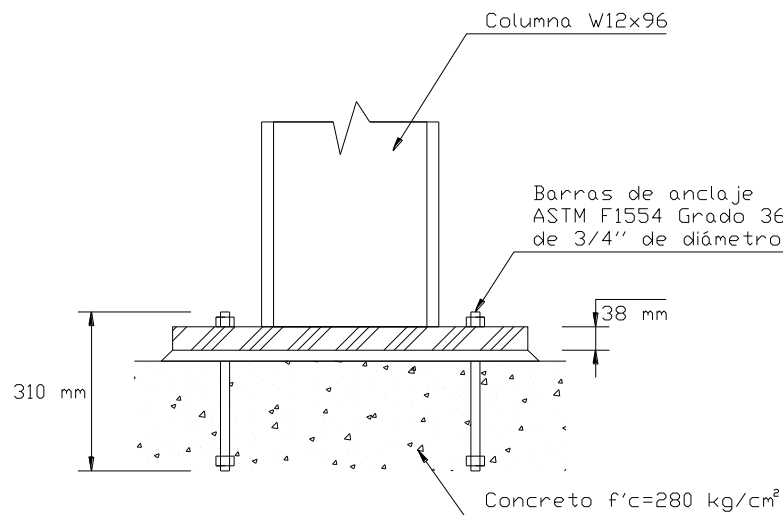


Figura A.6.2 Detallado del Ejemplo 6.

Fuente: Propia.

Nota: El detallado de la plancha base fue hecho según lo señalado en la sección 4.7 Detallado de la plancha base de este documento. La fabricación y montaje de esta conexión debe ser de acuerdo con lo establecido en la sección 4.8 de la presente investigación.

Ejemplo 7: Diseño de plancha base con momentos altos.

Diseñar una plancha base para una carga axial permanente de 45,360 kg y variable de 72,575 kg, y para unas cargas a momentos permanentes y variables iguales a 1,152 T.cm y 1728 T.cm, respectivamente. La flexión es respecto al eje fuerte de la columna de ala ancha W12 × 96 con $d = 323 \text{ mm}$ y $b_f = 309 \text{ mm}$. La relación entre las áreas del concreto y la plancha base es la unidad. El F_y de la plancha base es $2,530 \text{ kg/cm}^2$ y el concreto tiene $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

1. Datos

Perfil de la columna:

W12x96

$d = 323 \text{ mm}$ Altura del perfil.

$b_f = 309 \text{ mm}$ Ancho de las alas.

$t_f = 22.9 \text{ mm}$ Espesor de las alas.

$t_w = 14 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$A = 182 \text{ mm}$ Área del perfil.

Material de la plancha base:

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$

Pedestal

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

Cargas

$P_{CP} = 45,360 \text{ kg}$

$P_{CV} = 72,575 \text{ kg}$

$M_{CP} = 1,152 \text{ T.cm}$

$M_{CV} = 1,728 \text{ T.cm}$

2. Calculo de las fuerzas actuantes.

Axial

$$P = 1.2 CP + 1.6CV$$

$$P = 1.2(45,360 \text{ kg}) + 1.6(72,575 \text{ kg}) = 170,552 \text{ kg}$$

Momento

$$M = 1.2 CP + 1.6CV$$

$$M = 1.2(1,152 T.cm) + 1.6(1,728 T.cm) = 4,147.2 T.cm$$

3. Selección del tamaño de prueba de la plancha base.

$$N > d + (2)(8 cm) = 48.3 cm$$

$$B > b_f + (2)(8 cm) = 46.9 cm$$

Tomar $N = 55 cm$ y $B = 55 cm$

4. Determinación de e y e_{crit}

$$e = \frac{M}{P} = \frac{4,147,200 kg.cm}{170,552 kg} = 24.32 cm$$

Para calcular e_{crit} se necesita q_{max} y $f_{p(max)}$

$$f_{p(max)} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_{p(max)} = (0.65)(0.85) \left(280 \frac{kg}{cm^2} \right) (1) = 154.7 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{max} = f_{p(max)} B$$

$$q_{max} = \left(154.7 \frac{kg}{cm^2} \right) (55 cm) = 8,508.5 \frac{kg}{cm}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P}{2q_{max}}$$

$$e_{crit} = \frac{55 cm}{2} - \frac{170,552 kg}{2 \left(8,508.5 \frac{kg}{cm} \right)}$$

$$e_{crit} = 17.48 cm$$

Ahora comparamos e y e_{crit}

$$e = 24.32 \text{ cm}$$

$$e_{crit} = 17.48 \text{ cm}$$

$$e > e_{crit}$$

Por lo tanto, como $e > e_{crit}$ el diseño cumple los criterios para el caso de una placa base con momento altos.

Chequeo de la ecuación 4.4.4

Asumiendo que la distancia desde la barra de anclaje al borde es 6.5 cm

$$f = \frac{N}{2} - 6.5 \text{ cm}$$

$$f = \frac{55 \text{ cm}}{2} - 6.5 \text{ cm} = 21 \text{ cm}$$

Chequeo

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P(e + f)}{q_{max}} \quad (4.4.4)$$

$$\left(21 \text{ cm} + \frac{55 \text{ cm}}{2}\right)^2 \geq \frac{2(170,552 \text{ kg})(24.32 \text{ cm} + 21 \text{ cm})}{8,508.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}$$

$$2,352.25 \text{ cm}^2 \geq 1816.86 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

La desigualdad en la ecuación 4.4.4 se cumple, por lo tanto, existe una solución real para Y .

Nota: en caso de que la desigualdad no se cumpliera se debe aumentar las dimensiones de la plancha base, es decir, aumentas N y B .

5. Determinación de la longitud de aplastamiento Y y de la tensión de las barras de anclaje T .

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P(e + f)}{q_{max}}}$$

$$Y = \left(21 \text{ cm} + \frac{50 \text{ cm}}{2}\right) \pm \sqrt{\left(21 \text{ cm} + \frac{50 \text{ cm}}{2}\right)^2 - \frac{2(170,552 \text{ kg})(24.32 \text{ cm} + 21 \text{ cm})}{8,508.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}}$$

$$Y = 48.5 \text{ cm} \pm 23.13 \text{ cm}$$

$$Y = \mathbf{25.37 \text{ cm}}$$

$$T = qY - P$$

$$T = \left(8,508.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right) (25.37 \text{ cm}) - 170,552 \text{ kg}$$

$$T = \mathbf{45,308.64 \text{ kg}}$$

6. Determinación del espesor mínimo requerido de la plancha base.

En la interface de compresión

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$m = \frac{55 \text{ cm} - 0.95(32.3 \text{ cm})}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2}$$

$$n = \frac{55 \text{ cm} - 0.80(30.9 \text{ cm})}{2} = 15.14 \text{ cm}$$

Se toma el mayor de m y n para el valor de l

$$l_{\max(m,n)} = 15.14 \text{ cm}$$

$$f_p = \frac{P}{BY} = \frac{170,552 \text{ kg}}{(55 \text{ cm})(25.37 \text{ cm})} = 122.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El espesor mínimo requerido puede ser calculado con la ecuación 4.3.14 donde $Y \geq l$

$$t_{p(\text{req})} = 1.5l \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 1.5(15.14 \text{ cm}) \sqrt{\frac{122.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\mathbf{t_{p(\text{req})} = 4.99 \text{ cm} \rightarrow 49.9 \text{ mm}}$$

En la interface de tensión

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 6.5 \text{ cm} = \frac{55 \text{ cm}}{2} - \frac{32.3 \text{ cm}}{2} - 6.5 \text{ cm}$$

$$x = 4.85 \text{ cm}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{BF_y}}$$

$$t_{p(\text{req})} = 2.11 \sqrt{\frac{(45,308.64 \text{ kg})(4.85 \text{ cm})}{(55 \text{ cm}) \left(2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}}$$

$$\mathbf{t_{p(\text{req})} = 2.6 \text{ cm} \rightarrow 26 \text{ mm}}$$

El espesor que gobierna es 49.9 mm, por lo tanto se tiene que usar una plancha base de 50 mm

$$\mathbf{t_{p(\text{a usar})} = 50 \text{ mm}}$$

7. Determinar el tamaño y la longitud de empotramiento de las barras de anclaje.

A partir de lo anterior $T = 45,308.64 \text{ kg}$. Si tres barras de anclaje se utilizan en cada cara de la columna, la fuerza por la barra es igual a 15,102.88 kg. Según la Tabla 4.1, la resistencia de diseño de una barra de anclaje ASTM F1554 de grado 36 y de 1 1/2" de diámetro es 26,206 kg. El tamaño de agujero recomendado para una barra de 1 1/2" es 2 5/16" (5.87 cm).

La resistencia a la extracción de cada barra de anclaje con una tuerca hexagonal pesada se selecciona de la tabla 4.2, lo cual, para una barra de 1 1/2" es 23,858.94 kg. Destacar que es mayor que 15,102.88 kg que es la fuerza por cada barra de anclaje.

Determinación de la longitud de empotramiento de las barras de anclaje.

Tomando 45 cm (18") de longitud de empotramiento

Por la ACI 318-02, apéndice D, la fuerza de ruptura del concreto:

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 24 \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{1.5} \frac{A_N}{A_{No}} \quad \text{para } h_{ef} < 28 \text{ cm (11")}$$

Y

$$\phi N_{cbg} = \phi \Psi_3 16 \sqrt{f'_c} (h_{ef})^{5/3} \frac{A_N}{A_{No}} \quad \text{para } h_{ef} \geq 28 \text{ cm (11")}$$

Donde

$$\phi = 0.70$$

Ψ_3 = Factor de modificación para resistencia de tracción que tiene en cuenta la fisuración. 1.25 teniendo en cuenta que el concreto no se agrietada en las cargas de servicio, de lo contrario = 1.0. (Se toma 1.25 considerando que el concreto no se agrieta)

h_{ef} = 45 cm (18") Longitud de empotramiento.

A_N = área del grupo del cono de concreto a tracción. (Ver el comentario RD.5.2 de la ACI 318-02)

$$A_N = (3h_{ef})(1.5h_{ef} + S_2 + 1.5h_{ef})$$

S_1 = Separación de las barras en sentido X.(en este caso no hay separación en X)

S_2 = Separación de las barras en sentido Y.

A_{No} = área del cono de concreto a tracción de un anclaje.

$$A_{No} = (3h_{ef})(3h_{ef})$$

Si las barras tienen una separación de 15 cm, el área en planta del cono de extracción del grupo de barras es $(3)(45 \text{ cm}) = 135 \text{ cm}$ de ancho y $(3)(45 \text{ cm}) + 30 \text{ cm} = 165 \text{ cm}$ de largo (recordar que consideramos tres barras de anclaje, por lo tanto genera dos separaciones de 15 cm), el área total del grupo de barras de anclaje es $A_N = (135 \text{ cm})(165 \text{ cm}) = 22,275 \text{ cm}^2$. El área en el plano del cono de extracción de una barra de anclaje con un empotramiento de 45 cm es $A_{No} = (3)(45 \text{ cm})(3)(45 \text{ cm}) = 18,225 \text{ cm}^2$. la relación de estas áreas es $\frac{A_N}{A_{No}} = \frac{22,275 \text{ cm}^2}{18,225 \text{ cm}^2} = 1.22$. para una resistencia de concreto de $280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, la resistencia de ruptura del concreto es:

$$\phi N_{cbg} = (0.70)(1.25)16 \sqrt{4000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} (18'')^{\frac{5}{3}} (1.22)}$$

$$\phi N_{cbg} = 133,549 \text{ lb} \rightarrow 60,704 \text{ kg}$$

$$\phi N_{cbg} = 60,704 \text{ kg} > 33,803.53 \text{ kg} \text{ OK!}$$

Para el riesgo sísmico moderado o alto, en el ACI 318 indica que la fuerza de los anclajes se debe multiplicar por 0.75. En este caso la resistencia del acero tiene que ser 0.75 veces $26,206 \text{ kg} = 19,654.5$ como es mayor que $15,102.88 \text{ kg}$ es aceptable estas dimensiones de barras de anclaje.

Detallado:

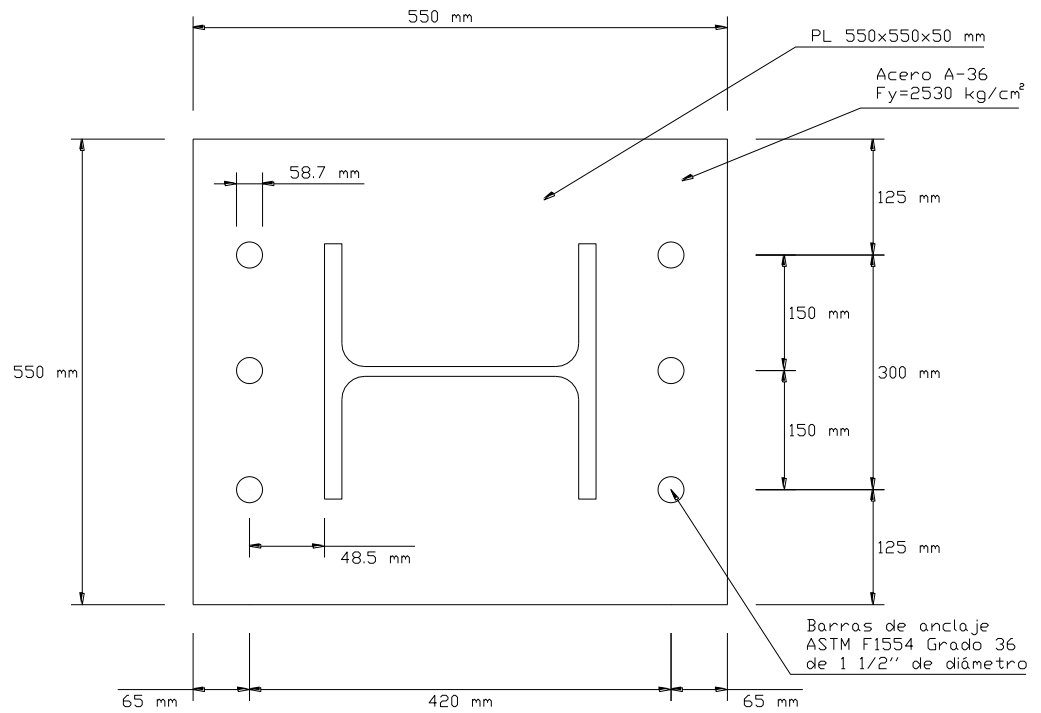


Figura A.7.1 Detallado en Planta del Ejemplo 7.

Fuente: Propia.

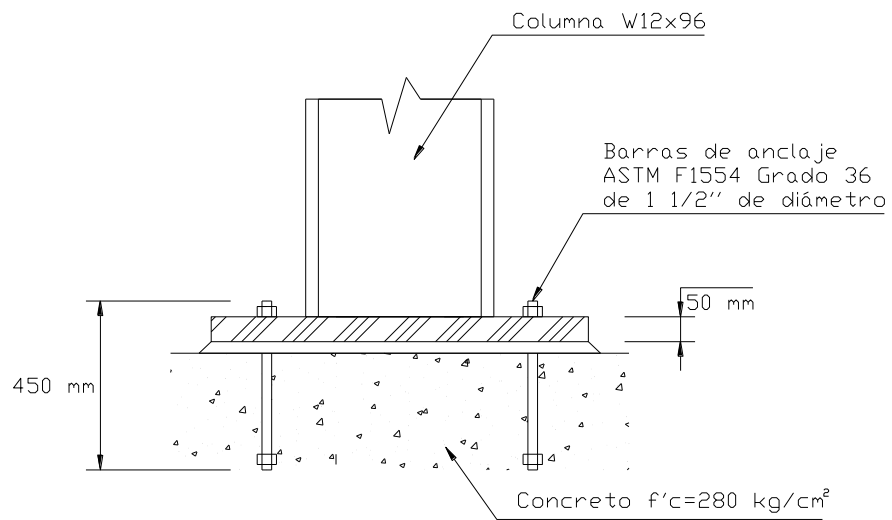


Figura A.7.2 Detallado del Ejemplo 7.

Fuente: Propia.

Nota: El detallado de la plancha base fue hecho según lo señalado en la sección 4.7 Detallado de la plancha base de este documento. La fabricación y montaje de esta conexión debe ser de acuerdo con lo establecido en la sección 4.8 de la presente investigación.

Ejemplo 8: Transferencia de cortante usando aplastamiento

Calcular la profundidad mínima de empotramiento de una superficie incrustada de perfil W12x50 y esta sobre un grout de 420 kg/cm^2 para una carga cortante factorizada de $45,360 \text{ kg}$. La plancha base es de $38 \text{ cm} \times 38 \text{ cm}$ y con un espesor de 4 cm . El área proyectada de la placa es $A_{brg} = (4 \text{ cm})(38 \text{ cm}) = 152 \text{ cm}^2$. La fuerza cortante de diseño en compresión con el borde de la plancha base según la ACI 318-02 es

$$\phi P_{ubrg} = 0.55 f'_c A_{brg}$$

$$\phi P_{ubrg} = (0.55) \left(420 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (152 \text{ cm}^2)$$

$$\phi P_{ubrg} = 35,112 \text{ kg}$$

La carga restante que no es absorbida por la plancha base, es decir, $45,360 \text{ kg} - 35,112 \text{ kg} = 10,248 \text{ kg}$ debe ser tomada para el aplastamiento entre el ala de la columna W12x50 y el concreto. El ancho de la ala es 20.5 cm . El área de aplastamiento requerido es

$$A_{brg} = \frac{10,248 \text{ kg}}{0.55 \left(420 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 44.36 \text{ cm}^2$$

Ahora la longitud requerida de empotramiento es

$$\frac{44.36 \text{ cm}^2}{20.5 \text{ cm}} = 2.16 \text{ cm}$$

Utilizar un total de 10 cm para el ala de la columna y la plancha base.

Detallado:

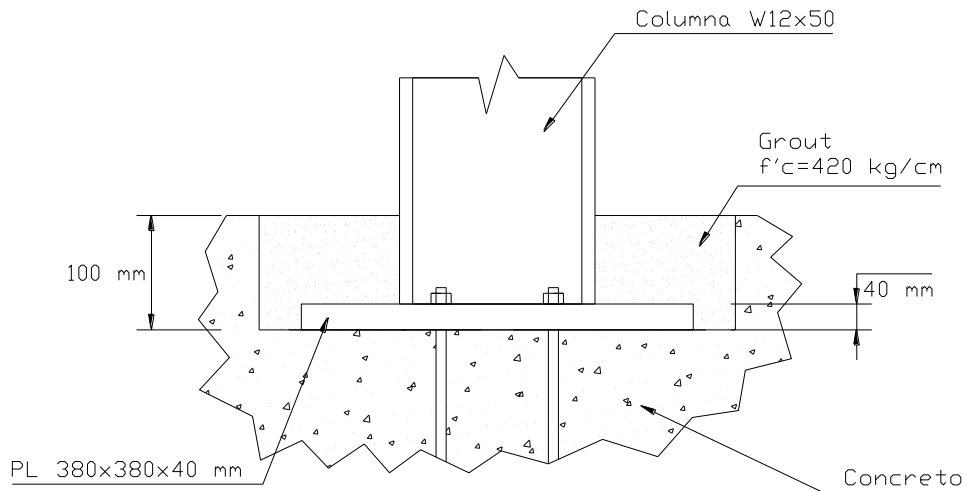


Figura A.8.1 Detallado del Ejemplo 8.

Fuente: Propia.

Nota: El detallado de la plancha base fue hecho según lo señalado en la sección 4.7 Detallado de la plancha base de este documento. La fabricación y montaje de esta conexión debe ser de acuerdo con lo establecido en la sección 4.8 de la presente investigación.

Ejemplo 9: Diseño de la llave de corte.

Diseñar una llave de corte para una columna con un perfil W10x45 considerando el ejemplo: 5, pero adicionando una cortante de 10,500 kg (carga nominal) debido al viento. Ver la figura A.9.1. Los pernos de anclaje en este ejemplo son diseñados solo para transferir el levantamiento de la columna al pedestal. La llave de corte será diseñada para transferir toda la carga cortante al pedestal ignorando el componente de confinamiento.

Procedimiento:

1. Determinar el empotramiento requerido para la llave de corte dentro del pedestal de concreto.
2. Determinar el espesor apropiado para la llave de corte.
3. Determinar el tamaño de la soldadura entre la llave de corte y la plancha base.

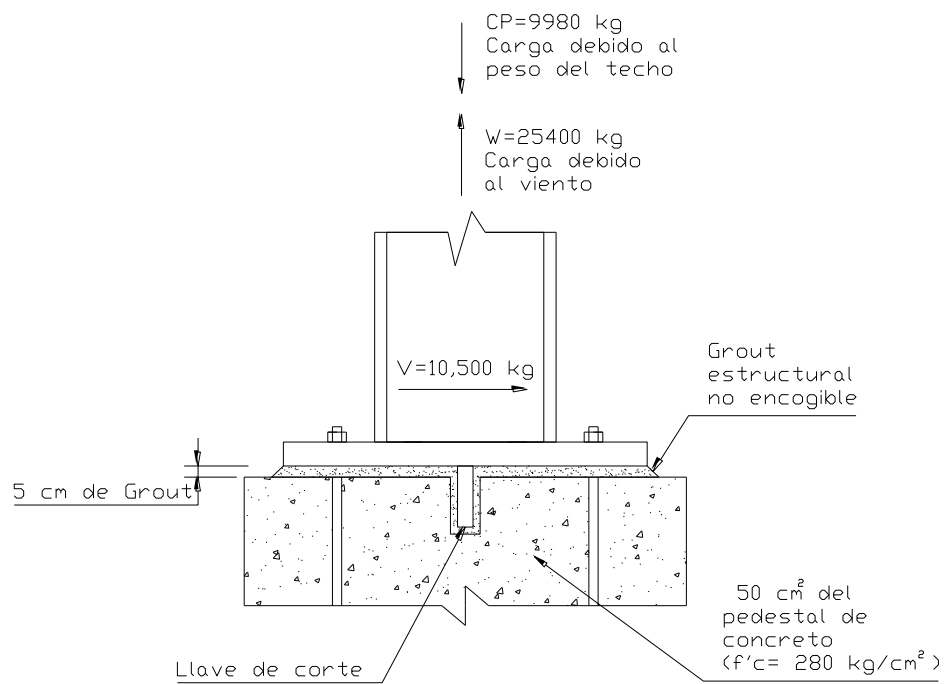


Figura A.9.1 Diseño de la llave de corte.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 40)**

Solución:

Datos

Perfil de la columna:

W10x45

$d = 257 \text{ mm}$ Altura del perfil.

$b_f = 204 \text{ mm}$ Ancho de las alas.

$t_f = 15.7 \text{ mm}$ Espesor de las alas.

$t_w = 8.89 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$A = 85.6 \text{ mm}$ Área del perfil.

Material de la plancha base:

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$

Pedestal

50 cm x 50 cm

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

Cargas

$CP = 9,980 \text{ kg}$

$W = 25,400 \text{ kg}$

$V = 10,500 \text{ kg}$

1. Dos criterios son usados para determinar el empotramiento adecuado para la llave de corte. Estos criterios son resistencia al aplastamiento del concreto y resistencia al corte del concreto. La resistencia al corte del concreto se evalúa (en términos de resistencia ultima) como un esfuerzo de tensión uniforme de $4\phi\sqrt{f'_c}$ con $\phi = 0.75$ que actúa sobre un área de tensión efectiva que se define mediante la proyección de un plano de 45° desde el borde aplastamiento de la llave de corte hasta la superficie libre (cara del pedestal). El área de aplastamiento de la llave de corte es excluido de la proyección del área. Como este criterio se expresa en términos de resistencia última, la resistencia al aplastamiento del concreto también se evalúa con enfoque a la resistencia última. La resistencia ultima al

aplastamiento del concreto en contacto con la llave de corte es evaluado como $0.8f'_cA_l$.

Puesto que las barras de anclaje están dimensionadas para sólo la tensión requerida por levantamiento, el término $1.2(N_y - P)$ dado en la sección 4.5.2 será pequeño y por lo tanto se ignora en este ejemplo.

La carga cortante factorizada es

$$V = 1.3(10,500 \text{ kg}) = 13,650 \text{ kg}$$

Igualando esta carga a la capacidad de aplastamiento del concreto, se obtiene la siguiente relación:

$$(0.8) \left(280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (A_l)_{req} = 13,650 \text{ kg}$$
$$(A_l)_{req} = 60.93 \text{ cm}^2$$

Suponiendo que la plancha base y la llave de corte tienen 23 cm de ancho, la longitud de empotramiento requerida (d) para la llave de corte (dentro del concreto) es calculada como

$$d = \frac{60.93 \text{ cm}^2}{23 \text{ cm}} = 2.65 \text{ cm} \rightarrow 26.5 \text{ mm}$$

Usar 30 mm.

Ver la figura A.9.2

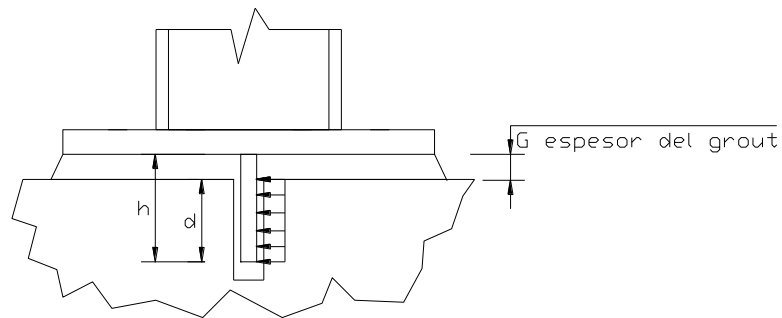


Figura A.9.2 Longitud de la Llave de Corte.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 41)**

Usando este empotramiento, la resistencia cortante del concreto de la llave de corte puede ser chequeada. El área proyectada del plano de falla a la cara del pedestal es vista en la figura A.9.3.

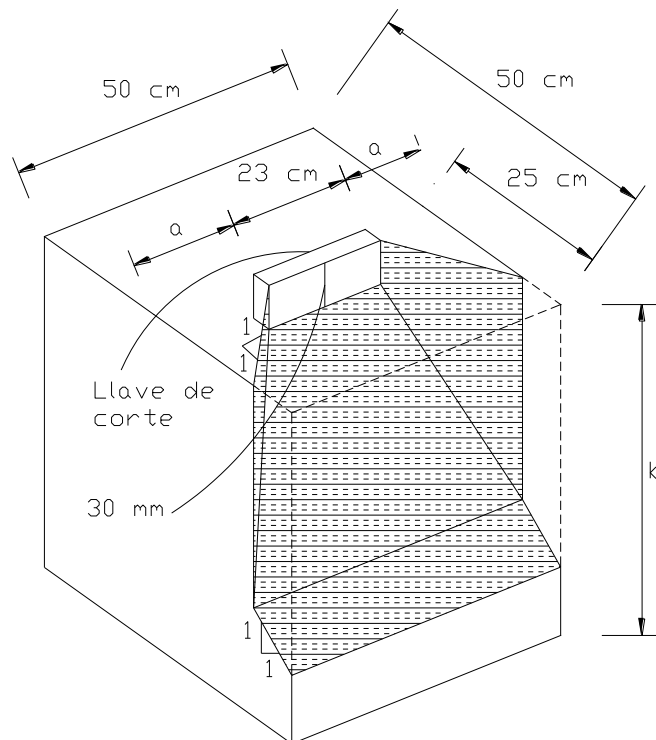


Figura A.9.3 Plano de Falla de la Llave de Corte.

**Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).
(p. 41)**

Asumiendo que la llave de corte es colocada en la mitad del pedestal y que tiene un espesor de 25 mm,

$$a = \frac{50 \text{ cm} - 23 \text{ cm}}{2} = 13.5 \text{ cm de } 50 \text{ cm de ancho del pedestal}$$

$$b = 3 \text{ cm} + 25 \text{ cm} = 28 \text{ cm}$$

El área proyectada de este plano A_V , exceptuando el área de la llave de corte, es calculado como

$$A_V = (50 \text{ cm})(28 \text{ cm}) - (23 \text{ cm})(3 \text{ cm}) = 1,331 \text{ cm}^2 \rightarrow 206.3 \text{ pulg}^2$$

Usando esta área, la capacidad cortante del concreto (V_u) es calculada de la siguiente manera

$$V_u = 4\phi\sqrt{f'_c}A_V$$

$$V_u = 4(0.75) \sqrt{4,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}} (206.3 \text{ pulg}^2) = 39,143 \text{ lb}$$

$$V_u = 39,143 \text{ lb} \rightarrow 17,792 \text{ kg} > 13,650 \text{ kg OK!}$$

2. Usando un modelo en voladizo para la llave de corte.

$$M_l = V(G + d/2)$$

$$M_l = 13,650 \text{ kg} (5 \text{ cm} + 3 \text{ cm}/2) = 88,725 \text{ kg.cm}$$

Nota: G es el espesor del grout 5 cm. Ver figura A.9.2

Por medio de la fórmula del módulo plástico podemos obtener el espesor de la llave de corte

$$Z = \frac{bt^2}{4}$$

$$M_l = \phi F_y Z$$

$$88,725 \text{ kg.cm} = (0.90) \left(2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \frac{(23 \text{ cm})t^2}{4}$$

$$t = 2.6 \text{ cm} \rightarrow 26 \text{ mm}$$

Usar 31 mm.

Basado en lo discutido en la sección 4.5.2, es recomendado el uso de una plancha base con un espesor mínimo de 31 mm usando esta llave de corte.

3. La mayoría de los fabricantes de acero prefieren utilizar soldaduras fuertes de filete en lugar de soldaduras de penetración parcial o total para fijar la llave de corte en la plancha base. La fuerza en las soldaduras es vista en la figura A.9.4

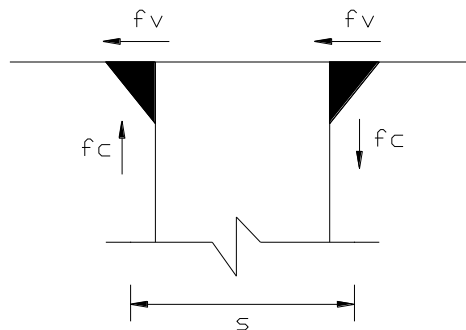


Figura A.9.4 Fuerza de Soldaduras en la Llave de Corte.

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006).

(p. 42)

Considerando una soldadura de filete de 8 mm (ver tabla 4.4):

$$s = 3.1 \text{ cm} + (0.8 \text{ cm}) \left(\frac{1}{3} \right) (2) = 3.63 \text{ cm}$$

$$f = \frac{\text{Carga en la direccion en estudio}}{\text{longitud de la soldadura}}$$

$$f_c = \frac{88,725 \text{ kg.cm}}{(3.63 \text{ cm})(23 \text{ cm})} = 1,063.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$f_v = \frac{13,650 \text{ kg}}{2(23 \text{ cm})} = 296.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La carga resultante de la soldadura f_r es calculada

$$f_r = \sqrt{\left(1,063.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right)^2 + \left(296.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right)^2} = 1,104.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La resistencia nominal de la soldadura por centímetro para una soldadura de filete de 8 mm con un electrodo E70

$$R_n = F_w A_w$$

Donde

F_w = Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área. Kg/cm².

$$F_w = (0.60)F_{EXX}(1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}\theta)$$

F_{EXX} = Numero de clasificación del electrodo. Kg/cm². Ver tabla 4.5

θ = Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura. Grados.

A_w = Área efectiva de la soldadura. Cm².

$$A_w = L_{efec}L_{garg}$$

L_{efec} = Longitud efectiva de la soldadura. cm

L_{garg} = Longitud de la garganta de la soldadura. Cm.

$$R_n = (0.60) \left(4920 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}(0))(0.8 \text{ cm})(0.707)$$

$$R_n = 1,669.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$\phi R_n = (0.75) \left(1,669.6 \frac{kg}{cm} \right) = 1,252.2 \frac{kg}{cm}$$

$$f_r < \phi R_n$$

$$1,104.31 \frac{kg}{cm} < 1,252.2 \frac{kg}{cm} \quad OK!$$

Usar 8 mm de espesor para la soldadura.

Detallado:

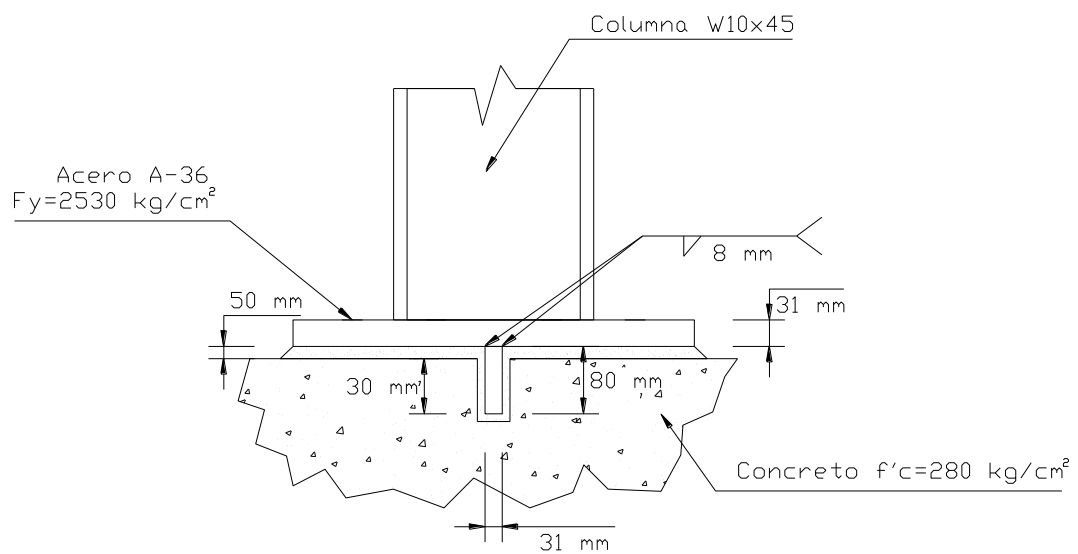


Figura A.9.5 Detallado del Ejemplo 9.

Fuente: Propia.

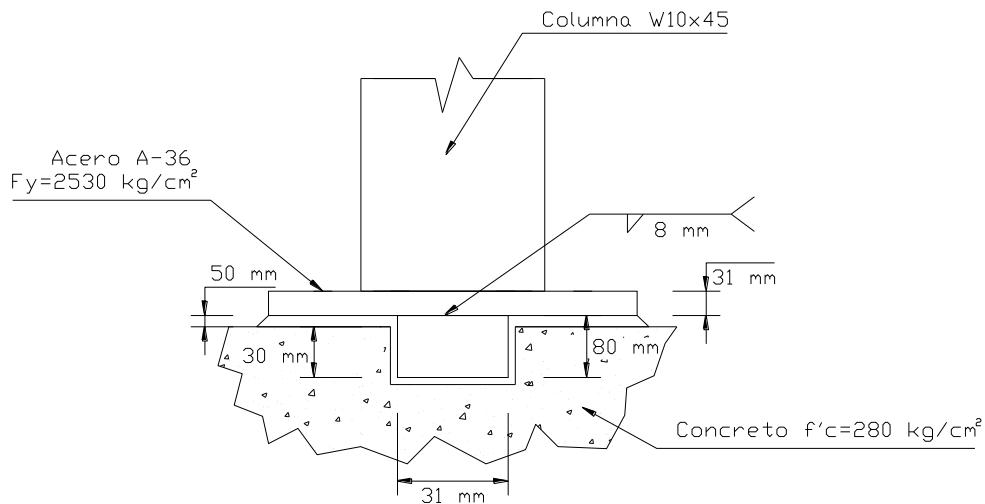


Figura A.9.6 Detallado Frontal del Ejemplo 9.

Fuente: Propia.

Nota: El detallado de la plancha base fue hecho según lo señalado en la sección 4.7 Detallado de la plancha base de este documento. La fabricación y montaje de esta conexión debe ser de acuerdo con lo establecido en la sección 4.8 de la presente investigación.

Ejemplo 10: Distancia al borde debido al corte.

Determinar la distancia al borde requerida del concreto para desarrollar la fuerza cortante para cuatro barras de anclaje de 3/4" de diámetro. Un patrón de 10 cm x10 cm es usado para las barras de anclaje. La resistencia del concreto es $280 \frac{kg}{cm^2}$.

Resistencia de la barra a corte:

$$\phi R_n = \phi(0.5)F_u A_b \text{ (hilos incluidos)}$$

$$\phi R_n = (0.55)(0.5) \left(4,077.8 \frac{kg}{cm^2} \right) (2.85 cm^2)$$

$$\phi R_n = 3,196 \text{ kg}$$

Para cuatro barras de anclaje $\phi R_n = 12,784 \text{ kg} \rightarrow 28,124.8 \text{ lb}$

$$\phi V_{cbg} = 10.4 \frac{A_v}{A_{vo}} \Psi_6 \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5}$$

Donde

Tomando $c_1 = 36 \text{ cm} \rightarrow 14''$ Distancia al borde del concreto.

$s = 10 \text{ cm} \rightarrow 4''$ Separación de las barras.

$$\frac{c_1}{s} = \frac{36}{10} = 3.6 > 2.26 \text{ por lo tanto, se controla el grupo de anclaje.}$$

$\Psi_6 = 1$ (El cono de extracción no está limitado)

$A_{vo} = 4.5c_1^2 = (4.5)(36^2) = 5,832 \text{ cm}^2 \rightarrow 904 \text{ pulg}^2$ (El área de todo el cono de corte para una sola barra de anclaje. Ver figura 4.11).

$A_v = 4.5c_1^2 + s(1.5c_1) = 5,832 \text{ cm}^2 + 540 \text{ cm}^2 = 6,372 \text{ cm}^2 \rightarrow 988 \text{ pulg}^2$
(El área total de arranque de corte para un grupo de anclajes).

$$\phi V_{cbg} = 10.4 \left(\frac{988 \text{ pulg}^2}{904 \text{ pulg}^2} \right) (1) \sqrt{(3/4'')} \sqrt{4,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}} (14'')^{1.5}$$

$$\phi V_{cbg} = 32,612 \text{ lb} \rightarrow 14,823.5 \text{ kg}$$

Aproximadamente 36 cm (14'') de espacio libre del borde de la cara del concreto es requerida.

Ejemplo 11: Barras de anclaje resistiendo combinaciones de tensión y corte.

Determinar el tamaño requerido de cuatro barras de anclaje para una columna W10 x 45 examinada en el ejemplo 9, usando barras de anclaje para resistir el corte debido al viento.

Datos

Perfil de la columna:

W10x45

$d = 257 \text{ mm}$ Altura del perfil.

$b_f = 204 \text{ mm}$ Ancho de las alas.

$t_f = 15.7 \text{ mm}$ Espesor de las alas.

$t_w = 8.89 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$A = 85.6 \text{ mm}$ Área del perfil.

Material de la plancha base:

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$

Pedestal

50 cm x 50 cm

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

Cargas

$CP = 9,980 \text{ kg}$

$W = 25,400 \text{ kg}$

$V = 10,500 \text{ kg}$

La fuerza de corte debido al viento es 10,500 kg, por lo tanto, la carga cortante factorizada es

$$V = 1.3(10,500 \text{ kg}) = 13,650 \text{ kg}$$

1. Como se determina en el ejemplo 5, la fuerza requerida debido al levantamiento de la columna

$$T = 0.9CP + 1.3W$$

$$T = 0.9(-9,980) + 1.3(25,400) = 24,038 \text{ kg}$$

2. Un total de cuatro barras de anclaje serán usados y se usara arandelas soldadas en la superficie superior de la plancha base para transferir el cortante de las barras de anclaje. Se tomara para las barras un diámetro de 1 1/8" de F1554 de grado 36. Para la combinación de corte y tensión en las barras de anclaje, estos deben cumplir las provisiones de la AISC.

$$f_t \leq \phi F'_{nt} = \phi \left[1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \right] \leq \phi F_{nt}$$

Donde $\phi = 0.75$

Esfuerzos en las barras:

Esfuerzo de corte:

$$f_v = \frac{V}{nA_b} = \frac{13,650 \text{ kg}}{4(6.41 \text{ cm}^2)} = 532.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo de tensión: el esfuerzo de tensión en las barras de anclajes proviene de dos fuentes:

1. Tensión por flexión, y
2. Tensión axial.

El momento debido a la flexión para cada barra es igual a la cortante por la distancia desde el centro de la arandela hasta la parte superior del grout.

Determinación del espesor de la arandela:

La fuerza de compresión por barra es

$$\frac{1.3(10,500 \text{ kg})}{4} = 3,412.5 \text{ kg}$$

La deformación en el agujero por cargas de servicio no es considerado en el diseño, pero la resistencia de compresión nominal es

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u$$

Por inspección, la arandela de 1/4" será suficiente, incluso con la distancia al borde mínima. El brazo de palanca se puede tomar como la mitad de la sumatoria del espesor de la placa base (2.5 cm) y la mitad del espesor de la arandela ((1/4")/2)(0.635cm/2).

$$2.5 \text{ cm} + 0.317 \text{ cm} = \frac{2.817 \text{ cm}}{2} = 1.4 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el cálculo por momento es:

$$M_l = \frac{(13,650 \text{ kg})(1.4 \text{ cm})}{4} = 4,777.5 \text{ kg.cm}$$

El esfuerzo debido a la flexión es igual a $f_{tb} = \frac{M_l}{S}$

Donde

$$S = \frac{d_b^3}{6} = \frac{(2.86 \text{ cm})^3}{6} = 3.9 \text{ cm}^3$$

$$f_{tb} = \frac{4,777.5 \text{ kg.cm}}{3.9 \text{ cm}^3} = 1,225 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo axial es igual

$$f_{ta} = \frac{T}{A}$$

$$f_{ta} = \frac{24,038 \text{ kg}}{4(6.41 \text{ cm}^2)} = 937.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo por tensión es

$$f_t = \left(937.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) + \left(1,225 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) = 2,162.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nt} = (0.75)F_u = (0.75) \left(4077.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) = 3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nv} = (0.4)F_u = (0.4) \left(4077.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) = 1,631.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Hilos incluidos)}$$

$$\phi F'_{nt} = \phi \left[1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \right] \leq \phi F_{nt}$$

$$\phi F'_{nt} = (0.75) \left[(1.3) \left(3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) - \frac{3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{(0.75) \left(1,631.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} \left(532.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \right]$$

$$\phi F'_{nt} = 1,983.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi F_{nt} = 0.75 \left(3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) = 2,293.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_t \leq \phi F'_{nt} = \phi \left[1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \right] \leq \phi F_{nt}$$

$$2,162.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 1,983.70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ NO CUMPLE!}$$

Tomemos un diámetro de 1 1/2" para las barras

$$f_v = \frac{V}{nA_b} = \frac{13,650 \text{ kg}}{4(11.4 \text{ cm}^2)} = 299.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{d_b^3}{6} = \frac{(3.81 \text{ cm})^3}{6} = 9.21 \text{ cm}^3$$

$$f_{tb} = \frac{4,777.5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{9.21 \text{ cm}^3} = 518.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ta} = \frac{T}{A}$$

$$f_{ta} = \frac{24,038 \text{ kg}}{4(11.4 \text{ cm}^2)} = 527.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_t = \left(518.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) + \left(527.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 1,045.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi F'_{nt} = \phi \left[1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \right] \leq \phi F_{nt}$$

$$\phi F'_{nt} = (0.75) \left[(1.3) \left(3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) - \frac{3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{(0.75) \left(1,631.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} \left(299.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right]$$

$$\phi F'_{nt} = 2,420.62 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi F_{nt} = 0.75 \left(3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 2,293.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_t \leq \phi F_{nt}$$

$$1,045.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 2,293.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK!}$$

Usar cuatro barras de anclaje de 1 1/2" de diámetro.

Debido al tamaño de las barras tendrán que ser colocado más allá de las alas de la columna.

Como un asunto de interés, se supone que las arandelas soldadas no son previstas. Cabe señalar que un deslizamiento de 3/4 pulgadas podría ocurrir antes de que las barras de anclaje entrar en compresión. Chequear las barras de anclaje de 1 1/2" de diámetro con la sugerencia del autor de que sólo dos barras de anclaje se consideran para llevar la fuerza cortante, sin embargo, la flexión puede ser

descuidada en las barras, pero la reducción de 0.8 en la capacidad cortante dado en la ACI 318 se incluye. En lugar de utilizar la reducción de 0.8, se utiliza un amplificador de 1,25 en la carga de corte.

$$f_v = \frac{V}{nA_b} = \frac{1.25(10,500 \text{ kg})}{2(11.4 \text{ cm}^2)} = 575.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ta} = \frac{24,038 \text{ kg}}{4(11.4 \text{ cm}^2)} = 527.15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi F'_{nt} = \phi \left[1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \right] \leq \phi F_{nt}$$

$$\phi F'_{nt} = (0.75) \left[(1.3) \left(3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) - \frac{3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{(0.75) \left(1,631.12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)} \left(575.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \right]$$

$$\phi F'_{nt} = 1,902.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi F_{nt} = 0.75 \left(3,058.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 2,293.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1,902.53 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2,293.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK!}$$

Ejemplo 12: Método de diseño.

Calcular una plancha base que contiene un perfil HEB 200, con acero ASTM-A 36, con una altura de entrepiso de 3.5 metros. La columna transfiere unas cargas actuantes de:

CASO	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)
CP	1500	110	70
CV	660	60	30
S	300	400	150

Tomar

γ	0.5	Factor de participación de la carga viva
Ω_0	3	Factor de amplificación sísmica SMF

1. Datos

Propiedades de la columna

$d_c = 200 \text{ mm}$ Altura del perfil.

$t_{fc} = 15 \text{ mm}$ Espesor de las alas.

$b_{fc} = 200 \text{ mm}$ Ancho del perfil.

$t_{wc} = 9 \text{ mm}$ Espesor del alma.

$Z_{Xc} = 3231 \text{ cm}^2$ Modulo plástico.

$A_c = 78.1 \text{ cm}^2$ Área de la sección.

$H = 3.5 \text{ m}$ Altura de entrepiso.

$R_Y = 1.5$ Factor de sobrerresistencia.

Acero ASTM-36

$F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo de cedencia.

$E = 2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Módulo de elasticidad del acero.

Plancha base

Acero ASTM-36

$$F_y = 2530 \frac{kg}{cm^2} \text{ Esfuerzo de cedencia.}$$

Pedestal

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

2. Cargas de diseño.

Las cargas se mayoraron con las combinaciones de cargas incluyendo los sismos amplificados los cuales son:

Tabla A.12.1 Combinaciones de cargas para ejemplo 12

COMBINACIONES	Pu (kg)	Mu (kg.m)	Vu (kg)
$1.2CP + \gamma CV + \Omega_0 S$	3,030.00	1,362.00	549.00
$1.2CP + \gamma CV - \Omega_0 S$	1,230.00	-1,038.00	-351.00
$0.9CP + \Omega_0 S$	2,250.00	1,299.00	513.00
$0.9CP - \Omega_0 S$	450.00	-1,101.00	-387.00

Fuente: Propia

Donde

CP = Carga permanente.

CV = Carga variable.

S = Sismo.

$\Omega_0 = 3$ Factor de modificación sísmica.

$\gamma = 0.5$ Factor de participación de la carga variable

De estas se tomó la combinación más desfavorable:

Tabla A.12.2 Combinación más desfavorable para ejemplo 12

Combinación más desfavorable:		1.2CP+γCV+Ω0S
Pu	3,030.00 kg	
Mu	1,362.00 kg.m	
Vu	549.00 kg	

Fuente: Propia

3. Plancha base.

Dimensiones de la plancha base.

Escogiendo el Caso II: $A_2 \geq 4 A_1$ para el calculo del área requerida sujeta solo a cargas axiales tenemos que

$$A_{1 (req)} = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c}$$

$$A_{1 (req)} = \frac{3,030 \text{ kg}}{2(0.65)0.85 \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)} = 13.06 \text{ cm}^2$$

Optimizando las dimensiones de la plancha base:

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.80b_f}{2}$$

$$\Delta = \frac{0.95(20 \text{ cm}) - 0.80(20 \text{ cm})}{2} = 1.5 \text{ cm}$$

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$N \approx \sqrt{13.06 \text{ cm}^2} + 1.5 \text{ cm} = 5.11 \text{ cm} \rightarrow 51.1 \text{ mm}$$

$$B \approx \frac{A_{1 (req)}}{N}$$

$$B \approx \frac{13.06 \text{ cm}^2}{5.11 \text{ cm}} = 2.55 \text{ cm} \rightarrow 25.5 \text{ mm}$$

Estas dimensiones son tentativas, ahora se calculara la longitud mínima y el ancho mínimo basadas en las dimensiones del perfil de la columna.

Longitud mínima de la plancha tomando en cuenta las dimensiones del perfil de la columna

$$N_{min} = d_c + 2 * 3"$$

Donde

$d_c = 200 \text{ mm}$ Altura del perfil.

Convirtiendo lo que está en pulgadas a centímetro $3"(2.54 \text{ cm}) = 7.62 \text{ cm} \rightarrow 76.2 \text{ mm}$

$$N_{min} = 200 \text{ mm} + (2(76.2 \text{ mm})) = 352.4 \text{ mm}$$

Ancho mínimo de la plancha tomando en cuenta las dimensiones del perfil de la columna

$$B_{min} = b_{fc} + 2 * 3"$$

Donde

$b_{fc} = 200 \text{ mm}$ Ancho del perfil.

Convirtiendo lo que está en pulgadas a centímetro $3"(2.54 \text{ cm}) = 7.62 \text{ cm} \rightarrow 76.2 \text{ mm}$

$$B_{min} = 200 \text{ mm} + (2(76.2 \text{ mm})) = 352.4 \text{ mm}$$

En base al ancho y a la longitud mínima y a las dimensiones tentativas basada en solo cargas axiales de la plancha base se toman las dimensiones a proporcionar para calcular el área de la plancha base (A_1).

$N = 450 \text{ mm}$ Longitud de la plancha

$B = 450 \text{ mm}$ Ancho de la plancha

$A_1 = B \times N = 2025 \text{ cm}^2$ Área de la plancha base.

Mediante estas dimensiones se puede determinar la distancia de la columna al borde de la plancha, tanto en X como en Y.

$$h_{s1} = \frac{N - d_c}{2} = \frac{450 \text{ mm} - 200 \text{ mm}}{2} = 125 \text{ mm (en X paralelo a N)}$$

$$h_{s2} = \frac{B - b_{fc}}{2} = \frac{450 \text{ mm} - 200 \text{ mm}}{2} = 125 \text{ mm (en Y paralelo a B)}$$

4. Pedestal

Para las dimensiones del pedestal, N_2 y B_2 no podrán ser menores que las dimensiones N y B de la plancha base y deben ser geoméricamente similares. Se recomienda para un mejor comportamiento de la plancha base un pedestal con un área mayor que el área de esta placa.

Para este ejemplo se tomara

$N_2 = 900 \text{ mm}$ Ancho del pedestal.

$B_2 = 900 \text{ mm}$ Base del pedestal.

$A_2 = N_2 \times B_2 = 8,100 \text{ cm}^2$ Área del pedestal.

5. Barras de anclaje

-Configuración de las barras de anclaje

La configuración de las barras de anclaje es una configuración típica de dieciséis barras de anclaje, respetando las separaciones mínimas de barra a borde

de la plancha y de barra a borde del perfil de la columna como se muestra a continuación

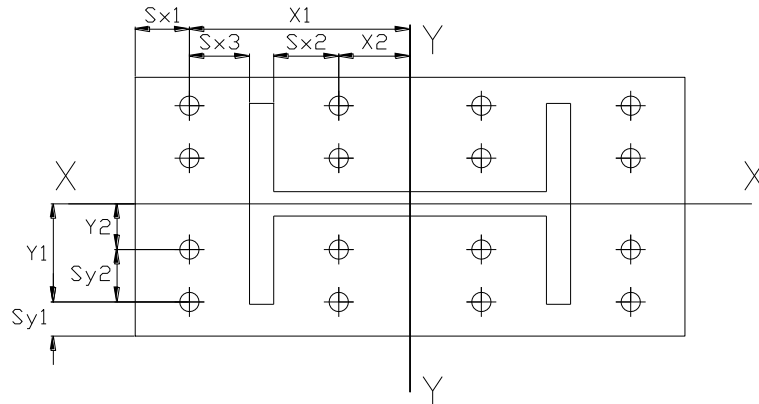


Figura A.12.1 Configuración de la plancha base.

Fuente: Propia

Asumiendo una barra de anclaje de 1" de ASTM F1554 Grado 36 con un $F_{ur} = 4078 \text{ kg/cm}^2$ según la tabla 4.3 de la presente investigación, suministrada por la norma COVENIN 1618-98, las separaciones de borde mínimas para una barra de 1" de diámetro es 44 mm a bordes cortados con cizalla y 32 mm a bordes laminados de platina, perfiles o barras y bordes cortados con sopletes en este ejemplo se tomara las separaciones tanto en X como en Y de:

$S_{x1} = 70 \text{ mm}$ Separación de la barra al borde de plancha en dirección X (ver figura A.12.1)

$S_{x2} = 38 \text{ mm}$ Separación desde la superficie interna del ala del perfil a la barra de anclaje en dirección X. (38 mm es una separación cómoda para permitir la colocación de la llave a la hora del apriete de las tuercas en las barras de anclaje) (ver figura A.12.1)

$S_{x3} = 55 \text{ mm}$ Separación desde la superficie externa del ala del perfil a la barra de anclaje en dirección X. (ver figura A.12.1)

$$S_{x3} = \left(\frac{N}{2} - \frac{d_c}{2}\right) - S_{x1} = \left(\frac{450 \text{ mm}}{2} - \frac{200 \text{ mm}}{2}\right) - 70 \text{ mm} = 55 \text{ mm}$$

55 mm > 38 mm OK!

$S_{y1} = 50 \text{ mm}$ Separación de la barra al borde de plancha en dirección Y.
(ver figura A.12.1)

$S_{y2} = 110 \text{ mm}$ Separación de la barra a barra en dirección Y. (ver figura A.12.1)

Según esto la ubicación de las barras en la plancha base quedaría de esta manera:

La separación de las planchas base en X sería (filas de barras más externas) (ver figura A.12.1)

$$X_1 = \frac{N}{2} - S_{x1} = \frac{450 \text{ mm}}{2} - 70 \text{ mm} = 155 \text{ mm} \text{ (filas de barras más externas)}$$

$$X_2 = \frac{d_c}{2} - t_{fc} - S_{x2} = \frac{200 \text{ mm}}{2} - 15 \text{ mm} - 38 \text{ mm} = 47 \text{ mm}$$

(filas de barras más internas)

Tomar en cuenta que X_2 no puede ser menor que la mitad de la separación mínima entre las barras $\left(\frac{3\phi_{barra}}{2}\right)$

$$\frac{(3\phi_{barra})}{2} = \frac{3(25.4 \text{ mm})}{2} = 38.1 \text{ mm} < 47 \text{ mm} \text{ OK!}$$

Para las filas 3 y 4 como la plancha base es simétrica serian igual que las filas 2 y 1 respectivamente. Ver tabla A.12.3

En la dirección en Y las separaciones serian de la siguiente manera (ver figura A.12.1)

Para las filas más externas en Y

$$Y_1 = \frac{B}{2} - S_{y2} = \frac{450 \text{ mm}}{2} - 50 \text{ mm} = 175 \text{ mm}$$

Y en la filas más internas en Y

$$Y_2 = Y_1 - S_{y2} = 175 \text{ mm} - 110 \text{ mm} = 65 \text{ mm}$$

Tomar en cuenta que Y_2 no puede ser menor que la mitad de la separación mínima entre las barras $((3\phi_{barra})/2)$

$$\frac{(3\phi_{barra})}{2} = \frac{3(25.4 \text{ mm})}{2} = 38.1 \text{ mm} < 65 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Para las filas 3 y 4 como la plancha base es simétrica serian igual que las filas 2 y 1 respectivamente. Ver tabla A.12.3

Tabla A.12.3 Configuración de los pernos de anclaje para ejemplo 12

Fila de pernos	$n_r \times$	Area del perno (A_r)	$n_r \times A_r$	X_i (mm)	Y_i (mm)
1	4	5.0671 cm ²	20.268 cm ²	155 mm	175 mm
2	4	5.0671 cm ²	20.268 cm ²	47 mm	65 mm
3	4	5.0671 cm ²	20.268 cm ²	-47 mm	-65 mm
4	4	5.0671 cm ²	20.268 cm ²	-155 mm	-175 mm

Fuente: Propia.

6. Métodos de diseño.

Método de diseño

Para el método de diseño se debe comparar la excentricidad equivalente con la excentricidad crítica para saber si estamos en el método de diseño por momentos altos o por el método de diseño por momentos bajos.

Excentricidad equivalente

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1,362 \text{ kg.m}}{3,030 \text{ kg}} = 0.4495 \text{ m} \rightarrow 449.5 \text{ mm}$$

Excentricidad crítica

Para el cálculo de la excentricidad crítica primero se debe calcular el esfuerzo máximo entre placa base

$$f_{p(max)} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \text{ donde } \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Donde

$$\phi_c = 0.65$$

f'_c = Resistencia del concreto.

A_1 = Área de la plancha base.

A_2 = Área del pedestal.

$$f_{p(max)} = (0.65)(0.85) \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \sqrt{\frac{8,100 \text{ cm}^2}{2,025 \text{ cm}^2}} \Rightarrow \sqrt{\frac{8,100 \text{ cm}^2}{2,025 \text{ cm}^2}} = 2 \text{ OK!}$$

$$f_{p(max)} = 232.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Luego de obtener el esfuerzo máximo lo multiplicamos por el ancho B de la plancha para hallar la fuerza máxima entre plancha base y concreto

$$q_{max} = f_{p(max)} B = 232.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (45 \text{ cm}) = 10,442.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Ya con estos términos se calculara la excentricidad crítica

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} = \frac{45 \text{ cm}}{2} - \frac{3,030 \text{ kg}}{2 \left(10,442.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right)}$$

$$e_{crit} = 22.35 \text{ cm} \rightarrow 223.55 \text{ mm}$$

Ahora se comparan e y e_{crit}

$$e = 449.5 \text{ mm}$$

$$e_{crit} = 223.55 \text{ mm}$$

$$e > e_{crit}$$

Como e es mayor que e_{crit} se tiene que calcular la plancha base aplicando el método para momentos altos.

7. Fuerzas en la plancha base

En base a la aplicación del método para momentos altos se calculara el ancho de compresión en la plancha base (Y), pero primero se debe chequear la siguiente expresión:

$$\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}$$

Donde

f = Distancia del eje de la columna a la barra más traccionada. ($X_1 = f = 155$)

$$\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 = \left(15.5 \text{ cm} + \frac{45 \text{ cm}}{2} \right)^2 = 1,444 \text{ cm}^2$$

$$\frac{2P_u(e + f)}{q_{max}} = \frac{2(3,030 \text{ kg})(44.95 \text{ cm} + 15.5 \text{ cm})}{10,442.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}} = 35.08 \text{ cm}^2$$

$$1,444 \text{ cm}^2 \geq 35.08 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

En caso de que no cumpliera se debe aumentar las dimensiones de la plancha base hasta que esta condición se cumpla. Como esta desigualdad se cumple, existe una solución real para (Y).

Determinación de la longitud de compresión Y

$$Y = f + \frac{N}{2} - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}}$$

$$Y = 15.5 \text{ cm} + \frac{45 \text{ cm}}{2} - \sqrt{\left(15.5 \text{ cm} + \frac{45 \text{ cm}}{2}\right)^2 - \frac{2(3,030 \text{ kg})(44.95 \text{ cm} + 15.5 \text{ cm})}{10,442.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}}$$

$$Y = 0.464 \text{ cm} \rightarrow 4.64 \text{ mm}$$

Fuerzas Resultantes

En el método por momentos altos hay presencia de tracción por la magnitud del momento actuante, esta fuerza que hace traicionar las barras es igual a:

$$T = qY - P_u = 10,442.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} (0.464 \text{ cm}) - 3,030 \text{ kg}$$

$$T = 1,819.77 \text{ kg}$$

Bajo este método la fuerza entre plancha base y concreto es la fuerza máxima

$$q = 10,442.25 \text{ kg/cm}$$

8. Chequeo del pedestal y barras de anclaje:

Chequeo en el pedestal:

Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto

$$f_p (max) = 232.05 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo actuante entre plancha base y concreto

$$f_p = \frac{q}{B} = \frac{10,442.25 \frac{kg}{cm}}{45 \text{ cm}} = 232.05 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo actuante debe ser igual o menor que el esfuerzo máximo

$$f_p \leq f_p (max)$$

$$232.05 \frac{kg}{cm^2} = 232.05 \frac{kg}{cm^2} \quad OK!$$

El pedestal cumple.

Resistencia en barras de anclaje:

La resistencia nominal de las barras de anclaje es igual a

$$\phi R_n = \phi F_{ur} \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right)$$

Donde

$$\phi = 0.75$$

$$F_{ur} = 4,078 \frac{kg}{cm^2} \text{ Esfuerzo ultimo a tracción de la barra de anclaje.}$$

d_r = Diámetro de la barra de anclaje.

$$\phi R_n = (0.75) \left(4,078 \frac{kg}{cm^2} \right) \left(\frac{\pi ((2.54 \text{ cm})^2)}{4} \right)$$

$$\phi R_n = 11,622.67 \text{ kg}$$

Esta resistencia nominal tiene que ser mayor que la fuerza a tracción que se está generando en una sola barra de anclaje. La fuerza a tracción de una sola barra de anclaje la obtenemos dividiendo T_u entre el número de barras que se encuentra a tracción, que son ocho.

$$\frac{T_u}{n_r} = \frac{1,819.77 \text{ kg}}{8} = 227.47 \text{ kg}$$

n_r = Números de barras a tracción.

Ahora se compara con la resistencia nominal

$$\phi R_n \geq \frac{T_u}{n_r}$$

$$11,622.67 \text{ kg} \geq 227.47 \text{ OK!}$$

La barra de anclaje cumple.

9. Espesor de la plancha base.

Por flexión de la plancha en la interface de compresión:

Para el espesor de la plancha base calculada mediante la interface de compresión se debe tomar l el cual es el mayor entre “m y n” (ver figura 4.2).

$$m = \frac{N - 0.95d_c}{2}$$

$$m = \frac{450 \text{ mm} - (0.95)(200 \text{ mm})}{2}$$

$$m = 130 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0.80b_{fc}}{2}$$

$$n = \frac{450 \text{ mm} - (0.80)(200 \text{ mm})}{2}$$

$$n = 145 \text{ mm}$$

$$l_{\max(m,n)} = 145 \text{ mm}$$

Al tener la dimensión crítica de volado se podrá calcular el espesor mínima requerida de la plancha base mediante las siguientes ecuaciones:

Para $Y \geq l$:

$$t_{p(req)} = 1.5l \sqrt{\frac{F_{p(max)}}{F_y}}$$

Para $Y < l$:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y \left(l - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}}$$

Como $Y < l$ la ecuación a utilizar será

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y \left(l - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}}$$

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{\left(232.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (0.464 \text{ cm}) \left(14.5 \text{ cm} - \frac{0.45 \text{ cm}}{2} \right)}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$\mathbf{t_{p(req)} = 16.4 \text{ mm}}$$

Por flexión de la plancha base en la interface de tracción:

Para calcular el espesor en esta interface de tracción se debe tomar la distancia del centro del perno más traccionada al eje crítico de flexión x (ver figura 4.2)

$$x = \frac{N - d_c + t_{fc}}{2} - S_{x1}$$

$$x = \frac{450 \text{ mm} - 200 \text{ mm} + 15 \text{ mm}}{2} - 70 \text{ mm}$$

$$x = 62.5 \text{ mm}$$

$$t_{p (req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_{yp}}}$$

$$t_{p (req)} = 2.11 \sqrt{\frac{(1,819.77 \text{ kg})(6.25 \text{ cm})}{45 \text{ cm} \left(2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}}$$

$$t_{p (req)} = 6.67 \text{ mm}$$

Sujeto solo a cargas de compresión axial:

El espesor requerido para la plancha base bajo solo cargas axiales, se calcula considerando la mayor dimensión crítica en volado entre m , n y $\lambda n'$ donde $\lambda n'$ es igual a:

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4}$$

Considerando como caso desfavorable ha $\lambda = 1$

$$\lambda n' = (1) \frac{\sqrt{(200 \text{ mm})(200 \text{ mm})}}{4} = 50 \text{ mm}$$

La longitud mayor entre m , n y $\lambda n'$ es $n = 145 \text{ mm}$. El espesor de la plancha bajo solo cargas axiales es igual a:

$$t_{p(req)} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}}$$

$$t_{p(req)} = 145 \text{ mm} \sqrt{\frac{2(3,030 \text{ kg})}{0.90 \left(2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (45 \text{ cm})(45 \text{ cm})}}$$

$$t_{p(req)} = 5.26 \text{ mm}$$

Se tomara el mayor espesor calculado

$$t_{p(req)} = 16.4 \text{ mm}$$

Usar $t_{p(usar)} = 19 \text{ mm}$

Si se desea disminuir el espesor de la plancha base se podrá calcular este espesor mediante la presencia de rigidizadores.

10. Rigidizadores en planchas base.

Para los rigidizadores se tomara el mismo material que la plancha ASTM-A36.

Se usara dos rigidizadores uno en cada ala, en las dos direcciones X y Y

Se calculara el espesor de los rigidizadores estudiando una franja de un centímetro de ancho en la dirección más desfavorable, en este caso el diseño es como un envigado perpendicular continuo a los rigidizadores con soporte en los centros de cada rigidizador (ver figura 4.19).

Para el cálculo del momento en cada rigidizador asumirá volados lo cual

$$M = \frac{ql^2}{2}$$

Donde

l = La longitud entre el borde de la plancha base y el perfil de la columna. (Mayor entre la longitud en X y la longitud en Y)

$$l_x = \frac{N - d_c}{2} = \frac{45 \text{ cm} - 20 \text{ cm}}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

$$l_x = \frac{B - b_{fc}}{2} = \frac{45 \text{ cm} - 20 \text{ cm}}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

Como son iguales se toma $l = 12.5 \text{ cm}$

q = Carga por la reacción causada por el aplastamiento entre plancha base y concreto. Carga en la franja unitaria estudiada.

$$q = f_{p(max)} \times 1 \text{ cm}$$

$f_{p(max)} = 232.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto.

$$q = 232.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1 \text{ cm} = 232.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Ahora el momento seria

$$M = \frac{\left(232.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right) ((12.5 \text{ cm})^2)}{2} = 18,128.91 \text{ kg. cm}$$

Con este momento se podrá calcular en espesor requerido de la plancha base por la presencia de rigidizadores mediante la ecuación:

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4M}{b(\phi F_y)}}$$

Donde b es igual al ancho en estudio, es decir, 1 cm .

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4(18,128.91 \text{ kg.cm})}{(1 \text{ cm})(0.90) \left(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)}} = 5.64 \text{ cm} \rightarrow 56.4 \text{ mm}$$

En este caso se puede observar que para planchas base con espesores requeridos mayores o iguales de aproximadamente 25 mm no es factible colocar rigidizadores ya que genera un comportamiento desfavorable en la conexión. Como la presencia de rigidizadores es desfavorable ya que aumenta el espesor de la plancha base no se colocaran rigidizadores en este ejemplo.

11. Soldadura de la plancha base con la columna.

Soldadura en el alma.

Entre los espesores a unir por soldadura de filete se deberá tomarse el menor espesor para saber, según la tabla 4.4, cuál será el espesor mínimo de la soldadura. Entre el espesor de la plancha base y el espesor del alma es menor el del alma siendo $t_{wc} = 9 \text{ mm}$. La soldadura mínima para un alma de 9 mm es de 5 mm ver tabla 4.4.

La resistencia nominal de la soldadura con un electrodo E70

$$\phi R_n = \phi F_w A_w$$

Donde

F_w = Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área. Kg/cm^2 .

$$F_w = (0.60)F_{EXX}(1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}\theta)$$

F_{EXX} = Numero de clasificación del electrodo. Kg/cm^2 . Ver tabla 4.5

$$F_{EXX} = 4920 \frac{kg}{cm^2} \text{ (ver tabla 4.8) E70XX}$$

\emptyset = Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura. Grados.

A_w = Área efectiva de la soldadura. cm^2 .

$$A_w = L_{efec} L_{garg}$$

L_{efec} = Longitud efectiva de la soldadura. Cm

$$L_{efec} = 2d_c$$

L_{garg} = Longitud de la garganta de la soldadura. Cm ($t \cos 45$) = $t(0.707)$

$$R_n = (0.60) \left(4920 \frac{kg}{cm^2} \right) (1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}(0)) (0.5 \text{ cm}) (0.707) (2) (20 \text{ cm})$$

$$R_n = 41,741.28 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_n = (0.75)(41,741.28 \text{ kg}) = 31,305.96 \text{ kg}$$

Se compara con la fuerza actuante factorizada de corte

$$V < \emptyset R_n$$

$$549 \text{ kg} < 31,305.96 \text{ kg} \text{ OK!}$$

Cumple se puede usar en el alma una soldadura de 5 mm con un electrodo E70.

Soldadura en el ala.

Entre los espesores a unir por soldadura de filete se deberá tomarse el menor espesor para saber, según la tabla 4.4, cuál será el espesor mínimo de la soldadura. Entre el espesor de la plancha base y el espesor del ala es menor el del ala siendo $t_{fc} = 15 \text{ mm}$. La soldadura mínima para un ala de 15 mm es de 6 mm ver tabla 4.4.

La resistencia nominal de la soldadura con un electrodo E70

$$\phi R_n = \phi F_w A_w$$

Donde

F_w = Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área. Kg/cm².

$$F_w = (0.60)F_{EXX}(1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}\theta)$$

F_{EXX} = Numero de clasificación del electrodo. Kg/cm². Ver tabla 4.5

$$F_{EXX} = 4920 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (ver tabla 4.8) E07XX.}$$

θ = Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura. Grados.

A_w = Área efectiva de la soldadura. Cm².

$$A_w = L_{efec} L_{garg}$$

L_{efec} = Longitud efectiva de la soldadura. Cm

$$L_{efec} = b_{fc}$$

$L_{garg} =$ Longitud de la garganta de la soldadura. $Cm (t \cos 45) = t(0.707)$

$$R_n = (0.60) \left(4920 \frac{kg}{cm^2} \right) (1 + 0.50 \operatorname{sen}^{1.5}(90)) (0.6 \text{ cm}) (0.707) (2) (20 \text{ cm})$$

$$R_n = 75,350.73 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = (0.75)(75,350.73 \text{ kg}) = 56,350.73 \text{ kg}$$

Se compara con la fuerza actuante factorizada de corte

$$V < \phi R_n$$

$$549 \text{ kg} < 56,350.73 \text{ kg} \text{ OK!}$$

Cumple, se puede usar en el ala una soldadura de 5 mm con un electrodo E70.

12. Diseño por corte.

Propiedades de la llave de corte:

La llave de corte debe ser del mismo material que la plancha base, acero ASTM A36. Se agregara una plancha como llave de corte a fin de evitar que las barras absorban el posible corte.

Área requerida de la llave de corte

$$A_{req} = \frac{V}{0.8 f'_c}$$

$$A_{req} = \frac{549 \text{ kg}}{0.8 \left(210 \frac{kg}{cm^2} \right)} = 3.27 \text{ cm}^2$$

Asumiendo una longitud de la llave de corte de $b_{lug} = 40 \text{ mm}$ y con el área requerida podemos calcular la longitud de empotramiento mínima de esta llave de corte ($d_{lug (req)}$) (ver figura 4.21)

$$d_{lug (req)} = \frac{A_{req}}{b_{lug}} = \frac{3.27 \text{ cm}^2}{4 \text{ cm}} = 0.817 \text{ cm} \rightarrow 8.17 \text{ mm}$$

Ahora eligiendo una longitud de empotramiento en el pedestal de $d_{lug} = 15 \text{ mm}$ se podrá calcular el área a colocar de la llave de corte

$$A_{lug} = b_{lug} \times d_{lug} = (4 \text{ cm})(1.5 \text{ cm}) = 6 \text{ cm}^2$$

Verificar si esta última área es mayor que el área requerida

$$A_{req} < A_{lug}$$

$$3.27 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2 \quad OK!$$

Chequeo de aplastamiento en el concreto:

Resistencia al aplastamiento del concreto

$$\phi V_n = 0.8 f'_c A_{lug} = (0.8) \left(210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (6 \text{ cm}^2) = 1,008 \text{ kg}$$

$$V < \phi V_n$$

$$549 \text{ kg} < 1,008 \text{ kg} \quad OK!$$

Chequeo para el corte actuando contra el eje del pedestal:

Para este chequeo se debe hallar el área de la superficie de falla de corte en el pedestal, lo cual es calculado como en el ejemplo 9 ya mostrado. (ver figura A.12.2).

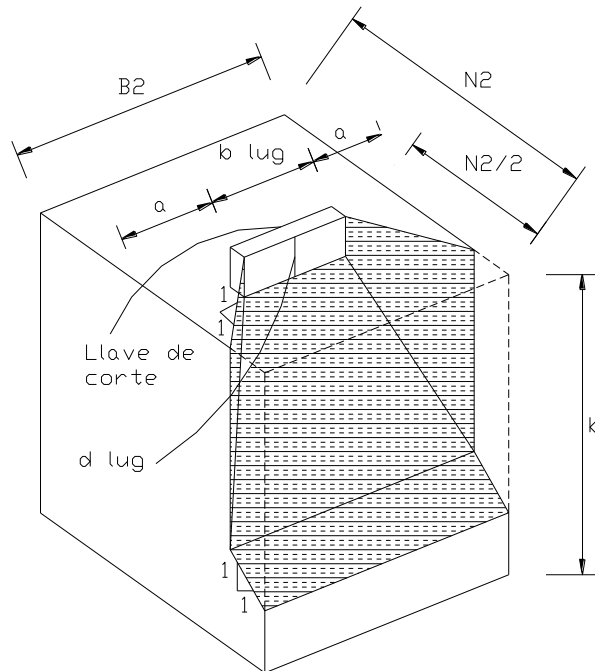


Figura A.12.2 Detalle de la superficie de falla por corte en una llave de corte.

Fuente: Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006). (p. 41).

Profundidad del área proyectada

$$b = d_{lug} + \frac{N_2}{2} = 15 \text{ mm} + \frac{900 \text{ mm}}{2} = 465 \text{ mm}$$

Área de la superficie de falla por corte en el pedestal

$$A_v = B_2 b - A_{lug}$$

$$A_v = (90 \text{ cm})(46.5 \text{ cm}) - 6 \text{ cm}^2 = 4,179 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de la resistencia al corte contra el eje del pedestal es mediante la formula

$$\phi V_n = \phi 4 \sqrt{f'_c A_v}$$

Hay que aclarar, que para el uso de esta fórmula los termino deberán estar en libras y pulgadas por el factor constante de inversión de unidades (4).

Conversión:

Sabiendo que $1 \text{ kg} = 2.204 \text{ lb}$ y $1" = 2.54 \text{ cm}$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow 3000 \frac{\text{lb}}{\text{pul}^2}$$

$$A_v = 4,179 \text{ cm}^2 \rightarrow 648 \text{ pul}^2$$

$$\phi V_n = (0.75)4 \sqrt{3000 \frac{\text{lb}}{\text{pul}^2} (648 \text{ pul}^2)} = 106,477.26 \text{ lb}$$

Convirtiéndolo en kilogramos

$$\phi V_n = 48,172.84 \text{ kg}$$

Esta fuerza resistencia en el eje del pedestal por corte no tiene que ser menor que la fuerza cortante actuante mayorada.

$$V \leq \phi V_n$$

$$549 \text{ kg} \leq 48,172.84 \text{ kg} \text{ OK!}$$

Espesor de la llave de corte

Calculo del momento que debe resistir la llave de corte, debido a la fuerza cortante factorizada.

$$M_{lug} = V \left(\frac{G + d_{lug}}{2} \right)$$

Donde

G = Espesor del grout. Asumiéndolo de 25 mm

d_{lug} = Longitud de empotramiento de la llave de corte en el pedestal.

V = Fuerza cortante factorizada.

$$M_{lug} = 549 \text{ kg} \left(\frac{2.5 \text{ cm} + 1.5 \text{ cm}}{2} \right) = 1,098 \text{ kg.cm}$$

Teniendo el momento que se genera en la llave de corte podremos calcular el espesor:

$$t_{lug (req)} = \sqrt{\frac{4M_{lug}}{0.9b_{lug}F_{yp}}}$$

Como la llave de corte es del mismo material que la plancha base ASTM A36

$$t_{lug (req)} = \sqrt{\frac{4(1,098 \text{ kg.cm})}{0.9(4 \text{ cm}) \left(2,530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)}}$$

$$t_{lug (req)} = 0.69 \text{ cm} \rightarrow 6.9 \text{ mm}$$

Usar $t_{lug} = 7 \text{ mm}$

Soldadura de la llave de corte

Entre los espesores a unir por soldadura de filete se deberá tomarse el menor espesor para saber, según la tabla 4.4, cuál será el espesor mínimo de la soldadura. Entre el espesor de la plancha base y el espesor de la llave de corte es menor el de la llave de corte $t_{lug} = 7 \text{ mm}$. La soldadura mínima para un espesor de 7 mm es de 5 mm ver tabla 4.4.

Calculo de la fuerza resultante:

Las fuerzas en la soldadura son vistas en la figura A.9.4.

Considerando una soldadura de filete de 5 mm (ver tabla 4.4):

$$s = 0.7 \text{ cm} + (0.5 \text{ cm}) \left(\frac{1}{3}\right) (2) = 1.03 \text{ cm}$$

$$f = \frac{\text{Carga en la direccion en estudio}}{\text{longitud de la soldadura}}$$

$$f_c = \frac{1,098 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(4 \text{ cm})(1.03 \text{ cm})} = 265.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$f_v = \frac{549 \text{ kg}}{2(4 \text{ cm})} = 68.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La carga resultante de la soldadura f_r es calculada

$$f_r = \sqrt{\left(265.64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right)^2 + \left(68.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}\right)^2} = 274.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

La resistencia nominal de la soldadura con un electrodo E70

$$\phi R_n = \phi F_w A_w$$

Donde

F_w = Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área. Kg/cm².

$$F_w = (0.60)F_{EXX}(1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}\theta)$$

F_{EXX} = Numero de clasificación del electrodo. Kg/cm².

$$F_{EXX} = 4920 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (ver tabla 4.8)}$$

ϕ = Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura. Grados.

$A_w =$ Área efectiva de la soldadura. Cm^2 .

$$A_w = L_{efec}L_{garg}$$

L_{efec} = Longitud efectiva de la soldadura. Cm

$$L_{efec} = b_{fc}$$

L_{garg} = Longitud de la garganta de la soldadura. Cm ($t \cos 45$) = $t(0.707)$

$$R_n = (0.60) \left(4920 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (1 + 0.50 \text{sen}^{1.5}(90)) (0.5 \text{ cm}) (0.707)$$

$$R_n = 1,565.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$\phi R_n = (0.75) \left(1,565.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \right) = 1,173.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Se compara con la fuerza actuante factorizada de corte

$$f_r < \phi R_n$$

$$274.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} < 1,173.97 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \quad \text{OK!}$$

Cumple, se puede usar en el ala una soldadura de 5 mm con un electrodo E70.

Detallado:

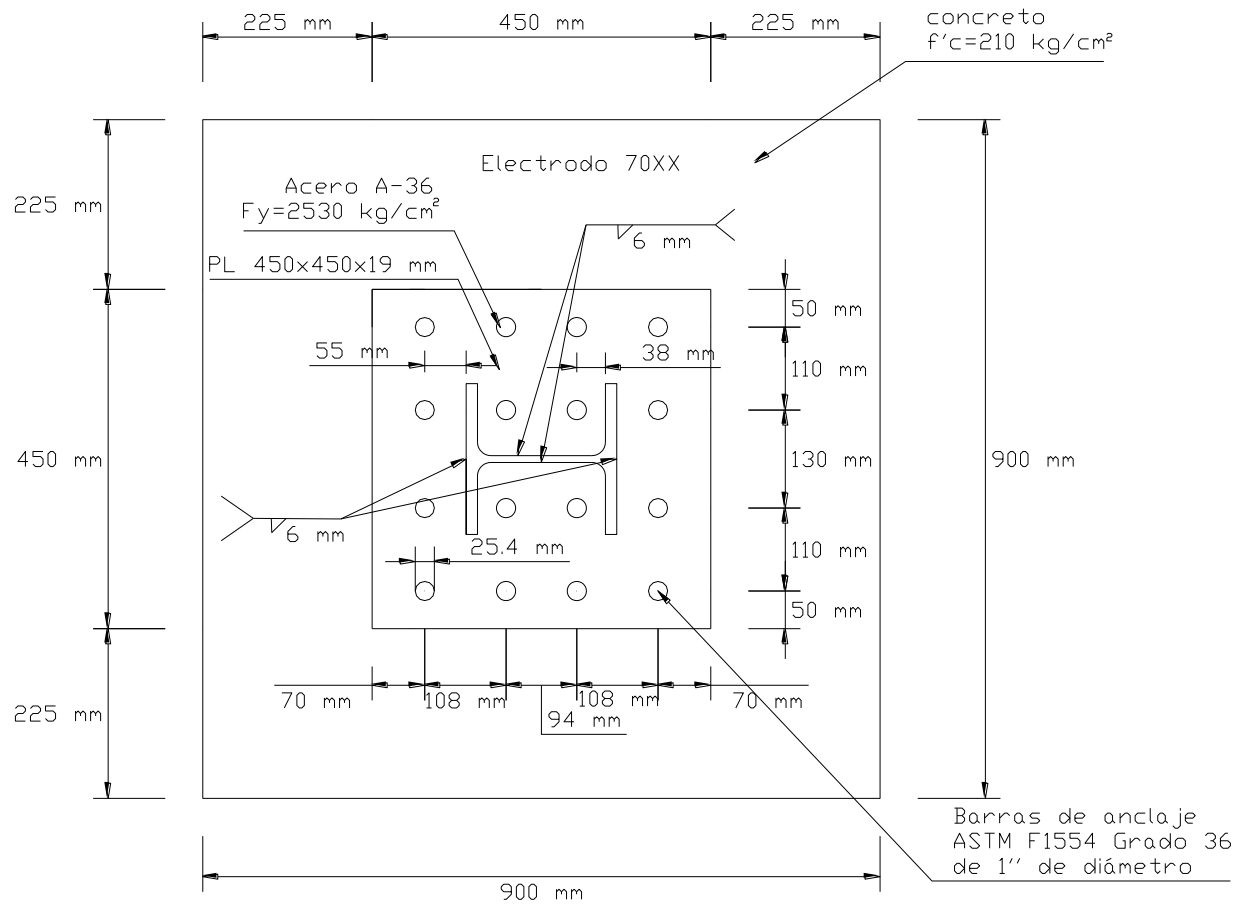


Figura A.12.3 Detallado en planta del Ejemplo 12.

Fuente: Propia.

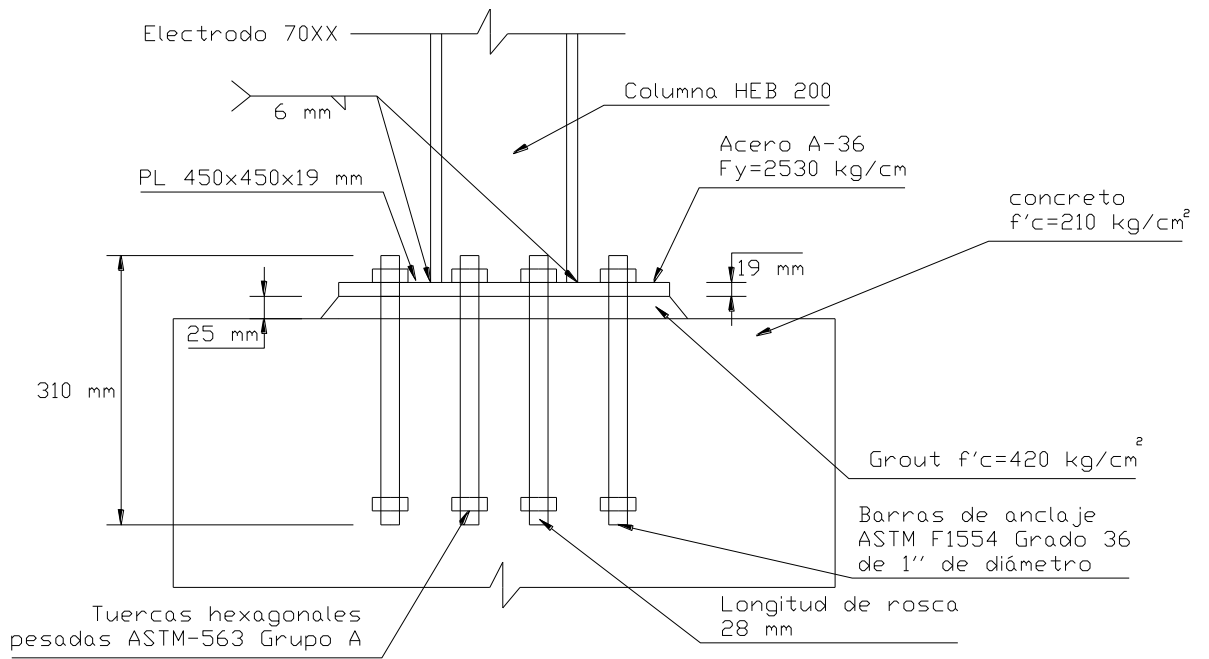


Figura A.12.4 Detallado del Ejemplo 12.

Fuente: Propia.

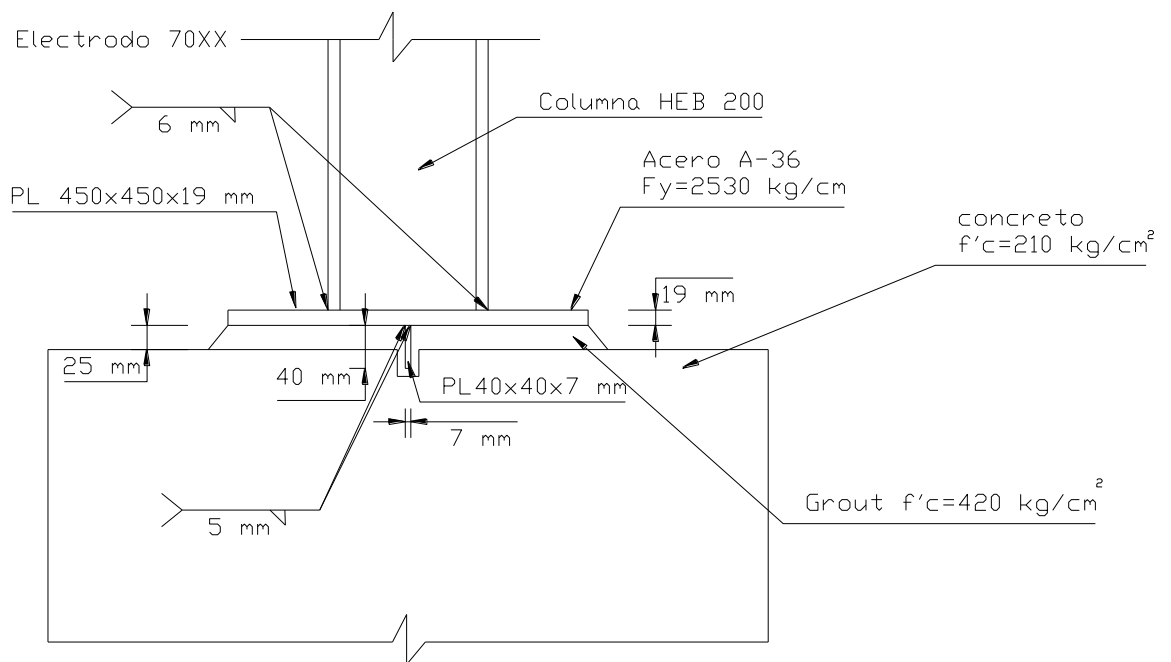


Figura A.12.5 Detallado con Llave de Corte del Ejemplo 12.

Fuente: Propia.

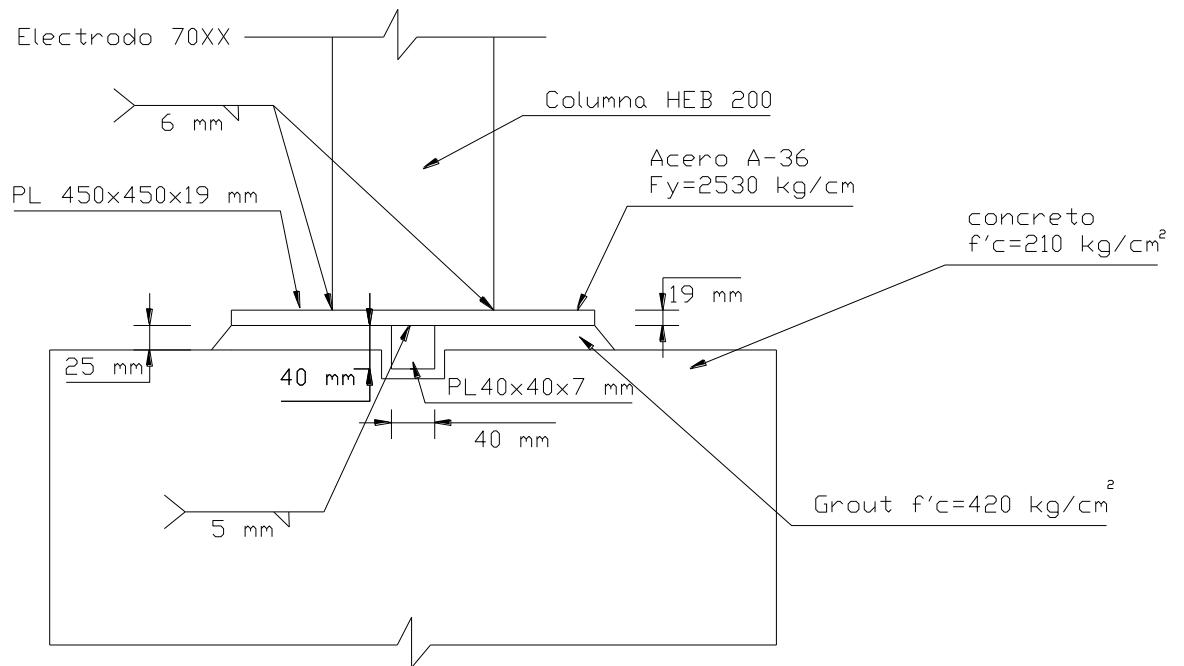


Figura A.12.6 Detallado Frontal con Llave de Corte del Ejemplo 12.

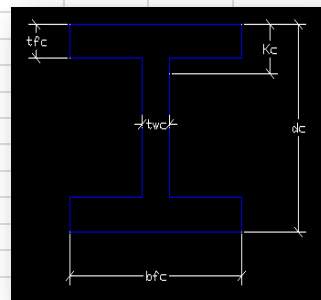
Fuente: Propia.

Nota: El detallado de la plancha base fue hecho según lo señalado en la sección 4.7 Detallado de la plancha base de este documento. La fabricación y montaje de esta conexión debe ser de acuerdo con lo establecido en la sección 4.8 de la presente investigación.

Hoja de cálculo.

Mediante el presente trabajo se creó una hoja de cálculo lo cual refleja la metodología de diseño dada en esta documentación, a continuación se mostraran unas imágenes de la hoja de cálculo con los resultados del ejemplo 12

DISEÑO DE PLANCHAS BASE			
1.-DATOS DE ENTRADA			
1.1-PROPIEDADES DE LA COLUMNA			
PERFIL	HEB-200		
dc	200 mm	Altura del perfil	
tfc	15 mm	Espesor de las alas	
bfc	200 mm	Ancho del perfil	
twc	9 mm	Espesor del alma	
Zxc	3231 cm ³	Modulo plastico	
Ac	78.1 cm ²	Area de la seccion	
H	3.5 m	Area de la seccion	
Acero	ASTM - A 36		
Fy	2530 kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia	
Ry	1.5	Factor de sobrerresistencia	
1.2-CARGAS ACTUANTES			
CASO	P (kg)	M (kg.m)	V (kg)
CP	1500	110	70
CV	660	60	30
S	300	400	150
γ	0.5	Factor de participacion de la carga viva	
Ω _o	3	Factor de amplificacion sismica SMF	



2.- Cargas de Diseño

De acuerdo a la sección 8.5. "Column Bases" del código AISC 341-05, para el diseño de la plancha base se puede tomar alguna de las condiciones

2.1.-Para alcanzar flexio

COMBINACIONES	Pu (kg)	Mu (kg.m)	Vu (kg)
1.2CP + γCV + ΩoS	3,030.00	1,362.00	549.00
1.2CP + γCV - ΩoS	1,230.00	-1,038.00	-351.00
0.9CP + ΩoS	2,250.00	1,299.00	513.00
0.9CP - ΩoS	450.00	-1,101.00	-387.00

Combinacion mas desfavorable:		1.2CP+γCV+ΩoS
Pu		3,030.00 kg
Mu		1,362.00 kg.m
Vu		549.00 kg

2.2.-Para Desarrollar Flexion en la columna

AISC 341-05 Seccion 8.5

Pu	31,838.83	kg	$P_u = 1.2 * CP + \gamma CV + \Omega_1 S$	DONDE	$\Omega_1 = \frac{1.1 R_y F_y Z_X}{M_u}$	99.02944
Mu	134,878.10	kg.m	$M_u = 1.1 R_y F_y Z_X$			
Vu	70,066.54	kg	$V_u = \frac{2 R_y F_y Z_X}{H}$			

2.3.-Fuerzas de Diseño de plancha base

Se diseñara bajo el criterio de:

5.1.-Para alcanzar flexio

Pu	3,030.00	kg
Mu	1,362.00	kg.m
Vu	549.00	kg

3.- PLANCHA BASE

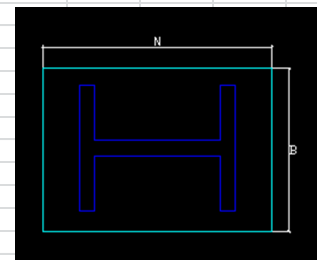
3.1-DIMENSIONES DE LA PLANCHA BASE

Area requerida de la plancha base sujeta solo a cargas axiales

CASO II: A2 ≥ 4A1		Caso I	Caso II	Caso III
A1 (req)	13.06 cm ²	$A_1 (req) = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$	$A_1 (req) = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c}$	$A_1 (req) = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c}$

Optimizando las dimensiones de la plancha base

Δ	1.50 cm	$\Delta = \frac{0.95d - 0.80b_f}{2}$
N ≈	5.11 cm 51.14 mm	$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta$
B ≈	2.55 cm 25.54 mm	$B \approx \frac{A_1 (req)}{N}$



Longitud y ancho minimo de la plancha base basada en las dimensiones del perfil de la columna

N _{min}	352.4 mm	Longitud minima de la plancha	$N_{min} = d_c + 2 * 3"$
B _{min}	352.4 mm	Ancho minimo de la plancha	$B_{min} = b_{fc} + 2 * 3"$
N	450 mm	Longitud de la plancha	
B	450 mm	Ancho de la plancha	
A1	2025 cm ²	Area de plancha base	
h _{s1}	125 mm	Distancia de la columna a borde de plancha en X (paralelo a N)	$h_{s1} = \frac{N - d_c}{2}$
h _{s2}	125 mm	Distancia de la columna a borde de plancha en Y (paralelo a B)	$h_{s2} = \frac{B - b_{fc}}{2}$

3.2-PROPIEDADES DE LA PLANCHA

A2/A1 4.00

Acero	ASTM - A 36
Fyp	2530 kg/cm ² Esfuerzo de cedencia

4.-PEDESTAL		
BASE B ₂	900 mm	Base del pedestal
ALTURA N ₂	900 mm	Altura del pedestal
A ₂	8100 cm ²	Area del pedestal
f'c	210 kg/cm ²	Resistencia del concreto
E	2E+06 kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero

5.-BARRAS DE ANCLAJE

5.1-PROPIEDADES DE LAS BARRAS DE ANCLAJE

PERNOS	F1554 Gr 36	Material de las barras de anclaje
F _{ur}	4078 kg/cm ²	Esfuerzo ultimo a traccion
dr	1	Diametro tentativo de las barras (pulgadas)
dr	25.4 mm	Diametro de las barras
dh	46 mm	Diametro de los agujeros

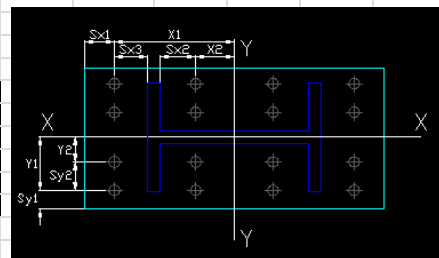
Si el material de la barra no esta en lista colocar el nombre del material en la casilla gris	
A36	
Colocar el esfuerzo ultimo del material	A36
Fu manual	2530

5.2-CONFIGURACIÓN DE LAS BARRAS DE ANCLAJE

S _{min}	44 mm	Separación mínima de la barra al borde de plancha (A bordes cortados con cizalla) mm
S _{min}	32	Separación mínima de la barra al borde de plancha (A bordes laminados de platina, perfiles o barras y bordes cortados con sopletes) mm
S _{x1}	70 mm	Separación de la barra al borde de plancha en dirección X
S _{x2}	38 mm	Separación desde la superficie interna del ala del perfil a la barra de anclaje en X.
S _{x3}	55 mm	Separación desde la superficie externa del ala del perfil a la barra de anclaje en X.
S _{y1}	50 mm	Separación de la barra al borde de plancha en dirección Y
S _{y2}	110 mm	Separación de la barra a barra en dirección Y
	125 mm	Longitud del borde de la plancha a el ala del perfil en X
	125 mm	Longitud del borde de la plancha a el ala del perfil en Y
	85 mm	Longitud desde la superficie interior de la ala del perfil al eje central en X.
	225 mm	Longitud desde el eje central al borde de la plancha base en Y.
	55 mm	Separacion de la barra al perfil en X.

N _{rx}	4	Numero de pernos en X			
N _{ry}	4	Numero de pernos en Y			
Fila de pernos	n _{rx}	Area del perno (A _r)	n _r x A _r	X _i (mm)	Y _i (mm)
1	4	5.0671 cm ²	20.268 cm ²	155 mm	175 mm
2	4	5.0671 cm ²	20.268 cm ²	47 mm	65 mm
3	4	5.0671 cm ²	20.268 cm ²	-47 mm	-65 mm
4	4	5.0671 cm ²	20.268 cm ²	-155 mm	-175 mm

Nota: X2, Y2 debe ser mayor que la mitad de la separación mínima de las barras que es 3 veces el diametro de la barra



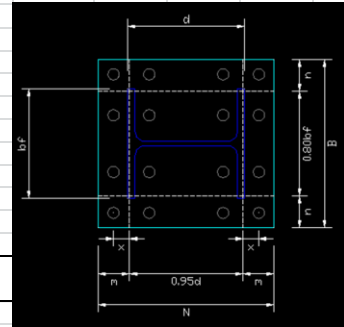
S _{x1}	>	S _{min}	OK
S _{x2}	>	S _{min}	OK
S _{x3}	>	S _{min}	OK
X ₂	>	(3φ _{barra})/2	OK
Y ₂	>	(3φ _{barra})/2	OK
S _{y1}	>	S _{min}	OK

6.- Metodos de Diseño				
e	449.50	mm	Excentricidad equivalente de la carga axial debida a la flexión	$e = \frac{M_U}{P_U}$
f _{p max}	232.05	kg/cm ²	Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto	
q _{p max}	10,442.25	kg/cm	Fuerza máxima entre plancha base y concreto	$q = f_p \cdot B$
ε	e _{crit}	223.55	Excentricidad critica	$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_U}{2q_{MAX}}$
e	>	e _{crit}	Aplica metodo para Momentos Altos	$f_p = 0_c \cdot (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ DONDE $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2.00$ TIENE QUE SER MENOR QUE 2 OK

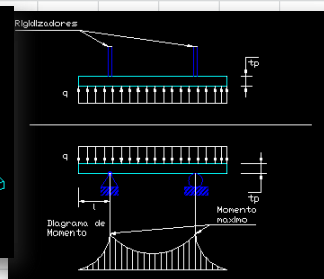
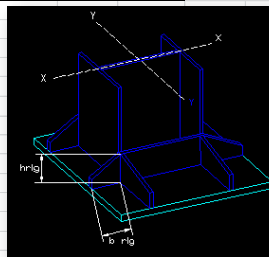
7.-Fuerzas en la plancha base				
7.1.-Ancho en Compresion				
Sx1	70 mm		Separación de la barra al borde de plancha en dirección X	
f	155 mm		Distancia del eje de la plancha a pernos mas traccionados	
MOMENTOS BAJOS		MOMENTOS ALTOS		
Y	-449.01 mm	$Y = N - 2e$	$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2$	1,444.00 cm ²
q	-67.48 kg/cm	$q = \frac{P_U}{Y}$	$\frac{2P_U(e+f)}{q_{MAX}}$	35.08 cm ²
			$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_U(e+f)}{q_{MAX}}$	$q = q_{max}$
			SI SE CUMPLE	$T_u = qY - P_u$
		Y	4.64	mm
	Y a usar	4.64	mm	Ancho a compresión en plancha
7.2.-Fuerzas Resultantes:				
q	10,442.25	kg/cm	Fuerza entre plancha base y concreto	
Tu	1,819.77	kg	Fuerza en última fila de barras a tracción	

8. Chequeo de Pedestal y Barras de Anclaje:				
8.1. Concreto en Pedestal:				
$f_p (max)$	232.05 kg/cm ²	Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto		$f_{p(max)} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$
f_p	232.05 kg/cm ²	Esfuerzo actuante entre plancha base y concreto		
D/C	1			
	f_p	<=	$f_p (max)$	OK
8.2. Resistencia en Barras de Anclaje:				
Aplica metodo para Momentos Altos		Existen fuerzas en las barras de anclaje		
Chequear la resistencia de la barra de anclaje				
Tu	1,819.77	kg	Fuerza en última fila de barras a tracción	
dr	1"	Diametro tentativo de las barras (pulgadas)		
ϕR_n	11,622.67	kg	Resistencia de cada barra a tracción ($\phi=0.75$)	$\phi R_n = \phi F_{ur} \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right)$
nr	8	Número de barras en tracción		
Tu/nr	227.47	kg	Fuerza en cada barra de ultima fila a tracción	
	Tu/nr	<=	ϕR_n	OK

9. Espesor de Plancha Base:										
9.1. Por flexión de la plancha en la interface de compresión:										
Dimensión crítica en volado			$m = \frac{N - 0.95d_c}{2}$							
m	130	mm	$n = \frac{B - 0.80bf_c}{2}$							
n	145	mm								
se usa el mayor										
L										
n	145	mm								
$t_{p (req)} = 1.5l \sqrt{\frac{f_p}{F_{yp}}} \text{ cuando } Y \geq l$			NOTA: l es el mayor entre m y n							
$t_{p (req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(l - \frac{Y}{2} \right)}{F_{yp}}} \text{ cuando } Y < l$										
<table border="1"> <tr> <td>Y</td> <td><</td> <td>L</td> </tr> <tr> <td>t_{p (req)}</td> <td>16.45</td> <td>mm</td> </tr> </table>			Y	<	L	t _{p (req)}	16.45	mm		
Y	<	L								
t _{p (req)}	16.45	mm								
9.2. Por flexión de la plancha en la interface de tensión:										
x	62.5 mm	Distancia del centro de perno a eje crítico de flexion		$x = \frac{N - d_c + tf_c}{2} - s_{x1}$						
t _{p (req)}	6.67 mm	Espesor requerido por flexión en la interface a tracción		$t_{p (req)} = 2.11 \sqrt{\frac{Tu x}{B F_{yp}}}$						
9.3. Sujeto solo a cargas de compresion axial:										
Dimensión crítica en volado			$\lambda n' = \lambda \sqrt{\frac{db_y}{4}} \quad \lambda = 1$							
λn'	50	mm	Longitud mayor entre m, n y λn'							
l	145	mm								
t _{p (req)}	5.26	mm	Espesor requerido sujeto solo a cargas de compresion axial							
$t_{p (req)} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}}$										
t _{p (mayor-req)}	16.45 mm	Espesor maximo requerido								
t _p	19 mm	Espesor definitivo								
			D/C	0.87						
t _{p (max-req)}	<	t _p	Cumple	No Usar Rigidizadores						



10. Rigidizadores en Plancha Base:				
Acero	ASTM - A 36			
F _{yp}	2530 kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia		
10.1. Calculo del espesor de la plancha base.				
Numero de rigidizadores	2			
Asumiendo un volado se calcula el momento max				
l ₂	No aplica	Separacion entre los rigidizadores		
M _b	No aplica	kg.cm	Momento del rigidizador posicionado en el medio	
M _c	18,128.91	kg.cm	Momento asumido	
t _{req}	5.64 cm 56.43 mm	Espesor requerido		
t _p	50 mm	Espesor definitivo		
		$M_b = \frac{(2ql_2^3) - 2l_2 M_a}{8(2l_2)}$		
		$t_{req} = \sqrt{\frac{4M}{(1 \text{ cm})(\phi F_y)}}$		



11. Soldadura de la plancha base con la columna.					
Soldadura en la alma de la columna					
¿Se usa rigidizadores?		No			
Espesor mas delgado a unir					
t mas delgado	9 mm	Espesor de la alma			
t min	5 mm	Espesor minimo de soldadura de filete			
t usar	5 mm				
Electrodo	E70XX	Electrodo a utilizar			
Fu Fexx	4920	kg/cm ²	Esfuerzo del electrodo		
Ø	0				
Fw	2,952.00	kg/cm ²	Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área	$F_w = (0.60)F_{E70XX}(1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}\theta)$	
Aw	14.14	cm ²	Área efectiva de la soldadura	$A_w = L_{efec}L_{garg}$	
ØRn	31,305.96	kg	Resistencia nominal de la soldadura	$\phi R_n = F_w A_w$	
$R_n > V$		OK			
Soldadura en la ala de la columna					
¿Se usa rigidizadores?		No			
Espesor mas delgado a unir					
t mas delgado	15 mm	Espesor de las alas			
t min	6 mm	Espesor minimo de soldadura de filete			
t usar	6 mm				
Electrodo	E70XX	Electrodo a utilizar			
Fu Fexx	4920	kg/cm ²	Esfuerzo del electrodo		
Ø	90				
Fw	4,428.00	kg/cm ²	Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área	$F_w = (0.60)F_{E70XX}(1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}\theta)$	
Aw	16.97	cm ²	Área efectiva de la soldadura	$A_w = L_{efec}L_{garg}$	
ØRn	56,350.73	kg	Resistencia nominal de la soldadura	$\phi R_n = F_w A_w$	
$\phi R_n > V$		OK			
USAR PARA LA SOLDADURA DE LA PLANCHA BASE CON LA COLUMNA					
Electrodo	E70XX				
t a usar	6 mm				

12. Diseño por corte:

12.1. Propiedades de Llave de Corte:

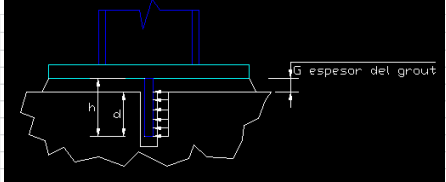
Se agregara placas como llaves de corte a fin de evitar que los pernos absorban el posible corte:

G	25	mm	Espesor del mortero
h _{lug}	40	mm	Altura de la llave de corte
b _{lug}	40	mm	Longitud de la llave de corte

d _{lug}	15	mm	Longitud embutida en el pedestal
A _{req}	3.27	cm ²	Área embutida mínima requerida de la llave de corte
A _{lug}	6.00	cm ²	Área embutida proporcionada de la llave de corte
A _{lug}	>	A _{req}	OK

$A_{req} = \frac{V}{0.8f'_c}$

$A_{lug} = b_{lug} \times d_{lug}$

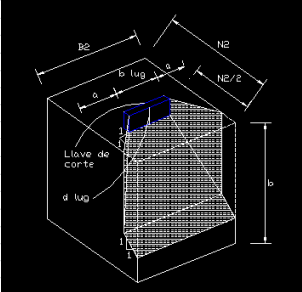


12.2. Chequeo de Aplastamiento en el Concreto:

ϕV_n	1,008.00	kg	Resistencia al aplastamiento del concreto	$\phi V_n = 0.8f'_c A_{lug}$
V _u	549.00	kg	Carga de corte mayorada	$V_u \leq \phi V_n$
V _u	<	ϕV_n	OK	

12.3. Chequeo para el corte actuando contra el eje del pedestal:

b	465 mm	Profundidad del área proyectada	$b = d_{lug} + \frac{N_2}{2}$	
A _v	4179.00 cm ²	Área de superficie de falla de corte	$A_{v1} = B_2 \cdot b - A_{lug}$	
ϕV_n	48,172.84	kg	Resistencia al corte contra el eje del pedestal ($\phi=0.75$)	$\phi V_n = \phi 4 \sqrt{f'_c} A_v$
V _u	<	ϕV_n	OK	



12.4. Espesor de la llave de corte:

La llave de corte sera del mismo material que de la plancha base:

M _{lug}	1,098.00	kg.cm	Momento actuando en la llave de corte	$M_{lug} = V_u \left(\frac{G + d_{lug}}{2} \right)$
t _{lug req}	0.69	cm	Espesor mínimo requerido de la llave de corte	$t_{lug req} = \sqrt{\frac{4M_{lug}}{0.9b_{lug}f_y}}$
t _{lug}	6.94	mm	Espesor proporcionado de la llave de corte	
t _{lug}	7	mm	Espesor proporcionado de la llave de corte	

12.5. Soldadura de la llave de corte:

t _{min}	5 mm	Espesor mínimo de soldadura de filete		
t _{prop}	5	mm		
s	1.03	cm	Separación entre centros de soldaduras	
f _c	265.65	kg/cm	Carga resultante axial	$f = \frac{\text{Carga en la direccion en estudio}}{\text{longitud de la soldadura}}$
f _v	68.63	kg/cm	Carga resultante a corte	
f _t	274.37	kg/cm	Carga resultante	$f_r = \sqrt{f_c^2 + f_v^2}$

Electrodo E70XX

Electrodo a utilizar

F _u F _{exx}	4920	kg/cm ²	Esfuerzo del electrodo	
ϕ	90			
F _w	4,428.00	kg/cm ²	Resistencia nominal del metal de soldadura por unidad de área	$F_w = (0.60)F_{EXX}(1 + 0.50 \text{ sen}^{1.5}\theta)$
ϕR_n	1,173.97	kg/cm	Resistencia nominal de la soldadura	$\phi R_n = F_w A_w$

$\phi R_n > f_t$

OK

USAR PARA LA SOLDADURA DE LA PLANCHA BASE CON LA COLUMNA

Electrodo	E70XX
t a usar	5 mm

