

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**INTRODUCCIÓN AL DISEÑO UNIÓN VIGA-COLUMNA PARA
ESTRUCTURAS METÁLICAS LIVIANAS O DE BAJA ALTURA**

TOMO I

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

LUIS EDUARDO CHACHA GUALA

l_edwar2@hotmail.com

JAIME WASHINGTON SÁNCHEZ VALLESTEROS

barsajaime71402@hotmail.com

DIRECTOR: ING. PATRICIO PLACENCIA

patohpla@hotmail.com

Quito, Abril 2016

DECLARACIÓN

Nosotros, Luis Eduardo Chacha y Jaime Washington Sánchez Vallesteros, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Luis Eduardo Chacha

Jaime Sánchez Vallesteros

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Luis Eduardo Chacha y Jaime Washington Sánchez Vallesteros, bajo mi supervisión.

Ing. Patricio Placencia
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por su incondicionalidad, mis padres; Aida y Luis, mis hermanos; Gustavo, Santiago y Daniel.

A mis amigos y padres políticos; Marco y Nidia

A la comunidad docente de la Escuela Politécnica Nacional

Al personal administrativo de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental

A mis amigos Carmen y Jaime

AGRADECIMIENTOS

Es un logro conseguido a través de muchas personas que influyeron en mi vida, quiero agradecer a mis padres por su apoyo incondicional, a mi hermana Gicela Sánchez y a mi cuñado Christian Veloz por ser las personas que siempre confiaron y tuvieron confianza en mí, dándome ese amor de familia que siempre fue mi motivación.

A mi compañero de tesis Eduardo Chacha por todo su colaboración y entrega para llegar a nuestro objetivo.

Agradezco a mis amigos de la universidad, siempre estuvieron para ayudarme, especialmente Carmen Díaz que ha sido la persona durante todo este tiempo que me motivo, ayudo y con su cariño me enseñó a luchar por mis sueños.

Agradezco a mi tutor de tesis el Ing. Patricio Placencia que confió en nosotros bríndanos su experiencia y conocimiento para la ayuda en el desarrollo de la tesis.

A los Ingenieros Jorge Vintimilla, Félix Vaca, Pedro Caicedo, Patricio Sánchez, Guido Manciaty y Diego Sosa que en base a sus conocimientos nos pudieron guiar de mejor manera.

Jaime Washington Sánchez Vallesteros

DEDICATORIA

A mi madre Aida, por su amor infinito y su ejemplo de lucha.

A mi esposa y compañera del día a día, Keyla.

A mi hijo Mathias Eduardo, por ser el motor de mis propósitos.

DEDICATORIA

En primer lugar a mis padres porque mi sueño siempre fue el de ellos, en especial a mi hermana que siempre ha sido como mi ángel guardián con sus oraciones me acompañó a lo largo de este tiempo a pesar de la distancia, a mis hijas Amelie y Anahi que son mi mayor motivación para luchar por mis sueños y anhelos, a mi sobrino Daniel que me trajo alegría a mi vida.

Jaime Washington Sánchez Vallesteros

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTOS	IV
AGRADECIMIENTOS	V
DEDICATORIA	VI
DEDICATORIA	VII
CONTENIDO	VIII
INDICE DE TABLAS	XIII
INDICE DE FIGURAS	XV
RESUMEN	XX
SUMMARY	XXI
PRESENTACIÓN	XXII
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. ACERO CONFORMADO EN FRIO	2
1.1.1. CARACTERISTICAS	2
1.1.2. PROPIEDADES	3
1.1.3. MATERIAL	7
1.1.4. TIPOS DE PERFILES	9
1.1.5. APLICACIONES	10
1.1.6. ACTUALIDAD DE LA APLICACIÓN EN NUESTRO PAÍS	11
1.1.7. VENTAJAS DEL USO DE PERFILES DE LÁMINA DELGADA CONFORMADO EN FRÍO	12
1.1.8. DESVENTAJAS DEL USO DE PERFILES DE LÁMINA DELGADA CONFORMADO EN FRÍO	14
1.1.9. CODIGOS DE REFERENCIA, ESTANDARES Y DOCUMENTOS	16
1.2. PRINCIPIOS DE DISEÑO EN ACERO	16
1.2.1. FILOSOFIAS DE DISEÑO	16
1.2.2. ELEMENTOS EN TENSION	21
1.2.3. ELEMENTOS A COMPRESION	25
1.2.4. ELEMENTOS EN FLEXION	38

1.2.5.	VIGAS - COLUMNAS	45
1.2.6.	CONEXIONES Y UNIONES	49
1.3.	OBJETIVOS	56
1.3.1.	OBJETIVO GENERAL	56
1.3.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	57
CAPÍTULO 2	58
SISTEMAS DE ACERO SISMORESISTENTE	58
2.1.	REQUERIMIENTOS GENERALES.....	58
2.1.1.	ANTECEDENTES.....	59
2.1.2.	SISTEMAS ESTRUCTURALES	59
2.1.3.	ESPECIFICACIONES, CODIGOS Y ESTANDARES DE REFERENCIA.....	62
2.1.4.	FILOSOFIA DE DISEÑO SISMICO	62
2.1.5.	PELIGRO SISMICO EN EL ECUADOR	63
2.2.	DISPOSICIONES SISMICAS (SEISMIC PROVISIONS).....	74
2.2.1.	ALCANCE.....	74
2.2.2.	REQUERIMIENTOS	76
2.2.3.	SOLICITACIONES Y COMBINACIONES DE CARGA	76
2.2.4.	ESPECIFICACIONES Y DETALLES DE DISEÑO	76
2.2.5.	MATERIALES.....	77
2.2.6.	CONEXIONES.....	78
2.2.7.	MIEMBROS	79
2.2.8.	PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO (MRF).....	80
2.3.	PORTICOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF)	81
2.3.1.	DEFINICION Y COMPORTAMIENTO BASICO.....	82
2.3.2.	COMPORTAMIENTO DUCTIL	83
2.3.3.	REFUERZO TIPO CUBRE PLACA (COVER PLATE).....	83
2.3.4.	ESFUERZO DE FLUENCIA ESPERADO.....	85
2.3.5.	COMPORTAMIENTO DE LA ZONA DE PANEL	86
2.4.	CONEXION VIGA COLUMNA.....	87
2.4.1.	ALCANCE.....	87
2.4.2.	REQUERIMIENTOS PARA LA CONEXION	87
2.4.3.	CONEXIONES EN ZONA DE PANEL VIGA-COLUMNA.....	93
2.4.4.	LIMITACIONES VIGA-COLUMNA.....	97
2.4.5.	PLACAS DE CONTINUIDAD	104

2.4.6.	CRITERIO DE COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL	107
2.4.7.	ARRIOSTRAMIENTO LATERAL DE VIGAS	110
CAPÍTULO 3	113
BASES DE DISEÑO	113
3.1.	INTRODUCCIÓN	113
3.2.	DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA APORTICADA DE ACERO DE LÁMINA DELGADA	115
3.2.1.	HIPOTESIS DE CARGA.....	116
3.2.2.	DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL.....	116
3.2.3.	DISEÑO EN ACERO PARA LAS SECCIONES PARTICIPANTES	121
3.2.4.	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	129
3.2.5.	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA USANDO ETABS.....	131
3.2.6.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	141
3.2.7.	RESPUESTA NO LINEAL DEL MODELO (ANÁLISIS PUSHOVER)	153
3.3.	DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	156
CAPÍTULO 4	163
ENSAYOS EXPERIMENTALES	163
4.1.	DISEÑO DEL ENSAYO.....	163
4.1.1.	FIJACIÓN DEL PÓRTICO AL PISO DE REACCIÓN	165
4.1.2.	SISTEMA ANTI PANDEO LATERAL DEL PÓRTICO.....	173
4.1.3.	DISEÑO DEL SISTEMA DE CARGAS	175
4.1.4.	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN	179
4.2.	CONSTRUCCION DE PROTOTIPOS.....	183
4.2.1.	CONFORMACION DE COLUMNAS TUBULARES	185
4.2.2.	COLOCACION DE REFUERZOS DE CONTINUIDAD EN COLUMNAS	186
4.2.3.	CONFORMACION DE VIGAS TUBULARES.....	188
4.2.4.	REFORZAMIENTO ZONA DE COLUMNA.....	189
4.2.5.	ENSAMBLE PARCIAL (FUERA DEL LABORATORIO).....	190
4.2.6.	ENSAMBLE IN SITU; IZADO, NIVELACION Y REMATE.....	191
4.2.7.	MONTAJE DE PLACAS BASE	192
4.2.8.	PRETENSION EN PLACAS BASE.....	193
4.2.9.	ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES.....	194

4.2.10. APENDICES DE CARGA	195
4.2.11. MONTAJE DE CILINDROS DE CARGA	196
4.3. INSTRUMENTACIÓN	197
4.3.1. UBICACIÓN DE SENSORES DE DEFORMACION UNITARIA.....	198
4.3.1.1. INSTALACIÓN DE SENSORES DE DEFORMACIÓN UNITARIA.....	200
4.3.2. UBICACIÓN DE TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO	206
4.3.3. CONEXIÓN DEL TRANSDUCTOR DE FUERZA.....	209
4.3.3.1. APLICACIÓN DE LA CARGA LATERAL	211
4.3.4. CONEXIÓN DEL SISTEMA DE MEDICION	215
4.3.5. RESUMEN DE EQUIPOS	215
4.3.6. RECOMENDACIONES DE SEGURIDAD	215
CAPÍTULO 5.....	217
RESULTADOS DE ENSAYOS	217
5.1. CALIBRACION.....	219
5.1.1. INCORRECTA APLICACIÓN DE CARGAS	219
5.1.2. IDEALIZACION SIMPLIFICADA DE APLICACIÓN DE CARGAS.....	220
5.2. ENSAYO DE PROBETA 1	221
5.2.1. DESCRIPCION.....	221
5.2.2. CICLOS DE CARGA.....	226
5.2.3. AGOTAMIENTO DE LAS SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA	227
5.2.4. ANALISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXIÓN	228
5.3. ENSAYO DE PROBETA 2	231
5.3.1. DESCRIPCION.....	231
5.3.2. CICLOS DE CARGA.....	233
5.3.3. AGOTAMIENTO DE LAS SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA	235
5.3.4. ANALISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXION	241
CAPÍTULO 6.....	244
ANALISIS DE RESULTADOS	244
6.1. JUSTIFICACION DE LA IMPOSIBILIDAD DE TRANSMISION DE MOMENTOS.....	244

6.2.	ANALISIS DE CARGA VS DEFORMACION.....	246
6.2.1.	ANALISIS COMPARATIVO DE RIGIDEZ EN NUDOS.....	249
6.3.	INERCIA EFECTIVA	251
6.3.1.	DEDUCCION DE FACTOR EQUIVALENTE	251
6.4.	ANALISIS DE ESFUERZO DEFORMACION	252
6.5.	ANALISIS DE LA RIGIDEZ	253
6.6.	SECUENCIA DE INICIO DE FLUENCIA.....	254
6.7.	COMPARACION DE MODELOS TEORICO Y EXPERIMENTALES.....	257
CAPÍTULO 7	259
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	259
7.1.	CONCLUSIONES.....	259
7.2.	RECOMENDACIONES	263
CAPÍTULO 8	265
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	265

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.1 PRODUCTOS DE ACERO	8
TABLA 1.2 ACEROS TÍPICOS APROBADOS	8
TABLA 1.3 ACEROS MÁS USADOS	9
TABLA 1.4 FACTOR DE SEGURIDAD Y RESISTENCIA.....	19
TABLA 2.1 VALORES DE Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SISMICA.....	64
TABLA 2.2 TIPOS DE PERFILES DE SUELO	65
TABLA 2.3 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA.....	66
TABLA 2.4 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FD.....	66
TABLA 2.5 TIPO DE SUELO Y FACTORES DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DEL SUBSUELO FS	67
TABLA 2.6 CONTROL DE DERIVAS DE PISO	68
TABLA 2.7 FACTOR DE IMPORTANCIA I	69
TABLA 2.8 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES RECOMENDADAS.....	70
TABLA 2.9 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R	73
TABLA 2.10 TIPOS DE ACEROS PERMITIDOS PARA USO SÍSMICO	78
TABLA 2.11 CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO.....	81
TABLA 2.12 VALORES DE RY Y RT	86
TABLAS 2.13 RELACIÓN ANCHO-ESPESOR	99
TABLA 3.1 HIPOTESIS DE CARGA.....	116
TABLA 3.2 TIPO DE PERFILES DE SUBSUELO	118
TABLA 3.3 DISTRIBUCIÓN DEL CORTE BASAL	121
TABLA 3.4 PREDISEÑO	121
TABLA 3.5 DISEÑO EN ACERO DE LA COLUMNA	122
TABLA 3.6 DISEÑO EN ACERO DE LA VIGA.....	125
TABLA 3.6 DETERMINACION DE CARGA VERTICAL.....	141
TABLA 3.7 AJUSTE DEL CORTE BASAL	143
TABLA 3.8 PARTICIPACION MODAL	144
TABLA 3.9 VALORES DE ΔM MAXIMOS, EXPRESADOS COMO FRACCION DE LA ALTURADE PISO.....	146
TABLA 3.10 CALCULO DE DERIVAS INELASTICAS SISMO X	146

TABLA 3.11 CALCULO DE DERIVAS INELASTICAS SISMO Y	146
TABLA 3.12 REPORTE DEL DISEÑO DE COLUMNA	150
TABLA 3.13 REPORTE DEL DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL.....	152
TABLA 3.14 DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA	157
TABLA 4.1 DISEÑO PLACA BASE	170
TABLA 4.2 DIMENSIONES DEL TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO, WA.....	181
TABLA 6.1 COMPARACION DE MODELOS TEORICO Y EXPERIMENTALES.....	257
TABLA 7.1 INCREMENTO EN PESO EN LA INPLEMENTACION DEL REFUERZO.....	262
TABLA 7.2 INCREMENTO DE ÁREA EN LA ZONA REFORZADA.....	262

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 DEFORMACIÓN PLÁSTICA.....	4
FIGURA 1.2 TIPOS DE PERFILES.....	10
FIGURA 1.3 ESFUERZO - DEFORMACIÓN	22
FIGURA 1.4 ATIESADORES	26
FIGURA 1.5 ATIESADO O PARCIALMENTE ATIESADO	26
FIGURA 1.6 ELEMENTO NO ATIESADO.....	27
FIGURA 1.7 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN DIFERENTES ATIESADORES.....	27
FIGURA 1.8 ELEMENTOS DE PLACA ATIESADOS.....	28
FIGURA 1.9 PANDEO ELÁSTICO CRÍTICO	29
FIGURA 1.10 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POST-PANDEO	32
FIGURA 1.11 ANCHO EFECTIVO	33
FIGURA 1.12 PANDEO LOCAL EN UNA SECCIÓN DE COLUMNA	34
FIGURA 1.13 DEFINICIONES IMPORTANTES	35
FIGURA 1.14 ELEMENTOS EN COMPRESIÓN	36
FIGURA 1.15 ANCHO EFECTIVO	37
FIGURA 1.16 ELEMENTOS EN FLEXIÓN.....	39
FIGURA 1.17 RESISTENCIA NOMINAL.....	41
FIGURA 1.18 RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL.....	42
FIGURA 1.19 RESISTENCIA AL CORTE	43
FIGURA 1.20 RESISTENCIA AL DESGARRAMIENTO DEL ALMA	45
FIGURA 1.21 VIGAS-COLUMNAS	46
FIGURA 1.22 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K, PARA MIEMBROS COMPRIMIDOS CON CARGA CONCENTRICA.....	49
FIGURA 1.23 TIPO DE CONEXIONES.....	51
FIGURA 1.24 TIPOS DE SOLDADURAS	52
FIGURA 1.25 DESGARRAMIENTO DE LA PARTE CONECTADA	54
FIGURA 1.26 RESISTENCIA AL CORTE	55
FIGURA 1.27 GARGANTA EFECTIVA	56
FIGURA 2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	60
FIGURA 2.2 PELIGRO SISMICO EN EL ECUADOR.....	64
FIGURA 2.3 CONCEPTO DE DUCTILIDAD	75
FIGURA 2.4 COMPORTAMIENTO DE LOS ACEROS	77
FIGURA 2.5 COMPORTAMIENTO DE LOS MRF	80
FIGURA 2.6 ESQUEMA DE CARGAS ACTUANTES EN UNA VIGA DE PÓRTICO SMF	82
FIGURA 2.7 REFUERZO TIPO CUBRE PLACA.....	84
FIGURA 2.8 ÁNGULO DE DERIVA DE ENTREPISO.....	88
FIGURA 2.9 ACEPTABLE DEGRADACIÓN DE RESISTENCIA	89
FIGURA 2.10 MOMENTO EN LA ROTULA PLÁSTICA	90
FIGURA 2.11 FUERZAS CORTANTES EN LA ZONA DE PANEL	91
FIGURA 2.12 ZONA DE PANEL	94

FIGURA 2.13 FUERZAS INTERNAS ACTUANDO EN LA ZONA DE PANEL DE UN PEM SUJETO A CARGA LATERAL.....	95
FIGURA 2.14 RESISTENCIA REQUERIDA AL CORTE EN LA ZONA DE PANEL.....	95
FIGURA 2.15 PLACAS DE CONTINUIDAD.....	104
FIGURA 2.16 ESPESOR REQUERIDO DE PLACAS DE CONTINUIDAD.....	105
FIGURA 2.17 ESPESOR REQUERIDO DE PLACAS DE CONTINUIDAD.....	106
FIGURA 2.18 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN VIGA-COLUMNA.....	107
FIGURA 2.19 DETERMINACIÓN DE MOMENTOS PLÁSTICOS EN UNA VIGA.....	110
FIGURA 3.1 CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA.....	114
FIGURA 3.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	129
FIGURA 3.3 ESTRUCTURACION DEL PORTICO DE ESTUDIO.....	131
FIGURA 3.4 ESTRUCTURACION GEOMETRIA.....	133
FIGURA 3.5 DEFINICION DE MATERIALES.....	134
FIGURA 3.6 SECCION COLUMNAS.....	135
FIGURA 3.7 SECCION VIGAS PRINCIPALES.....	135
FIGURA 3.8 SECCION VIGAS SECUNDARIAS.....	136
FIGURA 3.9 SECCION CORREAS.....	136
FIGURA 3.10 DEFINICION DE SECCIONES.....	137
FIGURA 3.11 DEFINICION DE LOSA (DECK).....	138
FIGURA 3.12 SISMO SX.....	139
FIGURA 3.13 SISMO SY.....	139
FIGURA 3.14 DEFINICION DE CARGAS.....	139
FIGURA 3.15 APLICACIÓN DE CARGAS VERTICALES.....	141
FIGURA 3.16 ESPECTRO DE RESPUESTA.....	143
FIGURA 3.17 PARTICIPACION MODAL.....	145
FIGURA 3.18 CODIGO DE DISEÑO.....	147
FIGURA 3.19 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO.....	148
FIGURA 3.20 DISEÑO DE ELEMENTOS.....	148
FIGURA 3.21 DISEÑO DE ELEMENTOS.....	149
FIGURA 3.22 CRITERIO DE ACEPTACION DE ROTULAS.....	154
FIGURA 3.23 CURVA FUERZA DESPLAZAMIENTO.....	155
FIGURA 3.24 SECUENCIA DE FORMACION DE ROTULAS.....	156
FIGURA 4.1 SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGA.....	163
FIGURA 4.2 CONDICIONES FÍSICAS DEL MURO Y PISO DE REACCIÓN.....	164
FIGURA 4.3 SISTEMA DE ANCLAJE AL PISO DE REACCIÓN.....	166
FIGURA 4.4 CONJUNTO PISO - PERNO DE TRANSMISIÓN - PLACA BASE - COLUMNA.....	166
FIGURA 4.5 CARGAS ACTUANTES EN EL PORTICO.....	167
FIGURA 4.6 DIAGRAMA DE MOMENTOS (SOLICITACIONES ÚLTIMAS).....	168
FIGURA 4.7 DIAGRAMA DE CORTANTE (SOLICITACIONES ÚLTIMAS).....	169
FIGURA 4.8 DIAGRAMA DE AXIAL (SOLICITACIONES ÚLTIMAS).....	169

FIGURA 4.9 FUERZAS ACTUANTES EN EL EQUILIBRIO DE LA PROBETA	172
FIGURA 4.10 SISTEMA ANTIPANDEO LATERAL	173
FIGURA 4.11 LOCALIZACIÓN DE ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES EN EL PÓRTICO.....	175
FIGURA 4.12 SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGA LATERAL	176
FIGURA 4.13 DIMENSIONES DEL SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGA LATERAL.....	177
FIGURA 4.14 CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE CARGA LATERAL	178
FIGURA 4.15 ESQUEMA DEL CONJUNTO	179
FIGURA 4.16 SENSORES DE DEFORMACION UNITARIA.....	180
FIGURA 4.17 DIMENSIONES DEL TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO, WA.....	182
FIGURA 4.18 TRANSDUCTOR HBM	182
FIGURA 4.19 PROCESO DE ENSAMBLE Y ACARREO	184
FIGURA 4.20 CONFORMACIÓN DE COLUMNAS TUBULARES	186
FIGURA 4.21 SOLDADURA DE REFUERZOS DE CONTINUIDAD.....	187
FIGURA 4.22 EFECTO DE LAS DIAGONALES EN LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS	187
FIGURA 4.23 CONFORMACIÓN DE VIGAS TUBULARES.....	188
FIGURA 4.24 REFORZAMIENTO ZONA DE COLUMNA	189
FIGURA 4.25 ENSAMBLE PARCIAL	190
FIGURA 4.26 ENSAMBLE TOTAL.....	191
FIGURA 4.27 PLACA BASE.....	193
FIGURA 4.28 PRETENSIÓN DE PLACAS BASE	194
FIGURA 4.29 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL	195
FIGURA 4.30 APÉNDICE DE CARGA.....	196
.....	196
FIGURA 4.31 MONTAJE DE CILINDROS DE CARGA.....	197
FIGURA 4.32 UBICACIÓN DE SENSORES DE DEFORMACION UNITARIA.....	198
FIGURA 4.33 UBICACIÓN DE SENSORES EXTRA DE DEFORMACION UNITARIA.....	199
FIGURA 4.34 UBICACIÓN DE SENSORES (MARCO NO REFORZADO) DE DEFORMACION UNITARIA.....	200
FIGURA 4.35 PROCESO DE INSTALACION DE STRAIN GAUGE	202
FIGURA 4.36 CONEXIÓN AL SISTEMA DE MEDICIÓN	202
FIGURA 4.37 UBICACIÓN DE TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO.....	206
FIGURA 4.38 TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO.	207
FIGURA 4.39 COLOCACION DE TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO.....	207
FIGURA 4.40 RESISTENCIA ELECTRICA TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO.....	210
FIGURA 4.41 GATO HIDRAULICO.....	211
FIGURA 4.42 BOMBA ENERPAC.....	212

FIGURA 4.43 MANGUERAS ENERPAC	212
FIGURA 4.44 CELDA DE CARGA	213
FIGURA 4.45 TRANSDUCTOR DE FUERZA U2B	214
FIGURA 5.1 CONFIGURACION INICIAL DEL SISTEMA DE CARGAS LATERALES.....	218
FIGURA 5.2 CONFIGURACION DEL ENSAYO EXPERIMENTAL	218
FIGURA 5.3 VARIACION DEL MONITOREO DE CARGA VS DEFORMACION DE LA PROBETA BAJO APLICACIÓN SIMULTANEA DE CARGAS	219
FIGURA 5.4 MODELO SIMPLIFICADO DE CARGAS	220
FIGURA 5.5 CARGA PUNTUAL ÚNICA	221
FIGURA 5.6 SECCIONES VIGA Y COLUMNA	222
FIGURA 5.7 MARCO NO REFORZADO, INSTRUMENTADO.....	223
FIGURA 5.8 MARCO NO REFORZADO DEFORMADO.....	224
FIGURA 5.9 ELEMENTOS DEFORMADOS	225
FIGURA 5.10 HISTORIAL DE CARGA	226
FIGURA 5.11 CICLOS DE CARGA PROBETA 1	227
FIGURA 5.12 FALLA TIPICA DE LA CONEXIÓN	228
FIGURA 5.13 ESFUERZOS ANTE LA APLICACION DE CARGA LATERAL	229
FIGURA 5.14 ZONAS ESFORZADAS	230
FIGURA 5.15 CONEXION REFORZADA.....	232
FIGURA 5.16 PROBETA 2 DEFORMADA	232
FIGURA 5.17 HISTORIAL DE CARGA (P2).....	234
FIGURA 5.18 CICLOS DE CARGA (PROBETA 2)	234
FIGURA 5.19 COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN EXTERIOR (PUNTO DE CARGA).....	236
FIGURA 5.20: INICIO DEL AGRIETAMIENTO EN EL CORDON DE SOLDADURA	237
FIGURA 5.21 CONEXIÓN INTERNA	238
FIGURA 5.22 FRACTURA EN LA SOLDADURA.....	239
FIGURA 5.23 ROTACION DE LA ZONA DE PANEL	239
FIGURA 5.24 CONEXIÓN EXTERNA.....	240
FIGURA 5.25 CONEXIÓN REFORZADA (A)	242
FIGURA 5.26 CONEXIÓN REFORZADA (B)	243
FIGURA 6.1 NUDO PARCIALMENTE FLEXIBLE.....	245
FIGURA 6.2 INICIO DE FLUENCIA MODELO TEÓRICO (SEISMOSTRUT, MT1).....	247
FIGURA 6.3 INICIO DE FLUENCIA MODELO TEORICO REFORZADO (MT2)	248
FIGURA 6.4 INICIO DE FLUENCIA PROBETA 1 (P1)	248
FIGURA 6.5 CARGA DEFORMACION PROBETA 2 (P2)	249
FIGURA 6.6 DEFORMACION EN EL RANGO ELASTICO DE LA PROBETA 1	249
FIGURA 6.7 ANALISIS DE DEFORMACIONES MODELOS TEORICOS- EXPERIMENTAL DE LA PROBETA 1	252

FIGURA 6.8 INERCIA EFECTIVA.....	253
FIGURA 6.9 CURVA ESFUERZO DEFORMACION PROBETA 1	254
FIGURA 6.10 SECUENCIA DE INICIO DE FLUENCIA	254
FIGURA 6.11 COMPARACION DE MODELOS TEORICO Y EXPERIMENTALES	254
FIGURA 7.1 PROPUESTA DE CONFIGURACION EXPERIMENTAL; CONEXIÓN	264

RESUMEN

El presente trabajo pretende diseñar, experimentar, analizar y explicar el comportamiento de la conexión viga-columna para elementos tubulares de acero conformados en frío mediante dos probetas de ensayo, la primera sin ningún tipo de reforzamiento y la segunda reforzada con diagonales de continuidad y refuerzo tipo cubre placa. Durante un sismo, las zonas con mayores esfuerzos serán las conexiones viga-columna. Por lo tanto, para un diseño óptimo estas conexiones estas deben permitir el comportamiento dúctil de las vigas. El tener unas vigas y columnas dúctiles es una condición necesaria pero no suficiente para que las vigas puedan fluir, es necesario que la viga en flexión sea más débil que la columna y que al tratar de fluir, no se rompa el nudo, en otras palabras, se pretende conseguir estructuras que permitan deformaciones notorias y disipación de energía en forma de rótulas plásticas

El primer planteamiento es partir de un diseño arquitectónico real, es decir, con la distribución en planta y elevación se obtiene la configuración estructural de las probetas en estudio para luego ser diseñadas a cargas de servicio. El segundo planteamiento fue abstraer la forma de las probetas y someterlo a las cargas horizontales mediante el equipo de laboratorio. Las probetas a ensayar son el resultado de extraer de la configuración arquitectónica y estructural y de la disposición de la modulación del muro de reacción y dimensiones de los equipos del laboratorio.

Las probetas son analizadas experimentalmente en el laboratorio mediante ensayo destructivo de carga horizontal. El uso de los resultados experimentales sirve para dar una explicación al fenómeno observado en los ensayos, calificar el comportamiento de la estructura y proponer mejoras a nivel de detalle constructivo que mejoren la eficiencia del conjunto estructural y su desempeño según la filosofía de diseño sismoresistente.

SUMMARY

This paper aims to design, experiment, analyze and explain the behavior of the beam-column connection to cold formed tubular steel by two test pieces: the first without any reinforcement and the second reinforced with diagonal continuity plates and type cover plate reinforcement. During an earthquake, areas with greater stress will be the beam-column connections. Therefore, an optimum design for these connections must permit ductile behavior of the beams. Having ductile beams and columns is necessary but is not sufficient condition for the beams can yield, it is necessary that the bending beam is weaker than the column and yielding trying not to break the joint, in other words , it aims to achieve notable structures to deformation and energy dissipation in the form of plastic hinges.

The first approach is based on a real architectural design that is, with the plant distribution and lift the structural configuration of the samples obtained in the study to be designed to service loads. The second approach was to abstract the form of test specimens and subject them to horizontal loads using laboratory equipment. The specimens to be tested are the result of removing architectural and structural configuration and arrangement of modulation reaction at the wall and dimensions of laboratory equipment.

The specimens are tested experimentally in the laboratory by means of destructive testing with horizontal load. Analyzing the experimental results to form an explanation of the phenomenon observed in the trials, then qualify the behavior of the structure and propose alterations to construction detail in order to improve the level of the efficiency and performance structural assembly according to earthquake resistant design philosophy.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto consta de ocho capítulos divididos de la siguiente manera:

En el capítulo primero, se trata de manera general las características de los elementos conformados en frío basados en los códigos de diseño. Adicionalmente, se describe los principios de diseño en acero.

En el segundo capítulo, se analiza el diseño para estructuras sismos resistentes de acuerdo a los códigos de diseño, clasificación de acuerdo a las disposiciones sísmicas. Además, requisitos para la conexión viga-columna.

En el tercer capítulo, se describe la base de diseño para una estructura aporticada de acero de lámina delgada, mediante su estructuración se procede hacer el análisis estructural estático y dinámico de la estructura. Adicionalmente, se realiza el diseño de la conexión viga-columna.

En el cuarto capítulo, se explica el diseño del ensayo de las probetas mediante normas y especificaciones para el procedimiento de un ensayo. Además, se describe las etapas de construcción de las probetas y su instrumentación para ser ensayadas.

En el quinto capítulo, se presenta el ensayo de las probetas para ensayo destructivo de carga horizontal.

En el sexto capítulo, se analiza los resultados en base a las expectativas de deformación anticipadas, identificando claramente el rango elástico y el inicio del rango plástico.

En el séptimo capítulo, se presenta las conclusiones y recomendaciones.

En el octavo capítulo, se presenta la compilación de referencias bibliográficas seguida por los anexos.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

La infraestructura de vivienda en nuestro país así como en muchos países en vías de desarrollo, ha sido una de las principales problemáticas, el déficit continúa creciendo cada año debido a factores económicos así como la naturaleza complicada del proceso convencional de construcción, el alto costo de las unidades de vivienda, el gran impacto del desperdicio y la escasez de mano de obra calificada.

Es común ver que se deja al constructor la definición de los detalles críticos que influyen en el comportamiento de la estructura. Las uniones son críticas porque se aseguran la continuidad del edificio y porque transmiten fuerzas de un elemento a otro.

A menudo se observan uniones poco serviciales en donde aparecen fallas de tipo frágil debido a la soldadura, en otros casos es debido a la falta de continuidad en las uniones de las distintas piezas que conforman la estructura exigiendo que las fallas no se produzcan en las uniones, es decir: la unión debe ser más resistente que las piezas a unir, esto asegura que las estructuras sean monolíticas.

Durante un sismo, las zonas con mayores esfuerzos serán las conexiones viga-columna. Por lo tanto, en un diseño óptimo, estas conexiones deben permitir el comportamiento dúctil de las vigas. “El tener unas vigas y columnas dúctiles es una condición necesaria pero no suficiente” para que las vigas puedan fluir, es necesario que la viga en flexión sea más débil que la columna y que al tratar de fluir, no se rompa el nudo.

Independientemente de que se pretenda usar perfiles conformados en frío o laminados en caliente, el diseñador deberá estar siempre consiente de los aspectos económicos de su proyecto. Su objetivo deberá ser lograr la minimización del costo de la estructura satisfaciendo simultáneamente todos los requisitos de diseño, incluyendo las limitaciones que le impongan otros tipos de proyectos como el arquitectónico, electromecánico, hidrosanitario, etc. En general, la minimización del costo de la estructura está íntimamente ligada a la minimización del peso de los miembros estructurales, la cual se asocia también con la maximización de la eficiencia estructural.

1.1 ACERO CONFORMADO EN FRIO

1.1.1 CARACTERISTICAS

La capacidad de carga de los perfiles laminados en frío proviene del material constitutivo y de la configuración del perfil. Una lámina delgada de acero no puede soportar una carga considerable, pero si ésta lámina se dobla, formando un perfil estructural, los dobleces actúan como atiesadores, incrementando considerablemente la capacidad de carga de la lámina original. Debido a que gran parte de la resistencia y rigidez de la sección depende de su configuración y no de su espesor. El trabajo en frío, permite trabajar a temperaturas muy bajas para extruír el material, logrando espesores más delgados y con mejor acabado, estrechas tolerancias dimensionales, así como elevada resistencia mecánica, alta dureza y baja ductilidad.

“Los miembros estructurales de acero conformado en frío, son aquellos manufacturados por troquelada sobre láminas, cortadas de rollos largos o placas, por rollos o láminas formadas en frío o roladas en caliente, trabajadas a temperatura ambiente natural, sin necesidad de elevar dicha temperatura”.

El uso de materiales de lámina delgada y el proceso de formación en frío introduce unos cuantos factores adicionales, y que deben considerarse en el diseño de componentes estructurales, de manera distinta a la construcción a base de perfiles estructurales laminados en caliente. Los miembros de lámina delgada tienen un espesor tan reducido en comparación con su ancho que se pandea bajo esfuerzos de una pequeña intensidad, como resultado de cargas de compresión, corte, de flexión, o de aplastamiento. El pandeo crítico es generalmente de naturaleza local y precede al pandeo general del miembro. El criterio de diseño para lámina delgada se basa en resistencia de post-pandeo del miembro, después de que se ha presentado el pandeo local. Las técnicas de diseño plástico no se aplican a los perfiles de lámina delgada porque sus relaciones de ancho-espesor son mucho más grandes que las que se requiere para la formación de articulaciones plásticas, y antes de esto se presenta el pandeo local. Además, la curva de esfuerzo-deformación de los aceros conformados en frío no exhiben las mismas características que los aceros estructurales. Sin embargo, desde 1980 las especificaciones del AISI incluyen procedimientos para considerar la capacidad inelástica de reserva de miembros a flexión.

Para este caso, el uso de acero de alta resistencia puede no resultar en un diseño económico, ya que el desempeño del miembro estructural bajo estas condiciones dependerá básicamente de sus propiedades geométricas y será el mismo para todos los grados de acero. El objetivo general del diseño económico deberá ser el de utilizar al máximo la resistencia de acero, diseñando el perfil del miembro para lograr máxima eficiencia estructural. La flexibilidad del proceso de laminado en frío para producir una variedad interminable de perfiles es ideal para cumplir con dicho objetivo.

1.1.2 PROPIEDADES

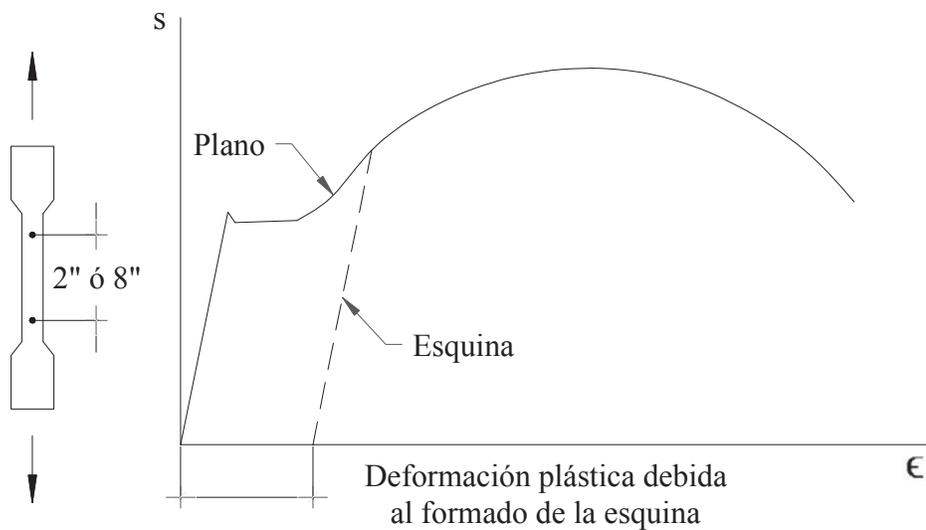
Las propiedades físicas del acero se han determinado mediante pruebas normadas por la American Society for Testing and Materials (ASTM).

1.1.2.1 Pruebas de tensión

La prueba de tensión de ASTM se utiliza para determinar las características de un material cuando se somete a esfuerzos de tracción. Estas características pueden ser: la resistencia, la rigidez, la ductilidad y la tenacidad del acero.

En la prueba de tensión. Se sujeta una probeta de acero entre las mordazas de una máquina de prueba y se tensan en forma axial hasta que ocurre la fractura. Esto permite determinar las características del material que se enumeran a continuación y que se muestran en la siguiente Figura 1.1.

FIGURA 1.1 DEFORMACIÓN PLÁSTICA



FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

1.1.2.2 Limite Elástico

Cuando se aplica una carga a la probeta de acero. La deformación inicial de la misma muestra un comportamiento lineal en función de la fuerza aplicada. Además, si se elimina dicha fuerza, la probeta vuelve a su longitud y forma inicial. Sin

embargo, cuando la fuerza aumenta, la probeta alcanza un punto en el cual el comportamiento no es lineal, y por lo tanto las deformaciones en el material son permanentes. El límite elástico es el punto máximo del diagrama esfuerzo-deformación, en el cual el material puede volver a su estado original y por lo tanto, no fluye a su estado plástico (deformación permanente).

Cuando se diseña por LRFD (método basado en conceptos de estados límite), se calcula que las deformaciones alcancen el límite plástico es decir, se aprovecha la ductilidad del material. Cuando un ingeniero estructural diseña una edificación, este debe asegurarse que la estructura se deforme lo suficiente antes de llegar al colapso, permitiendo que los usuarios puedan evacuar la estructura con seguridad. Una edificación que ya alcanzo una deformación plástica no tiene una resistencia confiable, ya que luego de una gran deformación el siguiente paso es la ruptura del elemento.

1.1.2.3 Módulo de elasticidad, E

El módulo de elasticidad o módulo de Young, es la pendiente del diagrama esfuerzo de deformación de la región elástica y se determina con la siguiente ecuación:

$$E = \frac{f}{\epsilon} = \frac{\text{esfuerzo}}{\text{deformación}} \quad (1.1)$$

Dónde:

f: esfuerzo en ksi.

ϵ : Deformación en pulgada/pulgada.

E: módulo de Young en ksi.

El módulo de la elasticidad es una medida de la rigidez del material en el dominio elástico. Y se relaciona con la fuerza de atracción entre átomos adyacentes de material sólido. El código de diseño de acero conformado en caliente AISC360-10

utiliza un valor de 29,000 ksi para el módulo de elasticidad, mientras que el código de diseño de acero conformado en frío. AISI-S100-2007, utiliza un valor de 29,500 ksi fines de diseño.

1.1.2.4 Resistencia de fluencia

Es un punto de la curva esfuerzo-deformación a partir del cual se produce un aumento pronunciado en la deformación en comparación a los esfuerzos. A partir de este punto, comienzan las deformaciones plásticas irreversibles para el acero.

1.1.2.5 Esfuerzo de fluencia F_y

El símbolo F_y se utiliza para designar el esfuerzo de fluencia. Los aceros estructurales están disponibles con esfuerzos de fluencia que varían de 32 ksi a 150ksi.

1.1.2.6 Modulo tangente

La pendiente de la tangente sobre un punto de la curva esfuerzo-deformación por arriba del límite proporcional se define como el modulo tangente. Representa la rigidez del material en el intervalo elástico.

1.1.2.7 Ductilidad

Cuando se somete una probeta de acero a tensión, el área de la sección transversal disminuye y la longitud del miembro aumenta. La ductilidad es la propiedad física del acero que representa la capacidad de deformación del mismo antes de la ruptura o falla.

1.1.2.8 Módulo de poisson, μ

Cuando se aplica una fuerza a un material, este se deforma en la dirección de la fuerza. Por ejemplo, en el caso de la prueba de tensión de una probeta de acero, la probeta se deformará en la dirección transversal de la misma, sin embargo, dicha probeta también se deformará lateralmente. El módulo de Poisson es la relación constante que existe entre estas deformaciones, pero solamente en el rango elástico de la curva esfuerzo-deformación.

1.1.2.9 Módulo de elasticidades por cortante, G

El módulo de elasticidad por cortante o módulo de rigidez es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación unitaria cortante dentro del límite elástico y se designa como G . Para aceros estructurales, los valores medidos para G varían de 11500 ksi a 12000ksi. Un valor conservador de 11200 ksi se utiliza en los cálculos de diseño como modulo cortante para todos los aceros estructurales. G se calcula de la siguiente forma.

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (1.2)$$

1.1.3 MATERIAL

Los productos que se derivan del acero, siguen el criterio de ASTM y/o las NOM, así como la especificación AISI. Estos productos son:

TABLA 1.1 PRODUCTOS DE ACERO

PRODUCTO	ESPECIFICACIÓN
Lámina y tira	Se distinguen por el ancho. Espesores en forma plana < 0.23 [pulgadas] (5.84[mm])
Placa	Espesor > 0.18 [pulgadas] ó 0.203 [pulgadas] (4.57 [mm] ó 5.15 [mm]), dependen del ancho
Solera	El espesor es como la placa, y su ancho es menor a 8 [pulgadas] (20.3 [mm])

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Para asegurar una buena calidad estructural como lo definen las especificaciones AISI se requiere de aceros aprobados por la sociedad Americana de Materiales ASTM, a continuación enunciamos una lista de estos aceros:

TABLA 1.2 ACEROS TÍPICOS APROBADOS

ASTM	A36/A36M	Acero Estructural al Carbón
ASTM	A242/A242M	Acero Estructural de Alta Resistencia de Baja Aleación
ASTM	A283/A283M	Placas de Acero al Carbón de Resistencia a la Tensión Baja e Intermedia
ASTM	A500	Tubular Estructural de Acero al Carbón Formado en Frío sin costuras y Soldado
ASTM	A529/A529M	Acero de Calidad Estructural de Alta Resistencia Carbón-Manganeso
ASTM	A529/A529M	Acero Estructural con un Mínimo Punto de Fluencia en 42 [ksi] (2960 [Kg/cm ²])
ASTM	A570/A570M	Acero, Lámina y Fleje, al Carbono, Rolado en Caliente, de calidad estructural
ASTM	A572/A572M	Aceros de Vanadio-Niobio de Baja Aleación de Alta
ASTM	A588/A588M	Acero Estructural de Baja Aleación de Alta Resistencia con un mínimo Punto de Fluencia de 50 [ksi] (345 Mpa) (3500 [kg/cm ²])
ASTM	A606	Acero, Lámina y Fleje de Alta Resistencia, Baja Aleación, Rolando en caliente y en Frío, con una Resistencia Atmosférica mejorada a la corrosión
ASTM	A607	Acero en láminas y flejes de Alta Resistencia, de Baja Aleación, de Vanadio o Niobio, o ambos, Rolados en caliente o en frío
ASTM	A611	(Grados A, B, C y D), Acero, Lámina al carbón, Rolado en frío, de calidad estructural
ASTM	A653/A653M	(SQ Grados 33, 37, 40 y 50 Clase 1 y Clase 3; HSLA Tipos I y II, Grados 50, 60, 70 y 80), Lámina de Acero, Revestida de Zinc (Galvanizada) o Revestida con Aleación Zinc-Hierro (Galvanizada por el Proceso de Inmersión en Caliente)
ASTM	A715	(Grados 50, 60, 70 y 80), Acero en Láminas y Flejes, de Alta Resistencia, Baja Aleación, Rolados en Caliente, con una maleabilidad mejorada
ASTM	A792	(Grados 33, 37, 40 y 50A), Acero en Láminas, con recubrimiento de Aleación de 55% Aluminio-Zinc a través del Proceso de Inmersión en Caliente

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Muchos de los grados de los aceros son igualmente usados para construcción de formados en frío y rolado en caliente. Sin embargo aparecen diferencias en los productos. La resistencia a tensión y el punto de fluencia para diseño de estructuras de acero formado en frío de los aceros más usados son los siguientes:

TABLA 1.3 ACEROS MÁS USADOS

A653, Grados 33, 37, 40, 50	Fy = 2325 a 3520 [kg/cm ²]	Fu = 3170 a 4930 [kg/cm ²]
A653, Grado 80	Fy = 5636 [kg/cm ²]	Fu = 5777 [kg/cm ²]
A500 (para tubos solamente)	Fy = 2325 a 3520 [kg/cm ²]	Fu = 3170 a 4370 [kg/cm ²]
A529	Fy = 4370 [kg/cm ²]	Fu = 4227 [kg/cm ²]
A570	Fy = 2113 a 3520 [kg/cm ²]	Fu = 3450 a 4580 [kg/cm ²]
A606 (resistente a corrosión)	Fy = 3170 a 3520 [kg/cm ²]	Fu = 4580 a 4930 [kg/cm ²]
A607	Fy = 3170 a 4930 [kg/cm ²]	Fu = 4227 a 5990 [kg/cm ²]

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Es posible usar otros aceros que no estén listados anteriormente, no obstante, éstos tienen que cumplir con algunos requerimientos, requisitos mecánicos y químicos, especialmente en lo concerniente a ductilidad. En general, se intenta que los materiales o elementos estructurales muestren suficiente resistencia y ductilidad.

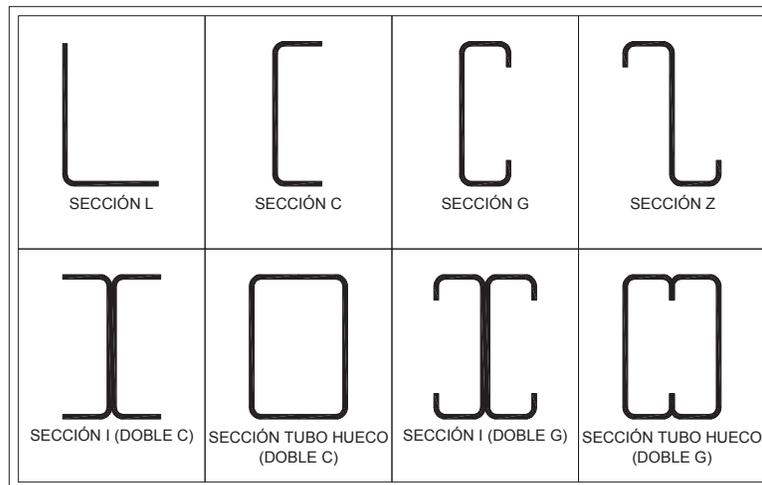
1.1.4 TIPOS DE PERFILES

Los perfiles estructurales formados en frío varían su altura tradicionalmente de 51 mm (2') hasta 355 mm (14").

Los miembros de lámina delgada se forman en frío, a partir de láminas o tiras de acero, con espesores que fluctúan de 1.2 mm a cerca de 6.35 mm. Los perfiles

comunes son canales, zetas, ángulos entre otros, como se indica en la Figura 1.2. Estas secciones pueden soportar cargas considerables y se usan como miembros estructurales principales en estructuras de altura considerable.

FIGURA 1.2 TIPOS DE PERFILES



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

1.1.5 APLICACIONES

Los miembros estructurales de lámina delgada se usan ampliamente en estructuras sometidas a cargas ligeras y moderadas o bien en claros cortos, para tales estructuras es antieconómica la utilización de perfiles laminados en caliente, por ser muy pequeño el esfuerzo desarrollado por el perfil disponible.

El uso de materiales de lámina delgada y el proceso de formación en frío introduce unos cuantos factores adicionales, y que deben considerarse en el diseño de componentes estructurales, de manera distinta a la construcción a base de perfiles estructurales laminados en caliente. Los miembros de lámina delgada tienen un espesor tan reducido en comparación con su ancho que se pandea bajo esfuerzos de una pequeña intensidad, como resultado de cargas de compresión, corte, de flexión, o de aplastamiento. El pandeo crítico es generalmente de naturaleza local y precede al pandeo general del miembro.

Existe muchas aplicaciones que se puede utilizar los perfiles lámina delgada entre las que tenemos son: Naves industriales, casas, edificios de 3 o 4 pisos y puentes de claros pequeños, el auge de este tipo de construcciones es debido a que primordialmente el acero es reciclable y algunas de sus características suele ser: Producción masiva y calidad uniforme, estructuras fáciles de prefabricar, estructuras ligeras muy convenientes en zonas sísmicas, economía en transportación y manejo, montaje rápido y simple, durabilidad, uniformidad del material, variedad del recubrimiento, protección antifuego con pinturas especiales. Los perfiles estructurales de lámina delgada formados en frío tienen diversos usos entre los cuales podemos citar los siguientes: en tableros de pisos, viguetas, muros de corte, losas compuestas, cerchas para cubierta, pórticos edificaciones menores, soportes para las señales de tránsito, cerramientos, carrocerías estanterías, silos, torres industriales, paneles divisorios, mezzanines, escaleras, etc.

Dado que los perfiles laminados en caliente resultan antieconómicos para resistir cargas ligeras o moderadas o emplearlos en luces cortas, los perfiles en lámina delgada han logrado tener bastante acogida en estos campos, generando aplicaciones de innumerables posibilidades.

1.1.6 ACTUALIDAD DE LA APLICACIÓN EN NUESTRO PAÍS

La utilización de estructuras de lámina delgada conformadas en frío, se ha crecentado en los últimos años. En nuestro país, la lámina delgada tiene un amplio uso en estructuras sometidas a cargas ligeras con luces medianas y grandes, como pórticos y cubiertas de coliseos, piscinas, hangares, fábricas y talleres, y en estructuras con cargas moderadas y luces pequeñas y medianas, como viviendas.

1.1.6.1 Los problemas de la construcción en Acero

Dentro de la construcción en acero, la lámina delgada es el material más empleado, pero su desarrollo ha sido más intuitivo que técnico. Algunos de los problemas más comunes de diseño, que van en deterioro de la capacidad de las estructuras, son:

- Crear estructuras que funcionan para cargas horizontales de viento y sismo solamente en una dirección y tienen una incapacidad manifiesta en la dirección perpendicular. Esto es muy frecuente en cubiertas con luces importantes.
- Considerar que por que un elemento está sometido a cargas transversales debe ser diseñado exclusivamente a flexión y corte. Los perfiles de lámina delgada son secciones abiertas (que se utilizan con gran frecuencia) son particularmente sensibles a la torsión producida por pequeñas excentricidades de las cargas transversales con respecto a su centro de corte.
- Suponer que aumentando la longitud de soldadura se compensa por la deficiencia de mano de obra calificada. Una mala soldadura puede producir concentraciones de esfuerzos y debilitamiento de las secciones.
- Suponer que un perfil de lámina delgada puede ser analizado con las ecuaciones básicas de resistencia de materiales para la determinación de su capacidad, como se suele hacer con los perfiles laminados en caliente. La lámina delgada presenta problemas de pandeo local que debilitan considerablemente las secciones.
- Realizar soldaduras directas entre varios elementos de una estructura, sin la incorporación de mecanismos de transición como placas de unión.

1.1.7 VENTAJAS DEL USO DE PERFILES DE LÁMINA DELGADA CONFORMADO EN FRÍO

1.1.7.1 Alta resistencia

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras.

1.1.7.2 Uniformidad

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo como es el caso de las estructuras de hormigón armado.

1.1.7.3 Elasticidad

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke altos por lo tanto puede alcanzar esfuerzos considerables.

1.1.7.4 Durabilidad

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente.

1.1.7.5 Ductilidad

La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

1.1.7.6 Tenacidad

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aún capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante

porque implica que los miembros de acero pueden someterse a grandes deformaciones durante su formación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, cortarlos y taladrarlos sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

1.1.7.7 Facilidad de unión con otros miembros

A través de remaches, tornillos o soldaduras con otros perfiles, también se pueden unirse a otra clase de estructuras como es el hormigón armado por medio de placas de anclaje.

1.1.7.8 Reciclable

El acero es un material 100% reciclable además de ser degradable, por lo que no contamina.

1.1.7.9 Prefabricación de estructuras

Permite realizar la mayor parte posible de una estructura de taller y la mínima en obra consiguiendo mayor exactitud y una mayor disponibilidad de secciones y tamaños.

1.1.8 DESVENTAJAS DEL USO DE PERFILES DE LÁMINA DELGADA CONFORMADO EN FRÍO

1.1.8.1 Costo de mantenimiento

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente

1.1.8.2 Costo de la protección contra el fuego

Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. El acero es un excelente conductor del calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente. En consecuencia, la estructura de acero de una construcción debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes o el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos de construcción de la localidad en que se halle.

1.1.8.3 Susceptibilidad al Pandeo

Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al usarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas a las columnas contra el posible pandeo.

1.1.8.4 Fatiga

Otra característica del acero es que su resistencia puede reducirse si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios de la magnitud de esfuerzos de tensión. (Se tiene problemas de fatiga sólo cuando se presentan tensiones).

1.1.8.5 Fractura Frágil

Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la falla frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación.

1.1.9 CODIGOS DE REFERENCIA, ESTANDARES Y DOCUMENTOS

Para el diseño estructural, es importante conocer y considerar la normativa y especificaciones necesarias, con el fin de satisfacer tres necesidades primordiales.

- **Seguridad.-** Las estructuras no solo deben soportar las cargas impuestas (estado límite de falla), sino que además las deflexiones y vibraciones resultantes no sean excesivas alarmando a los ocupantes, o provoquen agrietamientos (estado límite de servicio).
- **Costo.-** Se debe siempre procurar abatir los costos de la construcción sin reducir la resistencia, algunas ideas que permiten hacerlo son usando secciones estándar, haciendo detallado simple de conexiones y previendo un mantenimiento sencillo.
- **Factibilidad.-** Las estructuras diseñadas deben fabricarse y montarse sin problemas, por lo que el ingeniero debe adecuarse al equipo e instalaciones disponibles y aprender cómo se realiza la fabricación y el montaje de las estructuras para poder detallarlas adecuadamente, debiendo aprender, tolerancias de montaje, dimensiones máximas de transporte, especificaciones sobre instalaciones, de tal manera que el ingeniero se sienta capaz de fabricar y montar la estructura que se diseñó.

1.2 PRINCIPIOS DE DISEÑO EN ACERO

1.2.1 FILOSOFIAS DE DISEÑO

El diseño de acero formado en frío usa las mismas filosofías básicas de diseño de acero rolado. La última edición de las especificaciones de AISI caracterizan las expresiones de resistencia nominal con la opción de diseñar con cualquiera ASD o LRFD.

1.2.1.1 Diseño de factor de carga y resistencia (LRFD)

El método LRFD es de dimensionamiento de componentes estructurales (miembros, conectores, elementos de conexión y montaje) tales que no se aplican si se excede el estado límite cuando la estructura está sujeta a todas las combinaciones apropiadas de carga.

Los factores de carga se aplican a las cargas de servicio y se selecciona un miembro que tenga suficiente resistencia frente a las cargas factorizadas. Además la resistencia teórica del miembro es reducida por la aplicación de un factor de resistencia. El criterio que debe satisfacer en la sección de un miembro es: carga factorizada < resistencia factorizada¹.

Por lo tanto este método se caracteriza por los siguientes parámetros claves:

1. Diseño por Resistencia: Cargas de servicio factorizadas, resistencias nominales factorizadas, factores de carga, factores de resistencia, estados límites últimos.
2. Diseño por Serviciabilidad: Cargas de servicio, resistencias nominales, estados límites de serviciabilidad.
3. Las cargas y resistencias son variables aleatorias.
4. Misma filosofía y planteamiento básico que el AISC.

1.2.1.2 Cargas de Diseño Estructural

AISI, A3.1: Las cargas nominales deben ser las estipuladas por el código de la construcción aplicable bajo el cual se diseña la estructura correspondiente, en ausencia de un código de construcción, las cargas nominales deben ser estipuladas de acuerdo a la norma ASCE/SEI 7-05.

¹ Ramírez Alva Cristina Beatriz, (2005), Diseño de estructuras de acero formado en frío usando las especificaciones AISI-96

Especifica los valores mínimos de las cargas que se deben utilizar legalmente.

D	=	carga muerta.
L	=	carga viva.
Lr	=	carga viva de cubierta o techo.
E	=	carga de sismo.
W	=	carga de viento.
F	=	carga de peso y presión de fluidos.
H	=	carga de peso y presión de suelos.
R ó Rr	=	carga de lluvia ó hielo.
T	=	efectos debido a la temperatura flujo plástico.

➤ **Combinaciones de carga LRFD**

ASCE/SEI 7-05, 2.1: Las estructuras, los componentes y las cimentaciones se deben diseñar de la manera que la resistencia de diseño sea igual ó mayor que los efectos de las cargas factorizadas en las siguientes combinaciones básicas (Para los estados límites de Resistencia).

Ru1	=	1.4(D + F)
Ru2	=	1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(Lr ó S ó R)
Ru3	=	1.2D + 1.6(Lr ó S ó R) + (1.0L ó 0.8W)
Ru4	=	1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(Lr ó S ó R)
Ru5	=	1.2D + 1.4E + 1.0L + 0.2S
Ru6	=	0.9D + 1.6W + 1.6H
Ru7	=	0.9D + (1.0 ó 1.4)E + 1.6H

1. El factor de carga **L** en **Ru3, 4, 5** se puede reducir a **0.5**, excepto para estacionamiento, áreas ocupadas como áreas de reunión pública y todas las cargas donde la carga viva es mayor que **500[kg/m²]**.

2. Cuando la carga de viento **W** no es reducida por factores de direccionalidad se permite el uso de **1.3W** en lugar de **1.6W** en las combinaciones **Ru4, 6**.
3. Cuando la carga del sismo **E** está basada en niveles de servicio se debe usar **1.4E** en lugar de **1.0E** en las combinaciones **Ru5, 7**.
4. El factor de carga **H** debe ser igual a **cero** en las combinaciones **Ru6, 7** si la acción estructural debida a **H** se contrapone a la debida de **W** ó **E**, cuando la presión lateral del suelo provee resistencia a las acciones estructurales de otras fuerzas no se debe incluir a **H** en las correspondientes combinaciones (Caso típico la acción estabilizadora del relleno de un puente).
5. Si se considera en el diseño los efectos de la resistencia al impacto tales efectos se debe incluir con la carga viva **L** (Referido a los miembros estructurales de puentes y a las vigas).

1.2.1.3 Criterios de Diseño Estructural

$$Q \leq R \quad (1.3)$$

Dónde:

Q = Efecto gobernador de combinación de carga

R = Resistencia de diseño

1.2.1.4 Factor de Seguridad y Resistencia

TABLA 1.4 FACTOR DE SEGURIDAD Y RESISTENCIA

10	
Miembros en tensión	1,67
Miembros en compresión	1,80
Montantes de muro (axial)	1,80
Miembros en flexión	1,67
Resistencia a cortante del alama	1,50 a 1,67
Desgarramiento del alma	1,85 a 2,00
Conexiones atornilladas	2,00 a 2,52
Conexiones soldadas	2,50

TABLA 1.4 CONTINUACIÓN

Factor de Resistencia, ϕ	
Miembros en tensión	0,95
Miembros en compresión	0,85
Montantes de muro (axial)	0,85 a 0,90
Miembros en flexión	0,90 a 0,95
Resistencia a cortante del alama	0,90 a 1,00
Desgarramiento del alma	0,75 a 0,80
Conexiones atornilladas	0,55 a 0,75
Conexiones soldadas	0,50 a 0,90

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

1.2.1.5 Estados Límite

Estado Límite Último (ELU)

- La estructura falla o de otra forma se hace insegura.
- Estado límite; último = estado límite de resistencia.
- El elemento ha alcanzado una condición de falla física.
- Las ecuaciones de resistencias nominales son todas basadas en estados límites últimos.
- Algunos estados límites últimos para estructuras de acero formados en frío son:
 1. Fluencia de miembros en tensión.
 2. Pandeo general de columna.
 3. Pandeo flexo-torsional de columna.
 4. Pandeo lateral de vigas.
 5. Pandeo local de elementos de placa.
 6. Pandeo por cortante de placas de alma.
 7. Falla conexión o conector.

Estado Límite de Servicio (ELS)

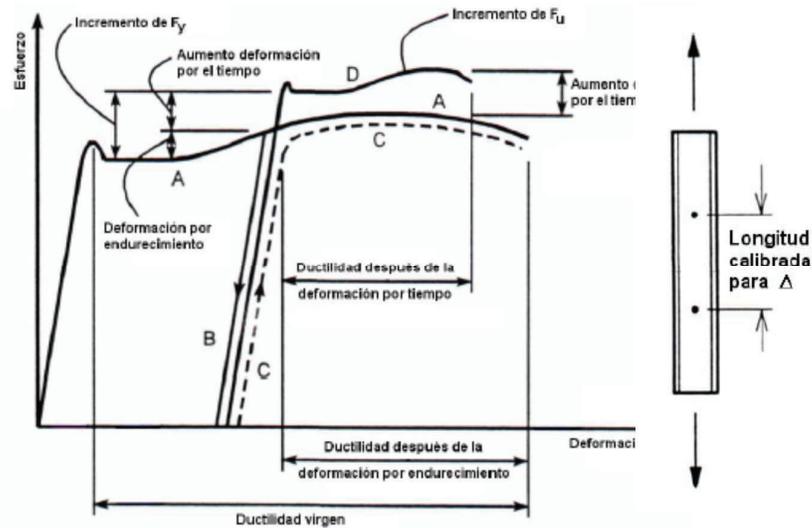
- La estructura se hace no funcional.
- Estado límite de servicio = la estructura no dura en funciones de la forma a la que fue diseñada.
- No importa que el elemento o la estructura este fallada de verdad ha alcanzado simplemente el límite que fue colocado.
- Algunos estados límites para estructuras formadas en frío son:
 1. Deflexiones excesivas en vigas.
 2. Desplazamientos excesivos parciales o totales en edificios.
 3. Deformaciones excesivas en placas por post-pandeo.
 4. Vibraciones transitorias en estructuras.
 5. Vibraciones debidas al viento.

La especificación es limitada en criterio por serviciabilidad. Esto está hecho con el propósito para que una estructura sea diseñada para desempeñar las funciones requeridas durante su tiempo de vida esperada.

1.2.2 ELEMENTOS EN TENSION

Elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tensión se usan en varios tipos de estructuras que incluyen miembros de armaduras, cables en puentes colgantes y atirantados, arriostramiento para edificios, puentes y cables en sistemas de techos colgantes. Puede usarse cualquier configuración de sección transversal, siendo el área de dicha sección quien determine la resistencia de diseño.

FIGURA 1.3 ESFUERZO - DEFORMACIÓN



FUENTE: Especificaciones AISI-96

1.2.2.1 Comportamiento del acero en tensión

Las pruebas en un miembro en tensión a tamaño real a diferencia de los especímenes de prueba, dan resultados que son significativamente diferentes sobre el espaciamiento en tensión, por un número de razones. La respuesta inicial es elástica cuando la aplicación de la carga es suficientemente baja. La primera fluencia ocurre a una carga menor que la carga de la sección total de fluencia.

$$T_y = A_g F_y \quad (1.4)$$

Lo cual ocurre por varias razones:

- La carga no es aplicada concéntricamente.
- El miembro no es perfectamente recto al empezar.
- Hay ciertos esfuerzos residuales o de fabricación en la sección transversal, como un resultado del formado, calentamiento localizado, etc.

- d) El miembro tiene agujeros en la sección transversal en uno o más puntos en su longitud.

La fluencia total ocurre primero en la sección transversal con agujeros, la sección transversal neta A_n . La correspondiente carga es la resistencia en la sección neta, $T_n = A_n F_y$. Esta es crítica para los miembros formados en frío, porque el material es delgado, y ahí está limitada la oportunidad de redistribuir los esfuerzos.

El pequeño espesor de los miembros formados en frío es crítico: ofrece oportunidad limitada para redistribución. Una fibra o un área de fibra cerca de una concentración de esfuerzos (agujeros) causarán esfuerzos de ruptura antes que en la sección transversal total tenga lugar la fluencia.

La sección transversal puede fluir antes que la resistencia en tensión del acero sea alcanzada en la sección neta. Este es un comportamiento preferido, pero no siempre es posible en miembros formados en frío².

1.2.2.2 Criterios de diseño

Para miembros a tensión cargados axialmente la resistencia nominal a la tensión, T_n , se determinará como se muestra a continuación:

$$T_y = A_g F_y \quad (1.4)$$

LRFD $\phi_n = 0.95$

Dónde:

T_y = Resistencia nominal del miembro cuando es cargado en tensión.

² Ramírez Alva Cristina Beatriz, (2005), Diseño de estructuras de acero formado en frío usando las especificaciones AISI-96

A_n = Área neta de la sección transversal.

F_y = Esfuerzo de fluencia de diseño.

La ecuación de resistencia nominal miembro en tensión es igual para LRFD y ASD. Una diferencia significativa sobre AISC, es que según AISI, la fluencia en la sección neta es la gobernadora y solamente estado límite.

La capacidad de un miembro en tensión esta también limitada por la capacidad de conexión en el extremo del miembro.

1.2.2.3 Resistencia nominal en tracción: T_n

De los miembros cargados axialmente debe ser el menor valor obtenido para los estados límite que se indican en los literales (a) (b) o (c). A menos que se indique lo contrario. Para determinar la resistencia disponible se deben utilizar el factor de seguridad y resistencia de esta sección de acuerdo con el método aplicable de los artículos A4 y A5.

(a) Para la fluencia en la sección bruta

$$T_n = A_g F_y \quad (C2-1)$$

$$\Phi_t = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

(b) Para la rotura en la sección neta fuera de la conexión

$$T_n = A_n F_u \quad (C2-2)$$

$$\Phi_t = 0.75 \quad (\text{LRFD})$$

A_n = área bruta menos las áreas de las perforaciones y cortes

(c) Para la rotura en la sección neta, en la conexión la resistencia disponible en tracción debe también estar limitada por los artículos E2.7, E3, E3.5

Para los miembros de conexiones soldadas apernadas y atornilladas respectivamente.

La resistencia nominal en tracción de 1 miembro soldado, se debe determinar según el artículo C2. Para la rotura y/o fluencia en la sección neta efectiva de la parte conectada, la resistencia nominal en tracción P_n , se debe determinar con la expresión E2.7-1. ($\Omega_t = 2.50$, $\Phi_t = 0.60$).

$$P_n = A_e F_u \quad (1.5)$$

1.2.3 ELEMENTOS A COMPRESION

1.2.3.1 Consideraciones de Pandeo Local

Debido a que los componentes individuales de los perfiles laminados en frío son muy esbeltos (es decir que sus espesores son muy delgados comparados con sus dimensiones longitudinales), estos pueden pandearse por inestabilidad a magnitudes de esfuerzo por debajo del esfuerzo de fluencia, si son sometidos a compresión, flexión, cortante o aplastamiento. El Pandeo local es el pandeo de elementos dentro de una misma sección, donde la línea de uniones entre elementos permanece rectos y los ángulos entre elementos no cambian. Este tipo de inestabilidad es un pandeo localizado o arrugamiento en una localidad aislada, cuando se presenta la sección transversal ya no es totalmente efectiva y el miembro habrá fallado. El pandeo local puede ser:

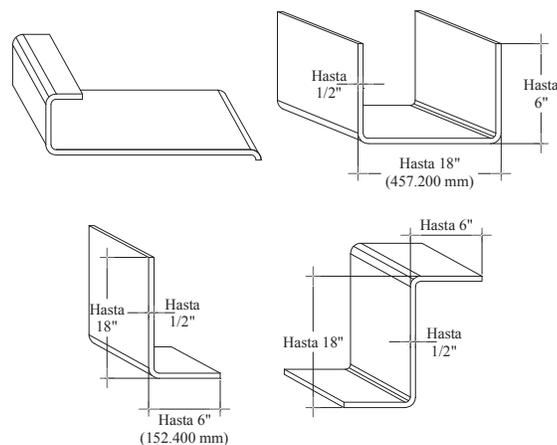
1. Pandeo elástico-crítico.
2. Post-pandeo.

Los elementos considerados a compresión pueden ser de la siguiente manera:

1. Atiesados.
2. Parcialmente atiesados.
3. No atiesados.

El atiesador es un miembro que normalmente es un ángulo o una placa y son unidos a la placa o al alma de una viga o trabe para distribuir la carga, transferir el cortante, o para prevenir pandeo del miembro al cual es unido, en este caso el atiesador funciona como una pequeña extensión del alma o patín (ceja atiesadora) de la sección la cual por medio de un dobléz angular de borde minimiza las condiciones de pandeo aunque está sujeto a un gradiente de esfuerzo.

FIGURA 1.4 ATIESADORES

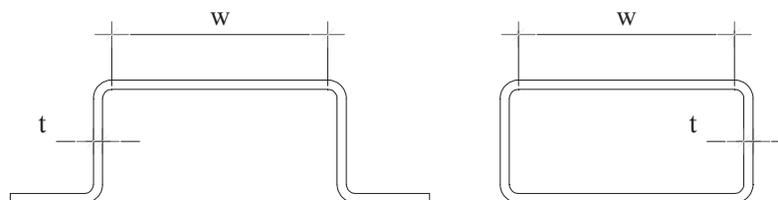


FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Un elemento en compresión atiesado o parcialmente atiesado es un miembro en el cual ambos bordes paralelos a la dirección de esfuerzos está atiesado por un atiesador o algo semejante.

FIGURA 1.5 ATIESADO O PARCIALMENTE ATIESADO



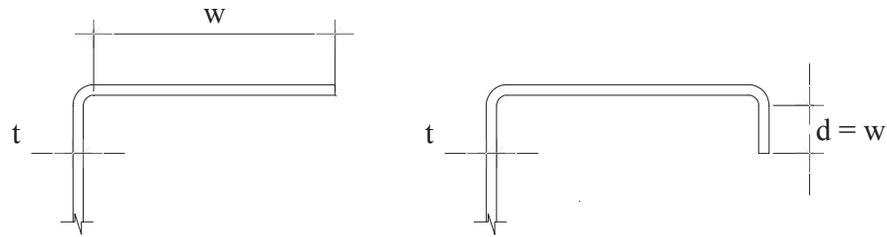
FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Un elemento en compresión no atiesado es un elemento plano en compresión el cual está atiesado o solamente un borde paralelo a la dirección de esfuerzos.

Los elementos anteriores están sujetos a ciertas condiciones de esfuerzos, esfuerzos uniformes y/o gradientes de esfuerzos.

FIGURA 1.6 ELEMENTO NO ATIESADO

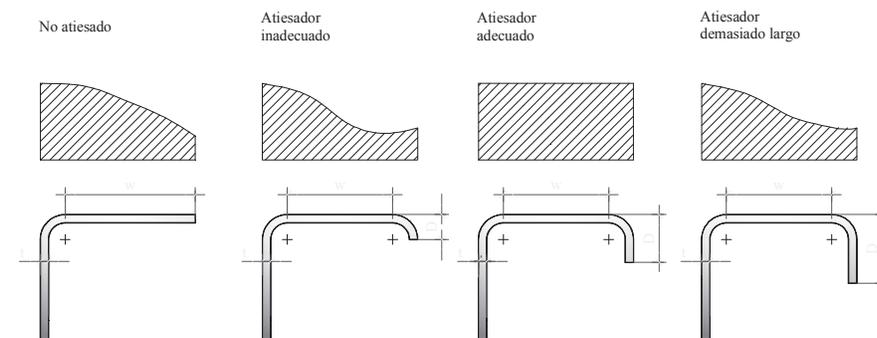


FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Es importante revisar las relaciones recomendadas de diseño para una correcta determinación de las dimensiones del atiesador. Como resultado obtendremos una distribución uniforme de esfuerzos.

FIGURA 1.7 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN DIFERENTES ATIESADORES



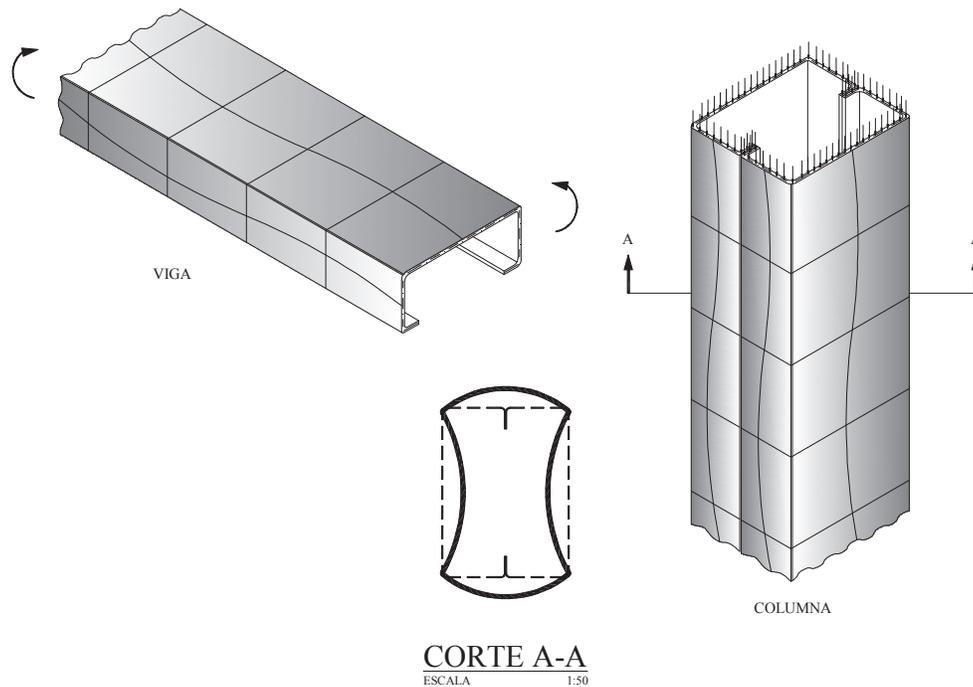
Distribucion de esfuerzos en elementos con y sin atiesar

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

El pandeo local afecta a las vigas en el patín de compresión únicamente, mientras en las columnas sucede en los cuatro lados de la sección cerrada.

FIGURA 1.8 ELEMENTOS DE PLACA ATIESADOS



FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

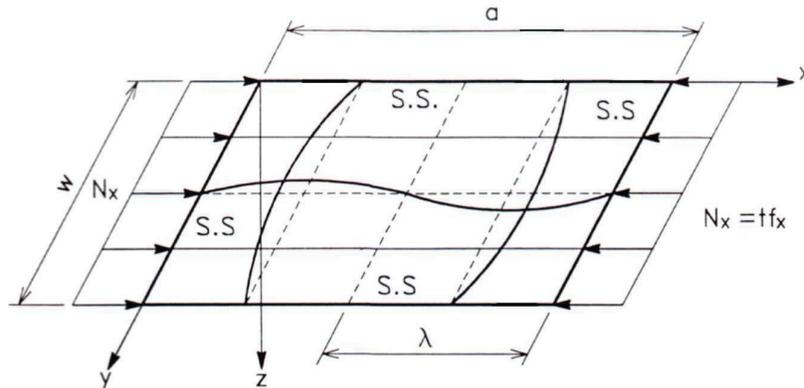
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

1.2.3.2 Pandeo elástico crítico

Una columna esbelta sujeta a compresión axial puede fallar por pandeo global a flexión si la sección de la columna es de simetría doble (sección I), de sección cerrada (tubular rectangular o cuadrado), de sección cilíndrica o de sección con simetría con respecto a un punto (sección Z o en cruz). Para secciones con simetría simple, el pandeo por flexión es solo uno de los posibles modos de pandeo como se discutirá en el Art. 6.4.2. Si la columna tiene una sección diferente a las mencionadas anteriormente, pero conectada a otras partes de la estructura, como a una lámina de muro o cubierta, la columna puede también fallar por pandeo a

flexión. En una placa atiesada, todos los ejes están simplemente soportados (S.S.) y sujetos a esfuerzo uniforme. Esto lo podemos notar en la siguiente figura:

FIGURA 1.9: PANDEO ELÁSTICO CRÍTICO



FUENTE: Especificaciones AISI-96

La carga crítica de pandeo elástico para una columna esbelta puede ser determinada de la ecuación de Euler:

$$(P_{cr})_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (1.6)$$

Donde:

$(P_{cr})_e$ = carga de pandeo elástico de Euler.

E = módulo de elasticidad.

I = momento de inercia.

L = longitud de la columna.

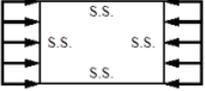
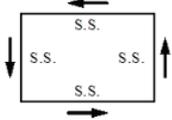
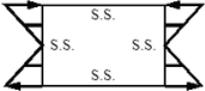
K = factor de longitud efectiva.

Substituyendo $I = Ar^2$ en la Ec. (6.2), la siguiente ecuación del esfuerzo crítico de Euler puede ser obtenida para el pandeo elástico de la columna:

$$(F_{cr})_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (1.7)$$

Donde KL/r es la relación de esbeltez efectiva y r es el radio de giro menor de la sección. Valores de K usados frecuentemente.

TABLA 1.5 VALORES DE K

CASO	CONDICIÓN DE BORDE	TIPO DE ESFUERZO	VALORES DE K PARA EL LADO LARGO DE LA PLACA
1		COMPRESIÓN	4,00
2		COMPRESIÓN	0,425
3		CORTANTE	5,34
4		FLEXIÓN	23,90

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

1.2.3.3 Resistencia nominal axial

Si los componentes individuales de un miembro a compresión tienen relaciones w/t pequeñas, el pandeo local no ocurrirá antes de que el esfuerzo de compresión alcance el esfuerzo de pandeo global de la columna o el esfuerzo de fluencia. Por consiguiente, la resistencia nominal axial puede ser determinada por la siguiente ecuación:

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (1.8)$$

Donde:

P_n = resistencia nominal axial

F_{cr} = esfuerzo crítico de pandeo

A_g = área bruta de la sección

Para los miembros a compresión de acero laminado en frío con relaciones w/t grandes, el pandeo local de los componentes individuales puede ocurrir antes que la carga aplicada alcance la resistencia nominal axial. El efecto de interacción entre el pandeo local y global de la columna puede resultar en la reducción de la resistencia global de la columna. Para reflejar el efecto del pandeo local en la reducción de la resistencia de la columna, la resistencia nominal axial se determina con el esfuerzo crítico de pandeo de la columna y el área efectiva, A_e , en lugar del área total de la sección.

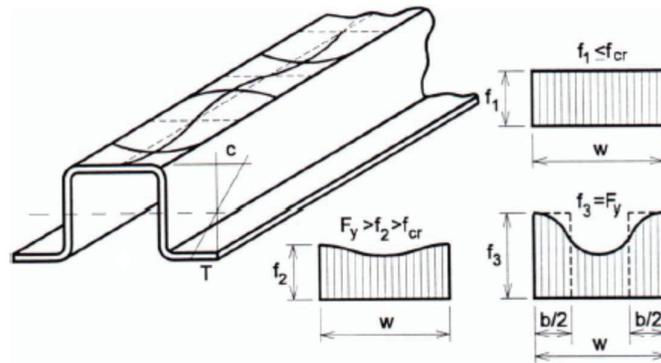
$$P_n = A_e F_{cr} \quad (1.9)$$

Donde F_{cr} es el esfuerzo de pandeo elástico o inelástico, el que sea aplicable y el A_e es el área efectiva bajo F_{cr} .

1.2.3.4 Distribución de esfuerzos post-pandeo

Cuando el esfuerzo es mayor que f_{cr} , la distribución de esfuerzos en la sección del elemento placa atiesada se vuelve no uniforme. La capacidad del post-pandeo es alcanzada cuando el esfuerzo real ha alcanzado el esfuerzo de fluencia en las esquinas de la placa atiesada.

FIGURA 1.10 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS POST-PANDEO

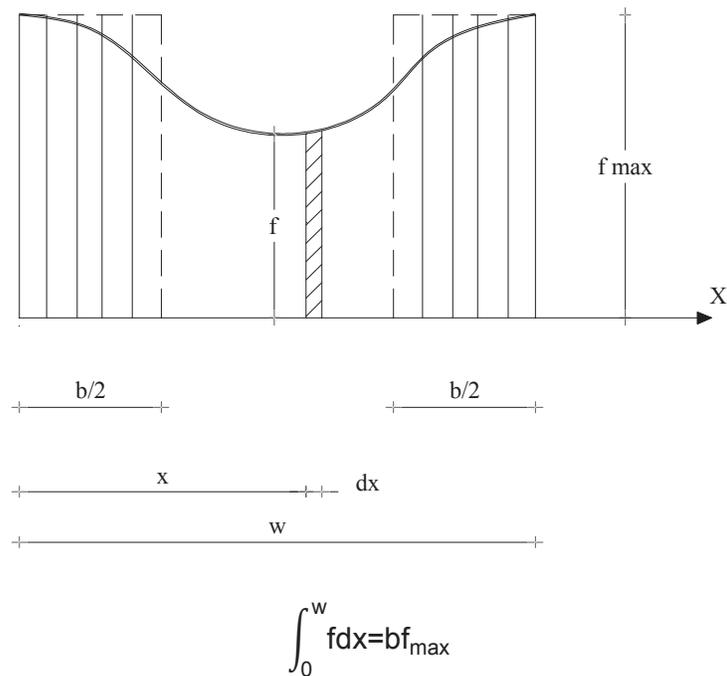


FUENTE: Especificaciones AISI-96

En 1910, Von Karman introdujo una ecuación diferencial, basada en la teoría de grandes deformaciones, para determinar la capacidad del post-pandeo de un elemento a compresión atiesado. Esto fue muy complejo para aplicarla todos los días, por tanto Von Karman introduce el concepto del “ancho efectivo”, al esfuerzo nivel f_3 la distribución real de esfuerzo no uniforme es reemplazada con un block simple rectangular. Esto es similar al concreto reforzado donde el esfuerzo real no uniforme del concreto es reemplazado con un block de esfuerzo rectangular uniforme equivalente.

1.2.3.5 Ancho Efectivo

Es el ancho reducido de una placa o losa que, con una distribución de esfuerzos uniformes supuestos, producen el mismo efecto en el comportamiento de un miembro estructural que el del ancho real de la placa con su distribución de esfuerzos no uniformes.

FIGURA 1.11 ANCHO EFECTIVO

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

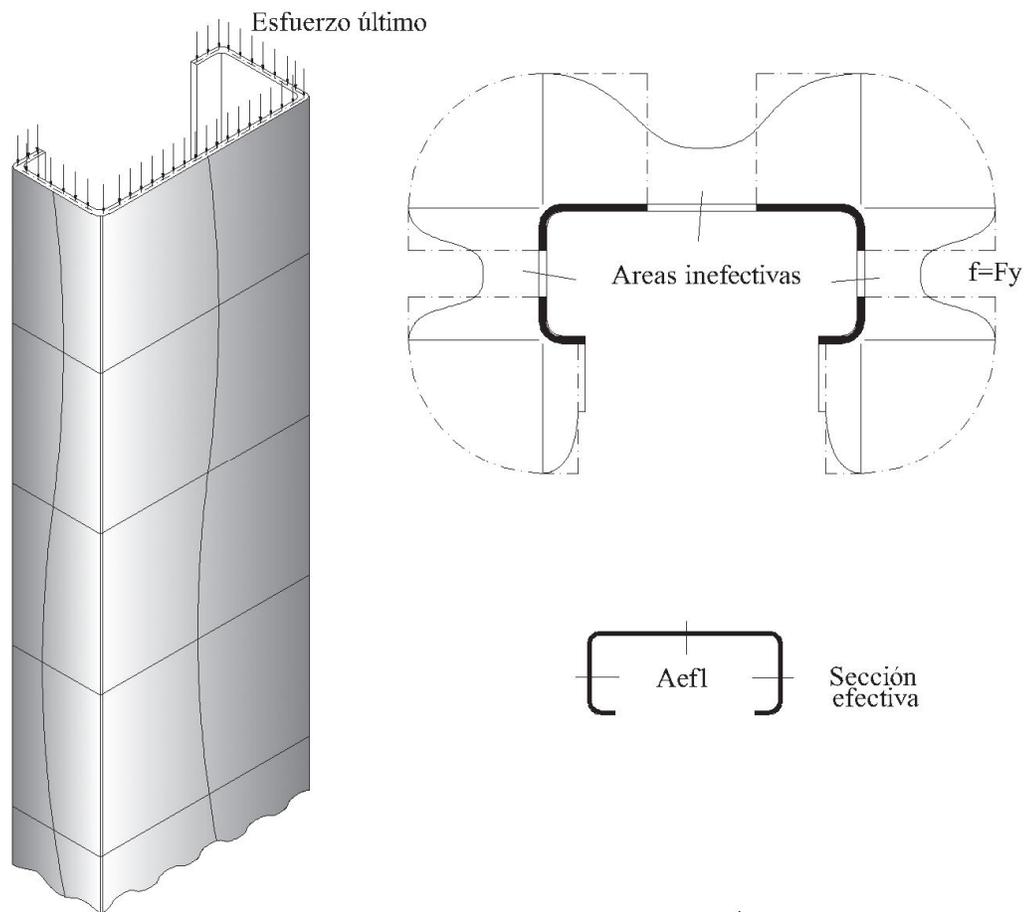
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

En 1932, Von Karman, introduce el concepto “Ancho Efectivo”.

Supone que el total de la carga es llevada por un ancho b , sujeto a un esfuerzo uniforme de compresión igual al esfuerzo del borde, f_{\max} .

La siguiente figura muestra la influencia local de pandeo en un miembro en compresión, como resultado es una reducción de la sección transversal seccional.

FIGURA 1.12 PANDEO LOCAL EN UNA SECCIÓN DE COLUMNA



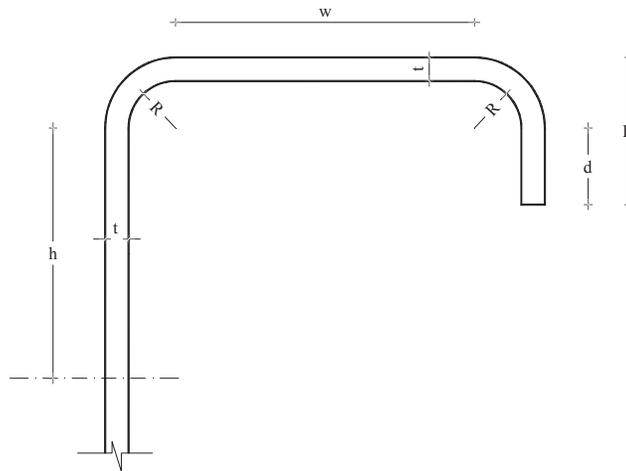
PANDEO LOCAL EN UNA SECCIÓN COLUMNA

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

1.2.3.6 Definiciones Importantes

FIGURA 1.13 DEFINICIONES IMPORTANTES



FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

w = Ancho plano del elemento excluyendo el radio.

h = Dimensión plana del alma medida a lo largo del plano excluyendo el radio.

d = Dimensión plana del atiesador externo excluida del radio.

D = Dimensión total del atiesador de borde basado en tangentes exteriores.

R = Radio de doblado interior.

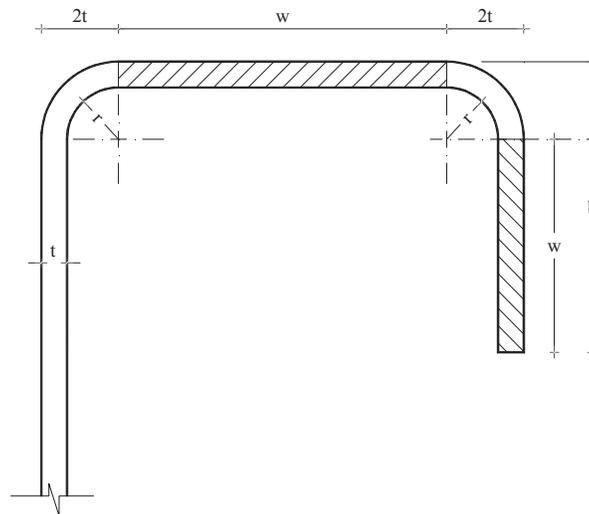
1.2.3.7 Factor de esbeltez de elementos en compresión

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad (1.10)$$

f = esfuerzo en el elemento en compresión calculado con base en el ancho efectivo de diseño.

F_{cr} = esfuerzo crítico de pandeo local elástico de elemento.

FIGURA 1.14 ELEMENTOS EN COMPRESIÓN



FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Dónde:

b = ancho del elemento.

w = Ancho de la parte plana del elemento.

$w = b - r - t$

$r \rightarrow [1 < r < 2.5] \cdot t \rightarrow$ Radio de doblado interior.

$r = 1 \cdot t \rightarrow$ mínimo permitido por la norma.

$w = b - 2t \rightarrow$ en el elemento extremo.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1.11)$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12(1-\mu^2)}}{\pi} \cdot \frac{1}{k} \cdot \frac{w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f}{E}} \quad \longrightarrow \quad \lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \cdot \frac{w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f}{E}}$$

$f = F_n$. Esfuerzo debido a las cargas de servicio cuando se hace el cálculo de los desplazamientos → Serviciabilidad.

$K =$ coeficiente de pandeo de placas.

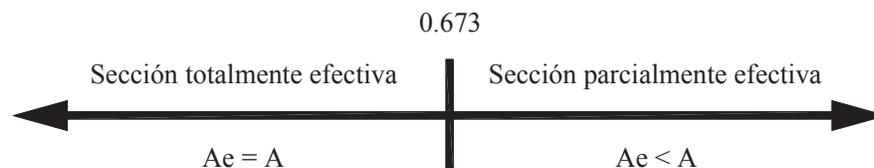
$E =$ módulo de elasticidad del acero.

$\mu =$ módulo de Poisson del acero.

λ depende del esfuerzo de compresión que soporta f , que es el esfuerzo nominal de pandeo de la columna para el cálculo de la capacidad de carga.

La sección es totalmente cuando para todos sus elementos $\lambda \leq 0.673$

FIGURA 1.15 ANCHO EFECTIVO



FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

El ancho efectivo para la determinación de la resistencia b y el ancho efectivo para la determinación de la serviciabilidad b_d respectivamente son:

Cuando $\lambda \leq 0.673$.

$b = w$

$b_d = w$

Dónde:

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{fd}{F_{cr}}}$$

$$\lambda = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - u^2)} \cdot \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

Cuando $\lambda = 0.673$

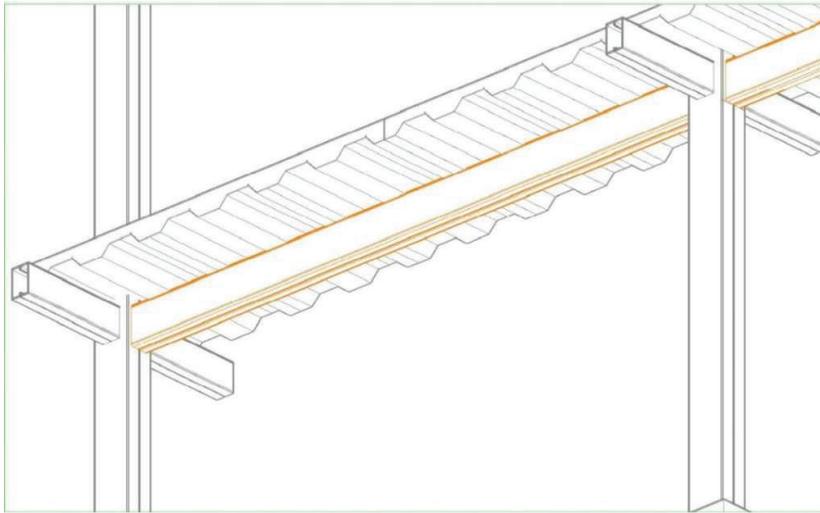
Si $f = F_n$

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{\text{lim}} = 0.640 \sqrt{k} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}}$$

Cuando $\lambda > 0.673$

1.2.4 ELEMENTOS EN FLEXION

Los miembros en flexión son elementos estructurales capaces de resistir cargas y a su vez transmitir las a sus apoyos, estos elementos pueden ser vigas laminadas y travesaños hechos con placas soldadas, de sección I o en cajón canales o barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, así como de sección transversal hueca. La flexión es producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos, y se suele presentar acompañada por esfuerzos cortantes.

FIGURA 1.16 ELEMENTOS EN FLEXIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Al diseñar vigas, se debe considerar la capacidad para resistir momento y la rigidez del miembro calculada a partir de las propiedades efectivas de la sección. Esto es, evaluando el momento de inercia y módulo de sección considerando el ancho efectivo del patín de compresión y el peralte efectivo del alma, las almas de vigas deben ser revisadas por cortante, combinación de flexión y cortante, aplastamiento del alma y combinación de flexión y aplastamiento del alma.

1.2.4.1 Consideraciones de Diseño

RESISTENCIA

1. Flexión.
2. Esfuerzo cortante.
3. Desgarramiento del alma.
4. Flexión y Esfuerzo cortante.
5. Flexión y Desgarramiento del alma.
6. Distorsión por cortante.

SERVICIABILIDAD

1. Deflexión.
2. Rizado del patín.

Además de las consideraciones de diseño expuestas anteriormente, la capacidad para resistir momento de un perfil puede estar limitada por pandeo lateral de la viga, particularmente cuando el perfil es fabricado de lámina de pared delgada y con apoyo lateral espaciado a intervalos relativamente grandes. Por ésta razón, las vigas deberán cumplir con los criterios de apoyo lateral adecuado determinados por el AISI, de lo contrario, la capacidad a flexión de la viga se verá significativamente mermada.

En general, las vigas de claros grandes y con poco peralte son gobernadas por criterios de deformaciones máximas (flechas), las de claros medianos son gobernadas por criterios de resistencia a la flexión y en las de claros cortos, los criterios de resistencia por cortante pueden llegar a ser críticos³.

1.2.4.2 Miembros flexionados

La Resistencia Nominal de la Sección, M_n , se calculará con cualquiera de los siguientes dos procedimientos:

- a) Procedimiento I - Basado en la iniciación de fluencia en la sección efectiva.

El momento nominal, M_n , equivale al momento de fluencia, M_y .

$$M_n = S_e F_y = M_y \quad (1.12)$$

Dónde:

S_e = Módulo de sección elástico de la sección efectiva calculado en la base del ancho efectivo con $f = F_y$, o bien, en la fibra extrema a compresión o a tensión para F_y .

- b) Procedimiento II - Basado en la capacidad de reserva inelástica.

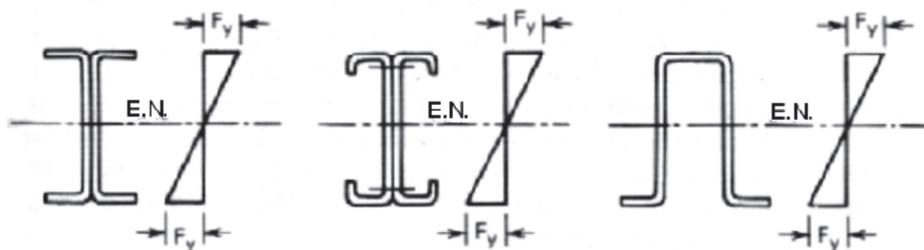
³ American Iron and Steel Institute, (1996), Especificaciones para el diseño de miembros estructurales de acero conformados en frío

El método descrito en las Especificaciones AISI-S100, C3.1.1 (b)

1.2.4.3 Resistencia nominal de la sección

En el Procedimiento I del AISI-S100, el momento nominal, M_n , de la sección es igual al momento de fluencia efectivo, M_y , determinado a partir de las áreas efectivas de los patines y almas de las vigas. El momento de fluencia M_y de un perfil laminado en frío se define como el valor de momento que ocasiona que el esfuerzo en la fibra extrema (de tensión, de compresión o de ambas) alcance el esfuerzo de fluencia del acero. Esta es la máxima capacidad a flexión a ser usada en diseño elástico.

FIGURA 1.17: RESISTENCIA NOMINAL



FUENTE: Especificaciones AISI-96

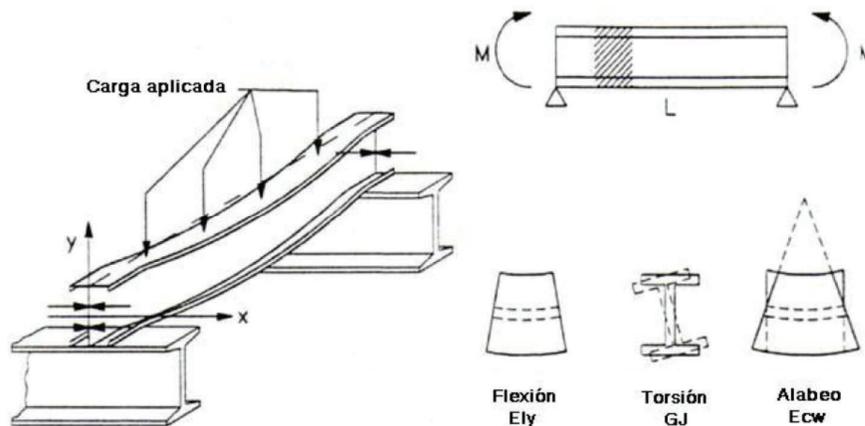
Para secciones balanceadas (como es el caso de estudio) la fibra extrema del patín de compresión y de tensión alcanza el esfuerzo de fluencia al mismo tiempo. Sin embargo, si el eje neutro presenta una localización excéntrica, la fluencia inicial se presenta en un patín antes que en otro, siendo el de menor área el primero en fluir.

1.2.4.4 Resistencia al Pandeo lateral

Hasta este punto se han tratado miembros sujetos a flexión donde las fibras extremas de compresión y/o tensión de los perfiles alcanzan la fluencia antes de sufrir problemas de inestabilidad local o global. Sin embargo, si no se proveen

apoyos laterales adecuados, los miembros laminados en frío sujetos a flexión y cargados en el plano del alma pueden sufrir pandeo latero-torsional.

FIGURA 1.18: RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL



FUENTE: Especificaciones AISI-96

Como se observa en la figura anterior, al ser cargada en el plano del alma, la viga será flexionada verticalmente. Si un arriostramiento adecuado no se provee, la viga fallará en pandeo lateral-torsional, la cual comprende flexión lateral así como también torsión.

A esto se tienen tres tipos diferentes de rigideces:

- 1) Flexión alrededor del eje y EI_y .
- 2) Torsión GJ .
- 3) Alabeo o ladeamiento EC_w .

El pandeo latero-torsional ocurre normalmente al presentarse inestabilidad en el patín de compresión de la viga. Como el patín es relativamente estable en el plano del alma debido al arriostramiento que le provee el alma, la cual a su vez cuenta con la unión a la estabilidad del patín de tensión, el patín tiende a pandearse lateralmente en el plano perpendicular al alma. Cuando se presenta el pandeo lateral del patín, toda la viga “acompaña” al patín, ocurriendo el pandeo lateral

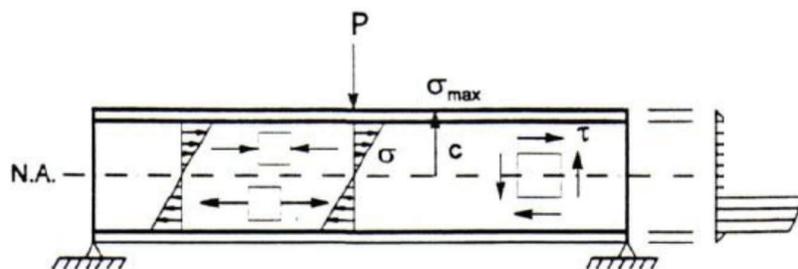
global de la viga. Al mismo tiempo, la deformación lateral de la viga genera componentes del momento flexionante sobre el eje longitudinal de la viga (momentos torsionantes) que provocan que la sección gire. El resultado es el pandeo latero-torsional.

Por otro lado, como ya se mencionó con anterioridad, la gran esbeltez de los perfiles laminados en frío los hace propensos al pandeo local. El pandeo local de alguno de los elementos del perfil sujetos a compresión puede impedir que las fibras extremas de compresión y/o tensión del perfil alcancen la fluencia. De hecho, el pandeo local puede ocurrir antes o durante el pandeo lateral-torsional.

1.2.4.5 Resistencia al Corte

Los perfiles laminados en frío de pared delgada usados como miembros a flexión no solo deben ser diseñados por flexión y deformación, sino también las almas de dichos miembros deben ser diseñadas por cortante, flexión, combinación de cortante y flexión, aplastamiento del alma y combinación de flexión y aplastamiento del alma. Además, el peralte del alma no deberá exceder los valores máximos permisibles establecidos en la Sección B1.2 del AISI-S100.

FIGURA 1.19 RESISTENCIA AL CORTE



FUENTE: Especificaciones AISI-96

La máxima relación peralte espesor h/t de almas no reforzadas se limita a 200, donde h es el peralte de la porción plana del alma medida en el plano del alma y t es el espesor del alma.

La resistencia al corte depende de:

- La relación de esbeltez del alma h/t .
- Las propiedades del material.
- Atiesadores transversales o no.
- Condiciones de soporte a lo largo del borde.

Para la determinación del corte nominal, El AISI plantea ecuaciones que se aplican en función del rango de esbeltez (h/t) y descritas en el capítulo C3.2.1. de las especificaciones del AISI.

$$V_n = A_w F_v \quad (1.13)$$

$$\phi_v = 0.95 \quad (\text{LRFD})$$

Dónde:

V_n = Resistencia nominal al corte de la viga.

t = espesor del alma.

h = profundidad de la porción plana en su plano longitudinal.

F_v = esfuerzo de corte nominal.

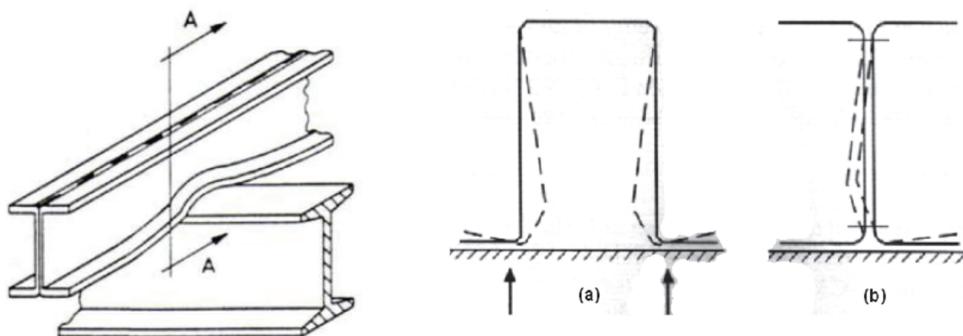
K_v = Coeficiente de pandeo por corte (almas no reforzadas $K_v=5.34$).

1.2.4.6 Resistencia al desgarramiento del alma

El uso de atiesadores de carga es frecuentemente impráctico en el diseño de perfiles laminados en frío de pared delgada, las almas de vigas pueden sufrir aplastamiento debido a la alta intensidad local de una carga concentrada o reacción.

Cabe mencionar que el caso de aplastamiento del alma debido a reacciones en los apoyos puede ser evitado si se usan placas o angulares de conexión. Dichas conexiones fijan a la viga o polín a la viga principal, pero puede ser considerado como refuerzo del alma. Así mismo, los empalmes (traslapes) de vigas continuas de sección Z sobre los apoyos incrementan la resistencia al aplastamiento del alma, ya que en dichas regiones trabajarán las dos almas para resistir la reacción. Este incremento en resistencia es reconocido en el AISI como.

FIGURA 1.20 RESISTENCIA AL DESGARRAMIENTO DEL ALMA



FUENTE: Especificaciones AISI-96

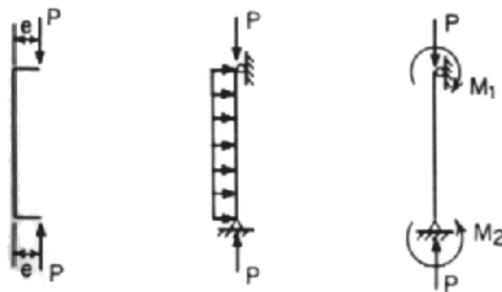
Aplastamiento de almas sencillas no restringidas y de almas dobles restringidas. En aplicaciones prácticas, momentos de flexión considerables pueden ocurrir en la ubicación de cargas concentradas en vigas de un claro. En vigas continuas, las reacciones en los apoyos coinciden con momentos y/o cortantes considerables. Bajo estas condiciones, la resistencia al aplastamiento del alma, puede reducirse significativamente debido al efecto de los momentos flexionantes. Las consideraciones pertinentes a este efecto están descritas en las especificaciones AISI C3.5.

1.2.5 VIGAS - COLUMNAS

Muchos miembros estructurales pueden tratarse como columnas cargadas de manera axial o como vigas con sólo carga de flexión, la mayoría de las vigas y columnas están sometidas, en cierto grado, a la flexión y a la carga axial; una viga

columna es un miembro estructural que experimenta ambos efectos. En las uniones de miembros en estructuras de acero se pueden generar excentricidades en la transmisión de cargas que pueden producir momentos flexionantes. Los momentos flexionantes también pueden ser producidos por cargas transversales o por momentos aplicados en los extremos o en el claro del miembro. Independientemente del origen de los momentos, si sus valores son significativos, estos no pueden ser despreciados y deberán considerarse actuando en combinación con los otros efectos de carga presentes en el miembro.

FIGURA 1.21 VIGAS-COLUMNAS



FUENTE: Especificaciones AISI-96

1.2.5.1 Clasificación de las vigas-columnas

El comportamiento estructural de las vigas-columnas depende principalmente de la configuración y dimensiones de la sección transversal, de la ubicación de la carga excéntrica aplicada, de la longitud de columna y de las condiciones de apoyo lateral. Por lo cual el AISI clasificó a las columnas en las siguientes categorías basándose en la configuración de la sección transversal y el modo de pandeo:

1. Secciones con simetría doble y secciones no sujetas a pandeo por torsión o por flexotorsión.
2. Secciones con simetría simple o componentes de secciones armadas unidos.
3. intermitentemente, no sujetos a pandeo local y cargados en el plano de simetría, los cuales pueden estar sujetos a pandeo por flexotorsión.

4. Secciones simétricas o componentes de secciones armadas unidos intermitentemente, sujetos a pandeo local y cargados en el plano de simetría, los cuales pueden estar sujetos a pandeo por flexotorsión.
5. Secciones con simetría simple sujetas a carga asimétrica.

1.2.5.2 Consideraciones de diseño

De modo general, tenemos las siguientes consideraciones, que serán explicadas posteriormente:

- a) Comportamiento del Miembro.
 - i. Límite de Fluencia (corto y compacto).
 - ii. Pandeo total.
 - Flexionante (flexión alrededor de uno de los ejes principales).
 - Torsional (giro alrededor del centro de cortante).
 - Flexionante–torsional (flexión y torsión simultánea).
- b) Comportamiento del Elemento.
 - i. Pandeo local de elementos individuales.

1.2.5.3 Resistencia nominal, P_n

- a) Para miembros localmente estables a la compresión.

$$P_n = A_g F_n$$

El pandeo general ocurrirá antes de que el esfuerzo nominal compresivo llegue hasta el esfuerzo de pandeo de la columna o al esfuerzo de fluencia. Por lo tanto, el área bruta de la sección es usada.

- b) Para miembros localmente inestables a la compresión.

$$P_n = A_e F_n$$

El pandeo local ocurrirá y el área de la sección efectiva es usada y es calculada al esfuerzo nominal de pandeo a compresión.

LRFD ($\Phi_c = 0.85$) Diseño a la Resistencia = $\Phi_c P_n$.

1.2.5.4 Esfuerzo al pandeo elástico, F_e

Una columna esbelta cargada axialmente puede fallar por pandeo flexional global si la sección transversal de la columna tiene una geometría con simetría doble, es de forma cerrada tubo se sección cuadrada o rectangular, de forma cilíndrica o presenta simetría puntual. Para las formas con simetría simple el pandeo flexional es uno de los modos de falla posibles.

1.2.5.5 Factor de longitud efectiva, K

El factor de longitud efectiva K toma en cuenta la influencia de las restricciones que impiden la rotación y la traslación de los extremos de una columna sobre su capacidad portante.

FIGURA 1.22 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K, PARA MIEMBROS COMPRIMIDOS CON CARGA CONCÉNTRICA

La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en línea de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de K recomendado cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Referencia de las condiciones de los extremos	<ul style="list-style-type: none"> Rotación impedida, traslación impedida Rotación libre, traslación impedida Rotación impedida, traslación libre Rotación libre, traslación libre 					

FUNETE: Especificaciones para el diseño de miembros estructurales de acero conformados en frío.

1.2.5.6 Carga axial y flexión combinados

Los miembros de acero conformado en frío sometidos a una combinación de compresión axial y flexión generalmente se conocen como viga-columnas. La flexión puede ser el resultado de cargas excéntricas, cargas transversales o momentos aplicados. Con frecuencia estos miembros se encuentran en estructuras aporticadas, cerchas y montantes que forman parte de tabiques exteriores.

1.2.6 CONEXIONES Y UNIONES

Las conexiones de los miembros estructurales de acero son de suma importancia, ya que una inadecuada conexión, puede causar desde una pequeña a una peligrosa y consecuente falla, debido a su mal diseño, es por eso por lo que los ingenieros estructurales deben conllevar las siguientes consideraciones. Las

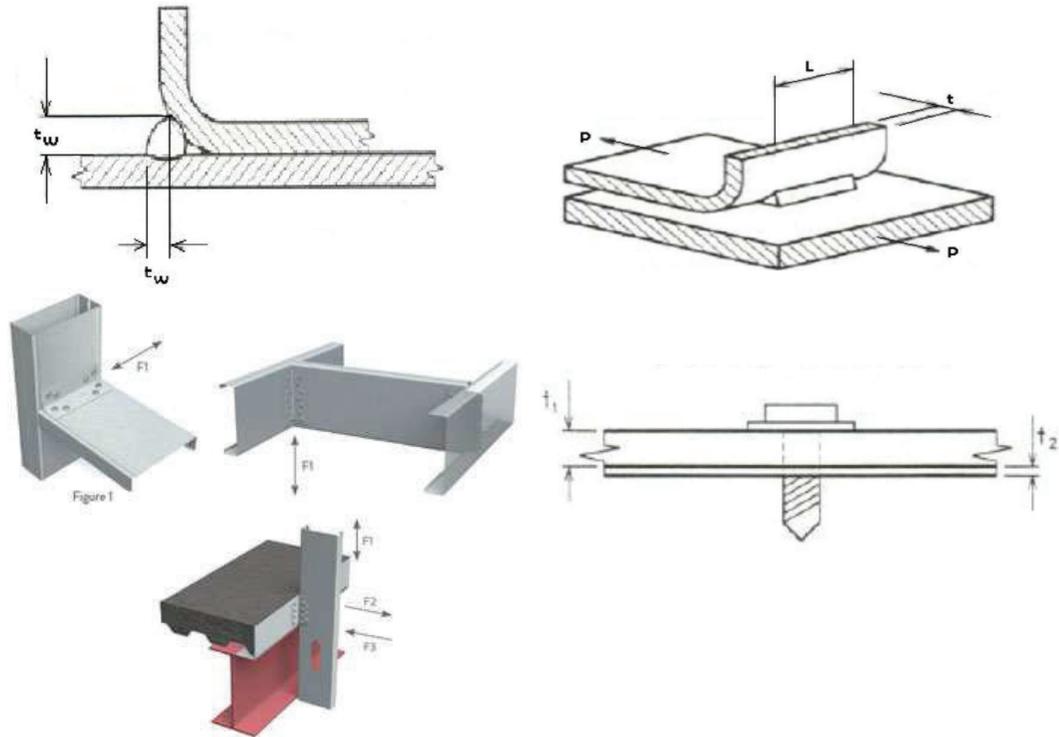
conexiones se diseñarán para transmitir las máximas fuerzas de diseño actuando en los miembros conectados.

Los elementos previamente diseñados tales como; vigas, columnas y vigas-columnas, deberán ser posteriormente ensamblados para formar una parte o la totalidad de una estructura, requiriendo para ello de la formación de conexiones entre los miembros.

1.2.6.1 Tipos de Conexiones

Tradicionalmente se han usado las conexiones atornilladas y soldadas para unir miembros estructurales de acero. Las conexiones atornilladas requieren del habilitado previo de agujeros en los miembros a conectar para la colocación de tornillos. El tornillo estructural típico es el tornillo de alta resistencia que consiste normalmente de una cabeza hexagonal con vástago roscado para recibir una tuerca. Las conexiones soldadas requieren de procedimientos estandarizados de aplicación de calor para fundir los extremos de los miembros a conectar, formando una unión homogénea. La fuente de calor normalmente la origina la resistencia del metal al paso de la corriente eléctrica.

FIGURA 1.23 TIPO DE CONEXIONE



FUENTE: Especificaciones AISI-96

1.2.6.2 Conexiones Soldadas

Las soldaduras usadas en la construcción de estructuras pueden ser clasificadas en soldadura de fusión o de resistencia. La soldadura de fusión (o de arco) es un grupo de procesos donde los extremos de los miembros (metal base) son unidos mediante la aplicación de un metal aportado durante el proceso (electrodo) a gran temperatura (en estado de fusión), sin la aplicación de presión o golpes. La unión soldada consistirá en la aleación de los metales base y de aportación.

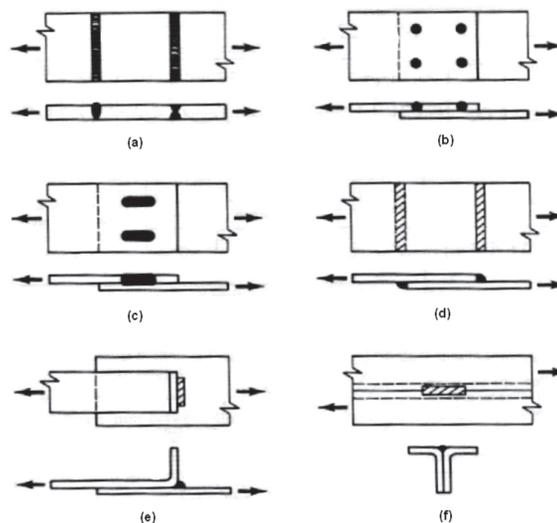
La soldadura de resistencia es un grupo de procesos donde la unión soldada se produce mediante el calor generado a partir de la resistencia al paso de la corriente eléctrica de los metales a unirse.

1.2.6.3 Soldadura de Arco o Fusión

Las soldaduras de fusión se usan comúnmente durante el montaje de la estructura para conectar a los perfiles laminados en frío entre sí o para conectar a los perfiles laminados en frío a perfiles laminados en caliente. Los tipos principales de soldadura de fusión usados en estructuras de acero laminado en frío son:

- a) Soldaduras de penetración.
- b) Soldaduras de punto.
- c) Soldaduras de costura.
- d) Soldaduras de filete, y.
- e) Soldaduras de penetración abierta.

FIGURA 1.24: TIPOS DE SOLDADURAS



FUENTE: Especificaciones AISI-96

1.2.6.4 Diseño de conexiones soldadas

El diseño general de conexiones soldadas es similar al diseño de miembros estructurales, la ecuación de diseño para resistencias nominales según el LRFD.

$$\phi P_n \geq P_u \quad (1.14)$$

Donde:

ϕP_n = Resistencia de diseño para conexiones.

ϕ = Factor de resistencia para conexiones.

P_u = Resistencia requerida para cargas factorizadas.

La ecuación de diseño es un modelo matemático para un estado límite, y por lo tanto da una indicación de los parámetros claves influyendo el estado límite.

1.2.6.5 Resistencia de diseño de soldadura de filete

La soldadura de filete es frecuentemente usada para uniones traslapadas y uniones "T". Las soldaduras de filete que maneja la especificación AISI-96 se aplica en la soldadura de Uniones en cualquier posición, ya sea:

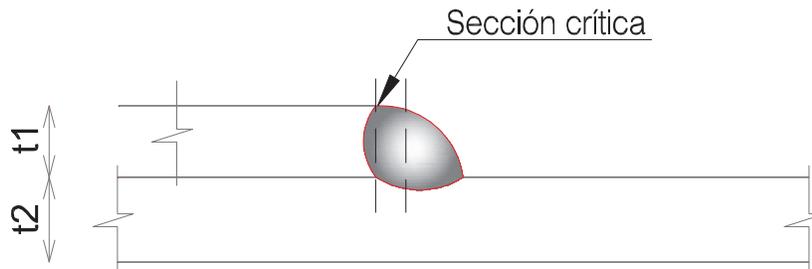
- Lámina a lámina, o.
- Lámina a un miembro de acero de mayor espesor.

El diseño de una soldadura de filete es controlado por la resistencia al corte de la soldadura o desgarramiento de la lámina. La resistencia nominal al cortante, P_n de una soldadura de filete se determina de la siguiente manera⁴.

- a) Desgarramiento de la parte conectada

⁴ Ramírez Alva Cristina Beatriz, (2005), Diseño de estructuras de acero formado en frío usando las especificaciones AISI-96

FIGURA 1.25 DESGARRAMIENTO DE LA PARTE CONECTADA



FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

1. Carga longitudinal.

Para $L/t < 25$, ϕ 0.60 (LRFD).

$$P_n = \left(1 - \frac{0.01}{t}\right) tLF_u \quad (1.15)$$

Para $L/t \geq 25$, ϕ 0.55 (LRFD).

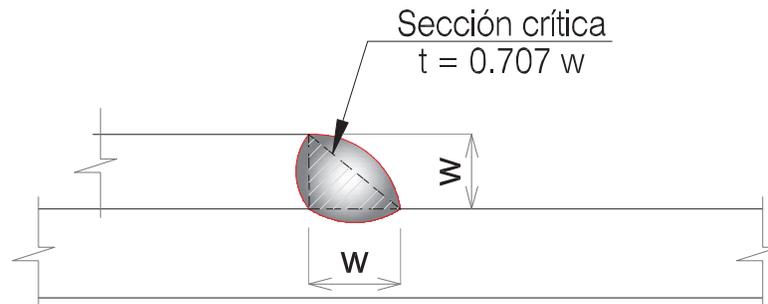
$$P_n = 0.75tLF_u \quad (1.16)$$

2. Carga transversal, ϕ 0.60 (LRFD).

$$P_n = tLF_u \quad (1.17)$$

- b) Resistencia al corte de la soldadura

$$\text{Para } t > 3.81 \text{ mm (0.15 in)} \quad (1.18)$$

FIGURA 1.26 RESISTENCIA AL CORTE

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

La resistencia nominal determinada anteriormente no debe exceder el valor de P_n , calculado a continuación.

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx} \quad (1.19)$$

Donde:

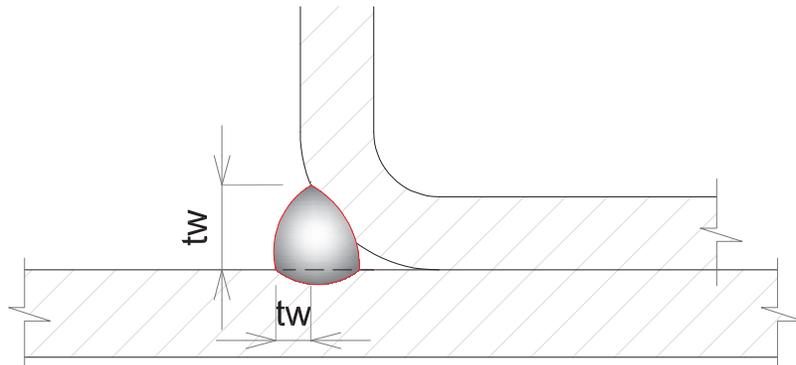
P_n = Resistencia nominal de una soldadura de filete.

L = Longitud de una soldadura de filete.

w_1, w_2 = pierna en soldadura ($w_1 \leq t_1$ en juntas de traslape).

t_w = garganta efectiva = $0.707 w_1$ o $0.707 w_2$, cualquiera que sea el menor. Una mayor garganta efectiva podrá permitirse si se muestra que los procedimientos de soldadura son usados consistentemente y se mide un valor de t_w en campo.

F_{xx} = Designación del nivel de resistencia en la clasificación de electrodos de la AWS.

FIGURA 1.27 GARGANTA EFECTIVA

FUENTE: Ramírez Alva Cristina Beatriz

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

1.2.6.6 Miembros a compresión de sección cajón armado con secciones canal

Las secciones cajón fabricadas de canales conectados en las puntas de los patines se usan frecuentemente en estructuras de acero laminado en frío debido a su rigidez torsional considerable y su radio de giro favorable con respecto a sus dos ejes principales. Los requisitos para secciones I también son aplicables a las secciones cajón a base de canales conectados en las puntas de los patines, aunque no se especifica así en el AISI 1996.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Proponer tipos de conexiones aplicables en el sistema constructivo con perfiles de acero conformado en frío, las cuales permitan un comportamiento dúctil de las vigas dentro del rango inelástico.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- i. Determinar valores cuantitativos de los límites a flexión para los elementos viga y columna en la conexión.
- ii. Determinar las condiciones de reforzamiento necesarias que garanticen que el nudo no falle a corte y que permita que la condición NUDO FUERTE-VIGA DEBIL se cumpla.
- iii. Determinar la relación que debe existir entre la capacidad a flexión de las columnas con respecto a la capacidad a flexión de las vigas para que se cumpla la condición COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL.
- iv. Determinar las diferencias cuantitativas y cualitativas del reforzamiento entre los nudos internos y externos para garantizar un comportamiento similar
- v. Tabular los resultados de las experiencias obtenidas de los tipos de conexiones propuestas en distintas condiciones constructivas y de servicio comunes en nuestro país.
- vi. Determinar la aplicabilidad del sistema de refuerzo propuesto en función de las limitantes propias del material constitutivo.

CAPÍTULO 2

SISTEMAS DE ACERO SISMORESISTENTE

2.1 REQUERIMIENTOS GENERALES

En la construcción se ha usado el acero estructural de manera industrializada desde principios del siglo XX y en la actualidad se afianza como uno de los materiales más importantes en la construcción de estructuras, en los países desarrollados. Propiedades como su gran resistencia, capacidad de disipación de energía y elasticidad lo hacen ideal para resistir las acciones sísmicas.

Sin embargo, el comportamiento de las estructuras de acero, o cualquier otro material, no depende únicamente de sus propiedades, sino además de un conocimiento claro de ellas y la disponibilidad de modelos ajustados a la realidad para un uso confiable. La manera de obtener estos modelos es a través del estudio analítico y experimental de los materiales y sus aplicaciones. La aplicación más común del acero estructural es en el diseño y construcción de edificios, mediante diferentes sistemas constructivos entre los cuales se mencionan pórticos arriostrados (concéntricamente y excéntricamente), pórticos a momento y sistemas duales. Los pórticos resistentes a momento en acero es un sistema usualmente utilizado en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, cuya estabilidad depende de la resistencia de las conexiones viga-columna. Este sistema se consideraba uno de los más dúctiles antes de los sismos ocurridos en Northridge (1994) y Kobe (1995) en los cuales se detectaron en las conexiones viga-columna fallas frágiles.

2.1.1 ANTECEDENTES

En el siglo XIX en Estados Unidos especialmente en Nueva York y Chicago, que se proyectaba como los centros líderes de la economía norteamericana, fue donde se concentró la utilización del hierro en la construcción de edificaciones es así que a finales del siglo XIX se comienza emplear columnas de acero en lugar de las de hormigón armado. En contraste a los países industrializados, el uso del acero en la arquitectura y construcción latinoamericana es relativamente escaso al igual que en Europa las estructuras metálicas fueron preferidas para estaciones puentes y otras aplicaciones relacionadas con ferrocarriles. A principios del siglo XX algunos países caribeños importaban estructuras metálicas de fácil montaje, Entre los países latinoamericanos que más han empleado el acero, se pueden mencionar Chile, Venezuela, Ecuador, Brasil y México.

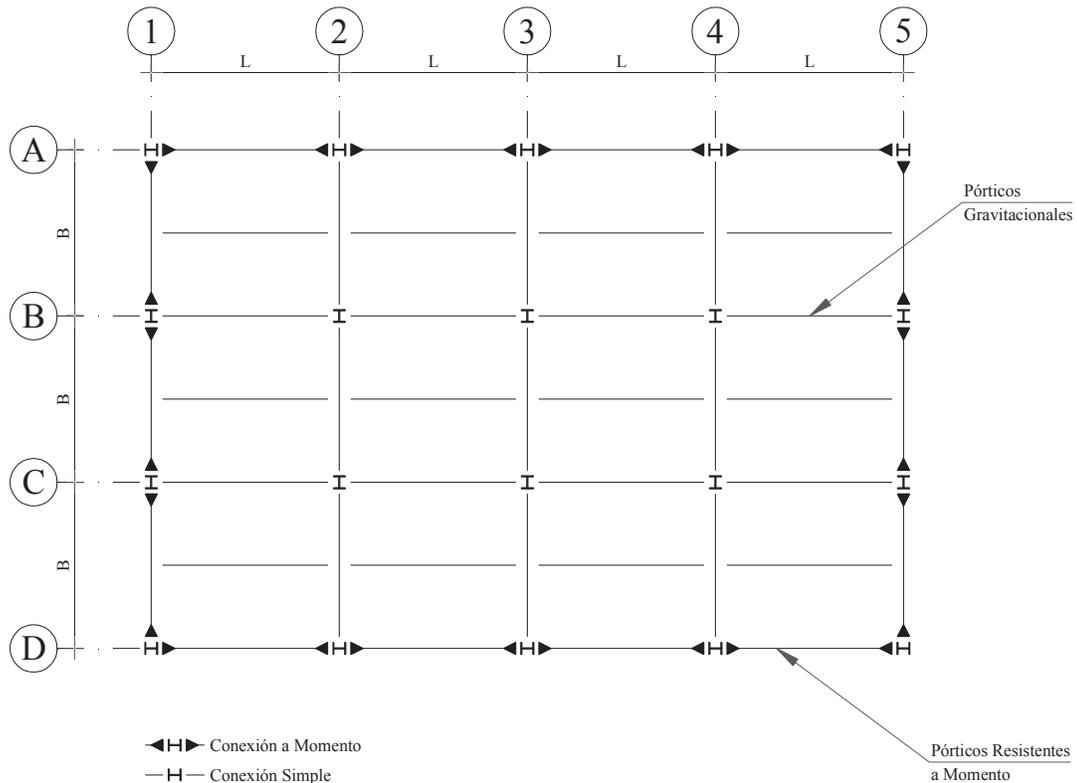
2.1.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES

En la actualidad los países latinoamericanos han elaborado su normativa respecto al diseño de las estructuras sismorresistentes, normativa que parte de una adaptación de los códigos de diseño norteamericanos tales como; ANSI/AISC (Seismic provisions) (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames), ASCE, FEMA 350, AISI. Estos documentos reflejan el conocimiento más actualizado en relación al desempeño sísmico de edificios de acero estructural.

En nuestro país la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 determina las Disposiciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural, que gobiernan el diseño, la fabricación y el montaje de los elementos de acero estructural y conexiones de los Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas (SRCS). Los elementos que no son parte del SRCS son las columnas que forman parte de pórticos gravitacionales, es decir, pórticos que han sido diseñados para resistir solamente cargas gravitacionales. La Figura 2.1 presenta la planta esquemática de un edificio de acero estructural compuesto por una combinación de pórticos

resistentes a momento localizados perimetralmente y pórticos gravitacionales localizados internamente.

FIGURA 2.1 SISTEMAS ESTRUCTURALES



FUENTE: Estructuras de Acero NEC-SE-AC, (2014)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

La filosofía sismoresistente antes de los 70 en códigos americanos se consideraba redundante ya que en general todos los pórticos eran diseñados y construidos para que sean parte del SRCS, tal como se acostumbra en la actualidad en Ecuador. Esta práctica se traducía en que todas las uniones viga-columna eran resistentes a momento. Sin embargo, a partir de la década de los 70s, debido a los altos costos de construcción asociados con construir este tipo de uniones, la industria en los Estados Unidos concluyó que era más económico construir edificios de acero

estructural con pórticos resistentes a momento localizados solamente en el perímetro del edificio⁵.

2.1.2.1 Observaciones

“Estas Disposiciones se aplicarán cuando el coeficiente de reducción de respuesta sísmica R , especificado en NEC-SE-DS tabla 2.9 sea mayor a 2.5 (perfiles laminados en caliente o secciones armadas). Los sistemas de acero estructural diseñados con valores de R mayor a 2.5 se espera que disipen la energía proveniente de los movimientos del terreno de diseño por medio de deformaciones inelásticas de la estructura. Para aquellos casos en que el coeficiente de reducción de respuesta sísmica, R , sea igual o menor a 2.5, no se necesitará cumplir con los requerimientos incluidos en estas Disposiciones, excepto para sistemas especiales de columnas en voladizo en donde se deberá cumplir con los requerimientos incluidos en estos sistemas”.

Por lo expuesto en la referencia anterior podemos entender que las consideraciones que adoptemos en el cálculo pueden estar en el límite de la validez teórica ya que el material de estudio son las estructuras de lámina delgada conformada en frío, las cuales son parte de la excepción aquí enunciada. El comportamiento estructural de perfiles laminados en frío se ve influido de manera determinante por los efectos del laminado en frío en el material, así como por el uso predominante de elementos esbeltos (espesores típicos de 0.4mm hasta 6.4mm). Sin embargo al tratarse de un tema de estudio experimental sin precedente específico, asumimos como válidas las hipótesis señaladas como “disposiciones” en los códigos de diseño para estructuras de acero laminado en caliente, y se ajustaran a la situación de cada caso singular a fin de tener un punto de partida teórico-válido.

⁵ Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014), Estructuras de Acero NEC-SE-AC

2.1.3 ESPECIFICACIONES, CODIGOS Y ESTANDARES DE REFERENCIA

American Institute of Steel Construction (AISC).

- ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings.
- ANSI/AISC 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- ANSI/AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural Buildings.
- ANSI/AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Buildings (Tercera revision publica).

American Welding Society (AWS).

- AWS D1.8/D1.8M: 2009 Structural Welding Code-Seismic Supplement.
- ANSI/AWS B4.0M:2000 Standard Methods for Mechanical Testing of Welds (Metric Customary Units).

Federal Emergency Management Agency (FEMA).

- FEMA 350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, July 2000.
- AISI-2004b, General Provisions - Standard for Cold-Formed Steel Framing.
- AISI S200-07, North American Standard for Cold Formed Steel Framing - General Provisions.

2.1.4 FILOSOFIA DE DISEÑO SISMICO

2.1.4.1 Ductilidad

Por concepto, ductilidad tiene que ver con la capacidad de la estructura o elemento estructural de soportar deformaciones inelásticas, es decir daño, sin pérdida significativa de capacidad, Sin embargo para el caso de estructuras de lámina delgada se mencionó sus características en el capítulo 1.1.1.

- Prevenir el colapso ante el sismo máximo probable en el sitio del edificio.

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

2.1.4.2 Elementos clave del diseño sismoresistente

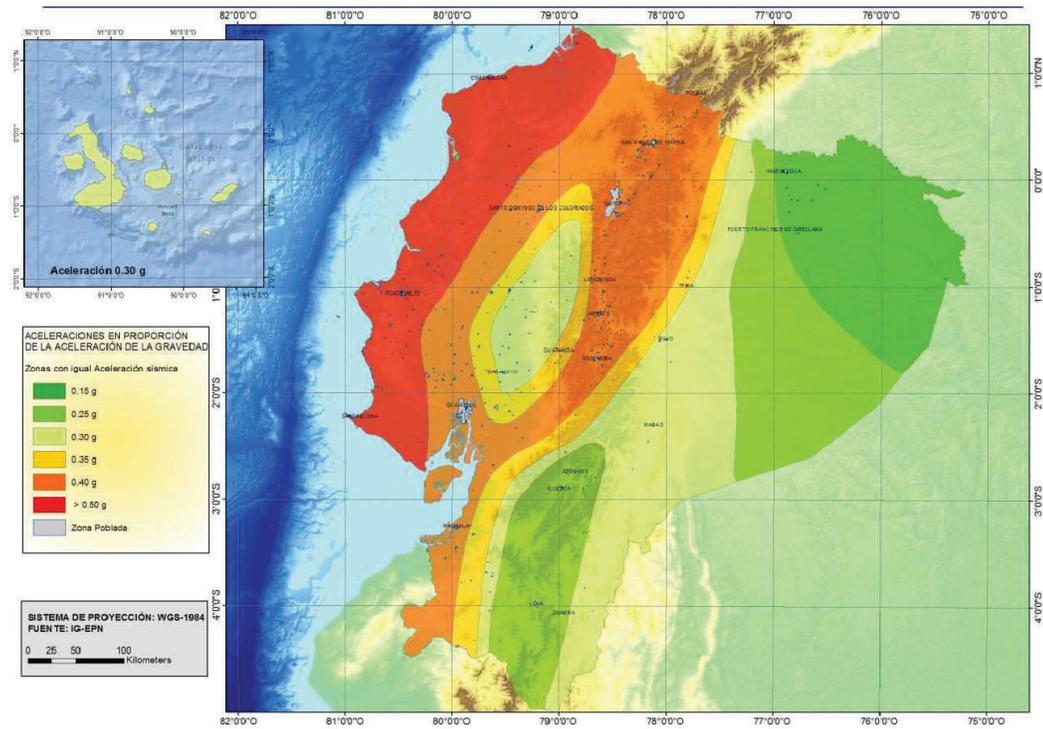
- Desarrollar la capacidad de resistir las fuerzas especificadas por la norma NEC. (Resistencia Lateral requerida).
- Derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico (Provisiones sísmicas).

2.1.5 PELIGRO SISMICO EN EL ECUADOR

2.1.5.1 Bases del diseño

Los procedimientos y requisitos descritos se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse.

FIGURA 2.2 PELIGRO SISMICO EN EL ECUADOR



FUENTE: NEC-SE-DS

TABLA 2.1 VALORES DE Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SISMICA

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización de la amenaza sísmica Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy	Alta

FUENTE: NEC-SE-DS

2.1.5.2 Tipos de perfiles de suelo

TABLA 2.2 TIPOS DE PERFILES DE SUELO

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500m/s$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500m/s > V_s \geq 760m/s$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$760m/s > V_s \geq 360m/s$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los criterios.	$N \geq 50.0$ $S_U \geq 100KPa$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360m/s > V_s \geq 180m/s$
	Perfiles de los suelos rígidos que cumplan cualquiera de las condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100KPa > S_U \geq 50KPa$
E	Perfiles que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180m/s$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w > 40\%$ $S_U < 50KPa$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (ver 2.54.9) se contemplan las siguientes subclases.	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o debilmente comentados, etc.	
	F2- Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5m con índice de Plasticidad IP>75)	
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>30M)	
	F5- Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6- rellenos colocados sin control ingenieril.		

FUENTE: NEC-SE-DS

2.1.5.3 Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo Fa, Fd y Fs

TABLA 2.3 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota					

FUENTE: NEC-SE-DS

TABLA 2.4 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota					

FUENTE: NEC-SE-DS

TABLA 2.5 TIPO DE SUELO Y FACTORES DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DEL SUBSUELO F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota					

FUENTE: NEC-SE-DS

2.1.5.4 Espectro elástico de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, consiste con el factor de zona sísmica Z , el tipo del suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficientes de amplificación o de amplificación de suelo de las tablas 2.3, 2.4 y 2.5. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a dos rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2.1)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } T > T_c \quad (2.2)$$

Donde $r=1$, para tipo de suelo A, B, C o D y $r=1.5$, para tipo de suelos E. Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Periodo de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico de la sección 2.5.3 del capítulo 2 del NEC-11 y,

normalizándolos para la aceleración máxima de terreno, Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (Sa/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores⁶:

$\eta = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente).

Los límites para el periodo de vibración T_c :

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (2.3)$$

2.1.5.5 Control de la deriva de piso

TABLA 2.6 CONTROL DE DERIVAS DE PISO

Estructuras de	ΔM máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

FUENTE: NEC-SE-DS

⁶ Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014), Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS

2.1.5.6 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I

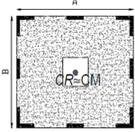
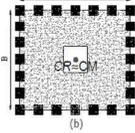
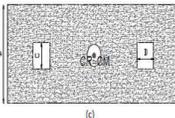
TABLA 2.7 FACTOR DE IMPORTANCIA I

Categoria	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas. Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garages o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencia. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendios. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan mas de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

FUNETE: NEC-SE-DS

2.1.5.7 Configuración estructural

TABLA 2.8 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES RECOMENDADAS

CONFIGURACION RECOMENDADA			
CONFIGURACION CON ELEVACION $\phi_{\epsilon}=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{pi}=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{\epsilon}=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el centro de Rigidez es semejante al centro de Masa $\phi_{pi}=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{\epsilon}=1$			

FUENTE: NEC-SE-DS

2.1.5.8 Carga Sísmica Reactiva W

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se acumula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

2.1.5.9 Cortante Basal de Diseño

El cortante basal de diseño V , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W \quad (2.4)$$

En donde:

I = Coeficiente de importancia.

W = Carga sísmica reactiva.

S_a(T_a) = Espectro de diseño en aceleración.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

Ø_P, Ø_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

2.1.5.10 Periodo de vibración T

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

- Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (2.5)$$

En donde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramientos, C_t = 0.072 y α = 0.80.
- Para estructuras de acero con arriostramientos, C_t = 0.073 y α = 0.75.
- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, C_t = 0.055 y α = 0.9.

- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.75$.

T = Periodo de vibración.

2.1.5.11 Factor de reducción de resistencia sísmica R

Se debe seleccionar el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la tabla 2.9, junto con los valores de reducción de resistencia sísmica R correspondiente.

TABLA 2.9 COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales)	8
Pórticos espaciales sísmo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas)	8
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistente a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <u>NEC-SE-HM</u> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería no reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

FUENTE: NEC-SE-DS

2.2 DISPOSICIONES SÍSMICAS (SEISMIC PROVISIONS)

Es necesario hacer mención de las Disposiciones de manera al menos resumida, dichas disposiciones son consideradas como las hipótesis de partida de este estudio cuya adaptación se hará en función de las diferencias determinadas por la manufactura de las secciones usadas en la construcción de las estructuras. Estas disposiciones recogen toda la experiencia y conocimiento adquirido luego de los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995, que pusieron en tela de juicio la filosofía de diseño que se aplicaba hasta ese entonces para producir estructuras sismorresistentes en acero estructural. La cantidad y tipo de fallas observadas, especialmente en estructuras de marcos a momento, impulsaron el desarrollo de extensas investigaciones experimentales y analíticas sobre el comportamiento de las conexiones en estructuras de acero bajo cargas sísmicas⁷.

2.2.1 ALCANCE

Sin embargo, el comportamiento de las estructuras de acero, o cualquier otro material, no depende únicamente de sus propiedades, sino además de un conocimiento claro de ellas y la disponibilidad de modelos ajustados a la realidad para un uso confiable. La manera de obtener estos modelos es a través del estudio analítico y experimental de los materiales y sus aplicaciones. La aplicación más común del acero estructural es en el diseño y construcción de edificios, mediante diferentes sistemas estructurales entre los cuales se mencionan:

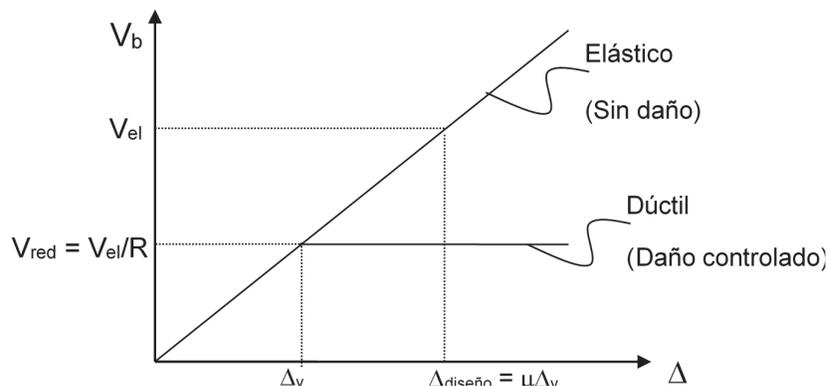
- pórticos arriostrados concéntricamente.
- pórticos arriostrados excéntricamente.
- pórticos resistentes a momento.
- sistemas duales.

⁷ American Institute of Steel Construction, Inc, (2006), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

Los pórticos resistentes a momento se consideraban los sistemas más dúctiles antes de los sismos ocurridos en Northridge (1994) y Kobe (1995) en los cuales se detectaron fallas frágiles en las conexiones viga-columna. Las disposiciones sísmicas complementan la especificación AISC general para el caso de estructuras cuya respuesta ante sismos requiera un nivel de ductilidad significativo. En todo aquello que las Disposiciones no se pronuncien, debe utilizarse la especificación general.

Si una estructura o elemento estructural es diseñado de modo que tenga ductilidad, es posible reducir las fuerzas de diseño, resultando en economías en términos de tamaño de los elementos estructurales. Este supuesto es ilustrado en la figura 2.3.

FIGURA 2.3 CONCEPTO DE DUCTILIDAD



FUENTE: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

La figura 2.3 representa esquemáticamente el efecto de la ductilidad sobre el corte basal de diseño V_b de una estructura. Como se puede ver, para llegar a un mismo nivel de deformaciones de diseño $\Delta_{diseño}$, la estructura sin daño requiere resistir fuerzas significativamente mayores que la estructura dúctil. Debido a la variabilidad de las solicitaciones sísmicas, es económicamente imposible construir una estructura que se comporte elásticamente para el sismo más grande que se pueda esperar en una región. Por lo tanto, todas las estructuras en zonas sísmicas deben incorporar algún grado de ductilidad, el cual se representa a través del factor de

reducción de la respuesta R . Conceptualmente, el efecto de este factor es reducir las solicitaciones de diseño, como se ve en la figura 2.3. La definición de este factor y su aplicación a la determinación de las solicitaciones sísmicas, varía según las normas sísmicas de cada país.

Para estructuras con R menor o igual a 3 (sistemas no dúctiles) se permite utilizar la especificación general (AISC 2005b). Este límite entre estructuras dúctiles y no dúctiles va a ser diferente para otras normas y es, por tanto, responsabilidad del ingeniero estructural el utilizar un valor límite de R adecuado a las normas de su país.

2.2.2 REQUERIMIENTOS

La resistencia requerida y otras disposiciones sísmicas para categorías de diseño sísmico (SDC) y grupos de uso sísmico, así como las limitaciones de altura e irregularidad serán especificadas en la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC.

2.2.3 SOLICITACIONES Y COMBINACIONES DE CARGA

Al igual que la especificación general, las Disposiciones tienen que ver con la determinación de la resistencia nominal de elementos y sistemas estructurales sometidos a ciertas solicitaciones y no con la definición de éstas. Estas solicitaciones deben ser determinadas y combinadas utilizando las normas aplicables en cada país, donde. Los requisitos de deformaciones máximas también deben ser establecidos por estas normas. (Referirse a la NEC para el control de estos parámetros).

2.2.4 ESPECIFICACIONES Y DETALLES DE DISEÑO

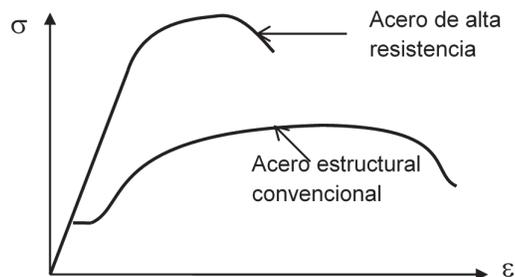
El detallamiento del diseño estructural y las especificaciones muestran el trabajo a ser realizado e incluye ítems requeridos por las especificaciones tales como:

- Designación de los miembros y conexiones que son parte del sistema resistente a cargas sísmicas.
- Especificaciones y configuración de las conexiones.
- Ubicación y dimensiones de las zonas protegidas.
- Requerimientos de soldadura de acuerdo a la Norma AWS D1.3 para elementos conformados en frío.

2.2.5 MATERIALES

Para poder lograr una ductilidad significativa es necesario partir con un material que tenga esta característica. La Figura 2.4 ilustra cualitativamente la diferencia entre aceros de alta resistencia y aceros convencionales. Se ve que, si bien la capacidad del acero de alta resistencia puede superar con creces la del acero convencional, esto va siempre acompañado de una reducción de su capacidad de deformación inelástica.

FIGURA 2.4 COMPORTAMIENTO DE LOS ACEROS



FUENTE: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Por esta razón, las Disposiciones restringen la tensión de fluencia del acero a un máximo de 50 ksi o 345 MPa en aquellos elementos estructurales que van a desarrollar comportamiento inelástico, excepto en el caso de columnas donde sólo se espera inelasticidad en la base. Además, este límite aumenta, para estructuras de ductilidad limitada, a 55 ksi o 380 MPa. Es posible utilizar aceros de más alta

resistencia, siempre que se demuestre a través de ensayos que poseen ductilidad suficiente. La Tabla 2.10 muestra algunos de los aceros que las Disposiciones permiten utilizar.

TABLA 2.10 TIPOS DE ACEROS PERMITIDOS PARA USO SÍSMICO

A36
A53
A500 grado B y C
A501
A529
A572 grados 42, 50 y 55
A588
A913 grado 50, 60 y 65
A992
A1011 HSLAS grado 55

FUENTE: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

2.2.6 CONEXIONES

Tomando en cuenta que las conexiones son los puntos más críticos de una estructura, ya que la falla de una conexión redonda generalmente en el colapso de un elemento o el sistema estructural, las conexiones juntas y pasadores que son parte de los sistemas resistentes a cargas sísmicas (SRCS) deben diseñarse para responder en un estado límite dúctil en conjunto con la conexión o con el miembro que controla el diseño.

Un ejemplo de estado límite dúctil es el esfuerzo de fluencia. Es inaceptable diseñar conexiones del SRCS bajo estados límites de resistencia, Dichos estados se consideran no dúctiles o frágiles tales como la fractura ya sea en la conexión o en el miembro. En el caso de uniones soldadas, las soldaduras deben cumplir con requisitos de resistencia a la fractura, lo que debe asegurarse a través de la ejecución de éstas, siguiendo procedimientos certificados de calidad y con electrodos adecuados, o bien su desempeño debe corroborarse

experimentalmente. Las Disposiciones definen además soldaduras de “demanda crítica”, que son aquellas soldaduras cuya falla afecta directamente la ductilidad del sistema estructural. Para este tipo de soldaduras, los requisitos son aún más exigentes.

Los tipos más comunes de conexiones son las siguientes:

- Juntas empernadas.
- Juntas soldadas.
- Zonas protegidas.
- Placas de continuidad y rigidizadores.

Para una mejor aplicación de la normativa sobre las conexiones en sistemas de acero de lámina delgada conformado en frío (tema de estudio) es necesario referirse a las Especificaciones AISI 2007 Capítulo E o expuestas de manera breve en la sección 1.2.6. del Capítulo primero del presente documento.

2.2.7 MIEMBROS

Uno de los requisitos fundamentales sobre los elementos estructurales para su utilización en estructuras sismorresistentes es que sean capaces de soportar deformaciones inelásticas más allá del punto en que alcanzan su capacidad. Para secciones esbeltas ($\lambda > \lambda_r$) la sección llega al estado límite de pandeo local antes que se produzca cedencia en el elemento, alcanza su capacidad y rápidamente pierde resistencia y ocurre la falla. Para secciones no compactas ($\lambda_p > \lambda > \lambda_r$), el pandeo local ocurre cuando parte del elemento ya se ha plastificado, y nuevamente la viga alcanza su capacidad y falla rápidamente.

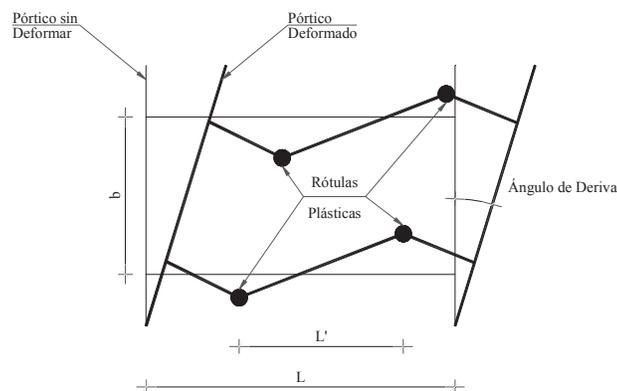
Finalmente para secciones compactas el elemento no sufre pandeo local y mantiene su capacidad para un rango de deformación inelástica. Considerando lo anterior es que las Disposiciones sólo permiten la utilización de secciones

compactas de vigas, columnas y arriostramientos para sistemas estructurales que resistan solicitaciones sísmicas. Los requisitos para clasificar una sección como compacta, sin embargo, varían dependiendo del nivel de ductilidad del sistema estructural utilizado. Para sistemas estructurales con un nivel de ductilidad significativo, se espera que los elementos estructurales sufran grandes incursiones en el rango inelástico y que esto ocurra varias veces durante un terremoto. En elementos dúctiles de acero esto significa que luego de la primera incursión en el rango elástico quedan deformaciones remanentes en el elemento, las que se van acumulando después de cada ciclo adicional de deformación inelástica.

2.2.8 PORTICOS RESISTENTES A MOMENTO (MRF)

El pórtico resistente a momento es aquel que soporta las cargas a las que se ve sometido mediante las deformaciones plásticas requeridas y se alcanza a través de la formación de rotulas plásticas ubicadas en lugares determinados en la luz de la viga. La Figura 2.5 explica el comportamiento fundamental de los MRF.

FIGURA 2.5 COMPORTAMIENTO DE LOS MRF



FUENTE: Oviedo Edis y Velde Héctor Van Der, (2003)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Los pórticos resistentes a momento pueden proveer diferentes capacidades de disipación de energía: mínima, moderada y especial las cuales se alcanzan mediante la utilización de distintos detalles estructurales Tabla 2.11.

TABLA 2.11 CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO

PORTICO RESISTENTE A MOMENTO	MRF/PRM	NIVEL DE DISEÑO	CARGAS	RESULTADO	CONEXIONES
Pórtico especial a momento	SMF/PEM	ND3	Sismo de diseño y combinación crítica de carga	Deformaciones inelásticas significativas	Flexibles
Pórtico intermedio a momento	IMF/PIM	ND2	Sismo de diseño y combinación crítica de carga	Deformaciones inelásticas moderadas	Remirrigidas
Pórtico ordinario a momento	OMF/POM	ND1	Sismo de diseño y combinación crítica de carga	Deformaciones inelásticas minimas	Rigidas

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

2.3 PORTICOS ESPECIALES A MOMENTO (SMF)

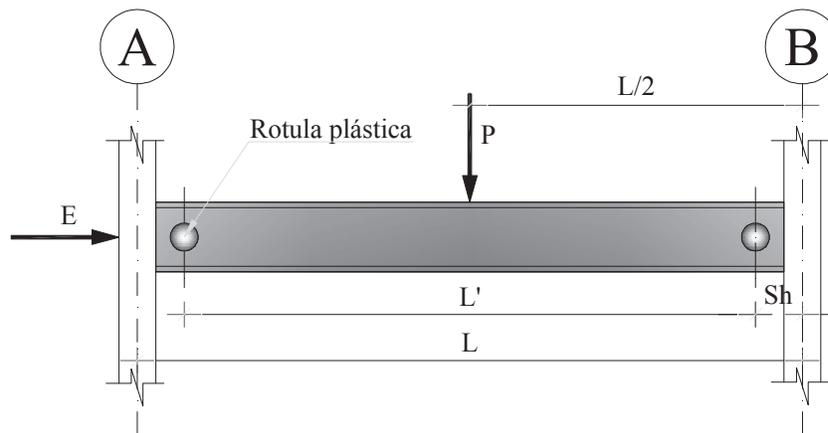
Dentro de la clasificación de los pórticos resistentes a momento MRF, se hace mención especial a los pórticos especiales a momento SMF (por sus siglas en inglés) debido al efecto de disipación de energía que se pretende lograr y por ello la normativa correspondiente se aplicará en el diseño del proyecto en cuestión. Un pórtico especial a momento posee detalles que garantizan altas ductilidades y capacidad de deformación inelástica durante eventos sísmicos; tales deformaciones inelásticas incrementan el amortiguamiento y reducen la rigidez de la estructura dando como resultado menores fuerzas sísmicas y un comportamiento en el cual la mayor parte de los elementos se desempeñan en el rango elástico sin sufrir pandeo local, disipando una cantidad considerable de energía mediante un comportamiento isterético estable esto hace que este tipo de pórtico sea adecuado para zonas de alta sismicidad⁸.

⁸ Oviedo Edis y Velde Héctor Van Der, (2003), Diseño de conexiones viga-columna para estructuras de acero ante efectos sísmicos

2.3.1 DEFINICION Y COMPORTAMIENTO BASICO

El pórtico especial a momento en acero es un sistema usualmente utilizado en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, cuya estabilidad depende de la resistencia de las conexiones viga-columna, se espera que un marco tipo SMF desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. La mayor parte de esta deformación inelástica tiene lugar en la viga a través de la formación de rótulas. Las conexiones viga-columna deben diseñarse con suficiente resistencia, para garantizar la formación de rotulas plásticas a cierta distancia de la cara de la columna como se muestra en la Figura 2.6.

FIGURA 2.6 ESQUEMA DE CARGAS ACTUANTES EN UNA VIGA DE PÓRTICO SMF



FUENTE: Oviedo Edis y Velde Héctor Van Der, (2003)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Las vigas y columnas con conexiones resistentes a momentos son capaces de resistir fuerzas laterales mediante la flexión y corte.

Desarrollo de ductilidad mediante:

- Fluencia a flexión en vigas.
- Fluencia a corte en las zonas de panel de las columnas.

- Fluencia a flexión de las columnas.

2.3.1.1 Ventajas

- Versatilidad arquitectónica
- Alta ductilidad y seguridad

2.3.1.2 Desventajas

- Baja rigidez elástica.

2.3.2 COMPORTAMIENTO DUCTIL

Para entender y controlar el comportamiento inelástico es necesario llevar a cabo el siguiente proceso:

- Establecer un diseño por capacidad: Limitar mecanismos frágiles y propiciar mecanismos dúctiles.
- Escoger los elementos a fluir del marco “fusibles” y su ubicación.
- Detallar la rótula plástica para mantener grandes rotaciones inelásticas antes del comienzo de la fractura o inestabilidad.
- Diseñar los demás elementos con mayor capacidad que la rótula plástica.

2.3.3 REFUERZO TIPO CUBRE PLACA (COVER PLATE)

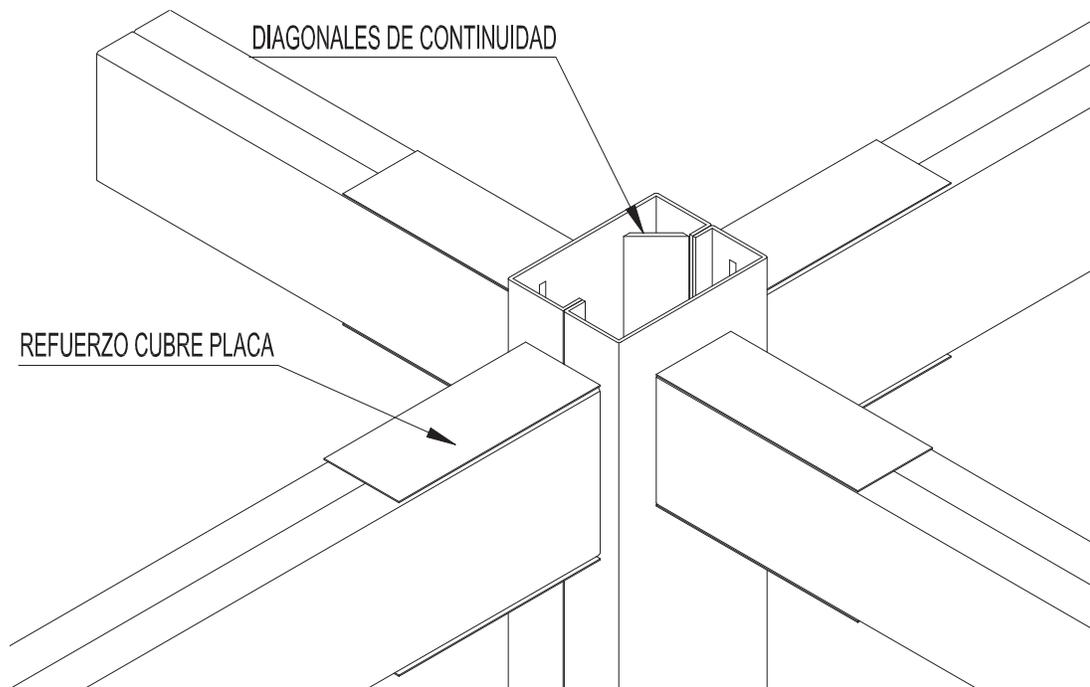
En este tipo de conexión se agregaran planchas de refuerzo a las alas de la viga. Estas planchas se sueldan mediante soldaduras de filete proporcionadas para transmitir las fuerzas de la plancha a las alas ver Figura 2.7. El funcionamiento deseado de esta conexión consiste en desplazar la rotación de las rotulas plásticas mediante el refuerzo tanto de la viga, por intermedio de las planchas, como de la

junta soldada en la cara de la columna. Este tipo de conexión se convirtió en la más usada inmediatamente después del sismo de Northridge debido a que fue una de las primeras ensayadas que alcanzó nivel de rotación plástica aceptable. Uno de los factores críticos que debe tomarse en cuenta en el diseño de este tipo de conexiones es el espesor total del ala de la viga y la plancha de refuerzo.

Durante el diseño se debe tratar de minimizar este espesor porque de esta forma se reducirá el tamaño de la soldadura de penetración completa entre estos elementos y la columna. Aunque no exista una especificación por parte de la AWS o la AISC una recomendación aproximada consiste en limitar el espesor total a la menor dimensión entre: dos veces el espesor del ala de la viga y el espesor total de la columna.

$$t_p < \left(\begin{matrix} 2t_{fb} \\ t_{fc} \end{matrix} \right) \quad (2.6)$$

FIGURA 2.7 REFUERZO TIPO CUBRE PLACA



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

2.3.4 ESFUERZO DE FLUENCIA ESPERADO

La fuerza necesaria de un elemento (un miembro o una conexión) se determina a partir de la tensión de fluencia esperado, $R_y F_y$, de un miembro adyacente, donde F_y es la mínima resistencia a la fluencia especificada del grado de acero para ser utilizado en los miembros adyacentes y R_y es la relación entre resistencia esperada y la mínima especificada F_y de ese material.

La resistencia del elemento, ϕR_n para LRFD, deberá ser igual o mayor que la resistencia requerida, donde R_n es la resistencia nominal de la conexión. La resistencia a la tracción esperada es, $R_t F_u$, y la tensión de fluencia esperada es, $R_y F_y$, se les permite ser utilizado en lugar de F_u y F_y , respectivamente, en la determinación de la resistencia nominal, R_n , de ruptura y estados límite de rendimiento dentro de la misma, miembro para el cual se determina la resistencia requerida.

2.3.4.1 Resistencia nominal

Con el fin de evitar el efecto de reducción de capacidad elástica, las Disposiciones requieren la utilización de las resistencias esperadas mencionadas anteriormente para el diseño de partes de la estructura que queden diseñadas por capacidad. Estas resistencias esperadas se definen como:

Tensión de Fluencia Esperada:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (2.7)$$

Tensión Última Esperada:

$$F_{ue} = R_t F_u \quad (2.8)$$

Donde F_y y F_u son los valores nominales de la tensión de fluencia y tensión última del acero, respectivamente, R_y y R_t son factores de amplificación para llegar a los valores de tensiones de fluencia y última esperados.

La Tabla 2.12 muestra los valores de R_y y R_t recomendados para distintos aceros estructurales.

TABLA 2.12 VALORES DE R_y Y R_t

TABLE I-6-1		
R_y and R_t Values for Different Member Types		
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A572/572M Grade 42 (290)	1.3	1.1
• ASTM A572/572M Grade 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Grade 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grade 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A529 Grade 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Grade 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500 (Grade B or C), ASTM A501	1.4	1.3
Pipe:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
Plates:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A572/A572M Grade 50 (345), ASTM A588/A588M	1.1	1.2

FUENTE: ANSI/AISC 341-05

2.3.5 COMPORTAMIENTO DE LA ZONA DE PANEL

- Sometido a altos esfuerzos cortantes.
- Fluencia por corte y grandes deformaciones posibles.

- Mecanismo de fluencia alterno.

2.4 CONEXION VIGA COLUMNA

2.4.1 ALCANCE

Se espera que los pórticos especiales (SMF) puedan resistir deformaciones inelásticas significativas cuando se somete a las fuerzas resultantes de los movimientos del diseño sísmico.

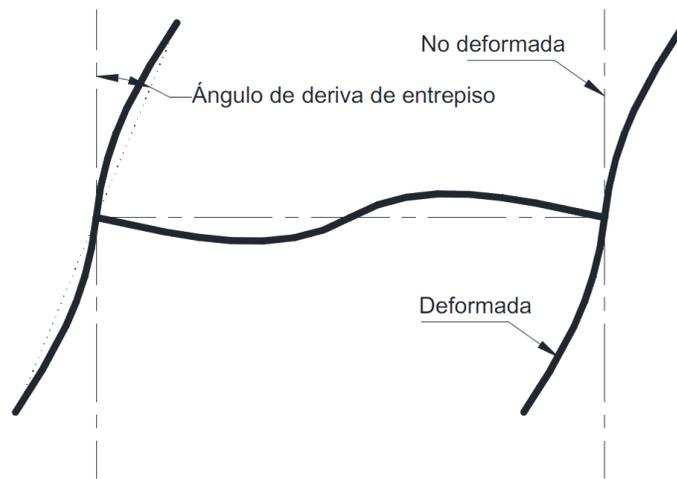
2.4.2 REQUERIMIENTOS PARA LA CONEXION

Las conexiones viga-columna utilizada en el Sistema Resistente a Cargas Sísmicas (SRCS) deberán satisfacer los cuatro requisitos:

2.4.2.1 Ángulo de deriva de entrepiso

Para estructuras Tipo 1, es decir, estructuras en donde todos los pórticos, tanto interiores como exteriores, son pórticos resistentes a momento (PEM), la conexión debe ser capaz de sostener un ángulo de deriva de entrepiso de por lo menos 0.035 radianes. La Figura 2.7 ilustra el concepto de ángulo de deriva de entrepiso. Nótese que rotaciones plásticas de 0.025 radianes equivalen a un ángulo de deriva de entrepiso de 0.035 radianes para pórticos con una deriva elástica de entrepiso de 0.01 radianes.

FIGURA 2.8 ÁNGULO DE DERIVA DE ENTREPISO



FUENTE: NEC-SE-AC

Para estructuras Tipo 2, es decir, estructuras en donde los PEM están localizados solamente en el perímetro del edificio el ángulo de deriva de entrepiso debe ser por lo menos 0.040 radianes. Este valor es tomado de las Disposiciones Sísmicas ANSI/AISC 341-05 y 341-10.

La diferencia en los valores de 0.035 y 0.040 radianes radica en las siguientes razones:

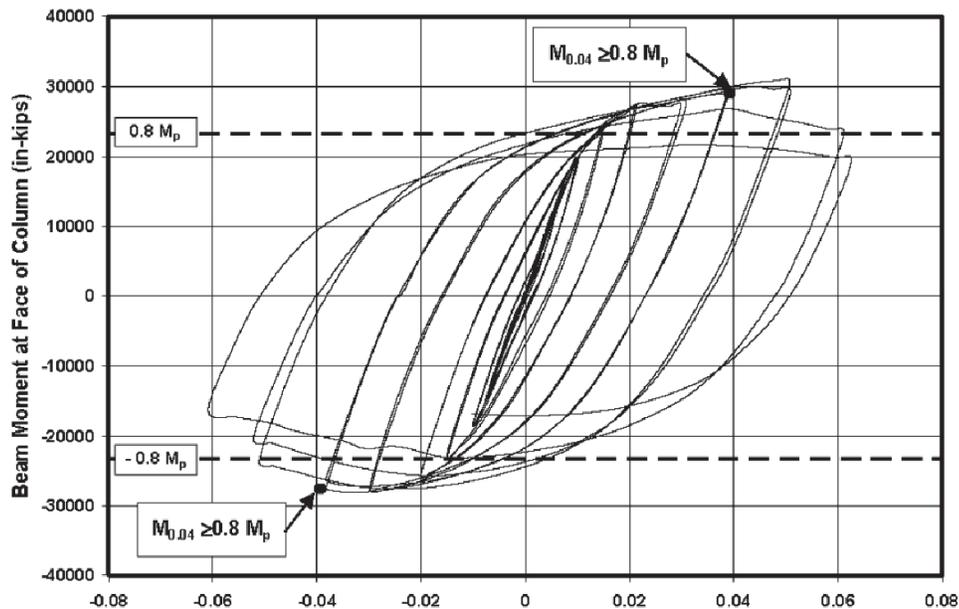
1. Las estructuras Tipo 1 son más redundantes que las estructuras Tipo 2 por lo que las estructuras Tipo 1 deberían tener un mejor desempeño sísmico que las estructuras Tipo 2.
2. Las estructuras Tipo 1 tienen un mayor número de pórticos para resistir las fuerzas laterales por lo que el tamaño de los elementos puede reducirse. Se ha podido observar mediante investigación experimental que la ductilidad de la conexión generalmente aumenta a medida que el tamaño de los elementos disminuye (FEMA 350).
3. Las estructuras Tipo 2 pueden eventualmente desarrollar inestabilidad en el evento de falla de uno o más elementos del sistema mientras que las

estructuras Tipo 1 tendrían una importante capacidad lateral ante la falla de unos pocos elementos.

2.4.2.2 Resistencia a flexión

La resistencia a flexión determinada en la cara de la columna deberá igualar o por lo menos $0.8 M_p$ de la viga conectada cuando el ángulo de deriva de entrepiso sea de 0.035 o 0.040 radianes para estructuras Tipo 1 o 2, respectivamente.

FIGURA 2.9 ACEPTABLE DEGRADACIÓN DE RESISTENCIA



FUENTE: NEC-SE-AC

2.4.2.3 Resistencia al corte

La resistencia al corte requerida por la conexión debe determinarse a partir del cortante producido por las cargas gravitacionales más el cortante V_E originado asumiendo la formación de articulaciones plásticas en los extremos de la viga como sigue:

- Determinar el momento en la ubicación de las rotulas plásticas.

$$M_{pr} = 1.1R_y M_p \quad (2.9)$$

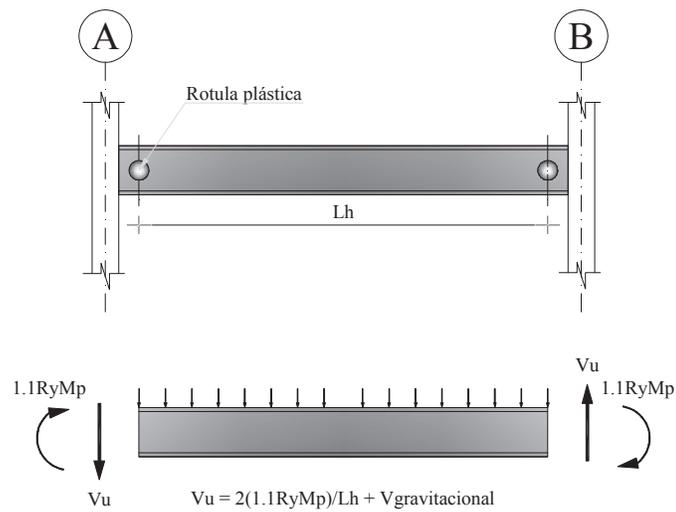
Dónde:

R_y = Es la relación entre resistencia esperada y la mínima especificada F_y

M_p = Momento plástico nominal a la flexión

L_h = Distancia entre las rótulas plásticas

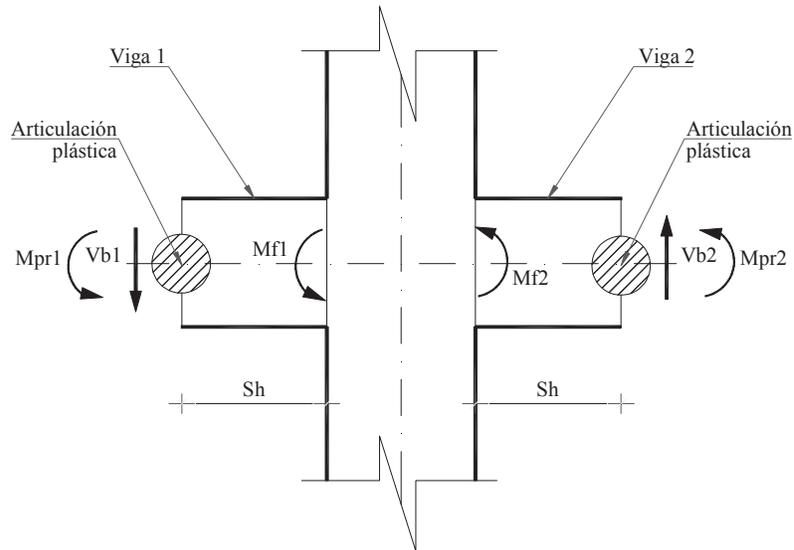
FIGURA 2.10 MOMENTO EN LA ROTULA PLÁSTICA



FUENTE: American Institute of Steel Construction, Inc, (2006)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- Proyectar el momento ubicado en las rotulas plásticas hacia la cara de la columna, basado en el gradiente del momento en las vigas.
- Calcular la fuerza cortante en la zona de panel.

FIGURA 2.11: FUERZAS CORTANTES EN LA ZONA DE PANEL

FUENTE: American Institute of Steel Construction, Inc, (2006)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Dónde:

M_{pr} = Momento esperado en la rótula.

M_f = Momento en la cara de la columna.

V_E = Esfuerzo cortante requerido en la rótula.

S_h = Distancia desde la cara de la columna a la ubicación de la rótula plástica.

$$V_E = \frac{2[1.1R_y M_p]}{L_h} \quad (2.10)$$

$$M_f = M_{pr} + V_b S_h \quad (2.11)$$

2.4.2.4 Estabilidad

Adicionalmente, el diseño debe demostrar que cualquier deriva adicional debido a la deformación en la conexión puede ser acomodada por la estructura. El diseño

debe incluir un análisis de la estabilidad del pórtico, incluyendo los efectos de segundo orden.

2.4.2.5 Demostración de Conformidad

En las conexiones viga-columna utilizada en el Sistemas Resistentes a Cargas Sísmicas (SRCS) debe satisfacer los requerimientos de las conexiones viga-columna de acuerdo al siguiente requisito.

Uso de conexiones para PEM de acuerdo con ANSI/AISC 358-05 y sus suplementos.

2.4.2.6 Soldadura

En Las soldaduras de ranura de penetración completa (SRPC) utilizadas en las alas de vigas, placas de cortante y almas de vigas conectadas a las columnas deben ser Soldaduras de demanda crítica (SDC).

➤ Soldaduras de demanda crítica (SDC)

Una Soldadura de Demanda Crítica (SDC) es aquella que tiene requerimientos adicionales de calidad y tenacidad. La designación de una soldadura de demanda crítica debe basarse en la demanda de deformación inelástica y la consecuencia de falla. Estas soldaduras son identificadas en estas Disposiciones en la sección correspondiente al SRCS.

En SDC, el material de aporte debe ser capaz de proporcionar como mínimo una tenacidad Charpy de muesca en V de 27 J (20 lb-pie) a -29° C (-20°F) como lo determina el método de ensayo de clasificación de la AWS o la certificación del fabricante, y 54 J (40 lb-pie) a 21°C (70°F) como lo determina la Sección 5.8 u otro método aprobado, cuando el acero este encerrado normalmente y mantenido a una

temperatura de 10°C (50°F) o mayor. Para estructuras con temperaturas de servicio menor a 10°C (50°F), la temperatura de calificación de acuerdo a la Sección 4.8 debe ser 11°C (20°F) arriba de la mínima temperatura de servicio estimada, o una temperatura menor.

Los electrodos SMAW clasificados en AWS A5.1 como E7018 o E7018-X, los electrodos SMAW clasificados en AWS 5.5 como E7018-C3L o E8018-C3 y los electrodos solidos GMAW, se eximen de cualquier tipo de ensayo cuando la tenacidad Charpy de muesca en V del electrodo iguale o exceda los 27 J (20lb-pie) a una temperatura máxima de -29°C (-20°F), tal como lo determinan los métodos de clasificación de AWS. El certificado del fabricante debe considerarse como suficiente evidencia del cumplimiento de este requerimiento.

Algunos ejemplos de SDC son los siguientes:

1. Las soldaduras de ranura de penetración completa (SRPC) entre las columnas y las placas base así como los empalmes soldados de columnas.
2. Las siguientes soldaduras en los pórticos especiales a momento: (1) soldaduras de alas y almas de viga a las columnas; y (2) Soldaduras de placas de cortante a columnas.
3. Las siguientes soldaduras en pórticos arriostrados excéntricos (PAE): (1) las SRPC entre las vigas de vínculo y las columnas; (2) las soldaduras que conectan la placa del alma a las placas de las alas en vínculos armados.

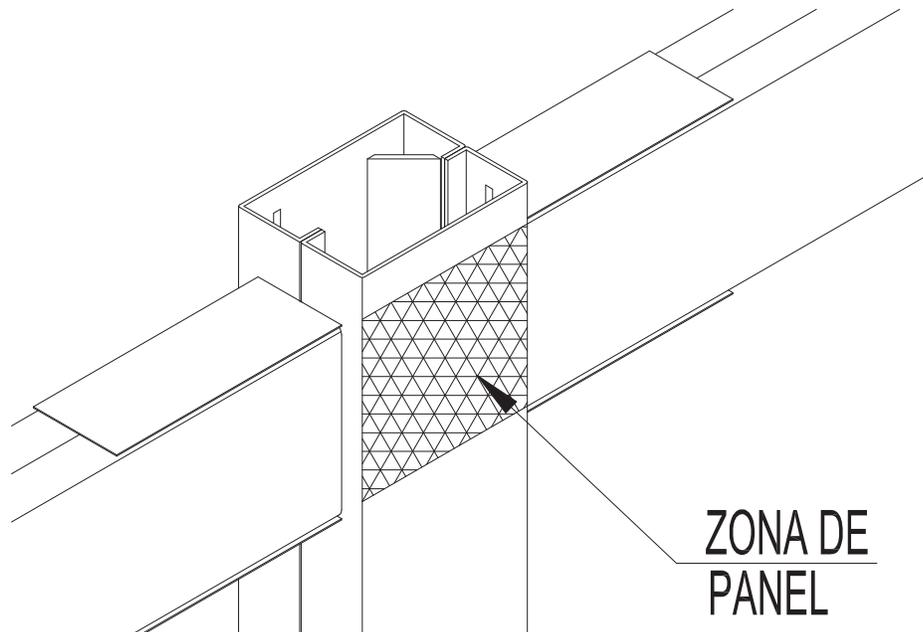
2.4.3 CONEXIONES EN ZONA DE PANEL VIGA-COLUMNA

2.4.3.1 Definición de Zona de Panel

La zona de panel de una junta viga-columna es el segmento rectangular del alma de la columna encerradas por las alas de la columna (fronteras verticales) y las placas de continuidad fronteras horizontales).

Observación: La zona de panel para nuestro caso está limitado por las caras de la columna en contacto con la viga (fronteras verticales) y la proyección de las líneas de acción de los patines superior e inferior de la viga (fronteras horizontales), como se muestra en el siguiente esquema.

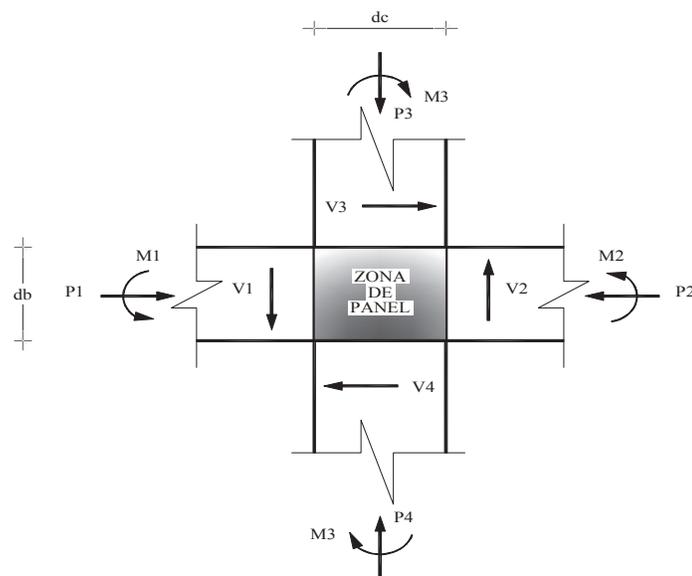
FIGURA 2.12 ZONA DE PANEL



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Típicamente, la zona de panel está sujeta simultáneamente a fuerzas axiales, cortantes y momentos provenientes de las columnas y vigas tal como se observa en la 2.13.

FIGURA 2.13 FUERZAS INTERNAS ACTUANDO EN LA ZONA DE PANEL DE UN PEM SUJETO A CARGA LATERAL

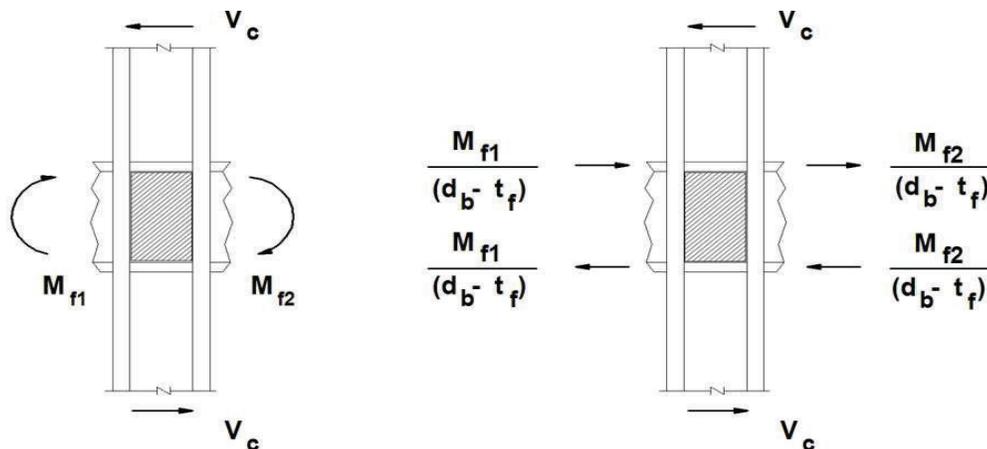


FUENTE: American Institute of Steel Construction, Inc, (2006)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

2.4.3.2 Resistencia Requerida al Corte en la Zona de Panel

FIGURA 2.14 RESISTENCIA REQUERIDA AL CORTE EN LA ZONA DE PANEL



FUENTE: Diseño sísmico AISC

$$R_u = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_f)} V_c \quad (2.12)$$

Diseño requerido para la zona de panel.

$$R_u \leq \phi_v R_v \text{ con } \phi_v = 1 \quad (2.13)$$

Dónde:

R_v = Resistencia nominal al corte, estado límite de fluencia por cortante.

Para el cálculo de R_v en la zona de panel se tiene:

Con $P_u \leq 0.75P_y$ en la columna.

$$R_v = 0.6F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (2.14)$$

Dónde:

d_c = Profundidad de columna.

d_b = Profundidad de viga.

d_{cf} = Ancho de patín de columna.

t_{cf} = Espesor de patín de columna.

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificada.

t_p = Espesor del alma de columna con refuerzo.

Si la resistencia al corte en la zona de panel es inadecuada:

- Escoger una sección con más área en el alma.
- Soldar placas para reforzar el alma.

2.4.4 LIMITACIONES VIGA-COLUMNA

2.4.4.1 Relaciones Ancho-Espesor

Las vigas y columnas de los PEM deben cumplir con los requerimientos de la Sección 5.2.5.2.2 de la norma (NEC-11) a menos que ensayos de calificación demuestren que otras relaciones pueden usarse. Para el caso de estructuras Tipo 1, se permite multiplicar las relaciones ancho-espesor para vigas y columnas presentadas en la Sección 5.2.5.2.2 por 1.15.

Clasificación de las secciones según su relación ancho-espesor

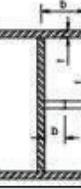
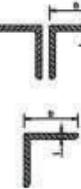
- **Secciones Compactas.**- Cuando sea requerido por estas Disposiciones, los miembros del SRCS deben tener alas continuamente conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_p , de las Tablas B4.1a y B4.1b de la Especificación.
- **Secciones Sísmicamente Compactas.**- Cuando sea requerido por estas Disposiciones, los miembros del SRCS deben tener alas continuamente conectadas al alma o almas y las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder las relaciones máximas ancho-espesor, λ_{ps} , de la Tabla 2.13.

Las Disposiciones contenidas en este capítulo para el diseño de miembros en sistemas estructurales especiales (tales como pórticos a momento, pórticos especiales arriostrados concéntricamente y pórticos arriostrados excéntricamente) referencian específicamente a la Tabla 2.13.

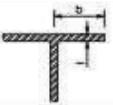
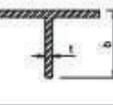
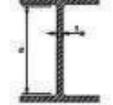
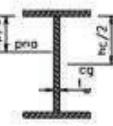
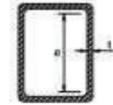
Para proporcionar grandes niveles de deformaciones inelásticas en aquellos SRCS que requieren altos niveles de inelasticidad, las alas de los miembros deben estar continuamente conectadas al alma (o almas). Adicionalmente, las relaciones ancho-espesor de los elementos a compresión deben ser

menores o iguales que aquellas relaciones que son resistentes al pandeo local cuando los elementos a compresión son esforzados en el rango inelástico. A pesar de que las relaciones ancho-espesor para miembros compactos, λ_p , dadas en la Tabla B5.1 de la Especificación que se muestra en las tablas 2.13, son suficientes para prevenir el pandeo local antes de iniciar la zona de endurecimiento por deformación, los resultados de los ensayos disponibles sugieren que estas relaciones máximas no son adecuadas para un buen desempeño sísmico en algunos de los SRCS.

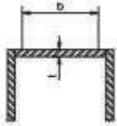
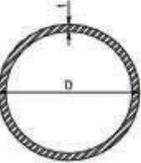
TABLAS 2.13 RELACIÓN ANCHO-ESPESOR

Tabla B 4.1 Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión						
Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos	
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)		
Elementos no atiesados	1. Flexión en alas de perfiles laminados I y canales	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$		
	2. Flexión en alas de perfiles soldados I de simetría doble y simple	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}$ (a),(b)		
	3. Compresión uniforme en alas de perfiles laminados I, placas en proyección de perfiles laminados I, patas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo y alas de canales	b/t	NA		$0.56\sqrt{E/F_y}$	
	4. Compresión uniforme en alas de perfiles soldados I y placas o patas de ángulos en proyección de perfiles soldados	b/t	NA		$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$ (a)	
	5. Compresión uniforme en alas de ángulos simples, alas de ángulos dobles con separadores, y cualquier otro elemento no atiesado	b/t	NA		$0.45\sqrt{E/F_y}$	
	6. Flexión en alas de ángulos simples	b/t		$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

TABLAS 2.13 CONTINUACIÓN

Tabla B 4.1 (cont.) Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión						
	Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
				λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)	
Elementos atizados	7.	Flexión en alas de tés	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	8.	Compresión uniforme en pies de tés	b/t	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$	
	9.	Flexión en almas de perfiles I de simetría doble y canales	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	10.	Compresión uniforme en almas de perfiles I de simetría doble	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	11.	Flexión en almas de perfiles I de simetría simple	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.9\right)^2$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	12.	Compresión uniforme en alas de perfiles cajón rectangulares y estructurales tubulares de espesor uniforme sujetos a flexión o compresión; placas de cubierta de alas y placas de diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	13.	Flexión en almas de HSS rectangulares	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

TABLAS 2.13 CONTINUACIÓN

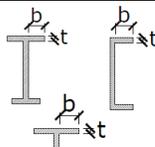
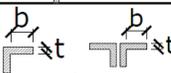
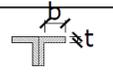
Tabla B 4.1 (cont.) Razones Ancho-Espesor Límite para Elementos en Compresión					
Caso	Descripción del Elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho - Espesor Límites		Ejemplos
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)	
14.	Compresión uniforme en cualquier otro elemento atiesado	b/t	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
15.	Perfiles circulares huecos				
	En compresión uniforme	D/t	NA	$0.11 E/F_y$	
	En flexión	D/t	$0.07 E/F_y$	$0.31 E/F_y$	

[a] $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ pero no debe ser tomado menor a 0.35 ni mayor a 0.76 para efectos de cálculo (ver Casos 2 y 4)

[b] $F_y = 0.7F_y$ para flexión en torno al eje débil, flexión en torno al eje fuerte de miembros I soldados de alma esbelta, y flexión en torno al eje fuerte de miembros I soldados de alma compacta y no compacta con $S_x/S_{xc} \geq 0.7$; $F_y = 0.5F_y$ para flexión en torno al eje fuerte de miembros I soldados de alma compacta y no compacta con $S_x/S_{xc} < 0.7$ (ver Caso 2)

Tabla 5.4. Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión

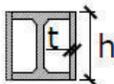
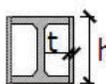
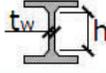
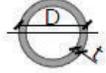
(Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Límites	Ejemplo
			λ_{ps}	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "T" roladas o amadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
	Alma de vigas "T"	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}^{(a)}$	
		Barra plana	b/t	2.5

Nota: Ver continuación de Tabla 4.4 para Elementos Rigidizados

TABLAS 2.13 CONTINUACIÓN

Tabla 5.4. (cont.) Máximas Relaciones Ancho-Espesor para Elementos a Compresión
(Adoptado de ANSI/AISC 341-10)

Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t		
	Alas de perfiles "I" encajonados, y secciones cajón armadas	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}$ ^[b]	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas y paredes de perfiles armados encajonados usados como arriostramientos diagonales	h/t		
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas ^[c]	h/t_w	Para $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a)$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (DFCR) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (DR.A)	
	Almas de perfiles "I" rolados o armados usados como arriostramientos diagonales	h/t_w	$1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones para pilotes "H"	h/t_w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$	
Paredes de HSS de sección circular	D/t	$0.038 E/F_y$		

(a) Para perfiles T de miembros sujetos a compresión, la máxima relación ancho-espesor para miembros con gran ductilidad, para el alma de la "T" puede ser incrementado a $0.38 \sqrt{E/F_y}$ si se satisfacen las siguientes condiciones:

- (1) Pandeo en el miembro a compresión ocurre alrededor del plano del alma
- (2) La carga a compresión es transferida al final de la conexión, solo a la cara exterior del alma, de la T, dando como resultado una conexión excéntrica que reduzca los esfuerzos de compresión en la punta del alma de la T.

(b) La máxima relación ancho-espesor de las alas de una viga "I" enrolada y una viga cajón armada para las columnas en un Pórtico Especial a Momento no debe exceder $0.6 \sqrt{E/F_y}$

(c) Para las vigas "I" roladas usadas en sistemas PEM, donde C_a es menor o igual a 0.125, la máxima relación ancho-espesor h/t_w no debe exceder $2.45 \sqrt{E/F_y}$.

FUENTE: AISC, B4, Tabla B4.1

2.4.4.2 Alas de las Vigas

Cambios abruptos en el área de las alas de las vigas no se permiten en regiones de articulaciones plásticas. El taladrado de agujeros en las alas o el recorte del ancho del ala de la viga se permite si se efectúan las pruebas necesarias con el fin de demostrar que se consiguen articulaciones plásticas de comportamiento estable.

2.4.4.3 Zonas Protegidas

La Una zona protegida (ZP) es aquella que va a estar sometida a deformaciones inelásticas importantes y que por lo tanto no debe ser perturbada por otros sistemas de operación del edificio. Consecuentemente, una zona protegida (ZP) es una región de un miembro en la cual existen restricciones relacionadas con la fabricación y elementos no autorizados en el diseño. Cuando se designe una zona protegida en estas Disposiciones, ésta debe cumplir lo descrito a continuación:

1. Dentro de las zonas protegidas, las discontinuidades creadas por operaciones de fabricación o montaje, tales como soldaduras de prearmado, elementos auxiliares para montaje, oxicorte y plasma deben ser reparadas según la disposición del fiscalizador.
2. Los elementos de fijación de la lámina colaborante que penetren el ala de la viga no deben ser ubicados dentro de las zonas protegidas. Pueden usarse las soldaduras punteadas de arco para las láminas de acero galvanizadas de la losa.
3. Sujetadores soldados, empernados, atornillados o autoperforantes para ángulos de borde perimetrales, fachadas exteriores, particiones (tabiques), ductería, tuberías u otras construcciones, no deben colocarse en las zonas protegidas.

En general, para conexiones no reforzadas, la zona protegida se extiende desde la cara de la columna a una distancia igual a la mitad del peralte de la viga más allá del centroide de la articulación plástica.

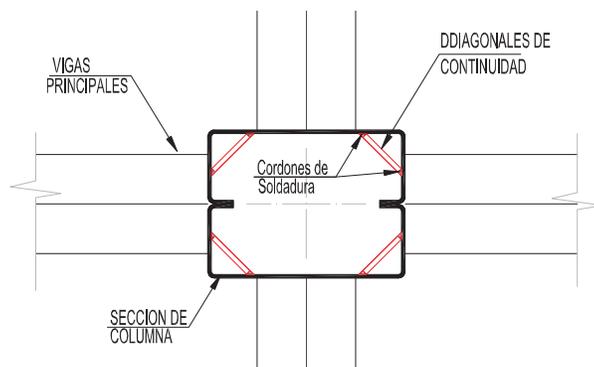
2.4.5 PLACAS DE CONTINUIDAD

Es necesario tener claro que la transmisión de cargas y esfuerzos a través de la sección de los elementos debe ser continua, más aún en el conjunto viga-columna a fin de evitar concentraciones de esfuerzos y por consiguiente fallas por agotamiento localizado, lo que evitaría el normal desarrollo de ductilidad de la estructura, característica fundamental de los pórticos especiales a momento.

Placas de continuidad deberán ser compatibles con las exigencias de una conexión precalificada como se especifica en la norma ANSI / AISC 358⁹.

Observación: La adaptación de este concepto en nuestro caso práctico se realiza según el siguiente esquema.

FIGURA 2.15 PLACAS DE CONTINUIDAD



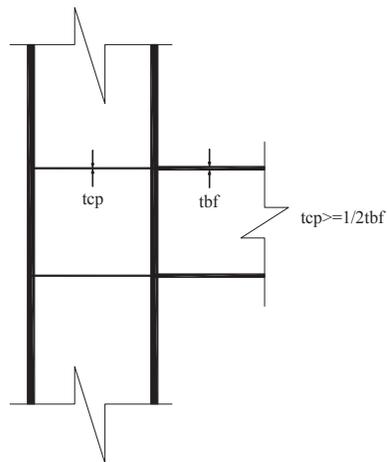
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

⁹ American Institute of Steel Construction, (2011), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

2.4.5.1 Espesor Requerido de Placas de Continuidad

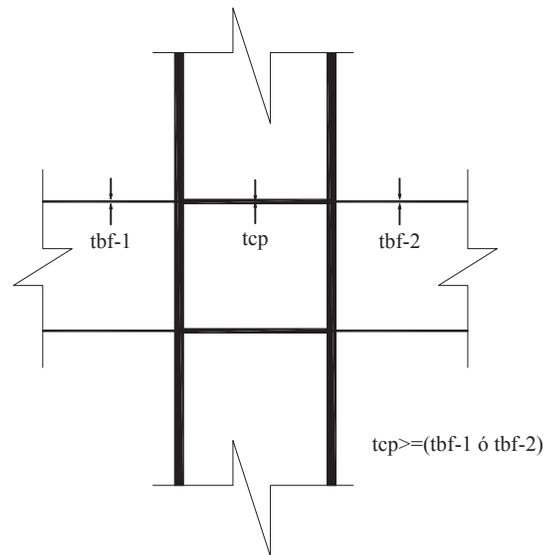
- Para las conexiones de un solo lado (exterior), espesor de la placa de continuidad deberá ser al menos la mitad del espesor del ala de la viga.

FIGURA 2.16 ESPESOR REQUERIDO DE PLACAS DE CONTINUIDAD



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- Para las conexiones de dos caras (interior), espesor de la placa de continuidad deberá ser al menos igual a la más gruesa de las dos alas de la viga a cada lado de la columna.

FIGURA 2.17 ESPESOR REQUERIDO DE PLACAS DE CONTINUIDAD

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

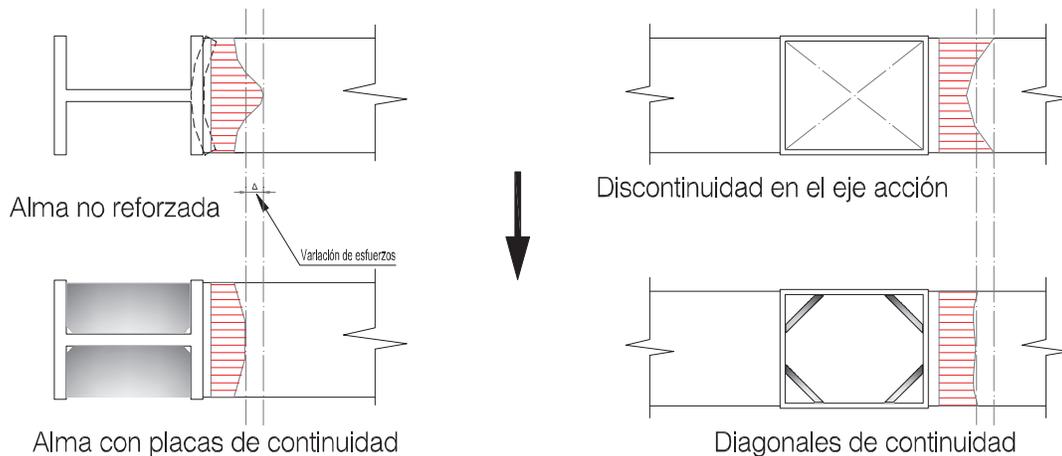
En la figura 2.18 se puede apreciar cualitativamente la función que cumplen los elementos de continuidad para dos casos muy comunes. En el primero (sección I) los patines de la viga en su parte externa participan minoritariamente en la transmisión de esfuerzos por el hecho de estar alejados del eje de la sección o del alma en el que se presentan picos de esfuerzos muy pronunciados, es fácil por lo tanto concluir que la sección está esforzada de manera parcial y no uniforme como fuese lo ideal.

El caso de la sección cerrada es más crítico, el eje de acción, intersección viga-columna presenta un agujero propio de la sección, y si bien puede comportarse muy bien ante efectos de tensión o compresión flexión y torsión, requiere especial atención en el efecto de transmisión de carga hacia los ejes transversales a la sección. Se puede apreciar que dicha discontinuidad produce un esfuerzo mayorado en las paredes laterales de la viga y poca participación del tercio medio de la sección tanto en columna como en viga, esto puede conllevar a un desgarre de las paredes y perjudicar la ductilidad del conjunto.

Reforzando la sección columna con elementos de continuidad se consigue:

- ✓ Uniformizar el comportamiento de los esfuerzos en las secciones.
- ✓ Disminuir el pico máximo de esfuerzos.
- ✓ Deformaciones uniformes y significativamente menores en relación a conjuntos Viga-columna sin elementos de continuidad.

FIGURA 2.18 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN VIGA-COLUMNA



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

2.4.6 CRITERIO DE COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

El criterio de columna fuerte – viga débil tiene como objetivo fundamental contar con un sistema estructural en el cual las columnas son generalmente más fuertes que las vigas a fin de forzar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los diferentes niveles de los PEM cuando éstos estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. De esta manera, se logra un alto nivel de disipación de energía.

2.4.6.1 Relación de Momento Viga - Columna

La siguiente relación debe satisfacerse en la conexión viga – columna:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (2.15)$$

En donde:

$\sum M_{pc}^*$ es la suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta. Debe determinarse en base a la suma de las resistencias nominales a la flexión de las columnas que llegan a la junta evaluadas en las caras de la junta tomando en cuenta la reducción debido a la carga axial presente en la columna. Es permitido adoptar:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (\text{DFCR})$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(\frac{F_{yc}}{1.5} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (\text{DRA})$$

$\sum M_{pv}^*$ es la suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta. Debe determinarse en base a la suma de las resistencias probables de las vigas en las zonas de las articulaciones plásticas incluyendo el momento, M_{uv} (DFCR) o M_{av} (DRA), producido por el cortante desarrollado en las articulaciones plásticas con respecto a la cara de la columna. Es permitido adoptar:

$$\sum M_{pv}^* = \sum \left(1.1 R_y F_{yv} Z_v - M_{uv} \right) \quad (\text{DFCR})$$

$$\sum M_{pv}^* = \sum \left(\frac{1.1}{1.5} R_y F_{yv} Z_v - M_{uv} \right) \quad (\text{DRA})$$

Cuando se usen conexiones con vigas de sección reducida, el valor de Z_v debe ser reemplazado por Z_{VSR} (módulo plástico en la sección de viga reducida).

En las ecuaciones anteriores, A_g es el área gruesa de la columna, F_{yc} el mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la columna, F_{yv} el mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la viga, M_{uv} Momento adicional a M_a basado en combinaciones DFCR, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna, M_{av} Momento adicional a M_a basado en combinaciones DRA, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna, P_{uc} la resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga DFCR de la columna y P_{ac} la resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga DRA de la columna¹⁰.

La Figura 2.16 presenta un esquema para la determinación de M^*_{pv} para el caso de una columna interior de un PEM.

Excepciones. Este requerimiento no se aplica si se satisfacen las siguientes condiciones:

1. Columnas con $P_{rc} < 0.3 P_c$ para todas las combinaciones de cargas que satisfacen una de las siguientes condiciones:
 - a) Columnas usadas en edificios de un piso, o en la cubierta de un edificio de varios pisos.
 - b) Columnas donde: (1) La suma de las resistencias a cortante disponibles para todas las columnas exentas en el entrepiso, es menor al 20% de la suma de las resistencias a cortante disponibles de todas las columnas de los pórticos a momento en el entrepiso actuando en la misma dirección; y (2) la suma de las resistencias a cortante disponibles de todas las columnas exentas en cada línea de columnas del pórtico a momento del entrepiso, es menor al 33% de la resistencia disponible a cortante de todas las columnas de dicho pórtico en esa línea de columnas.

¹⁰ American Institute of Steel Construction, Inc, (2006), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

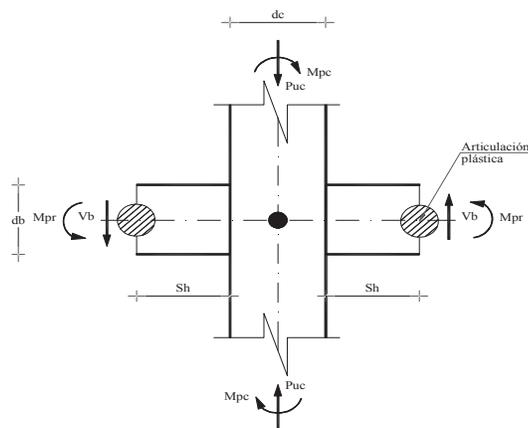
Dónde:

$P_c = F_{yc} A_g$ y $P_{rc} = P_{uc}$ que es la resistencia a la compresión requerida (DFCR); y.

$P_c = F_{yc} A_g / 1.5$ y $P_{rc} = P_{ac}$, que es la resistencia a la compresión requerida (DRA).

2. Columnas en cualquier entrepiso con una relación de resistencia al cortante disponible a resistencia al cortante requerida mayor a 50% que en el entrepiso superior.

FIGURA 2.19 DETERMINACIÓN DE MOMENTOS PLÁSTICOS EN UNA VIGA



FUENTE: American Institute of Steel Construction, Inc, (2006)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

2.4.7 ARRIOSTRAMIENTO LATERAL DE VIGAS

El arriostramiento lateral adecuado sirve para retrasar una severa degradación de la resistencia debido a pandeo local torsional mientras la estructura desarrolla suficiente ductilidad.

La ductilidad del sistema y el ángulo de deriva de entrepiso guardan relación directa, por lo cual el Apéndice S de la "Disposiciones Sísmicas" recomienda un

valor que se usa como parámetro para determinar la ductilidad o no de la estructura¹¹.

0.04 rad \longrightarrow ángulo de deriva de entrepiso (**APENDICE S**).

Parámetro:

$$P = \frac{L_b}{r_y} \quad (2.16)$$

Donde:

L_b = Distancia entre arriostramientos.

r_y = radio de giro alrededor del eje menor.

2.4.7.1 Separación

Las dos alas de la viga deben estar lateralmente arriostradas, con un espaciamiento máximo de:

$$L_b = 0.086 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (2.17)$$

En donde r_y es el radio de giro y E es el módulo de elasticidad del acero.

2.4.7.2 Localización

Los arriostramientos laterales deben colocarse cerca de cargas concentradas, en los cambios de sección transversal y otros sitios donde el análisis indique que se

¹¹ American Institute of Steel Construction, Inc, (2006), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

formará una articulación plástica durante las deformaciones inelásticas del pórtico especial resistente a momento.

CAPÍTULO 3

BASES DE DISEÑO

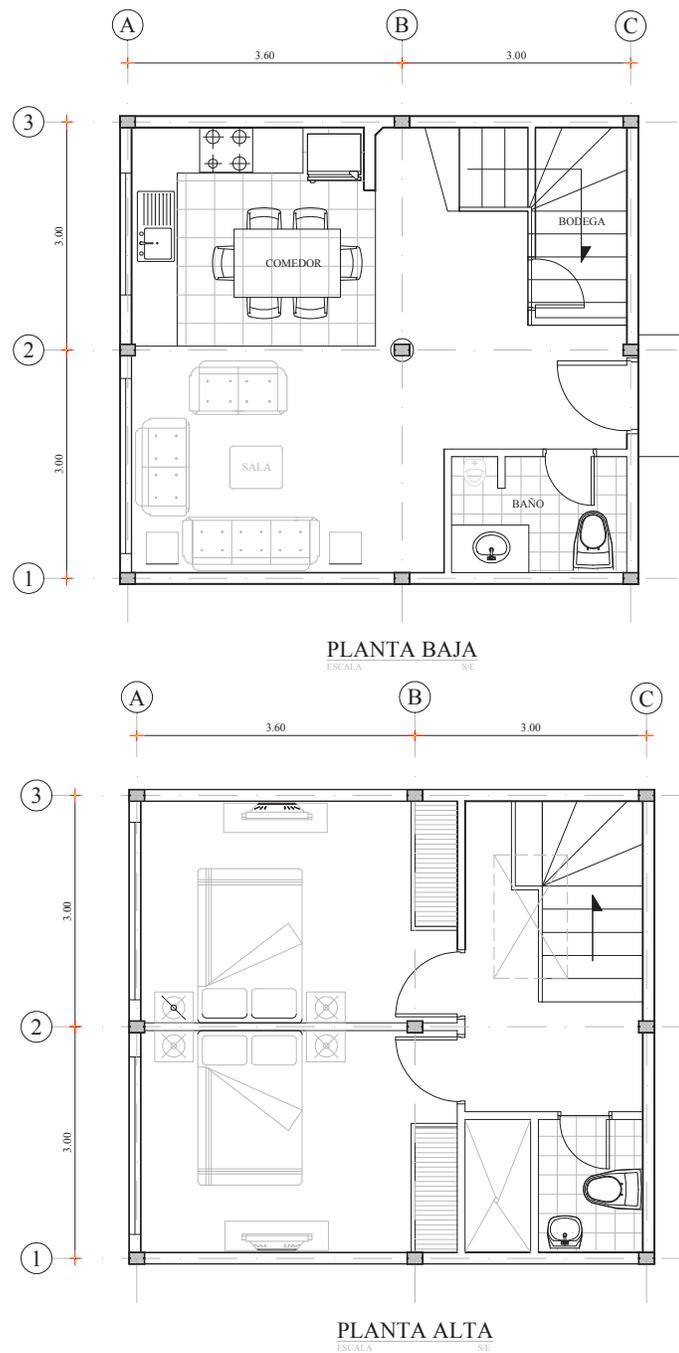
3.1 INTRODUCCIÓN

Al pensar en el uso más común de una estructura liviana de baja altura, lo primero que viene a la mente es una vivienda de tipo residencial, cuyas características funcionales se relacionan con las necesidades de una familia promedio, de condición económica media o baja. Es fácil entender el porqué de la importancia de este estudio pues tiene un alto porcentaje para las familias ecuatorianas que pueden acceder a una vivienda se ubican en esta clasificación, cuyas necesidades son relativamente similares entre sí. Por lo expuesto se entiende que es alta la demanda de una infraestructura residencial de bajo peso, fácil de construir y por lo tanto costo menor, modelo que se ajusta a las características de nuestro estudio.

El principal uso de este tipo de estructuras bien podría ser comercial pero limitaremos el ejemplo a fines residenciales.

En la figura 3.1 se puede apreciar el diseño arquitectónico que corresponde a una vivienda de necesidades tipo para una familia promedio. La planta baja consta de una área social comprendida por sala-comedor, cocina, baño, social, bodega y un pasillo de circulación que a su vez lleva a las escaleras, espacios repartidos en una área de 48.36 m². La segunda planta consta de dos dormitorios baño social y escaleras. El diseño no contempla espacios grandes pero puede considerarse sobrio y moderno respetando normas de urbanidad de acuerdo a las ordenanzas vigentes.

FIGURA 3.1 CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2 DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA APORTICADA DE ACERO DE LÁMINA DELGADA

Partiendo de una configuración arquitectónica sencilla pero funcional hemos conseguido una configuración estructural propia de sistemas de acero conformados en frío cuyas características se detallan a continuación:

- ✓ Luces cortas.
- ✓ Entrepisos bajos.
- ✓ Losas livianas.
- ✓ Cargas muertas pequeñas.
- ✓ Cimentaciones de poca área y profundidad.

Características que se traducen en disminución de costos y en rapidez de ejecución, razones que justifican el grado de aceptación en construcciones informales.

De manera cuidadosa se han revisado los puntos críticos del diseño entre los cuales resaltan los siguientes:

- ✓ Áreas de aportación.
- ✓ Eficiencia de secciones; columnas, vigas, viguetas, correas.
- ✓ Capacidad de los miembros estructurales.
- ✓ Posibles deflexiones y derivas del conjunto ante estados críticos y de servicio.
- ✓ Transmisión de esfuerzos estructura-suelo.

3.2.1 HIPOTESIS DE CARGA

3.2.1.1 Cargas permanentes (Carga Muerta)

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, tabiques, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, de acondicionamiento, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura.

3.2.1.2 Sobrecargas de uso (Carga Viva)

Las sobrecargas de uso dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.

TABLA 3.1 HIPOTESIS DE CARGA

DESCRIPCIÓN	ENTREPISO	CUBIERTA
	(T/m ²)	(T/m ²)
Peso propio losa	0,26	0,26
Peso paredes y acabados	0,22	0,22
D (Carga muerta)	0,48	0,48
L (Carga viva)	0,20	0,10
CARGA DE SERVICIO W	0,68	0,58

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.2 DETERMINACIÓN DEL CORTE BASAL

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura, se determinará mediante las siguientes expresiones¹²:

¹² Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014), Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\Phi_P\Phi_E} W \quad (3.1)$$

Donde:

$S_a(T_a)$	Espectro de diseño.
$\Phi_P\Phi_E$	Coeficientes de configuración en planta y elevación.
I	Coeficiente de importancia.
R	Factor de reducción sísmica.
V	Cortante basal total de diseño.
W	Carga sísmica reactiva.
T_a	Periodo de vibración.

- Factor de importancia $I = 1$.
- Aceleración espectral correspondiente al espectro respuesta elástico para el diseño.

$$1) S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c \quad (3.2)$$

2)

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T \geq T_c \quad (3.3)$$

- Aceleración Espectral "Z" y Zona Sísmica: Ingresar la Provincia y la Ciudad

Provincia:	PICHINCHA
Ciudad:	QUITO

Z=	0.4
Zona:	Zona V

- Factor " η ": Colocar la Región en donde construirá la edificación

Región: SIERRA	n= 2.48
----------------	---------

➤ T_c

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3.4)$$

TABLA 3.2 TIPO DE PERFILES DE SUBSUELO

Tipo de perfil del subsuelo	Definición
A	Roca Dura
B	Roca Dura
C	Suelo muy denso y Roca blanda
D	Suelo firme
E	Suelo blando
F	Suelos muy pobres - Especiales

FUENTE: NEC-SE-DS

Tipo de perfil del subsuelo:	D
r=	1.0

➤ F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_a =	1.2
---------	-----

➤ F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

F_d =	1.19
---------	------

➤ F_s : comportamiento no lineal de los suelos.

Fs=	1.28
Tc=	0.698133333
Tl=	2.856

➤ Periodo de Vibración T

$$T = C_t h_n^\alpha \tag{3.5}$$

Altura de la Edificación(hn):	4.80	m
-------------------------------	------	---

Ct=	0.072
α=	0.8

T=	0.252537273	Ingresar de modelo
T Modo 1 =	0.582	

		SE USARÁ T DE ANÁLISIS DINÁMICO	
		SE USARÁ EL RESULTADO DE ECUACIÓN 1	
ECUACIÓN 1		ECUACIÓN 2	
$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$		$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$	
Sa= 1.190		Sa= 2.120	
	---->	Sa= 1.1904	

➤ Carga Sísmica Reactiva "W": La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo. Independientemente del método de análisis descrito en la sección 6.2 de la NEC-SE-DS se usará la siguiente carga sísmica reactiva W.

- **Caso general**

$$W = D.$$

Donde:

D Carga muerta total de la estructura.

○ **Casos especiales: bodegas y almacenaje**

$$W = D + 0.25L_i$$

Donde:

D Carga muerta total de la estructura.

L_i Carga viva del piso i .

W=	17.79	Ton	Carga muerta total
----	-------	-----	--------------------

- Factor de reducción de respuesta estructural "R".

R=	2.5
----	-----

- Factor de configuración en planta Φ_P .

$\Phi_{PA} =$	1
$\Phi_{PB} =$	1

$\Phi_P =$	1
------------	---

- Factor de configuración en elevación Φ_E .

$\Phi_{EA} =$	1
$\Phi_{EB} =$	1

$\Phi_E =$	1
------------	---

- Corte basal V

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \Phi_P \Phi_E} W$$

V=	0.47616	*W
V=	8.75	Ton

TABLA 3.3 DISTRIBUCIÓN DEL CORTE BASAL

NIVEL	AREA (m ²)	Wi (T)	hi (m)	wi*hi (T*m)	Wxh/∑Wxh	F (T)	Facum (T)
2	34.80	20.32	4.80	97.551	0.63	13.25	13.25
1	34.80	23.80	2.40	57.128	0.37	7.76	21.01
		44.13		154.68			

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.3 DISEÑO EN ACERO PARA LAS SECCIONES PARTICIPANTES

3.2.3.1 Diseño de la columna

TABLA 3.4 PREDISEÑO

HIPOTESIS DE CARGA		
Peso propio losa	0.26	(T/m ²)
Peso paredes y acabados	0.22	(T/m ²)
D	0.48	(T/m ²)
L	0.20	(T/m ²)
CARGA DE SERVICIO W	0.68	(T/m²)
AREA COLABORANTE =	9.9	m ²
# DE PISOS =	2	
k =	0.65	Tabla C-2.2 AISC
L =	2.40	m
$C_U = 1.2D + 1.6L$		
$C_U =$	0.90	Tn/m ²
$P = A * C_U * \#pisos$		
$P =$	17.84	Tn

TABLA 3.4 CONTINUACIÓN

PREDISEÑO		
$\frac{kL}{r} \approx 100$		
$F_a \approx 900$	kg/cm ²	
$A \approx \frac{P}{F_a} \text{ cm}^2$		
$A = 19.82$	cm ²	
$\frac{kL}{100} \approx r$		
$r = 1.56$	cm	

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

TABLA 3.5 DISEÑO EN ACERO DE LA COLUMNA

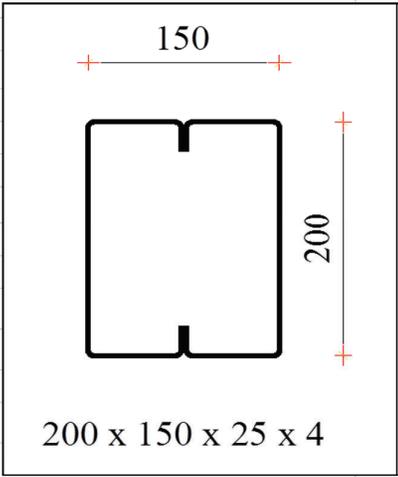
 <p>200 x 150 x 25 x 4</p>	DATOS DE LA SECCION	
	$A = 29.89$	cm ²
	$r_x = 7.74$	cm
	$r_y = 5.81$	cm
	$r_o = 9.68$	cm
	$J = 1,915.50$	cm ⁴
	$C_w = 0.00$	
	$w_f = 13.4$	cm
	$w_w = 18.4$	cm
	$(w/t)_f = 46$	
	$(w/t)_w = 33.5$	
COLUMNA 200x150x25x4	ACERO A36	
	$E = 2,043,000$	kg/cm ²
	$G = 789,100$	kg/cm ²
	$\mu = 0.3$	

TABLA 3.5 CONTINUACIÓN

PANDEO GENERAL			
FLEXION EN X-X			
$\left(\frac{kL}{r}\right)_x$	21.00	$F_{ex} = 45,722$	kg/cm^2
FLEXION EN Y-Y			
$\left(\frac{kL}{r}\right)_y$	27.00	$F_{ey} = 27,659$	kg/cm^2
TORSION EN Z-Z			
		C3.1.2.1-9 AISI	
$G_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(k_t L_t)^2} \right]$		$G_t = 539,682$	kg/cm^2
Esfuerzo critico de pandeo elástico		$F_e = 27,659$	kg/cm^2
		$F_n = 2,444$	kg/cm^2

PANDEO LOCAL			
$f = F_n$	$F_n = 2,444$	kg/cm^2	AISI, C4
Lados cortos			
	$k = 4$		elementos rigidizados
$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)_f^2$	$F_{cr} = 6,034$	kg/cm^2	B2.1-5 AISI B2 (a y b)
Factor de esbeltez			B2.1-4 AISI B2 (a y b)
$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$	$\lambda = 0.636$	\rightarrow	$\lambda < 0.673$
	Elementos totalmente efectivos		
$\rho = \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right) \frac{1}{\lambda}$	$\rho = 1.028$		B2.1-3 AISI B2 (a y b)
$b = w_w$	$b = 13.40$		B2-1 AISI B2 (a y b)

TABLA 3.5 CONTINUACIÓN

Lados largos				
	$k = 4$			elementos rigidizados
$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)_f^2$	$F_{cr} = 3,200$	kg/cm^2		
Factor de esbeltez				
$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$	$\lambda = 0.874$	\rightarrow	$\lambda > 0.673$	
	Elementos parcialmente efectivos rigidizados			
$\rho = \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right) \frac{1}{\lambda}$	$\rho = 0.856$			
$b = \rho w_w$	$b = 15.75$			B2.1-2 AISI B2 (a y b)
	$w - b = 2.65$	cm		
Sección efectiva				
	$A_e = 17.05$			
Resistencia Nominal				
$P_n = A_e F_n$	$P_n = 41.68$	T_n		C4.1-1 AISI, C4.1
Resistencia Disponible				
	$\phi_c = 0.85$			LRFD
	$\phi_c P_n = 35.43$	T_n		
SECCION CORRECTA				

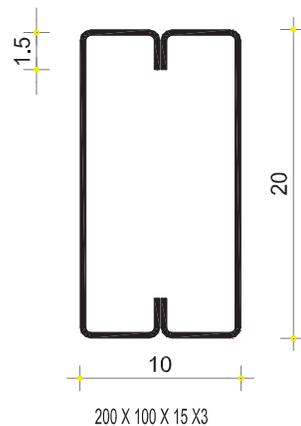
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.3.2 Diseño de la viga

TABLA 3.6 DISEÑO EN ACERO DE LA VIGA

DATOS			
$F_y =$	2,540	Kg/cm^2	
$E =$	2,043,000	Kg/cm^2	
$G =$	796,100	Kg/cm^2	

PREDISEÑO			
$d = 37,5 \cdot \frac{F_y \cdot L}{E}$	$d =$	15.85	cm.

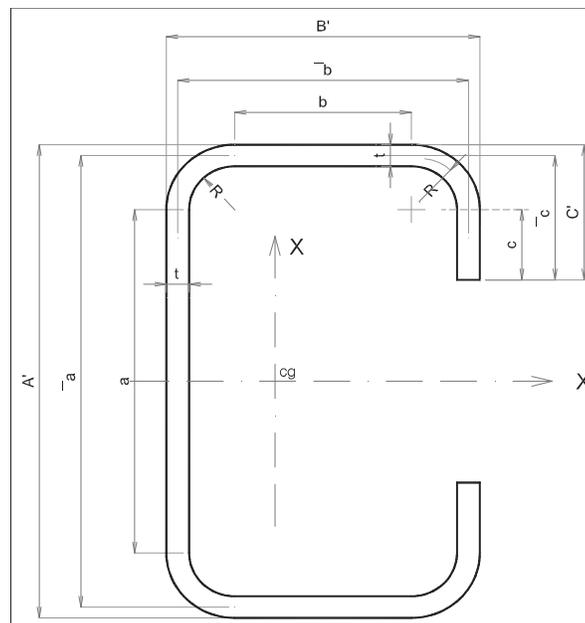


VIGA PRINCIPAL

DATOS DE LA SECCION					
Datos:					
$A' =$	20.00	cm	$\alpha =$	1.00	
$B' =$	5.00	cm	$c =$	0.90	cm
$t =$	0.30	cm	$u =$	0.71	cm
$C' =$	1.50	cm	$\bar{a} =$	19.70	cm
$r =$	0.45	cm	$\bar{b} =$	4.70	cm
$a =$	18.80	cm	$\bar{c} =$	1.35	cm
$b =$	3.80	cm			

TABLA 3.6 CONTINUACIÓN

Cálculo:					
A =	18.62	cm ²		Sx =	102.06 cm ³
I _x =	1020.64	cm ⁴		I _y =	320.50 cm ⁴
J =	745.00	cm ⁴		r _y =	4.15 cm
C _w =	0.00	cm ⁶		r _x =	7.40 cm
				μ =	0.30 Acero
W _f =	3.80	cm			
W _w =	18.80	cm			
$\left(\frac{w}{t}\right)_f =$	12.67				
$\left(\frac{w}{t}\right)_w =$	62.67				



Suponiendo:	$y_{ec} = y_{et}$	$f_1 = f_2$	2540	Kg/cm ²
Patín	f =	2540	Kg/cm ²	k = 4
				Elemento Rigidizado
(B 2.1-5)	$F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{w}\right)^2$	F _{cr} =	46034	Kg/cm ²

TABLA 3.6 CONTINUACIÓN

(B 2.1-4)	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$	$\lambda =$	0.235		
	λ	<	0.673	(B 2.1-1)	$b = w$
	b =	3.80	cm		
	w-b =	0.00	cm		
Alma	f =	2540	Kg/cm ²	k =	4
Elemento Rigidizado					

(B 2.1-5)	$F_{cr} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{w}\right)^2$	Fcr =	20897	Kg/cm ²
(B 2.1-4)	$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$	$\lambda =$	0.349	
	λ	<	0.673	(B 2.1-1) $b = w$
	b =	18.80	cm	
Sección efectiva del Perfil				
	Ae =	18.62	cm ²	
	Ixe =	1020.64	cm ⁴	
	Sxe =	102.06	cm ³	
Fluencia Total.	Mn =	259242	Kg-cm	
	Mn =	2.59	T-m	
	Ma =	2.33	T-m	
	Ma < M dis			ok
Pandeo Lateral	Cb =	1.14		
	ro =	8.49		
	ky =	1.00		
(C 3.1.2.1-4)	$F_e = \frac{C_b \cdot r_o \cdot A}{S_f} \cdot \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_t}$	Fe =	128631	Kg/cm ²

TABLA 3.6 CONTINUACIÓN

(C 3.1.2.1-8)	$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k_y \cdot L_y}{r_y}\right)^2}$	$\sigma_{ey} =$	12012	Kg/cm ²
		$\sigma_t =$	442232	Kg/cm ²
(C 3.1.2.1-9)	$\sigma_t = \frac{1}{A \cdot r_o^2} \cdot \left(G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_t \cdot L_t)^2} \right)$			

	$0.56 \cdot F_y =$	1422	Kg/cm ¹
	$2.78 \cdot F_y =$	7061	Kg/cm ²
	Fe	>	2.78 · Fy
(C 3.1.2.1-2)	Fc=Fy	Fc =	2540 Kg/cm ²
		Mn =	259242 Kg-cm
		Mn =	2.59 T-m
		Ma =	2.33 T-m
		Ma < M dis	
			ok

Revisión por Corte:

	$\left(\frac{w}{t}\right)_w =$	62.67	$\phi_v =$	0.95
(C3.2.1-1)	$V_n = A_w \cdot F_v$			
Donde:	$A_w = d \cdot t_w$			

	$k_v =$	5.34	Alma no reforzadas
	$\sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$	65.54	
	$1.51 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$	98.96	
Entonces:	$\left(\frac{w}{t}\right)_w =$	\leq	$\sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}$
(C3.2.1-2)	Fv=0.60 Fy		

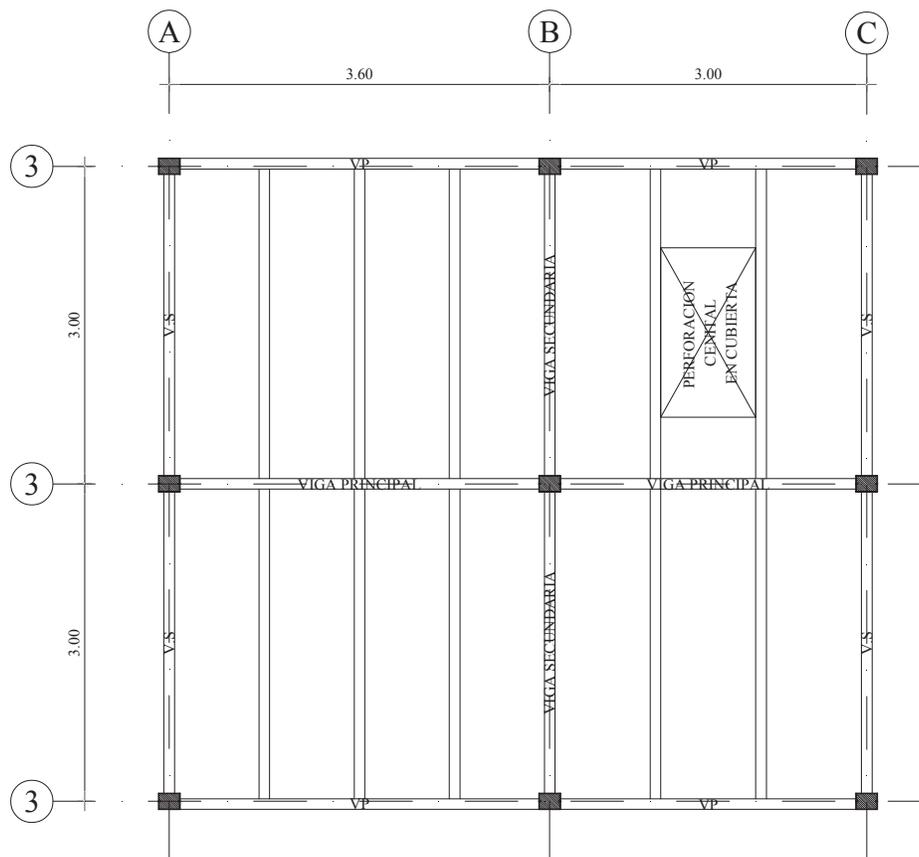
TABLA 3.6 CONTINUACIÓN

	Fv=	1524	Kg/cm ²
	Aw =	5.64	cm ²
	Vn =	8595	Kg
	Vn =	8.60	T
	Vu =	8.17	T
	Vu < V dis		ok

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

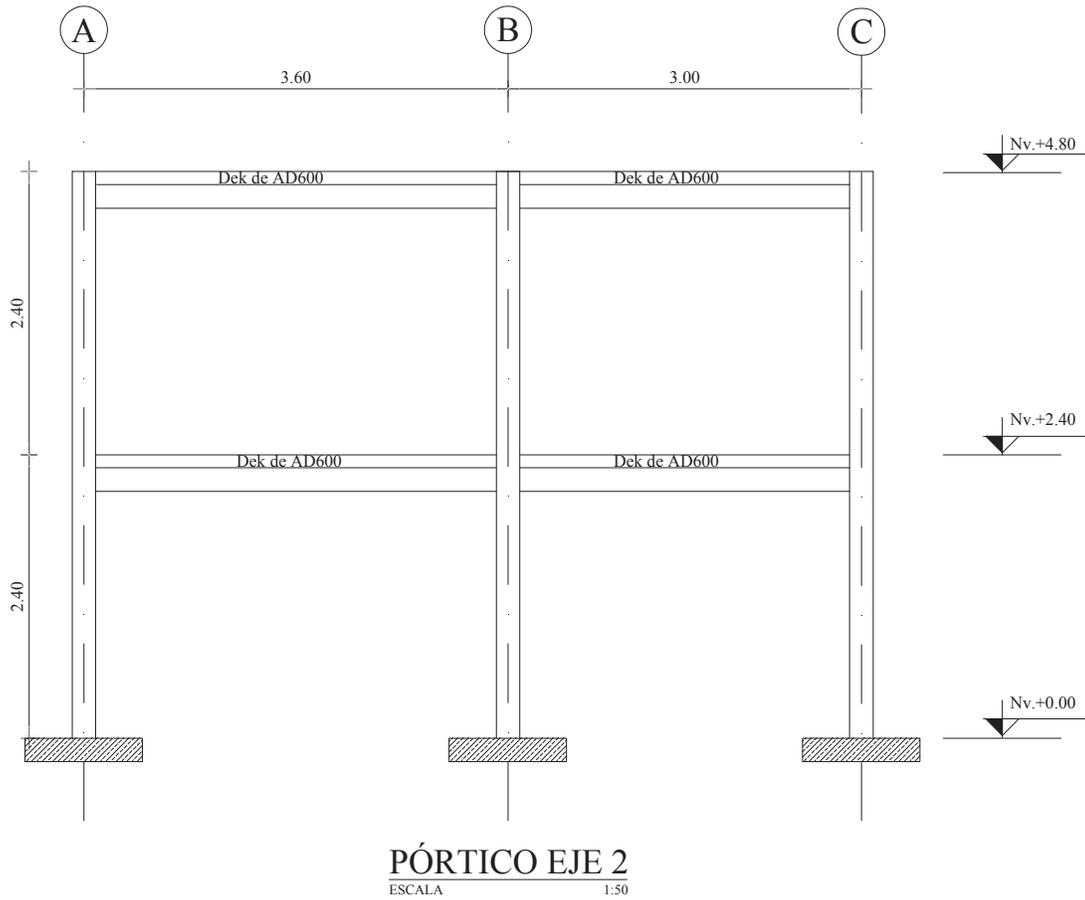
3.2.4 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

FIGURA 3.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL



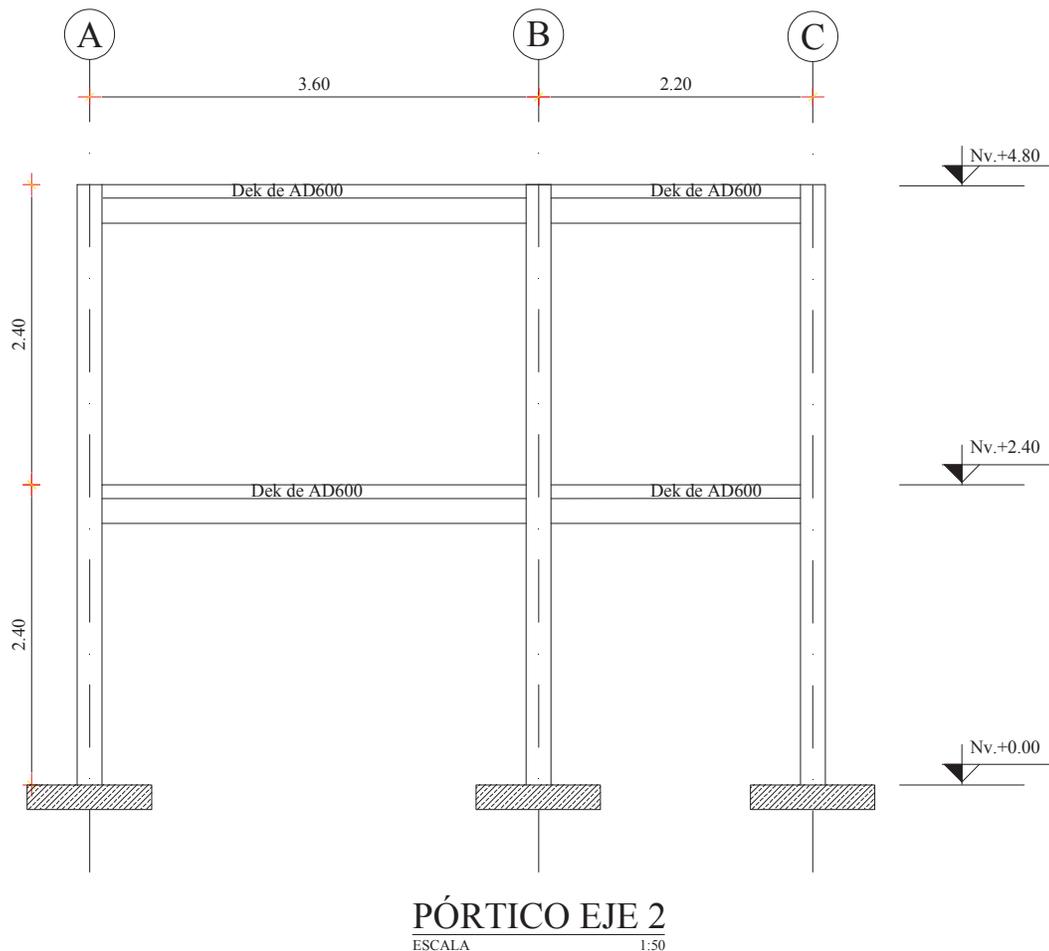
DISTRIBUCIÓN ESTRUCTURAL
 ESCALA 1:50

FIGURA 3.2 CONTINUACIÓN



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Observación: El pórtico en estudio se ajustó de acuerdo a la disposición de la modulación del muro de reacción quedando con las siguientes dimensiones.

FIGURA 3.3 ESTRUCTURACIÓN DEL PÓRTICO DE ESTUDIO

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.5 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA USANDO ETABS

Para la modelación del sistema estructural se impuso un diseño de la estructura que está compuesto por dos pisos destinado a vivienda, el ingreso de la geometría del modelo en el software de análisis se lo hace mediante las herramientas básicas de dibujo que dispone el ETABS.

Para proceder al análisis del pórtico espacial dúctil, se ha armado un modelo matemático tridimensional y se lo ha corrido en el programa Etabs, Versión 15.0.0 Non linear.

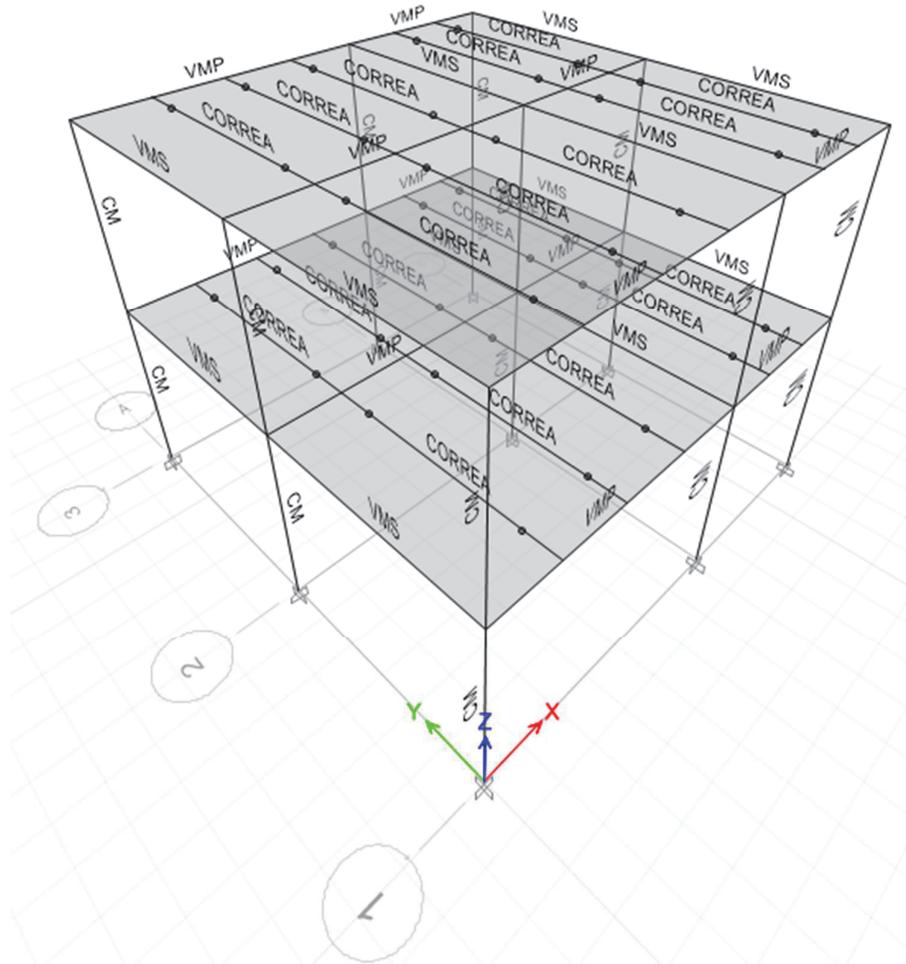
Dicho programa analiza el pórtico espacial, obteniendo como resultados las deformaciones, reacciones en los apoyos, esfuerzos axiales, cortantes, flectores y torsionales en todos los elementos que lo conforman, tanto para cargas verticales, muerta y viva, como para cargas sísmicas laterales en ambos sentidos y para el espectro incorporado, también en ambos sentidos, Posteriormente, aplica los factores de mayoración sobre los esfuerzos obtenidos, de acuerdo con la NEC - SE, para finalmente pasar a diseñar cada elemento.

Para poder correr el programa, es necesario realizar un predimensionamiento de las secciones transversales de cada uno de los elementos, después se debe correr el programa y analizar los resultados de deformaciones y esfuerzos obtenidos.

En base a los primeros resultados, se revisa que las derivas cumplan con los límites exigidos, luego de lo cual se procede al diseño de los elementos, lo que permite analizar si es que la sección se encuentra sub o sobre-dimensionada, o si está correcta.

3.2.5.1 Estructuración (Geometría)

FIGURA 3.4 ESTRUCTURACION GEOMETRIA

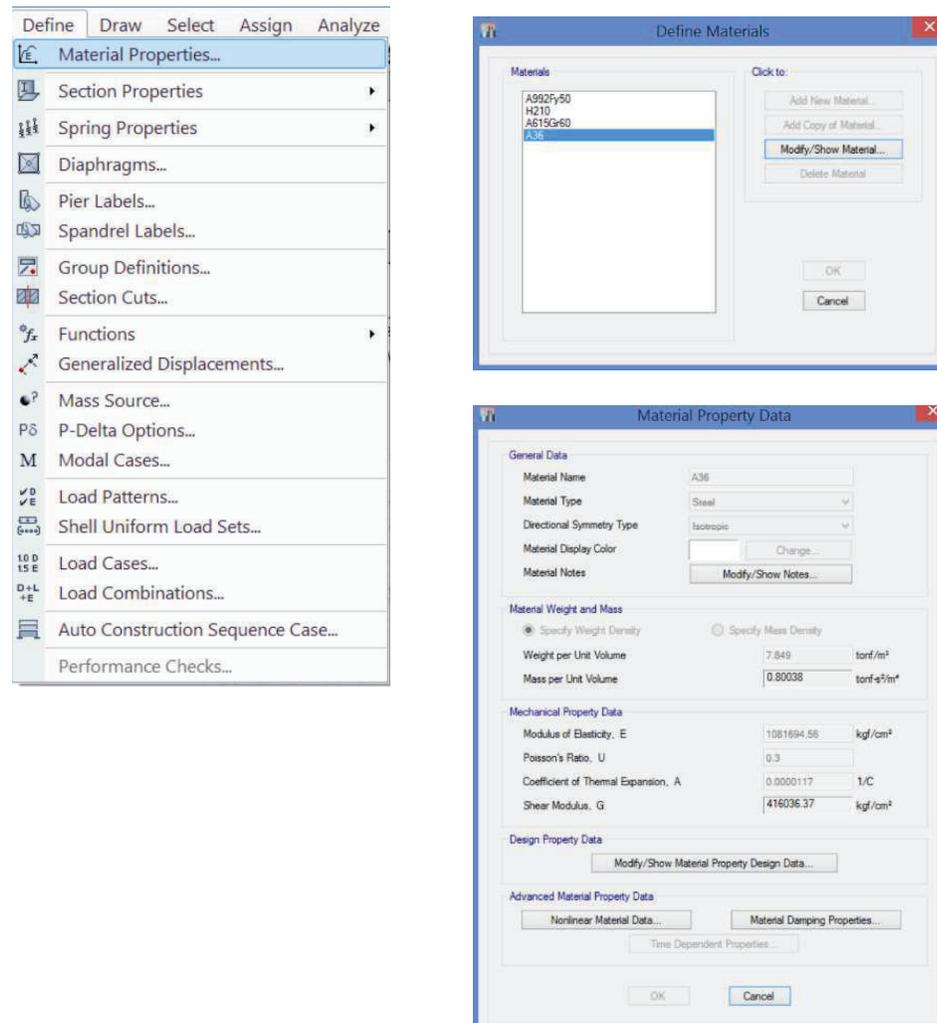


ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.5.2 Definición de materiales

Mediante el menú “Define”, podemos definir las propiedades de los materiales que se utilizará en la estructura. La definición de las propiedades del acero A-36, las secuencias se muestra en la Figura 3.5.

FIGURA 3.5 DEFINICION DE MATERIALES

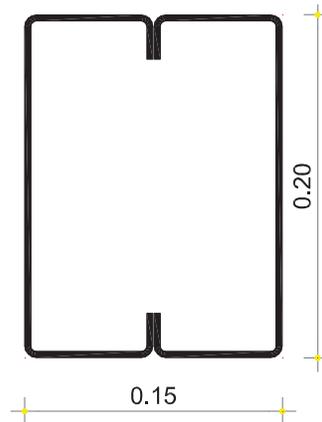


ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.5.3 Definición de secciones

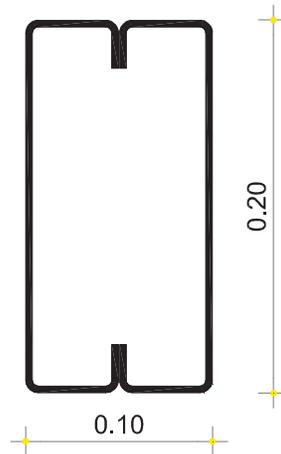
Mediante el menú “Define”, podemos definir las secciones que asignarán a los distintos elementos estructurales. A continuación se detalla las secciones a ser utilizadas en el modelo.

- **Para columnas CM:** Se propone la siguiente sección 200x150x25x4

FIGURA 3.6 SECCION COLUMNAS

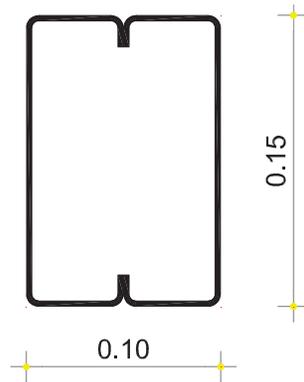
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- **Para vigas metálicas principales VMP:** Se propone la siguiente sección 200x100x15x3

FIGURA 3.7 SECCION VIGAS PRINCIPALES

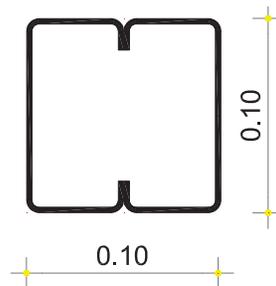
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- **Para vigas metálicas secundarias VMS:** Se propone la siguiente sección 150x100x15x3

FIGURA 3.8 SECCION VIGAS SECUNDARIAS

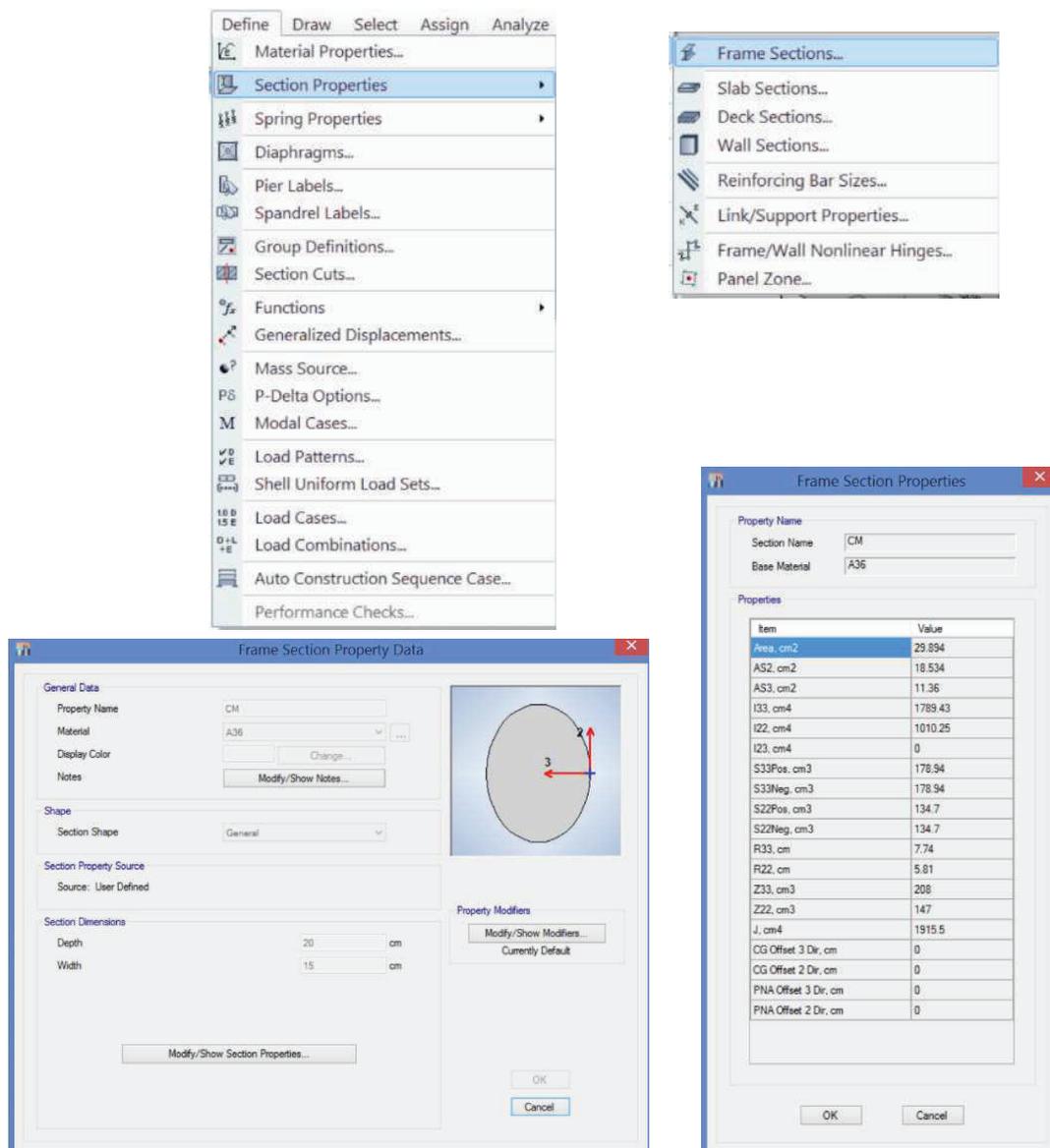
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- **Para correas:** Se propone la siguiente sección 100x100x15x3

FIGURA 3.9 SECCION CORREAS

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

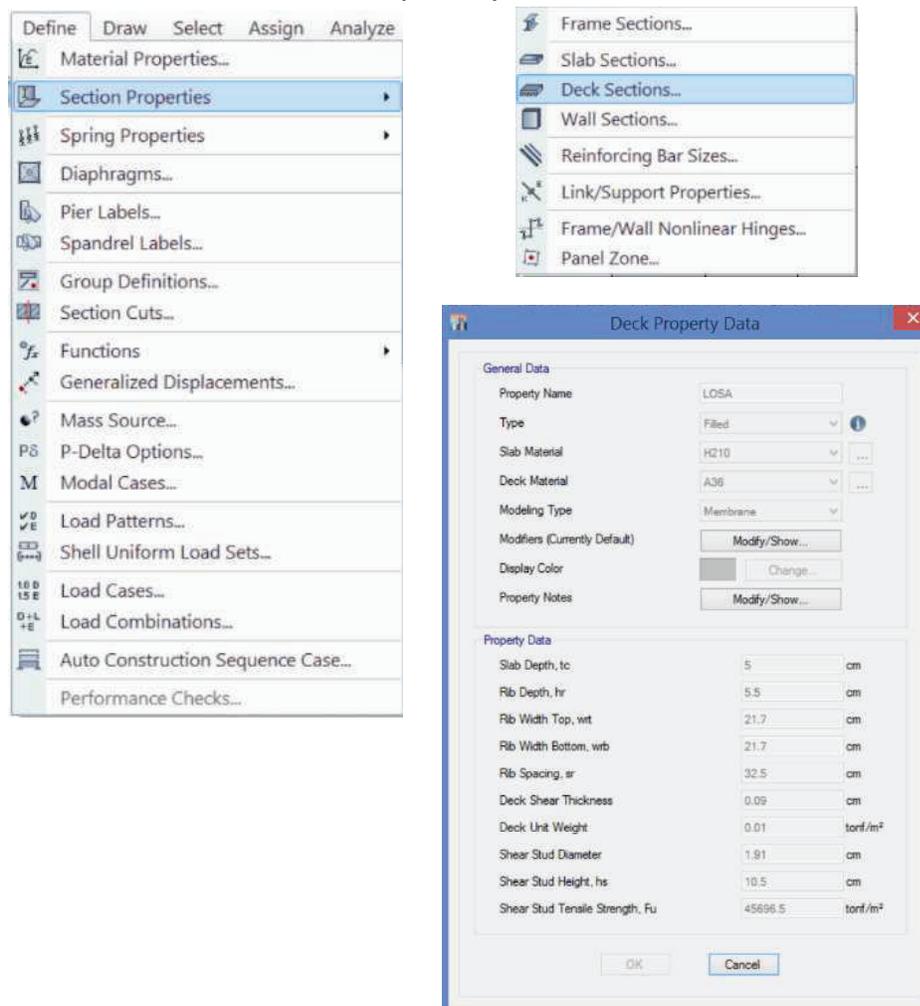
FIGURA 3.10 DEFINICION DE SECCIONES



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- **Para sección losa:** De la conformación estructural la losa está formada por una sección Deck, un aspecto muy importante que se debe chequear es la orientación del Deck, caso contrario las cargas se distribuirán de manera incorrecta, la orientación de los paneles debe ser perpendicular a las correas

FIGURA 3.11 DEFINICION DE LOSA (DECK)



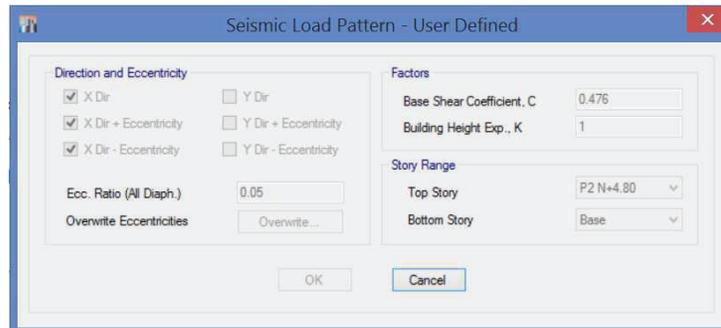
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.5.4 Definición de cargas

- **Peso propio PP:** En este estado de carga, automáticamente el programa calculará el peso propio de los elementos.
- **Sobre carga permanente SCP:** Estado de carga, correspondiente a la carga muerta, que incluye los siguientes componentes: Peso de mampostería, enlucidos y recubrimientos.
- **Carga viva Live:** Estado de carga, corresponde a la carga vivía para el uso de la estructura en este caso para vivienda.

- **Sismo Sx:** Estado de carga, correspondiente a las fuerzas laterales estáticas en el sentido X.

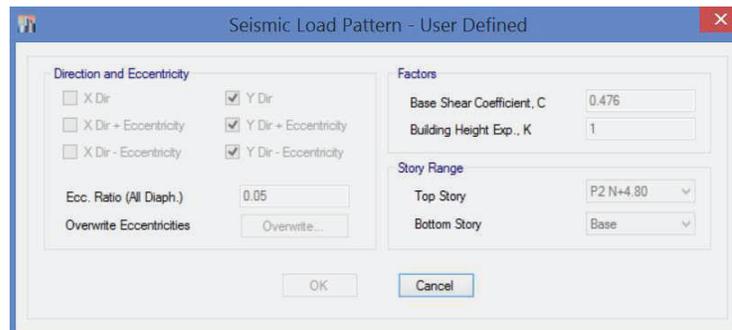
FIGURA 3.12 SISMO SX



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

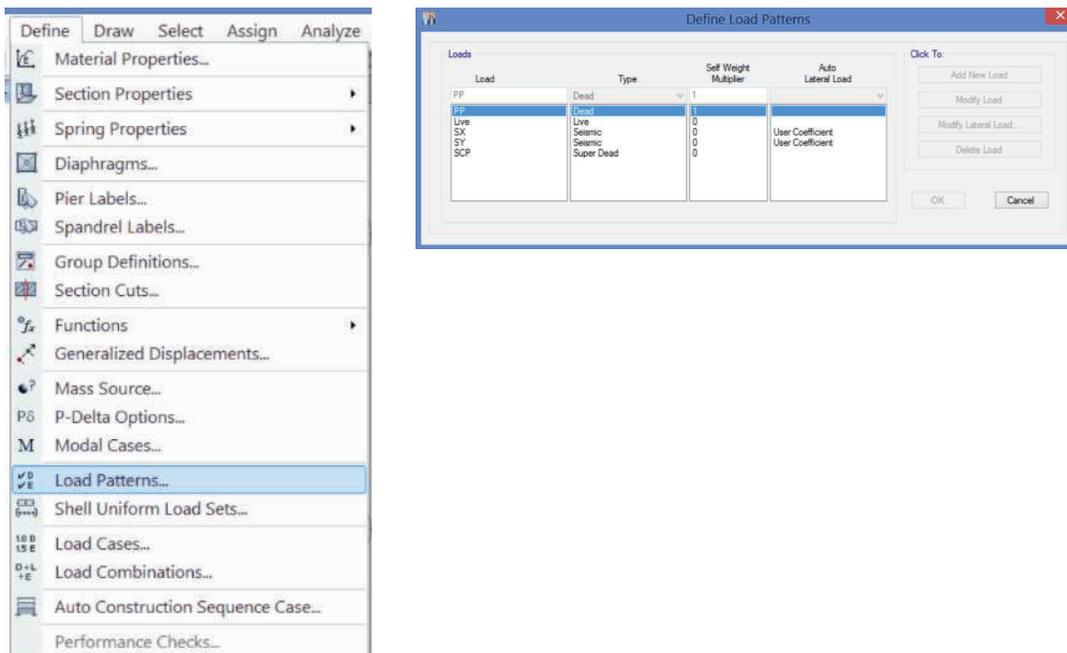
- **Sismo Sy:** Estado de carga, correspondiente a las fuerzas laterales estáticas en el sentido Y.

FIGURA 3.13 SISMO SY



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 3.14 DEFINICION DE CARGAS



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.5.5 Aplicación de cargas

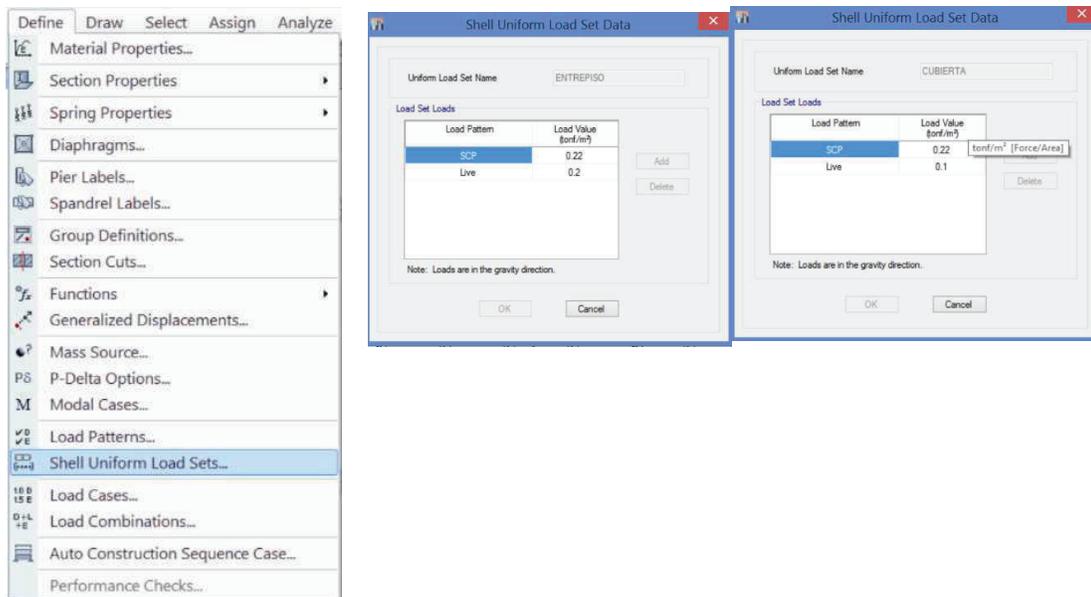
De acuerdo al análisis se obtuvo las cargas que serán aplicadas a la estructura a continuación en la siguiente Tabla.

TABLA 3.6 DETERMINACION DE CARGA VERTICAL

CARGA MUERTA:						
ESPESOR DE LOSA: LOSA DECK						
	Largo	Ancho	Alto	Número	Peso Especifico	Total
REVESTIMIENTO INFERIOR	1.00	1.00	0.015		2.20	0.033
REVESTIMIENTO SUPERIOR	1.00	1.00	0.025		2.20	0.055
ACABADO	1.00	1.00	0.025		2.20	0.055
SUBTOTAL						0.143
VARIOS - PAREDES						0.077
TOTAL						0.220

CARGA VIVA:	
ESTACIONAMIENTOS	0.300
VIVIENDA	0.200
CUBIERTA ACCESIBLE	0.100

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 3.15 APLICACIÓN DE CARGAS VERTICALES

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El diseño basado en fuerzas debe seguir los siguientes requerimientos.

- Estático.
- Análisis dinámico espectral.

En consecuencia, se determinará el espectro de diseño en aceleración $S_a(T)$ a partir del valor de la aceleración sísmica máxima en el terreno PGA.

3.2.6.1 Análisis Elástico Estático

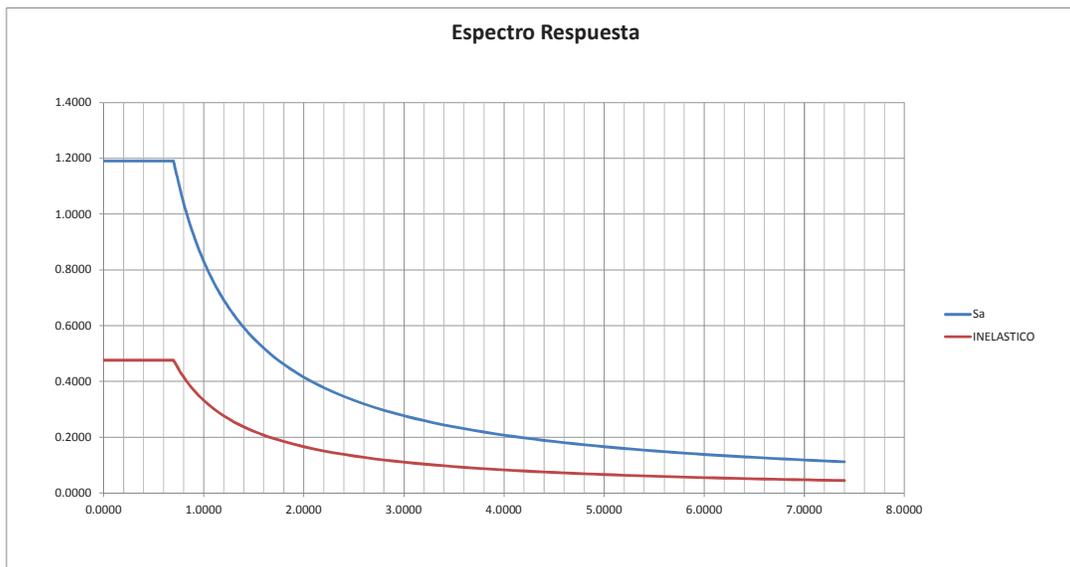
Se aplicará como mínimo el método estático para todo tipo de estructura. El factor Z definido en el capítulo 3.2.2 determinación del corte basal será utilizado para definir la PGA, y por ende el espectro $S_a(T)$.

La carga sísmica se ha calculado en base a las recomendaciones de la NEC – SE - DS (Peligro Sísmico), obteniéndose un factor sísmico para el cálculo del Cortante Basal de:

$$V = 0.47616 W \text{ (C.M.)}$$

3.2.6.2 Análisis Dinámico Elástico

- De acuerdo como se estableció 3.2.2 Determinación del corte basal se construye el espectro elástico, con coeficiente de importancia $I = 1.0$ ver Figura 3.16. Este espectro será usado en el análisis sísmico de la estructura. Se usará análisis modal espectral en todos los casos, tal como lo permite NEC-SE-DS en 6.2.2.

FIGURA 3.16 ESPECTRO DE RESPUESTA

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico, el valor del cortante dinámico total en base a lo obtenido, no debe ser:
 - < 80% del corte basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares).
 - < 85% del corte basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

TABLA 3.7 AJUSTE DEL CORTE BASAL

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
PP	0	0	17.78	53.35	-51.93	0	0	0	0
SCP	0	0	15.31	45.94	-44.4	0	0	0	0
Live	0	0	10.44	31.32	-30.28	0	0	0	0
SX 1	-8.35	0	0	0	-33.25	25.04	0	0	0
SX 2	-8.35	0	0	0	-33.25	27.54	0	0	0
SX 3	-8.35	0	0	0	-33.25	22.53	0	0	0
SY 1	0	-8.35	0	33.25	0	-24.33	0	0	0
SY 2	0	-8.35	0	33.25	0	-26.75	0	0	0
SY 3	0	-8.35	0	33.25	0	-21.91	0	0	0
ESPECTRO X Max	7.44	7.37	0	29.44	29.62	22.73	0	0	0
ESPECTRO Y Max	7.44	7.37	0	29.44	29.62	22.73	0	0	0

TABLA 3.7 CONTINUACIÓN

Tipo de Sismo	Reacción	Porcentaje a cubrir	Factor x Aplicar	Relación Dinam./Estat.	Chequeo
ESPECTROX	10.472368	0.8000	0.63787	1.25418	>0.80 => queda con 9.8067
ESPECTROY	10.472368	0.8000	0.63787	1.25418	>0.80 => queda con 9.8067
SISMOX	8.35				
SISMOY	8.35				

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

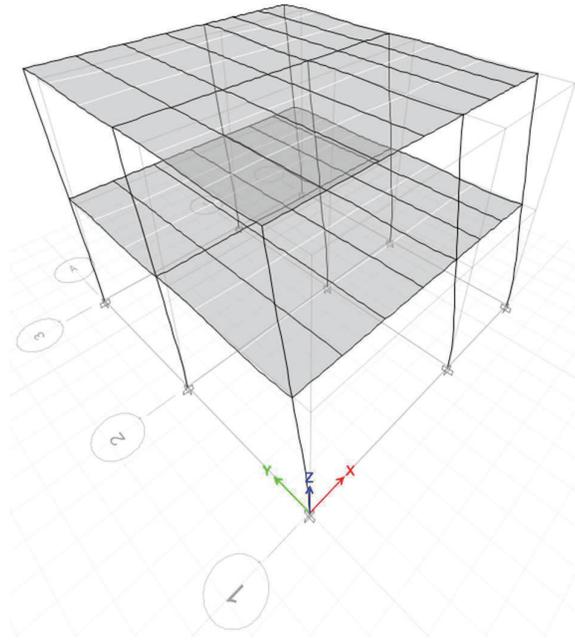
- El número de modos vibración se debe considerar en el análisis:
 - Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración.
 - Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

TABLA 3.8 PARTICIPACION MODAL

Case	Item Type	Item	Static	Dinamyc
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.582	1.718	10.7966	116.5662
Modal	2	0.414	2.413	15.1628	229.912
Modal	3	0.338	2.955	18.5674	344.7495
Modal	4	0.164	6.085	38.2349	1461.907
Modal	5	0.121	8.255	51.8708	2690.5749
Modal	6	0.101	9.926	62.3643	3889.3051

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 3.17 PARTICIPACION MODAL

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- El control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso Δ_M) se debe comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamiento Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (3.6)$$

Donde:

Δ_M Deriva máxima elástica

Δ_E Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas de diseño reducidas

R Factor de reducción de resistencia

$$\Delta_M < \Delta_{M \text{ máxima}} \quad (3.7)$$

Donde:

Δ_M Deriva de piso máxima horizontal inelástico

TABLA 3.9 VALORES DE Δ_M MAXIMOS, EXPRESADOS COMO FRACCION DE LA ALTURADE PISO

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

FUENTE: NEC – SE - DS

TABLA 3.10 CÁLCULO DE DERIVAS INELÁSTICAS SISMO X

NIVEL	ALTURA	UBICACIÓN	DERIVA X	DERIVA Y	DERIVA INELASTICA X	DERIVA INELASTICA Y
P2 N+4.80	4.8000	Top	0.0066	0.0006	0.0124	0.0011
P1 N+2.40	2.4000	Top	0.0059	0.0005	0.0110	0.0010
Base	0.0000	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
DERIVAS INELASTICAS MÁXIMAS:					0.0124	0.0011

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

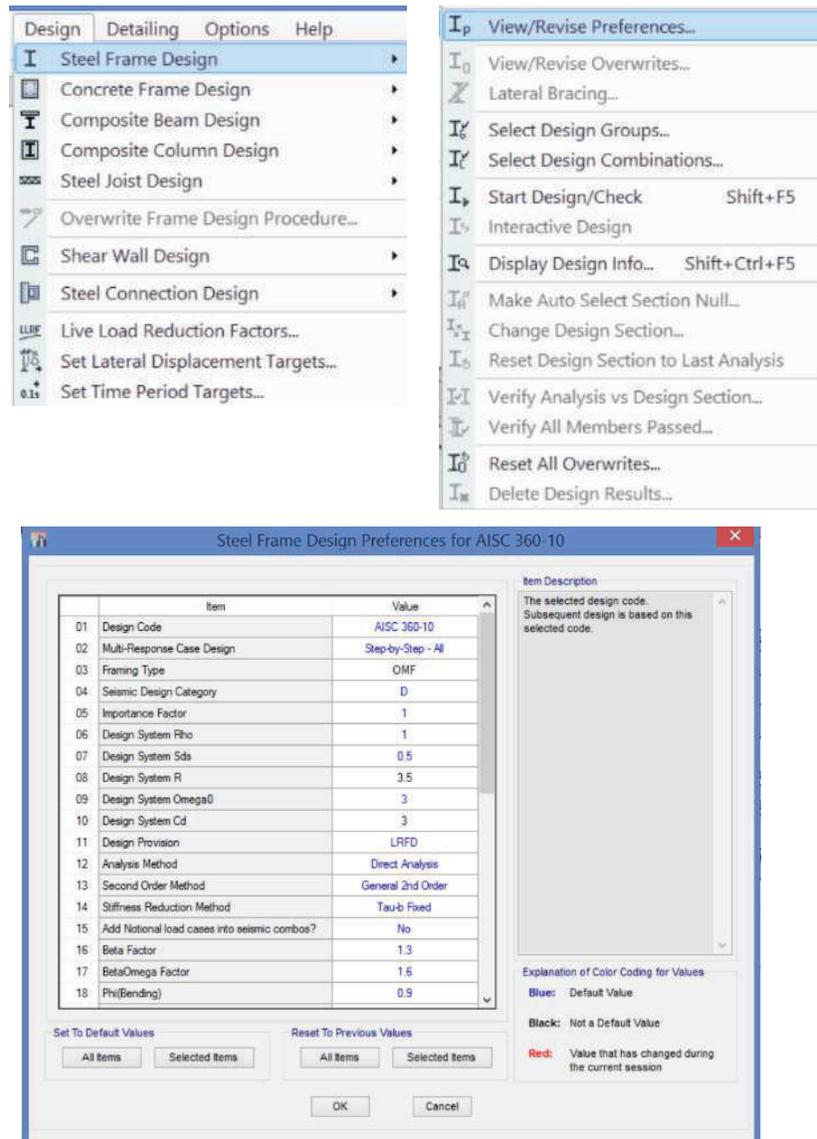
TABLA 3.11: CÁLCULO DE DERIVAS INELÁSTICAS SISMO Y

NIVEL	ALTURA	UBICACIÓN	DERIVA X	DERIVA Y	DERIVA INELASTICA X	DERIVA INELASTICA Y
P2 N+4.80	4.8000	Top	0.0009	0.0106	0.0018	0.0199
P1 N+2.40	2.4000	Top	0.0008	0.0105	0.0016	0.0197
Base	0.0000	Top	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
DERIVAS INELASTICAS MÁXIMAS:					0.0018	0.0199

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

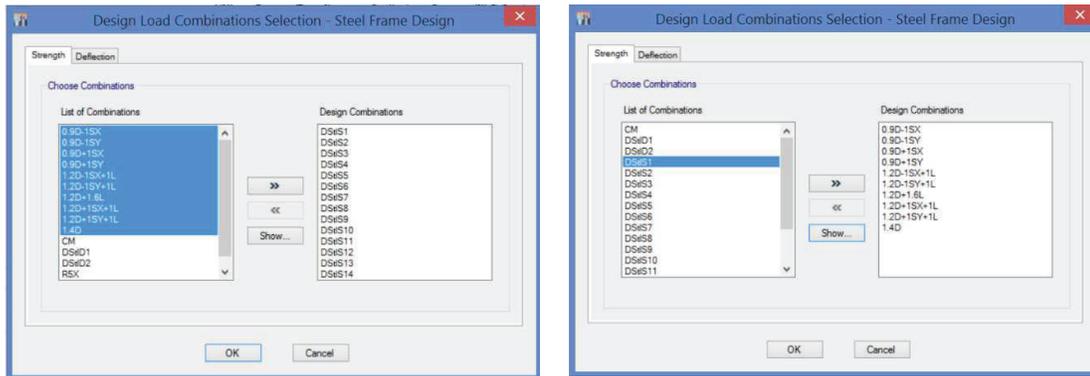
- Para el diseño de los elementos, es necesario definir el código que se va utilizar, así como también las combinaciones de carga.

FIGURA 3.18 CODIGO DE DISEÑO



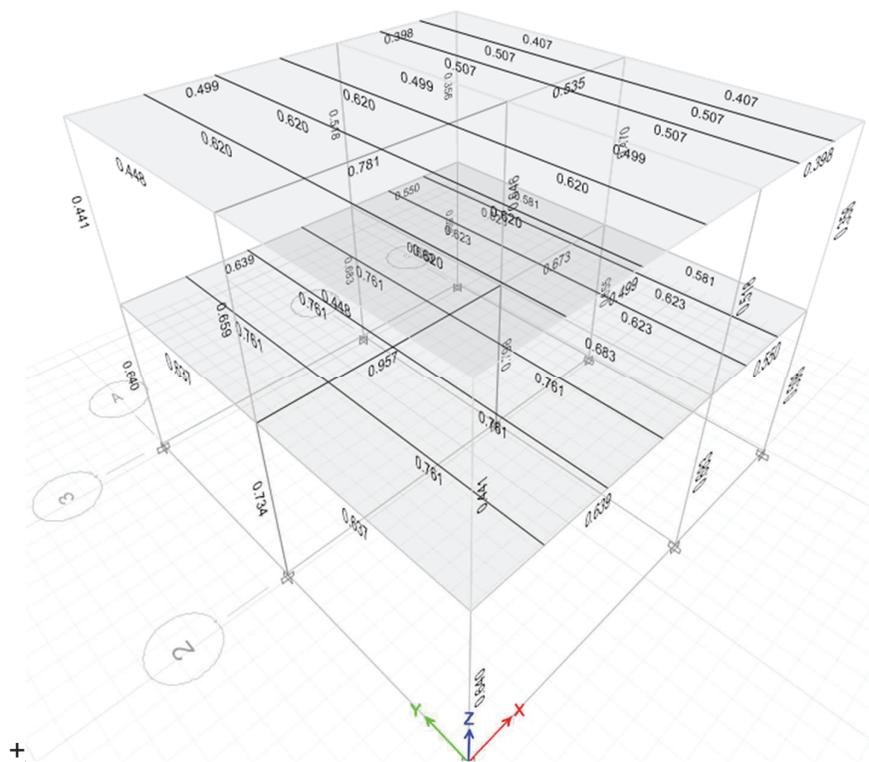
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 3.19 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO



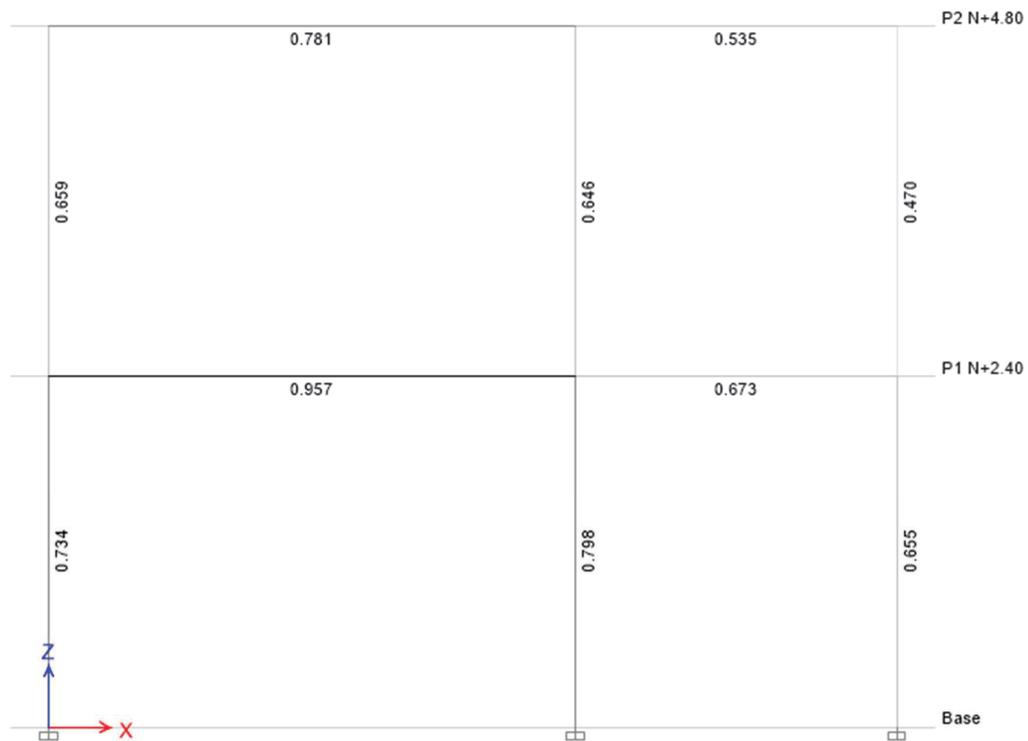
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 3.20 DISEÑO DE ELEMENTOS



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 3.21 DISEÑO DE ELEMENTOS



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

TABLA 3.12 REPORTE DEL DISEÑO DE COLUMNA

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
P1 N+2.40	C5	0	DSflS26	Ordinary Moment Frame	CM	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
240.00000	0.784	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.152	0.066	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	0.5	3.5	3	3

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_v	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
29.894	1915.5	1789.43	1010.25	11.36	18.534

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
178.94	134.7	208	147	7.74	5.81	

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	α
1081694.56	3252.09	1.5	NA

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
0	-14.74	1.65	1.4	0	0	-0.01

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.917	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.917	1	1	1	1	1

TABLA 3.12 CONTINUACIÓN

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.917	1.5	2.073

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.798 =	0.202 + 0.279 + 0.316

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
14.74	72.88	87.5

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n No L_{TBD} (tonf-m)
Major Bending	1.65	5.24	5.24
Minor Bending	1.4	3.94	

Shear Design

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	32.55	0.04
Minor Shear	0	19.95	0.047

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

TABLA 3.13 REPORTE DEL DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL

ETABS 2015 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details						
Level	Element	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
P1 N+2.40	B9	350	DStIS17	Ordinary Moment Frame	VMP	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
360.00000	1	0.95

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Seismic Parameters									
Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	D	1	1	0.5	3.5	3	3

Design Code Parameters						
Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties					
A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
18.616	745.21	1020.64	320.5	5.64	12.976

Design Properties						
S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
102.06	64.1	123	68	7.4	4.15	

Material Properties			
E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	α
1081694.56	3252.09	1.5	NA

Stress Check forces and Moments						
Location (cm)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
350	0	-2.86	0	3.73	0	4.516E-03

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)						
	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.944	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.25	1	1	1	1	1

TABLA 3.13 CONTINUACIÓN

Parameters for Lateral Torsion Buckling			
L_{ltb}	K_{ltb}	C_b	
0.25	1	1.082	

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)	
D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.957 =	0 + 0.957 + 0

Axial Force and Capacities		
P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0	41.63	54.49

Moments and Capacities			
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n Capacity (tonf-m)	ϕM_n No L_{TBD} (tonf-m)
Major Bending	2.86	2.99	2.99
Minor Bending	0	1.88	

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	3.73	22.79	0.164
Minor Shear	0	9.9	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
-4.52	DStIS28	4.65	DStIS28

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.2.7 RESPUESTA NO LINEAL DEL MODELO (ANÁLISIS PUSHOVER)

El análisis pushover es un procedimiento estático no lineal en el que se aumenta la magnitud de la carga estructural, gradualmente de acuerdo con un cierto modelo predefinido. Con el aumento de la magnitud de carga se encuentran vínculos débiles y modos de falla de la estructura. La carga es monotónica con los efectos de la conducta cíclica e inversiones de carga que se estiman usando un criterio de fuerza-deformación monotónico y con aproximaciones en el amortiguamiento.

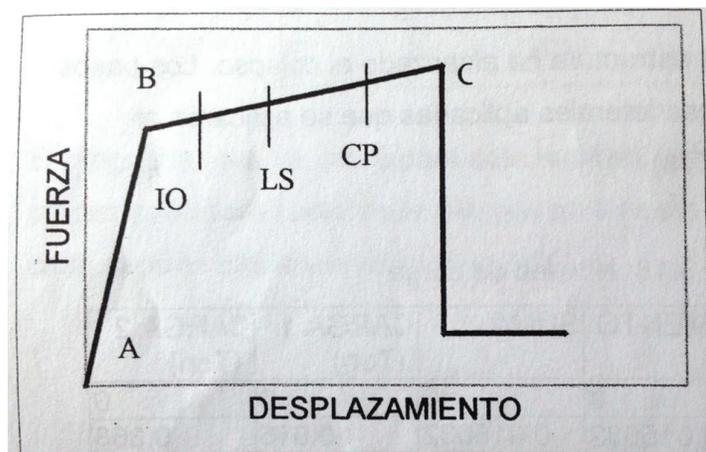
El análisis se realiza en base a las siguientes hipótesis:

- Las secciones de la estructura en las que el momento flector M , es inferior al momento de fluencia M_y se comportan elásticamente.

- Si en una de las secciones de la estructura, se alcanza el momento M_y entonces aparece una rótula plástica.
- Cuando el momento M_y se alcanza el giro de la sección en la que se sitúa la rótula plástica puede aumentar considerablemente sin que M aumente de la misma manera.
- El efecto arco, que aparece en los diferentes elementos es despreciable; antes de la ruina no se produce ni pandeo en la estructura (o en alguna de sus partes) ni rotura por esfuerzo cortante.

Se define entonces la conformación de una diagrama trilineal en el cual las dos primeras etapas (elástico y elástico-Plástico) se consideran como una sola etapa elástica. Con rigidez media como consecuencia de la fisuración, mientras que la otra etapa representada por una recta de pendiente muy suave indica un leve aumento del momento M_y en toda esta etapa¹³.

FIGURA 3.22 CRITERIO DE ACEPTACION DE ROTULAS



FUENTE: Guamán Byron

Con estas hipótesis, los momentos M_y se alcanzan en las diferentes secciones críticas y hay formación de rotulas plásticas a medida que la carga aumenta. En la gráfica también se observa cinco puntos ABCDE de los cuales BCD y E sirven para

¹³ Guamán Byron, (2003), Diseño del ensayo de un pórtico plano a carga vertical y a carga lateral

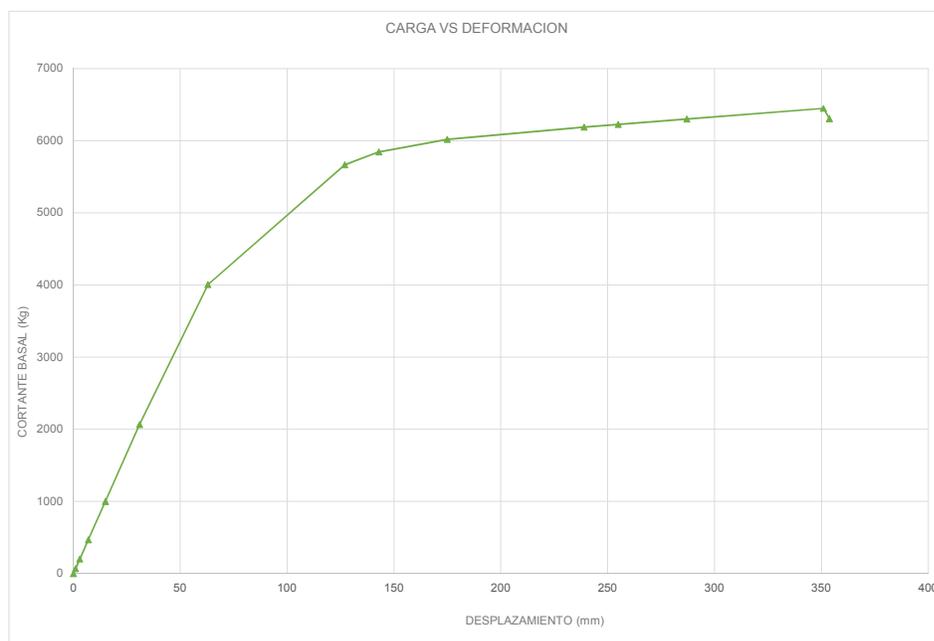
identificar el número de paso de incremento de fuerza y se usan tres puntos IO, LS y CP para definir el criterio de aceptación de las rotulas.

- IO.- Ocupación Inmediata.
- LS.- Seguridad de vida.
- CP.- Prevención de colapso respectivamente.

3.2.7.1 Curva fuerza-desplazamiento

Si la estructura es n veces hiperestática y si se forman n rotulas plásticas, pasa a ser isostática conservando su capacidad portante, ya que el giro de las rótulas plásticas puede por hipótesis aumentar considerablemente. La rótula plástica suplementaria transforma la estructura en un “mecanismo” que se hunde a consecuencia de un aumento cualquiera de las cargas. A lo largo del aumento de la carga, el equilibrio estático debe conservarse siempre. Después de la formación sucesiva de rotulas, el reparto de refuerzos internos es decir de momentos varia.

FIGURA 3.23 CURVA FUERZA DESPLAZAMIENTO

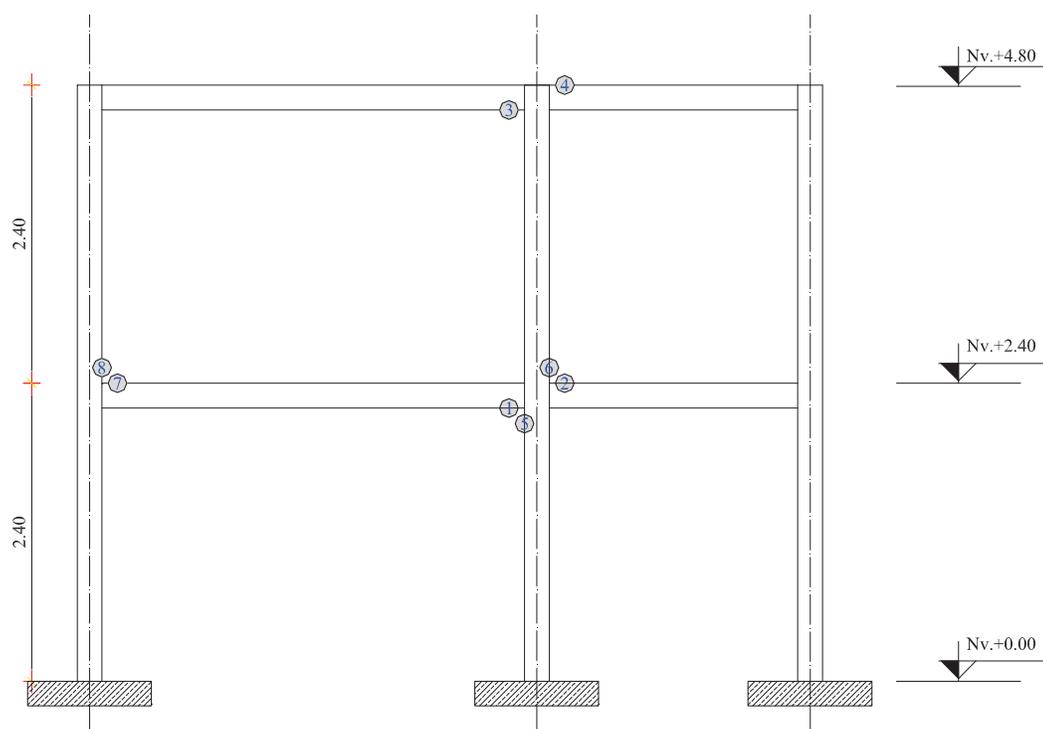


ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Se terminará el análisis cuando la estructura ha alcanzado el colapso.

Las rotulas que están a la derecha de la viga, rotulas 2 según la tabla, son las primeras en fluir llegando a este estado debido a un momento negativo, mientras que las rotulas de la derecha de la viga rotulas 1 fluyen por la acción de un momento positivo. También se puede ver que las rotulas en pie de columna son las ultimas en fluir lo cual nos indica que el diseño del pórtico es adecuado para disipar energía por deformación en el rango inelástico.

FIGURA 3.24 SECUENCIA DE FORMACIÓN DE RÓTULAS

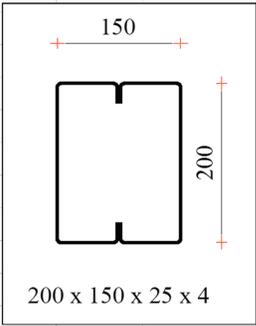
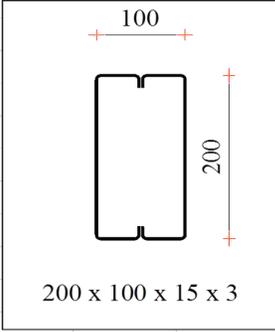


ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

3.3 DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

Se realizara el chequeo de la conexión viga-columna de acuerdo a las provisiones sísmicas de AISC, donde se verificara la resistencia al corte en la zona de panel y que cumpla la relación de momentos viga-columna.

TABLA 3.14: DISEÑO DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

							
COLUMNA			VIGA				
Propiedades de las Secciones			Propiedades de las Secciones				
SECCIÓN	2G	200x150x25x4	SECCIÓN	2G	200x100x15x3		
Fy=	3252	Kg/cm ²	Fy=	3252	Kg/cm ²		
Fu=	4915	Kg/cm ²	Fu=	4915	Kg/cm ²		
H=	200	mm	H=	200	mm		
B=	150	mm	B=	100	mm		
c=	25	mm	c=	15	mm		
t=	4	mm	t=	3	mm		
A=	29.89	cm ²	A=	18.62	cm ²		
W=	23.47	kg/m	W=	14.61	kg/m		
I=	1789.43	cm ⁴	I=	1020.64	cm ⁴		
EJE X	S=	178.94	cm ³	EJE X	S=	102.06	cm ³
	r=	7.74	cm		r=	7.40	cm
	I=	1010.25	cm ⁴		EJE Y	I=	320.50
S=	134.70	cm ³	S=	64.10		cm ³	
r=	5.81	cm	r=	4.15		cm	
ro=	9.68	cm	ro=	8.49	cm		

CONEXION VIGA COLUMNA			
RESISTENCIA AL CORTE			
Momento plástico nominal en la rótula			
Mp =	S*Fy	(Ec. 9-3 Sismic Provisions ANSI/AISC 341-05)	
S =	102.06	cm ³	Modulo elástico de la sección
Fy =	3252	Kg/cm ²	Esfuerzo de Fluencia de la columna
Mp =	331911.5774	kg.cm	

TABLA 3.14: CONTINUACIÓN

Momento en las rótulas plásticas			
$M_{pr} = 1.1 \cdot R_y \cdot M_p$	(Ec. 2.4.3-1 Prequalified connections ANSI/AISC 358-10)		
$R_y = 1.1$	(A36 Tabla I-6-1, Seismic provisions ANSI/AISC)		
Relación entre resistencia esperada y la mínima especificada F_y			
$M_{pr} =$	401613.01	kg.cm	
$L_{h1} =$	310	cm	Distancias entre Rotulas
$L_{h2} =$	170	cm	Distancias entre Rotulas
Esfuerzo cortante requerido en la rótula			
$V_b = 2M_{pr}/L_h$	(Ec. 5-12a NEC-SE-AC)		
$V_{b1} =$	2591.05	kg	
$V_{b2} =$	4724.86	kg	
Momento en la cara de la columna			
$M_f = M_{pr} + V_b \cdot S_h$	(Ec. 5.8-6 Prequalified connections ANSI/AISC 358-10)		
Distancia de la rótula a la cara de la columna			
$S_{h1} =$	15	cm	
$S_{h2} =$	15	cm	
$M_{f1} =$	440478.78	kg.cm	
$M_{f2} =$	472485.89	kg.cm	

TABLA 3.14: CONTINUACIÓN

RESISTENCIA AL CORTE EN LA ZONA DE PANEL							
Vc =	Cortante en la columna						
db =	altura de la viga						
tf =	espesor del patin						
db =	20	cm					
tf =	0.3	cm					
Vc =	3120	kg					cortante del modelo ante la aplicaion directa de SX
Ru =	43223.38	Kg	→		43.22	Tn	

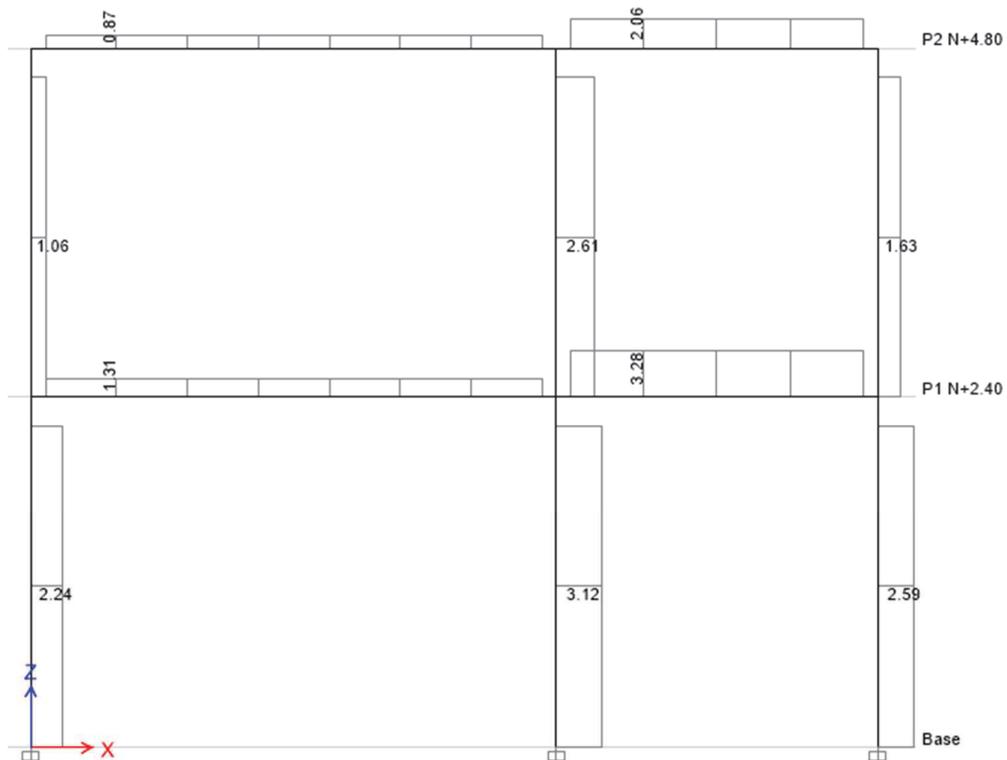
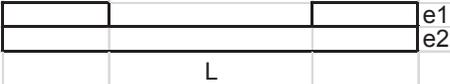
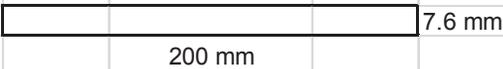


TABLA 3.14: CONTINUACIÓN

Resistencia nominal al corte, estado límite de fluencia por cortante			
$R_v = 0,6 F_y \cdot d_c \cdot t_p \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_p} \right]$		(Ec. J10-11 AISC ESPECIFICACIONES)	
Participación de los refuerzos			
			
Espesor equivalente en el sentido largo			
			
$F_y =$	3252	Kg/cm ²	Esfuerzo de Fluencia de la columna
$d_c =$	20	cm	Profundidad de columna
$t_p =$	1.52	cm	Espesor del alma de columna con refuerzo
$b_{cf} =$	12	cm	Ancho del alma de columna con refuerzo
$t_{cf} =$	0.4	cm	Espesor de patín de columna
$d_b =$	25	cm	Profundidad de viga
$R_v =$	59766.03648	→	59.77 Tn
Condición			
$R_u \leq \phi R_v$		$\phi =$	1.00
43.22		≤	59.77
			CUMPLE

RELACION DE MOMENTOS VIGA-COLUMNA

(Ec. 9-3 Sismic Provisions ANSI/AISC 341-05)

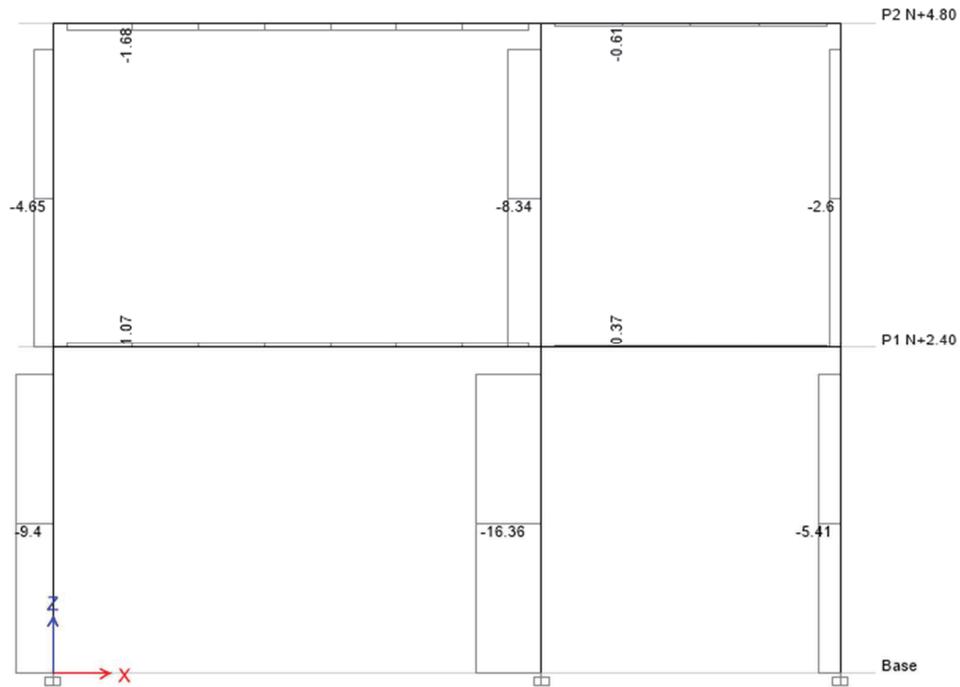
Relación entre la sumatorias de momentos plásticos nominales de las columnas y la sumatoria de los momentos plásticos de las vigas. (incluyendo momento inducido por el corte)

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1,0$$

TABLA 3.14: CONTINUACIÓN

Momentos Plásticos en la Viga			
$M_{pb}^* = M_{pr} + V_b \cdot (Sh + d_{col}/2)$			
dc =	20	cm	Profundidad de columna
Mpr =	401613.0086	kg.cm	Momento en las rótulas plásticas
Mpb1 =	466389.30	kg.cm	
Mpb2 =	519734.48	kg.cm	
$\Sigma M_{pb}^* =$	986123.78	kg.cm	
Momentos Plásticos en la Columna			
$M_{pc}^* = M_{pc} + V_{col} \cdot (d_b/2)$			
$M_{pc} = S_c \cdot (F_y - P_{uc} / Ag)$			
Sc =	178.94	cm ³	Modulo plástico de la sección
Fy =	3252	Kg/cm ²	Esfuerzo de Fluencia de la columna
Puc =	16360	kg	Axial de la columna en el punto de conexión
db =	20	cm	Profundidad de viga
A =	29.9	cm ²	Area de la sección de la columna
Vcol =	3120	kg	cortante del modelo ante la aplicaion directa de SX
Vcol =	2610	kg	cortante del modelo ante la aplicaion directa de SX
Mpc =	483994.60	kg.cm	
Mpct =	515194.60	kg.cm	
Mpcb =	510094.60	kg.cm	
$\Sigma M_{pc}^* =$	1025289.21	kg.cm	
ΣM_{pc}^*	1.04	SI CUMPLE	
ΣM_{pb}^*			

TABLA 3.14: CONTINUACIÓN



CHEQUEO DE LA CUBRE PLACA SOLDADA		
DATOS		
ELECTRODO	E60-13	
Fy Electrodo =	4216.44	kg/cm ²
Lw =	40	cm
tw =	0.50	cm
lwdim =	27.30	cm
(Ec. 2.4.2.3 Design of welded connections AWS D3-D1.1)		
$l_w \text{ req} =$	$\frac{M_f}{t_w \cdot 0.707 \cdot F_{xx} \cdot S_n}$	
	lw req =	21.13 cm
	$l_w \text{ req} < l_w \text{ dim}$	
OK		

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

CAPÍTULO 4

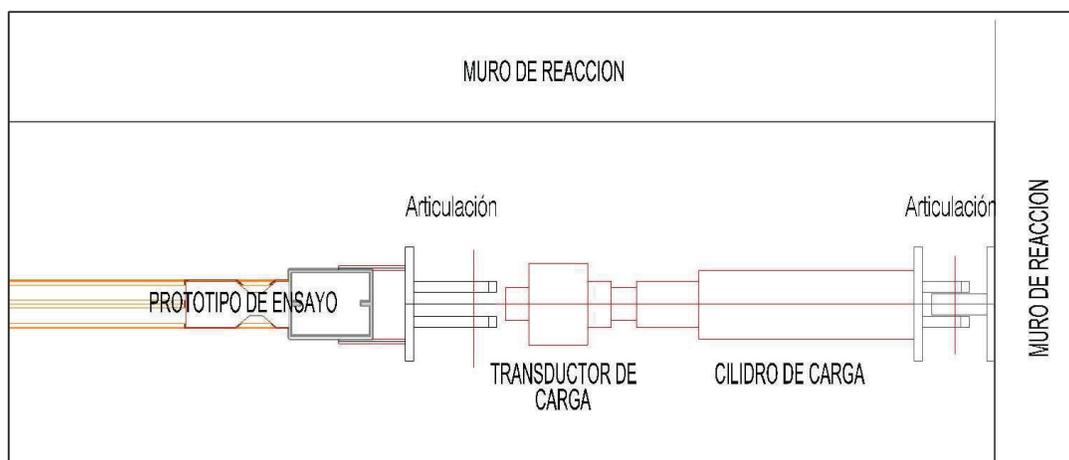
ENSAYOS EXPERIMENTALES

4.1. DISEÑO DEL ENSAYO

Con el objeto de simplificar el modelo, se ha adoptado como prototipo de ensayo el pórtico central coincidente con el eje 2, determinando así una estructura plana, compuesta por tres columnas que determinan dos vanos de distintas luces, configurado en dos niveles y que representan de manera simplificada las características del modelo espacial.

Luego de revisado el diseño de los miembros estructurales y de la configuración de los mismos se verifica que las dimensiones del conjunto pueden ser trasladadas al laboratorio.

FIGURA 4.1 SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGA

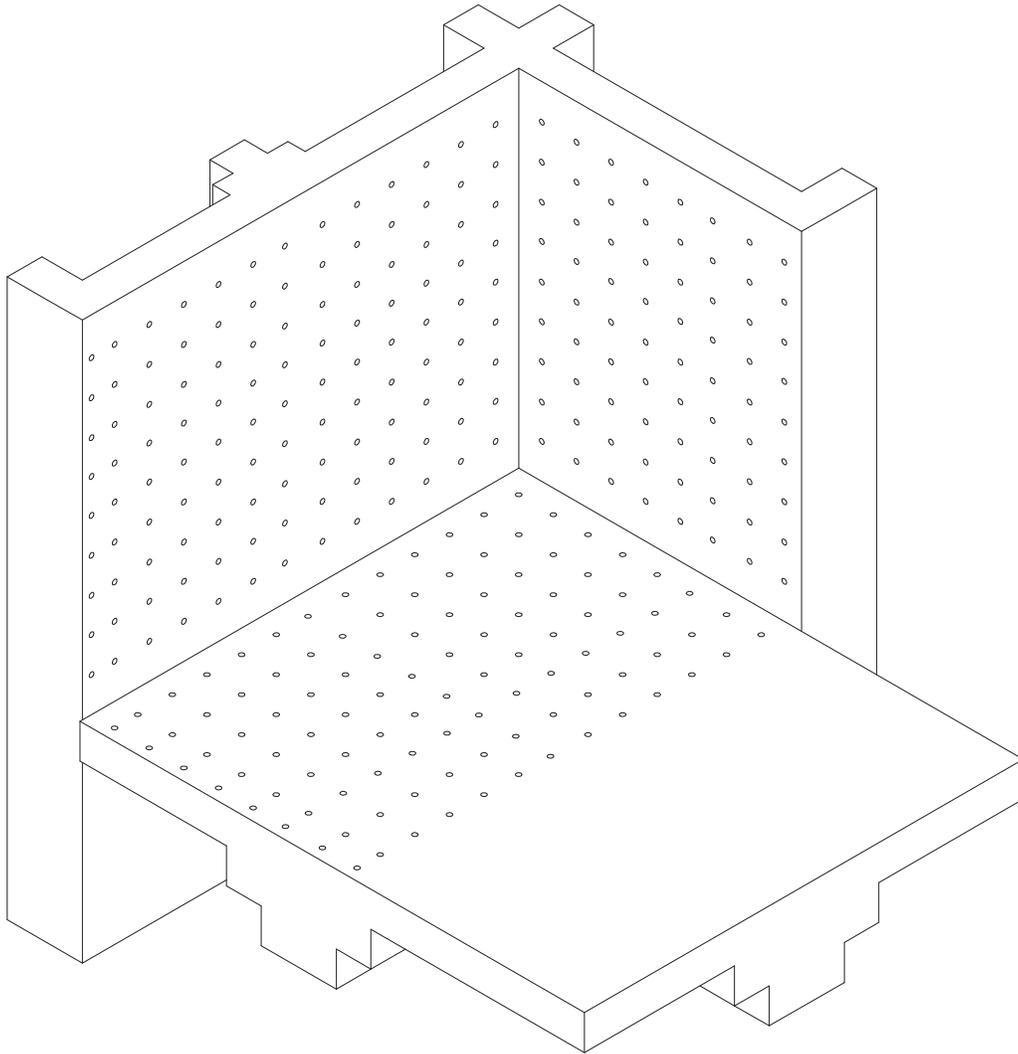


ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Elementos físicos que condicionan el diseño definitivo del ensayo:

- ✓ Muro de reacción; longitud, ancho de paredes, altura.
- ✓ Modulación de las perforaciones (varia por la ubicación de los contrafuertes del muro).
- ✓ Longitud del conjunto; articulación-cilindro de carga-articulación Figura 4.2.

FIGURA 4.2 CONDICIONES FÍSICAS DEL MURO Y PISO DE REACCIÓN



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

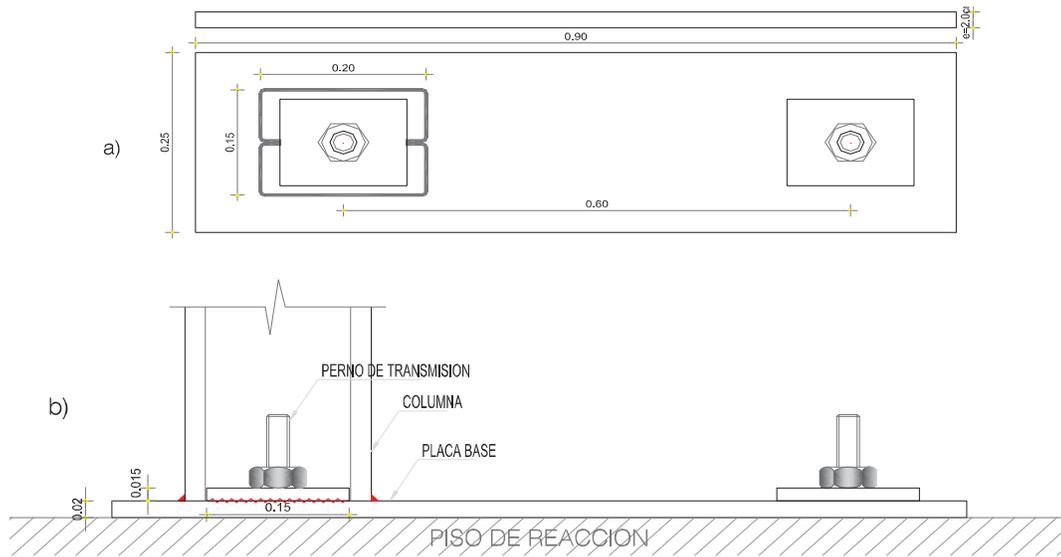
4.1.1. FIJACIÓN DEL PÓRTICO AL PISO DE REACCIÓN

La fijación del pórtico al piso de reacción se lo realiza mediante placas base, sistema sugerido en función de las características del pórtico y consiste principalmente en placas metálicas de espesor determinado, las cuales canalizan las cargas axiales, los empujes y los momentos de la estructura hacia el piso de reacción. Esta placa deberá colocarse lógicamente una debajo de cada columna y su diseño debe ser adecuado para garantizar seguridad y correcto desempeño ante las cargas que provocan la fluencia en el pie de las columnas.

Para un diseño apropiado debe considerarse las siguientes condiciones de esfuerzos:

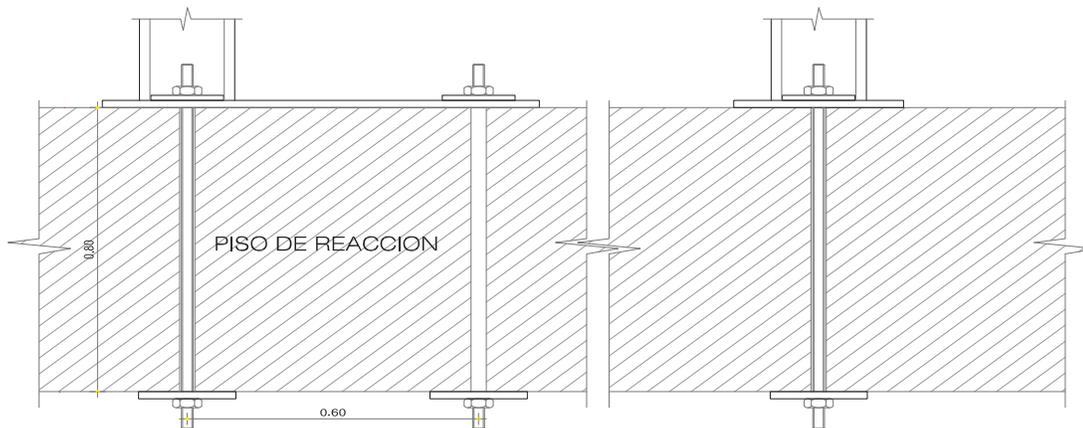
- ✓ Presión producida en el piso de reacción debajo de la zapata.
- ✓ Esfuerzos cortantes inducidos por el empuje lateral.
- ✓ Esfuerzos de fricción entre la zapata y el piso de reacción.

La figura 4.3 (a y b) muestra la configuración del sistema de anclaje de la columna al piso de reacción donde se aprecia una placa que conecta la base de la columna con la perforación adyacente localizada en el piso de reacción obteniendo dos puntos de pretensión para cada placa base. Una placa secundaria es colocada sobre la placa en cada punto de pretensión con el fin de rigidizarla en su zona de apoyo y mejorar el comportamiento ante efectos de flexocompresión.

FIGURA 4.3 SISTEMA DE ANCLAJE AL PISO DE REACCIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

En la figura 4.4 se puede apreciar la participación del conjunto piso-placa base así como también la colocación previa tensada del perno de transmisión.

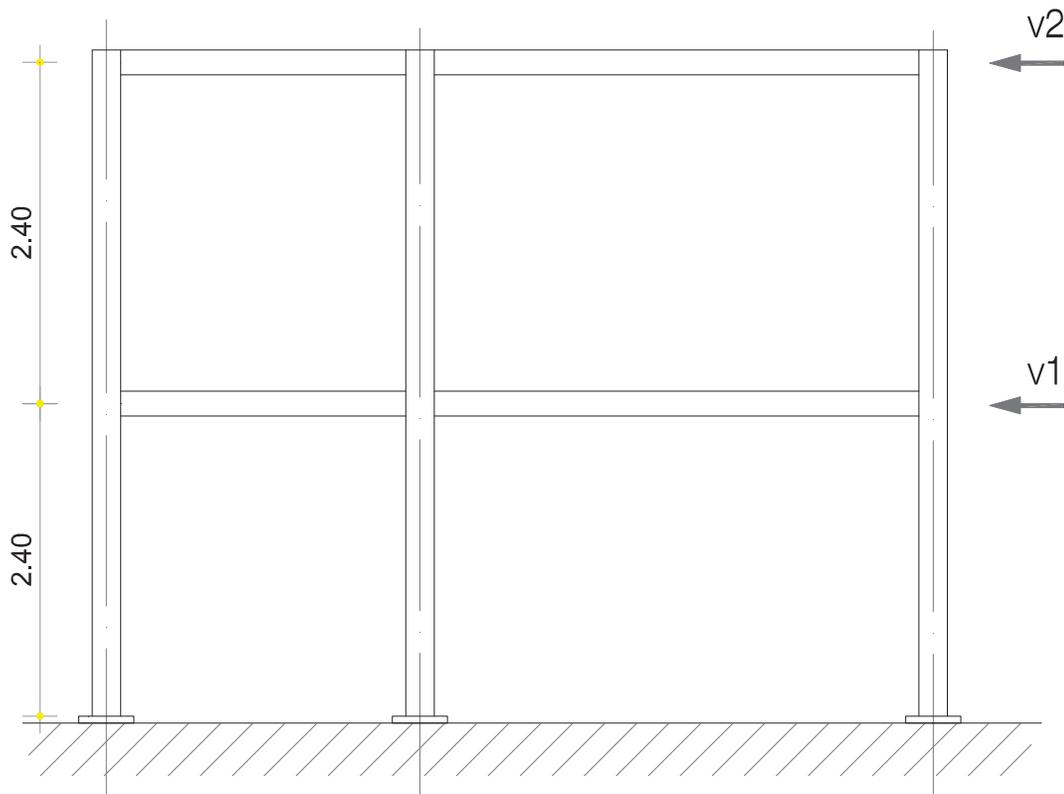
FIGURA 4.4 CONJUNTO PISO - PERNO DE TRANSMISIÓN - PLACA BASE - COLUMNA

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.1.1.1. Diseño de la placa base

Es necesario hacer una estimación de las cargas a los que estará expuesto el experimento en condiciones críticas para entender los requerimientos de resistencia de los elementos de cimentación. Figura 4.5.

FIGURA 4.5 CARGAS ACTUANTES EN EL PORTICO



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Carga Horizontal

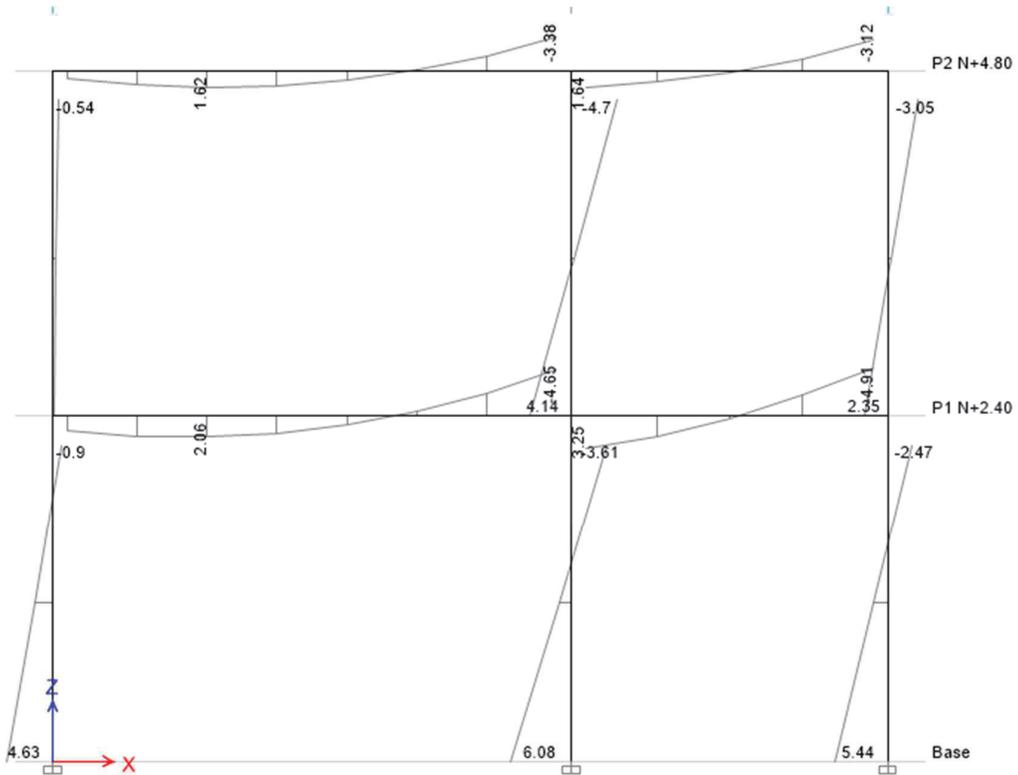
$V1 = 3.88 \text{ Ton}$

$V2 = 6.63 \text{ Ton}$

De los resultados obtenidos del análisis inelástico se obtienen los diagramas de momentos, fuerzas cortantes y axiales en el instante en el cual todas las columnas

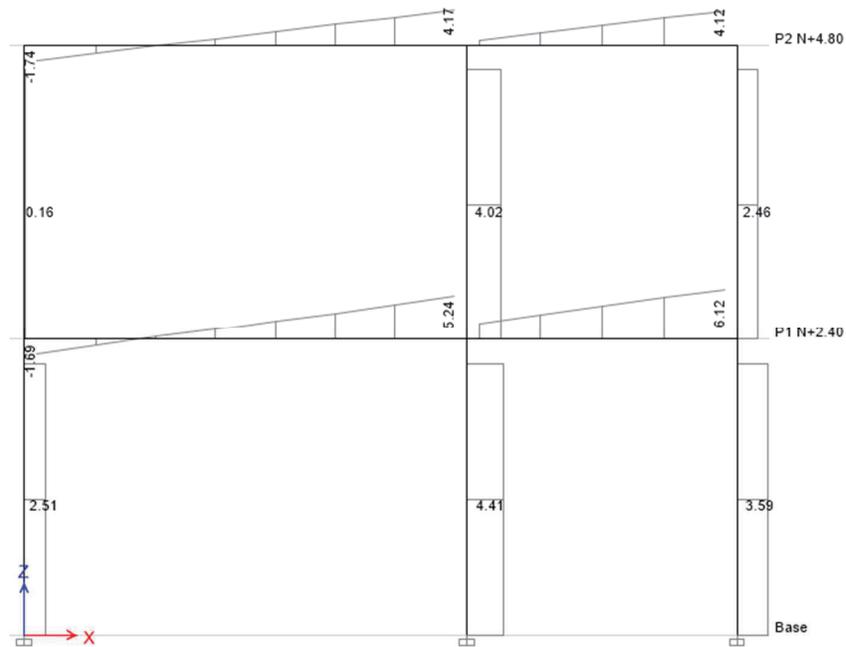
de la planta baja entran en fluencia. De la figura 4.4 podemos apreciar que la columna intermedia inferior alcanza su máxima Resistencia para los valores de M V y P (a, b y c)

FIGURA 4.6 DIAGRAMA DE MOMENTOS (SOLICITACIONES ÚLTIMAS)



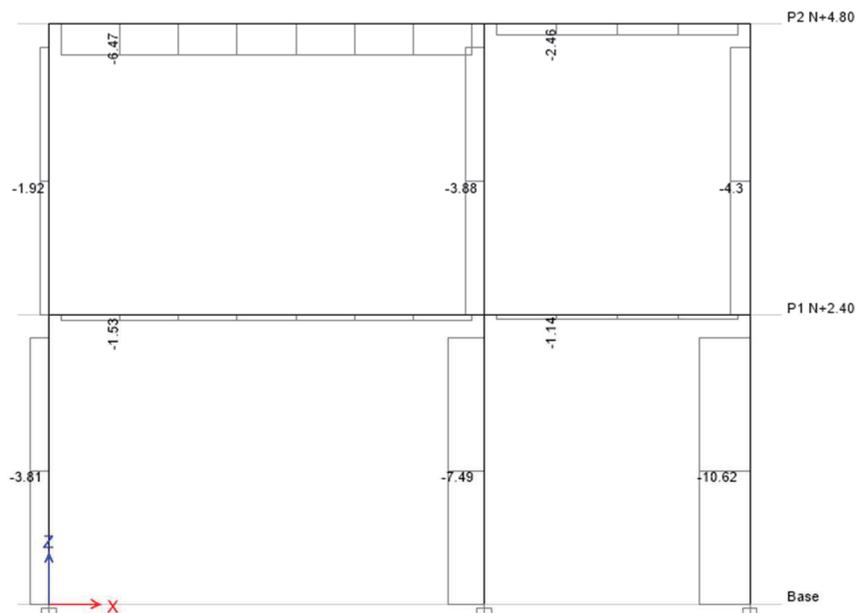
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 4.7 DIAGRAMA DE CORTANTE (SOLICITACIONES ÚLTIMAS)



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 4.8 DIAGRAMA DE AXIAL (SOLICITACIONES ÚLTIMAS)



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

De este análisis obtenemos los siguientes valores de diseño para las zapatas.

Pdiseño= 7.49 Ton

Mdiseño= 6.08 Ton-m

Vdiseño= 4.41 Ton

TABLA 4.1 DISEÑO PLACA BASE

DISEÑO DE LA PLACA BASE			
Datos:			
Pu =	7490.00	kg	
Mu =	608000.00	kg-cm	
i =	5.00	cm	
L =	90.00	cm	
S =	25.00	cm	
t =	2.00	cm	
Fy =	3250	kg/cm ²	
Resolución:			
$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$		$c = \frac{L}{2}$	$I = \frac{SL^3}{12}$
$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{SL^2}$			
$\sigma =$	$\frac{7490}{2250}$	\pm	$\frac{3648000}{202500}$
$\sigma_1 =$	3.33	+	18.01
$\sigma_1 =$	21.34	kg/cm ²	
$\sigma_2 =$	3.33	-	18.01
$\sigma_2 =$	-14.69	kg/cm ²	
Esf ₁ =	1920.93	kg/cm	Para un ancho L
Esf ₂ =	-1321.73	kg/cm	Para un ancho L

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

TABLA 4.1 DISEÑO PLACA BASE

-1321.7333				
			53.32	
			48.32	
				p1 = 1740.79 p2 = 1920.93
				5.00
$M = \frac{i^2}{6}(2p_2+p_1)$				
M =	23261.05	kg-cm		
C =	1.00	cm		
$I = \frac{St^2}{12}$				
I =	16.666667	cm ⁴		
$Esf = \frac{MC}{I}$				
Esf =	1395.66			
0.85Fy =	2762.50			
Esf < 0.85Fy				
La placa utilizada es correcta				

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

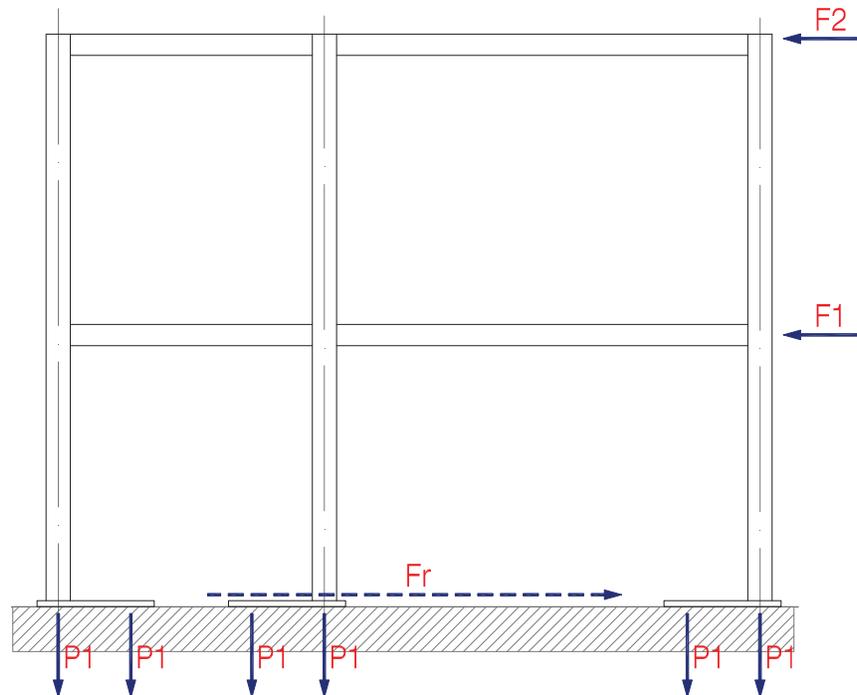
4.1.1.2. Deslizamiento crítico o fricción

Con el propósito de evitar el deslizamiento del pórtico, la presión en la placa base debida a las cargas de diseño debe producir una fuerza tal que evite el dicho deslizamiento, dado que la presión inducida por apretamiento hace que las superficies en contacto resistan los esfuerzos de fricción.

Por lo tanto, la presión de apretamiento que debe inducirse mediante el perno de transmisión debe generar tensión suficiente en los pernos para crear la fricción que evitará el deslizamiento en el plano de la unión.

Es recomendable que la tensión de los pernos de transmisión no supere el 60% de la resistencia a tracción del acero de los pernos. Para el cálculo de la carga de tensión aplicada en los pernos de anclaje de las placas base se emplea un diagrama basado en el equilibrio de fuerzas horizontales¹⁴.

FIGURA 4.9 FUERZAS ACTUANTES EN EL EQUILIBRIO DE LA PROBETA



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

$$F1 + F2 = 6P1 \cdot \mu = Fr \quad (4.1)$$

Despejando P1

$$P1 = (F1 + F2) / 6\mu$$

Reemplazando:

$$F1 = 3.88 \text{ Ton}$$

$$F2 = 6.63 \text{ Ton}$$

¹⁴ Guamán Byron, (2003), Diseño del ensayo de un pórtico plano a carga vertical y a carga lateral

$$\mu = 0.3$$

Tenemos $P_1 = 5.84 \text{ Ton} \rightarrow 12849 \text{ lbs}$

Área de sección transversal de los pernos de anclaje: 4.73 plg^2

Por lo tanto:

Pre esfuerzo aplicado en cada perno = $12849 / 4.73 = 2716.5 \text{ psi}$

Redondeando al considerar un margen de seguridad $\rightarrow 3000 \text{ psi}$

4.1.2. SISTEMA ANTI PANDEO LATERAL DEL PÓRTICO

Debido a excentricidades que se pueden presentar durante la aplicación de la carga el pórtico puede pandear lateralmente en el plano perpendicular al plano de cargas, es por eso que se propone construir vigas perpendiculares al plano del pórtico sujetando este último con el muro pero sin impedir desplazamientos, garantizando la unidireccionalidad de las deformaciones.

Para permitir que el desplazamiento suceda sin restricciones se propone un canal en lámina de acero, soldado a un brazo de viga tipo cajón que se sujeta del muro mediante una placa que a su vez está anclada al mismo mediante un perno de transmisión semejante al empotramiento de las placas base. Este conjunto se ilustra en la figura 4.10.

FIGURA 4.10 SISTEMA ANTIPANDEO LATERAL

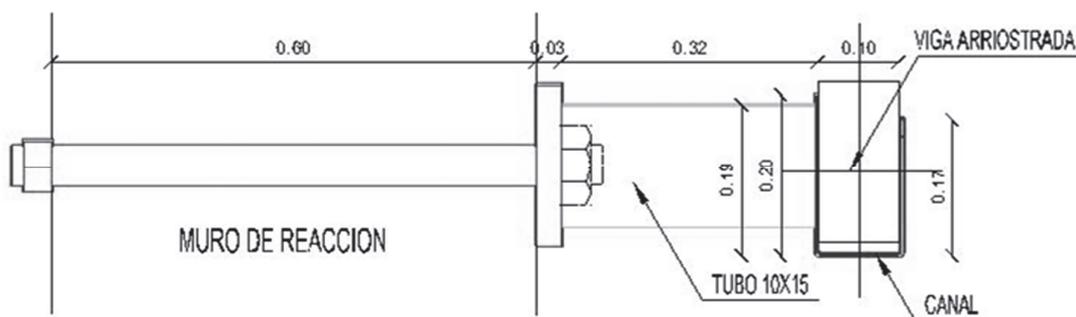
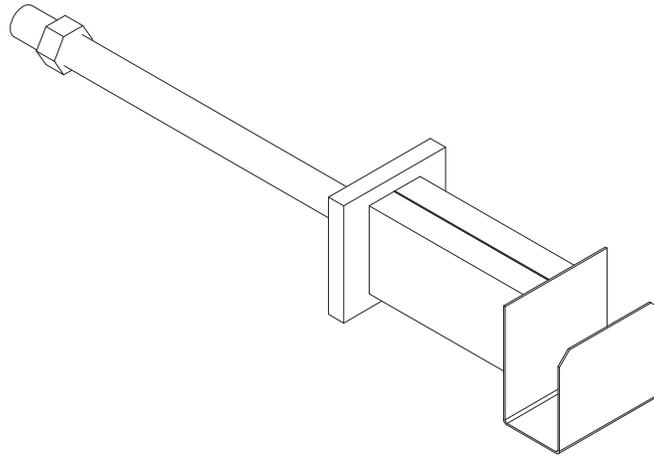


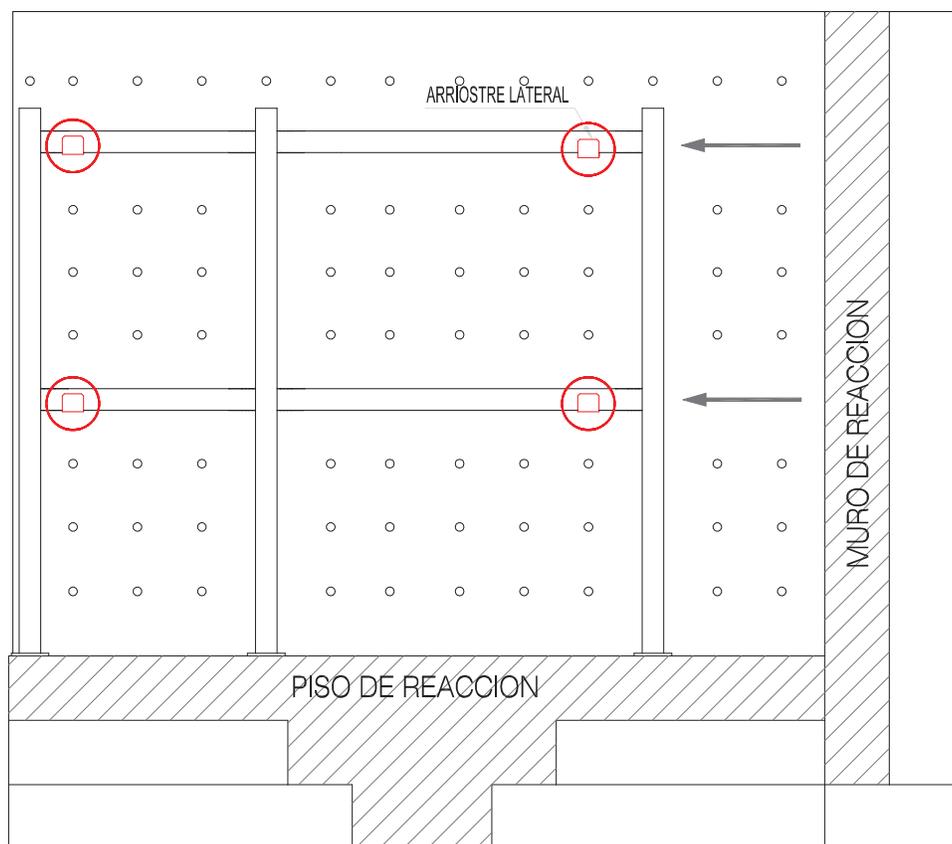
FIGURA 4.10 CONTINUACIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

El canal de lámina de acero debe ajustarse al contorno de la viga que deslizará por el interior de su forma, el margen de tolerancia se considera mínimo pero lo suficiente para no impedir el deslizamiento o generar una fuerza de fricción importante.

La longitud máxima de arriostamiento está determinada por el APENDICE S de las DISPOSICIONES SISMICAS del AISC resumidas en la sección 2.4.7 del presente documento cuya correcta aplicación se puede observar En la figura 4.11.

FIGURA 4.11 LOCALIZACIÓN DE ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES EN EL PÓRTICO.



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

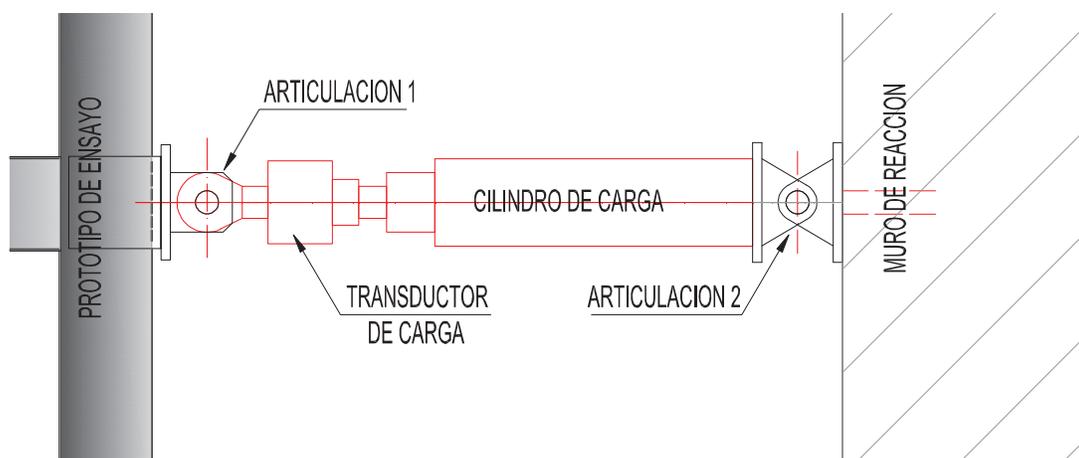
4.1.3. DISEÑO DEL SISTEMA DE CARGAS

Para proceder con la experimentación del marco plano es necesario la simulación de los estados de carga que hayan de considerarse. Para el caso específico y por simplificación de procedimientos de ensayo la condición crítica de carga consiste en la idealización de un efecto sísmico donde la estructura alcanzará gradualmente el rango inelástico hasta la formación sucesiva de rótulas plásticas y la consecuente pérdida de estabilidad.

Este procedimiento previamente descrito se basa en la metodología del ANALISIS PUSHOVER descrita con brevedad en el capítulo 3 de este documento. Por lo

tanto, un mecanismo que actúa sobre el modelo produciendo efectos similares a cargas puntuales horizontales es lo ideal en el proceso, podemos entonces utilizar cilindros de carga empotrados al muro de reacción de manera que el eje de anclaje de cada cilindro coincida con el punto de aplicación de carga en el marco plano. Un sistema de articulaciones ubicadas en los extremos del cilindro de carga evitará la aparición de esfuerzos por flexión en el punto de aplicación de las cargas, logrando rotaciones sin efectos secundarios.

FIGURA 4.12 SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGA LATERAL

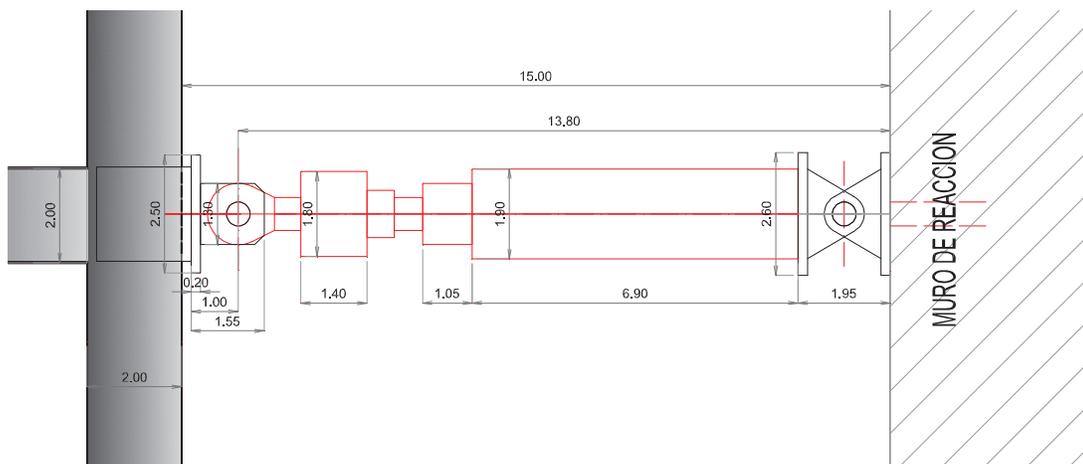


ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

El anclaje tanto en las bases como de los cilindros de carga lateral hacia el muro de reacción tiene que idealizar un medio rígido de apoyo o empotramiento perfecto, condición necesaria para garantizar una mejor correlación teórico experimental.

El cálculo de las magnitudes de las cargas laterales actuantes sobre el modelo se realizó previamente por medio del análisis propuesto por la Norma Ecuatoriana de La construcción NEC.

FIGURA 4.13 DIMENSIONES DEL SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGA LATERAL



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

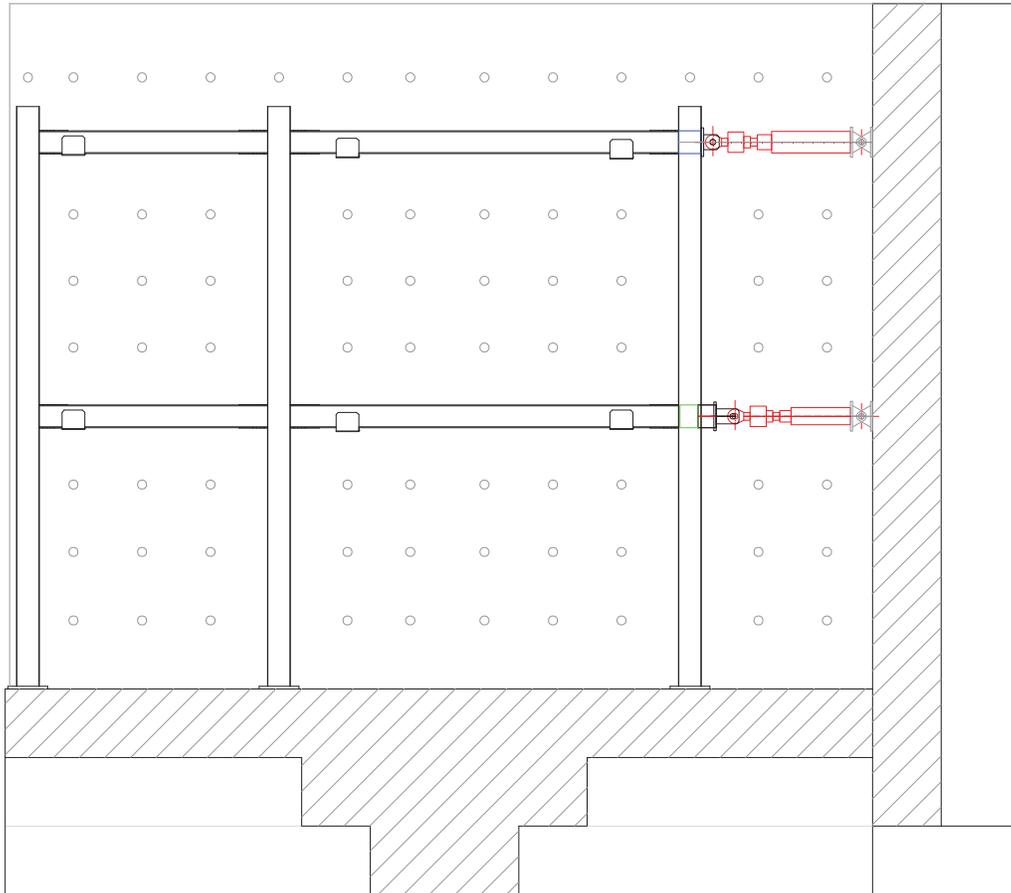
La magnitud de deformaciones esperada en el rango inelástico nos exige que el modelo instalado sea capaz de soportar límites no lineales de deformación, por lo tanto se ha considerado descartar el método cíclico reversible de aplicación de carga, permitiendo de esta manera que el recorrido del émbolo sea mayor, hasta el doble en comparación con la consideración inicial.

El punto superior de carga difiere del inferior en la extensión de las placas del apéndice, estas placas permiten que el émbolo se contraiga lo suficiente para garantizar un potencial recorrido, siendo mayor en el punto superior que en la mitad de la altura, esto le da una ventaja significativa si se considera que las deformaciones serán proporcionales a la altura medida desde el punto de aplicación con relación a la base.

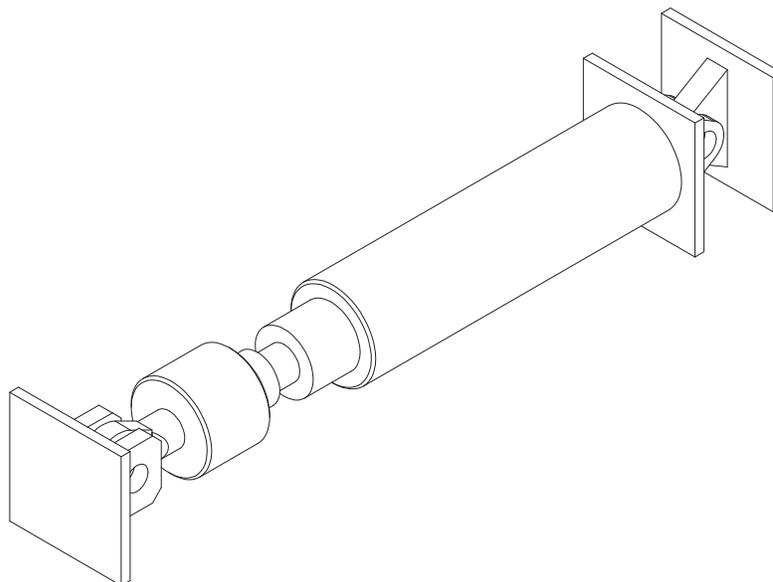
Dichas placas además de ser una extensión del apéndice para aumentar el recorrido del cilindro de carga también sirven para la correcta aplicación de las cargas laterales, las mismas que deberán inducirse a la estructura sin provocar aplastamiento en la cara de la columna lo que derivaría en lecturas erróneas debido a deformaciones locales. Mediante este sistema se pretende entonces que la carga

se conduzca a través de las caras de la columna y se transmita por las diagonales de continuidad hacia el resto del marco.

FIGURA 4.14 CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA DE CARGA LATERAL



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 4.15 ESQUEMA DEL CONJUNTO

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

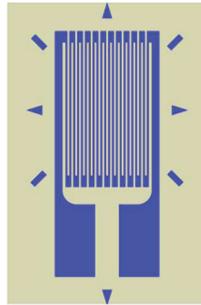
4.1.4. INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

Para cuantificar los efectos provocados en un experimento existen diversas técnicas que se basan principalmente en el tipo y exactitud de resultados a obtener y para ello existe una gran variedad de instrumentos de los cuales se puede resaltar los siguientes en función de nuestros requerimientos.

4.1.4.1. Sensores de deformación unitaria

El medidor de deformación unitaria o galga es el dispositivo más usado para medir deformaciones, su operación se basa en el principio de que la resistencia eléctrica de un conductor cambia cuando se somete a una deformación mecánica. En su forma más común, consiste en un estampado de una lámina metálica fijada a una base flexible y aislante. La galga se adhiere al objeto cuya deformación se quiere estudiar mediante un adhesivo, según se deforma el objeto.

FIGURA 4.16 SENSORES DE DEFORMACION UNITARIA



FUENTE: Wikimedia

La galga consta de un alambre muy fino, o más comúnmente un papel metálico arreglado en forma de rejilla, que se puede unir por medio de soldadura a un dispositivo que pueda leer la resistencia generada por la galga. Esta forma de rejilla permite aprovechar la máxima cantidad de material de la galga sujeto a la tensión a lo largo de su eje principal. Los sensores de deformación unitaria se caracterizan por satisfacer las siguientes condiciones:

- ✓ Medición precisa en condiciones estáticas y dinámicas.
- ✓ Tamaño pequeño que facilita la instalación en espacios reducidos.
- ✓ Observaciones y registros fáciles de realizar y controlar a distancia.
- ✓ Independencia respecto a cambios pequeños de temperatura.
- ✓ Facilidad de instalación, calibración sencilla y estable.
- ✓ Respuesta lineal a la deformación unitaria.
- ✓ Bajo costo.
- ✓ Confiabilidad de lecturas.
- ✓ Medición en distintos puntos.

Cuando se montan los medidores de deformación en un espécimen, deben observarse dos precauciones:

1. Se recomienda limpiar la superficie de contacto con lija y acetona para garantizar la mejor adherencia.

2. Es necesario un lapso de tiempo para secado y endurecimiento del cemento; aun cuando el cemento parezca seco en la orilla de la galga no garantiza que el interior lo esté, este periodo de secado puede ser menor a temperaturas mayores.

4.1.4.2. Transductores de desplazamiento

Instrumentos utilizados para medir desplazamientos basados en el principio de medición inductivo. Los transductores inductores de desplazamiento se usan universalmente para medir desplazamientos junto con los amplificadores de frecuencia.

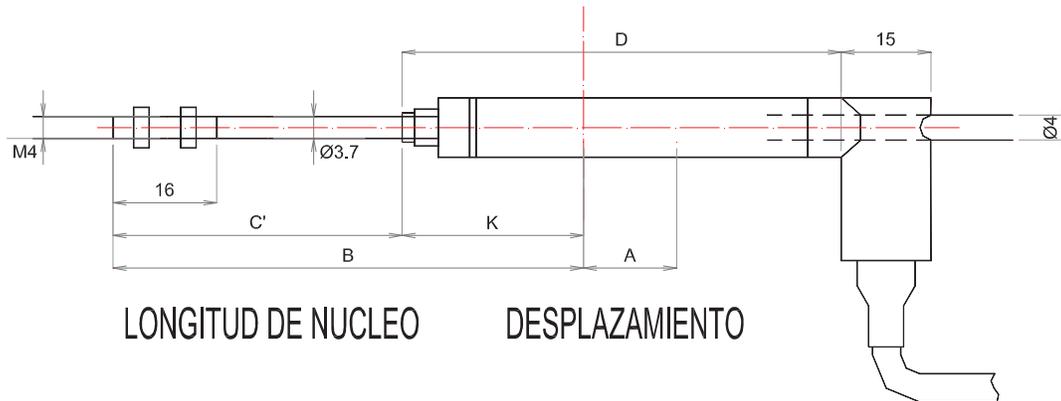
Características de los transductores de desplazamiento

- ✓ Sonda de desplazamiento con émbolo separable.
- ✓ Estable y poderoso principio inductivo de medición.
- ✓ Buena estabilidad termal en eventos de gradiente térmica.
- ✓ Diseño compacto.
- ✓ Resistente a la presión, adecuado para medir desplazamientos en cilindros hidráulicos.
- ✓ Resistencia a la aceleración.
- ✓

TABLA 4.2 DIMENSIONES DEL TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO, WA

	Tipo: Embolo						
Rango de medición	A	B	C	D	G	ΦH	J
0-100mm	100	180	134	181.6	46±10	3.7	16
0-200mm	200	280	234	281.6	46±10	3.7	16
0-500mm	500	580	534	581.6	46±10	3.7	16

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 4.17 DIMENSIONES DEL TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO, WA

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.1.4.3. Transductores de fuerza

Los transductores de fuerza HBM miden fuerzas estáticas dinámicas y cargas de presión, virtualmente sin ningún desplazamiento.

Las características del transductor a utilizar son:

- ✓ Descripción: Transductor HBM C6A.
- ✓ Fuerza nominal: 200KN/5MN.
- ✓ Precisión: 0.5%.
- ✓ Clase de protección: IP67.
- ✓ Máxima fuerza de operación:150%.

FIGURA 4.18: TRANSDUCTOR HBM

FUENTE: Wikimedia

4.1.4.4. Sistema múltiple de medición UPM 1000

Es el sistema de registro y procesamiento de información recopilado durante el proceso de ensayo. El periodo de medición puede ponerse individualmente para cada punto de medida permitiendo suprimir la interferencia. Las aplicaciones típicas incluyen el análisis de tensión experimental, por ejemplo para supervisar edificios y puentes.

4.2. CONSTRUCCION DE PROTOTIPOS

Si bien el modelo parte del diseño arquitectónico, el prototipo final es un resultado de ajustes y simplificaciones prácticas adoptados en función de las condiciones del sitio, determinadas en el diseño del ensayo.

Habiendo comprobado el comportamiento del modelo en base a la resistencia de los materiales y la óptima configuración de los elementos previamente diseñados se procede entonces a la construcción y montaje de la estructura.

Dos marcos planos de similar configuración estructural pero con diferencias sustanciales en los refuerzos de tipo sismoresistente serán analizados experimentalmente en el laboratorio mediante ensayo destructivo de carga horizontal. Cada marco consta de 3 columnas de 4.8 mts de altura repartidos en dos niveles y vigas de dos vanos de luces diferentes en el sentido longitudinal.

El material usado para la construcción de los prototipos es acero A36 en perfiles tipo G conformado en frío. Las secciones varían dependiendo del elemento pero el diseño ha uniformizado las secciones por razones prácticas de montaje.

La construcción en su etapa inicial se realizó en las afueras del laboratorio del Centro de Investigación de la Vivienda (CIV), de esta manera y por seguridad

industrial los trabajos de soldadura que involucraban alto consumo de electrodos no produjeron concentración de gases nocivos para la salud.

Las subpartes de cada marco son acarreadas por personal hasta el ingreso principal del laboratorio y mediante el puente grúa se coloca en posición que requiere el diseño del ensayo.

FIGURA 4.19 PROCESO DE ENSAMBLE Y ACARREO



FIGURA 4.19 CONTINUACIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.1. CONFORMACION DE COLUMNAS TUBULARES

Las secciones de las columnas de la estructura son tubulares de perfil de acero conformado en frío, dicha forma se consigue por la unión de dos perfiles G armadas frente con frente mediante cordones tipo filete (E.2.4) o de ranura biselada (E.2.5), procesos de soldadura recomendados por el AISI 2007, capítulo E en conformidad con AWS (American Welding Society) expuestos en resumen en la sección 1.2.6.3 del documento presente.

FIGURA 4.20 CONFORMACIÓN DE COLUMNAS TUBULARES

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.2. COLOCACION DE REFUERZOS DE CONTINUIDAD EN COLUMNAS

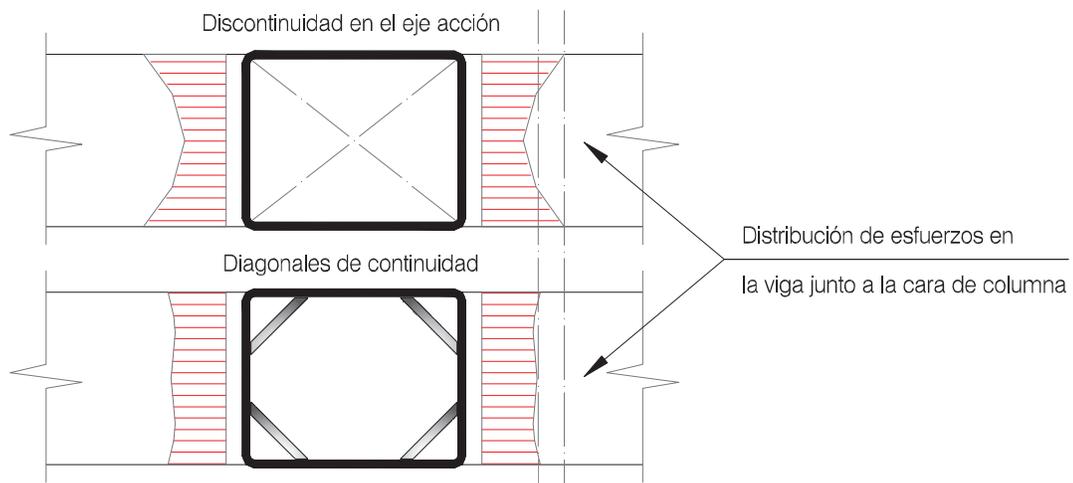
En conformidad a lo expuesto en la sección 2.4.5 del presente documento, se realiza el reforzamiento de la columna en la zona de conexión, habiendo proyectado el eje de la viga para encontrar la intersección con el eje de la columna y determinar el punto teórico de la conexión. La figura 4.21. Muestra que las placas de refuerzo son ubicadas lógicamente antes de conformar la sección tubular por lo cual es de suma importancia prever la zona de conexión a diferencia del método tradicional. Cualquier intento de reforzamiento deberá proponerse exteriormente una vez conformadas las secciones.

FIGURA 4.21 SOLDADURA DE REFUERZOS DE CONTINUIDAD



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 4.22 EFECTO DE LAS DIAGONALES EN LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.3. CONFORMACION DE VIGAS TUBULARES

Similar al armado de columnas el armado de vigas debe respetar la normativa de soldadura vigente y como es lógico el ensamble de las mismas debe cuidar parámetros de montaje básicos:

- sección uniforme en toda su extensión.
- Linealidad sin deformaciones localizadas producidas por la contracción de la soldadura al enfriarse.
- Controlar que el proceso de soldadura no induzca torsión en las secciones.

FIGURA 4.23 CONFORMACIÓN DE VIGAS TUBULARES



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.4. REFORZAMIENTO ZONA DE COLUMNA

De acuerdo con el marco teórico expuesto en la sección 2.3.3 como una adaptación del ANSI/AISC 358-10 “Prequalified connections for Special and Intermediate Steel moment frames for seismic applications” capítulo 5 (Reduced beam section) se instala una placa de espesor limitado tal como se muestra en la figura 4.24 el cual refuerza las fibras extremas de la sección de la viga en las proximidades de la columna para proteger a la misma y que a su vez induce un punto de menor capacidad resistente que haga las veces de fusible estructural.

FIGURA 4.24 REFORZAMIENTO ZONA DE COLUMNA



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.5. ENSAMBLE PARCIAL (FUERA DEL LABORATORIO)

Cada pórtico se ensambla en dos partes con el propósito de alivianar el proceso de acarreo hacia la ubicación final en el muro de reacción dentro del laboratorio. La subparte que no cierra el marco se asegura mediante diagonales para evitar deformaciones o descuadres de la estructura por manipulación.

FIGURA 4.25 ENSAMBLE PARCIAL



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.6. ENSAMBLE IN SITU; IZADO, NIVELACION Y REMATE

Una vez dentro del laboratorio la estructura se apoya sobre el muro de reacción para luego proceder con el ensamble total con la ayuda del puente grúa y controlando la perpendicularidad y la nivelación. Mediante separadores provisionales se mantiene una distancia constante en algunos puntos necesarios para cuidar la alineación y se procede a rematar mediante cordones de soldadura de filete o de ranura biselada mediante electrodo E60-13 como ha sido indicado anteriormente.

FIGURA 4.26 ENSAMBLE TOTAL



FIGURA 4.26 CONTINUACIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.7. MONTAJE DE PLACAS BASE

La cimentación es de gran importancia en toda estructura tal como se explica en la sección 4.1.1 del presente capítulo. El equivalente de una correcta cimentación para el caso específico son las placas de anclaje cuyas dimensiones son resultado del cálculo que considera los requerimientos ante cargas últimas o de colapso para evitar que efectos secundarios distorsionen los resultados esperados.

FIGURA 4.27 PLACA BASE

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.8. PRETENSIÓN EN PLACAS BASE

El efecto crítico de deslizamiento se contrarresta mediante una fuerza de fricción en la base, tal como se explica en la sección 4 .1.1.2 del presente capítulo, Una fuerza de pretensión calculada se aplica en cada uno de los anclajes propuestos para inducir el apretamiento entre superficies de contacto que evitará el deslizamiento en el plano de la unión.

FIGURA 4.28 PRETENSIÓN DE PLACAS BASE

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.9. ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES

Debido a excentricidades, que se pueden presentar durante la aplicación de carga, el pórtico puede pandear lateralmente en el plano perpendicular al plano de las cargas, para evitar esto se construirá unas vigas perpendiculares al plano del pórtico, que se sujetaran al muro de reacción, pero sin impedir el deslizamiento lateral de la estructura. Para que el pórtico se desplace libremente, se colocará un canal en forma de U en las vigas laterales que permitirán el libre desplazamiento del pórtico sin existir rozamiento como se muestra en la figura 4.29.

FIGURA 4.29: ARRIOSTRAMIENTO LATERAL

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.10. APENDICES DE CARGA

Esta pieza además de permitir el acople entre la celda de carga y el modelo, evita el punzonamiento, al distribuir ligeramente la carga como se muestra en la figura 4.30.

FIGURA 4.30 APÉNDICE DE CARGA

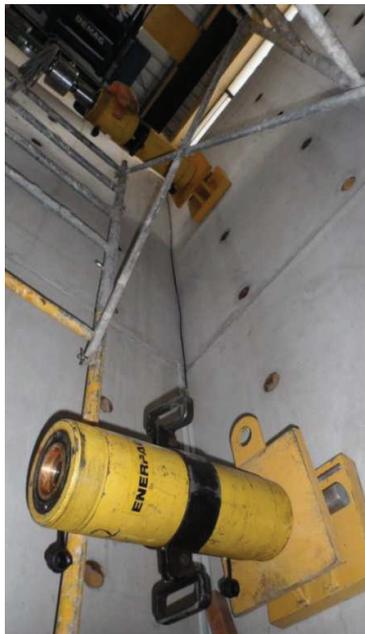
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.2.11. MONTAJE DE CILINDROS DE CARGA

Se procedió la instalación del sistema de aplicación de carga horizontal. Este sistema está formado por un gato hidráulico de capacidad de 100 Tn que se fija al muro de reacción a través de una placa de reacción que se encuentra debidamente emperrada al mismo. Al gato hidráulico se le integra la celda de carga con capacidad de 20 Tn la cual permite conocer las magnitudes de las cargas aplicadas.

La celda de carga se une a la rótula y esta última se conecta al pórtico a través de un apéndice de carga como se mencionó en la sección 4.2.10.

FIGURA 4.31 MONTAJE DE CILINDROS DE CARGA



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.3. INSTRUMENTACIÓN

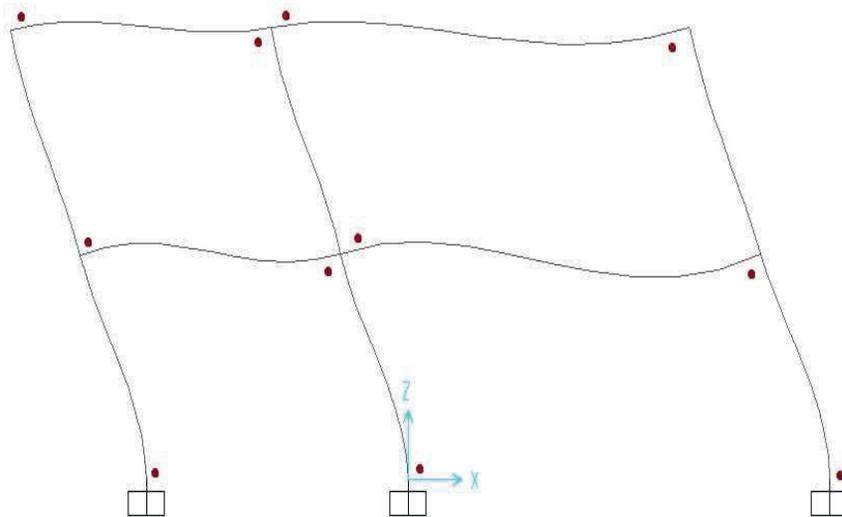
Al aplicar la carga se presentan desplazamientos laterales, movimientos, giros de los apoyos y deformaciones locales que se deben monitorear y registrar adecuadamente mediante sensores apropiados colocados en los puntos de interés.

Para evaluar los efectos que se producen en un ensayo existen diversas técnicas, basadas en la capacidad de los instrumentos de medición, con sus ventajas y desventajas propias, que se usan dependiendo del tipo y exactitud de resultados que se desea obtener.

4.3.1. UBICACIÓN DE SENSORES DE DEFORMACION UNITARIA

Considerando que en la realidad un fenómeno sísmico involucra inversión de momentos los sensores de deformación unitaria no podrían colocarse en un punto de la sección que actúe únicamente a tensión. Para nuestro caso específico y según lo expuesto en la sección 4.1. “Diseño del ensayo” al considerar una sentido principal de aplicación de carga las deformaciones esperadas determinan puntos de la sección con fibras a tensión en los que la lectura de los sensores de deformación unitaria se consideran altamente confiables.

FIGURA 4.32 UBICACIÓN DE SENSORES DE DEFORMACION UNITARIA

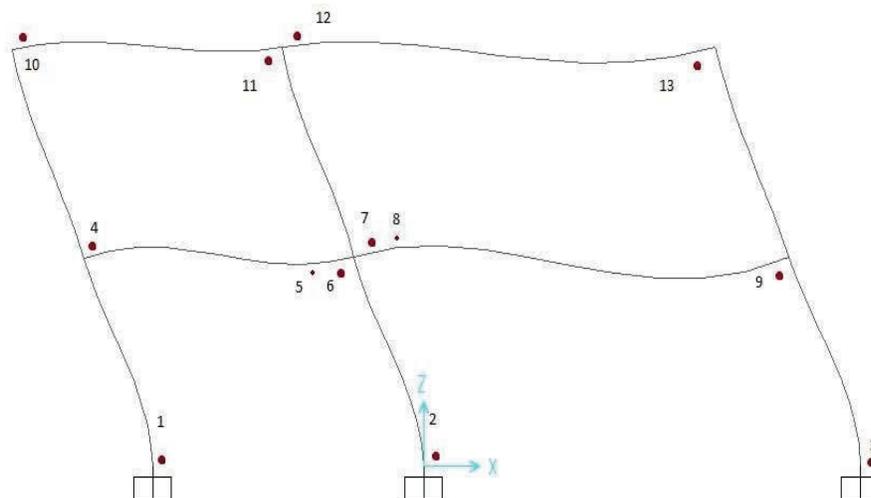


ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Limitaciones físicas pueden impedir la instalación de los sensores en algunos puntos deseados, sin embargo se podría colocar más sensores de deformación unitaria en zonas que se requiera estudiar, como es el caso de la conexión central

del pórtico en la que se han colocado dos sensores extra como se muestra en la figura 4.33.

FIGURA 4.33 UBICACIÓN DE SENSORES EXTRA DE DEFORMACION UNITARIA

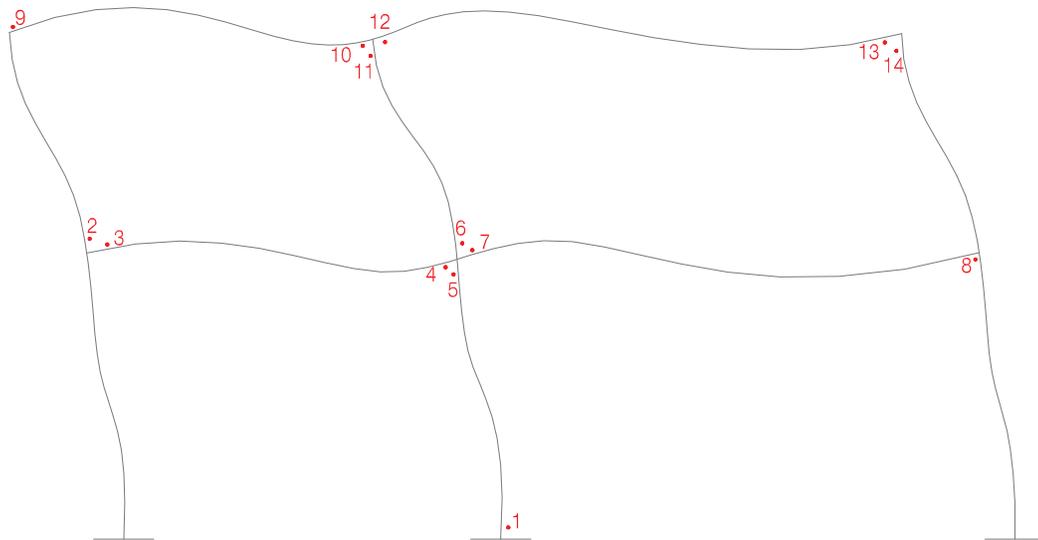


ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Los sensores numerados como 1, 2 y 3 sirven para monitorear la formación de rótulas plásticas en el pie de la columna, mientras los sensores restantes numerados desde el 4 al 13 están ubicados en los extremos de las vigas y sirven para establecer el tipo de esfuerzos que se presentan en estos puntos.

Observación: En el ensayo 2 (Marco no reforzado) se decide monitorear el comportamiento de las columnas, con los sensores 1, 2, 5, 6, 11 y 14, el comportamiento de las vigas en la conexión con los sensores 3, 4, 7, 8, 9, 10, 12 y 13.

FIGURA 4.34 UBICACIÓN DE SENSORES (MARCO NO REFORZADO) DE DEFORMACION UNITARIA



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.3.1.1. Instalación de sensores de deformación unitaria

Con el propósito de medir deformaciones unitarias que sirven para el cálculo de esfuerzos se colocan strain gauge en las fibras de acero expuestas a efectos de tensión. La técnica que se utiliza para el pegado de sensores de deformación unitaria varía según el material en que se colocan debiendo respetar el siguiente proceso para acero estructural:

1. Lijado; retirar la capa de óxido y/o pintura mediante lijado transversal y longitudinal respecto a la dirección en la que se instala el sensor.
2. Limpieza; retirar residuos de grasa, pintura o impurezas ajenas a la superficie metálica mediante la aplicación de desengrasante y posterior limpieza con pequeños pedazos desechables de algodón en un solo sentido, el desengrasante puede ser acetona.
3. Se utiliza un neutralizador para cambiar el carácter de la superficie de ácido a neutro, de esta manera la superficie queda lista para recibir la pega.

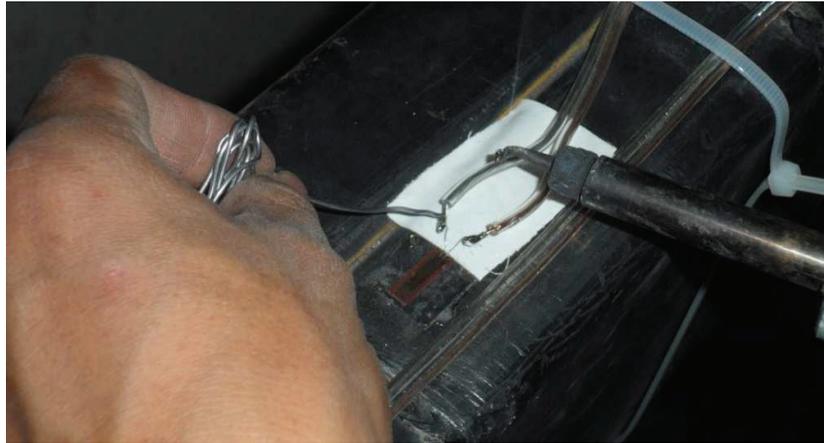
4. Se utiliza una pega cementante que se pone con un gotero, la cantidad necesaria dependiendo del tipo de pegado y del tipo de trabajo para aplicarse en la superficie ya preparada.
5. Para el pegado de Strain gages, se corta un pedazo de cinta adhesiva de 15 cm, en cuyo centro se coloca el sensor el lado brillante. Inmediatamente la cinta se pega en la superficie en un extremo después de alinearla.
6. La pega se coloca en el strain gage y en su proyección en la superficie metálica, habiendo esperado unos segundos se asienta la cinta adhesiva con una gasa esparciendo la concentración de pega y retirando los excesos.
7. La cinta adhesiva se retira después de un tiempo de secado bajo temperatura ambiente, los terminales se descubren y se procede a soldar los alambres de conexión con el strain gage usando suelda 361 A-20R.
8. Se calienta el caudín hasta una temperatura apropiada para soldar el filamento a los terminales del strain gage teniendo cuidado de no recalentarlo ni dañarlo.
9. Cada hebra se recubre de estaño (material fundente) antes y después de realizar el empalme.
10. Para evitar que las hebras se topen se coloca un esparadrapo entre los terminales y el strain gage lo que a su vez evita la continuidad con la superficie metálica.
11. Una vez soldados los terminales se debe recubrir con cinta de estereopor para protegerlos de condiciones ambientales y así poder revisar la conexión.
12. Similar al proceso de soldadura de terminales el extremo opuesto de cada cable debe conectarse a un plug tipo banana que a su vez se conectan al sistema de monitoreo de datos después de comprobar la resistencia de cada sensor (120 Ω).

FIGURA 4.35 PROCESO DE INSTALACIÓN DE STRAIN GAUGE

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 4.36 CONEXIÓN AL SISTEMA DE MEDICIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 4.36 CONEXIÓN AL SISTEMA DE MEDICIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

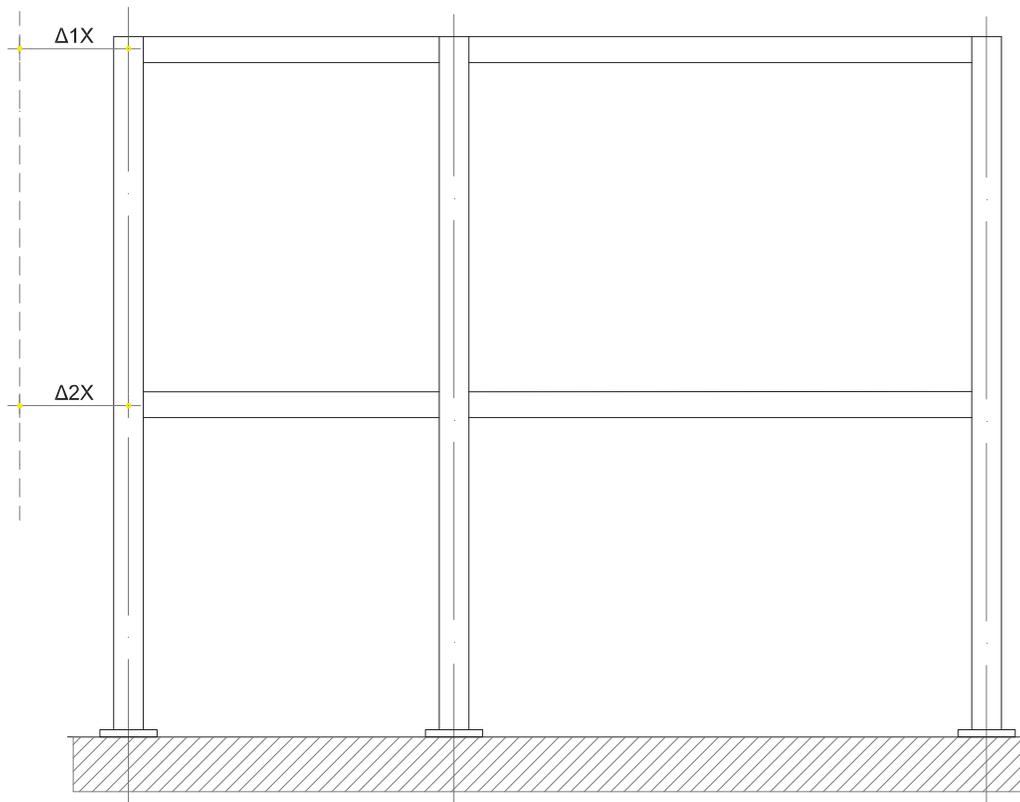
FIGURA 4.36 CONEXIÓN AL SISTEMA DE MEDICIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.3.2. UBICACIÓN DE TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO

La ubicación de los transductores tiene relación directa con la expectativa de deformación, por lo tanto se colocan en un elemento fijo independiente armado junto a la estructura en cuestión permite colocar los transductores para un adecuado control de deformaciones, desplazamientos laterales del pórtico y movimientos de los apoyos. Para medir los desplazamientos laterales en distintos puntos de interés del modelo durante el ensayo, se utilizará transductores inductivos de desplazamiento WA100, WA200 WA500.

FIGURA 4.37 UBICACIÓN DE TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

$\Delta 1x$ y $\Delta 2x$ como se muestra en la figura 4.37 son los desplazamientos a rastrear en nuestro estudio, mediante los cuales se monitorean los desplazamientos en elevación, uno en cada eje de entrepiso.

Una vez conectados los transductores al UPM100, se procede a su balance, en dos etapas; encerado y calibración.

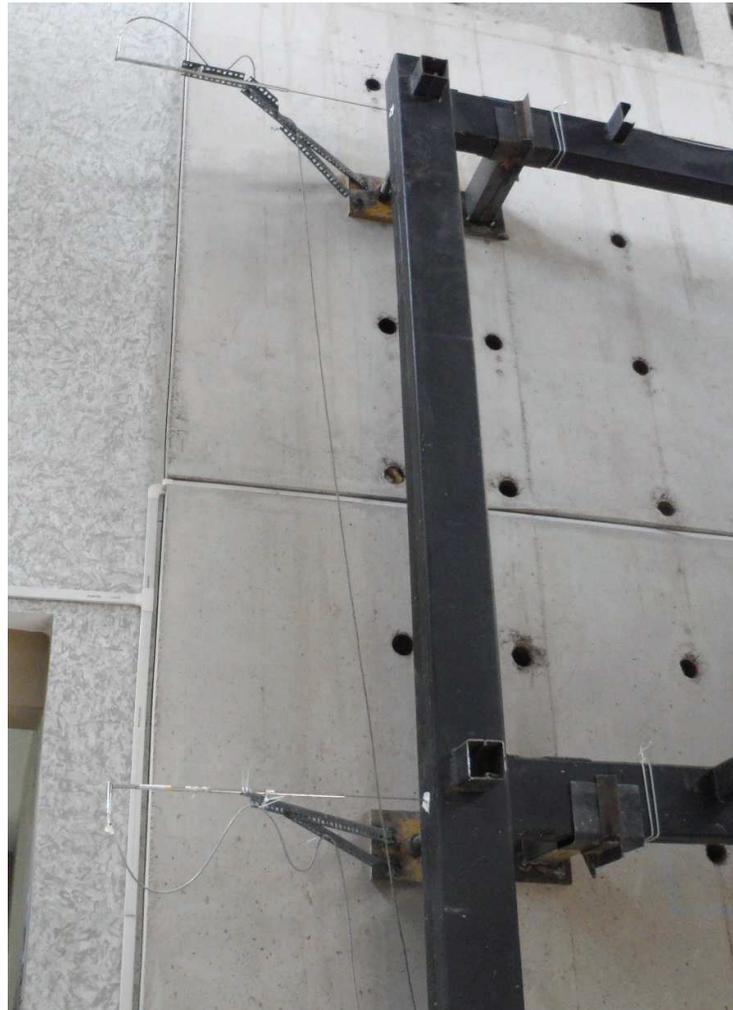
FIGURA 4.38 TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO.



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 4.39 COLOCACION DE TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO.

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 4.39 COLOCACION DE TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO.

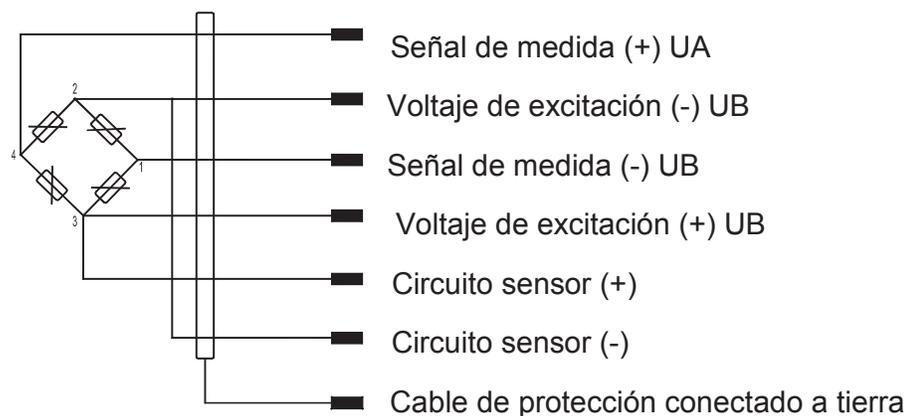
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

4.3.3. CONEXIÓN DEL TRANSDUCTOR DE FUERZA

Una fuerza sobre el transductor deformará elásticamente el SG aplicado en el cuerpo de medición. Su resistencia eléctrica cambia en proporción al cambio de su longitud. Esto distorsiona el balance del sistema eléctrico de medidas en el puente de Wheastone, dando como resultado un voltaje de salida U_A en los contactos 1 y 4, si el voltaje de excitación del puente de Wheastone U_B está presente en los puntos 2 y 3 en el puente.

La relación entre el voltaje U_A/U_B expresado en mV/V es una medida de la sensibilidad del transductor de fuerza. En cambio en el voltaje de salida U_A es lineal a la fuerza actuante. Si el transductor de fuerza se conecta de acuerdo a la figura 4-35 y como lo especifica el Manual de Usuario para estos amplificadores, se muestra la fuerza de compresión con un signo positivo y la fuerza de tensión con un signo negativo. El transductor de fuerza se conecta eléctricamente en un modo de 6 cables. Para revertir la polaridad se debe transponer los cables blanco y rojo.

FIGURA 4.40 RESISTENCIA ELECTRICA TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO.



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Los cables gris y verde que se ponen además de los cuatro cables convencionales, eliminan el valor real del voltaje de excitación en el transductor y lo retroalimentan hacia el valor electrónico apropiado de medición. Esto corrige el valor de excitación hasta que el valor fijado esté disponible para que el transductor esté libre de pérdidas. Los cambios posibles en la resistencia del cable, debido a la temperatura o a la extensión del cable, se los corrige constantemente aun durante una medición. Además es posible extender los cables sin ningún problema. Para conectar los cables del transductor de fuerza al UPM100, se realiza el mismo procedimiento que se siguió para las conexiones de los transductores de desplazamiento, pero para el caso de los transductores de fuerza solo se puede trabajar con puente completo.

Todas las conexiones, ajustes y lecturas se hacen siguiendo el procedimiento indicado en el manual de los aparatos usados

4.3.3.1. Aplicación de la carga lateral

Los elementos necesarios para la aplicación de la carga lateral son:

Un gato hidráulico serie 3000 para aplicar la fuerza con capacidad de 100 Ton (Pgp=205 lb) y pistón con carrera de 13 1/8 plg. Se conecta a la bomba mediante mangueras flexibles.

Para sujetar el gato hidráulico en el muro de reacción se necesita adquirir accesorios adicionales, tales como placas de acero de varios espesores y pernos de acero.

FIGURA 4.41 GATO HIDRAULICO



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Una bomba Enerpac modelo PEM 5410W. El gato viene accionado por una bomba que proporciona flujo hidráulico manualmente, que entrega hasta 20000 PSI o 1400 Kg/cm².

FIGURA 4.42 BOMBA ENERPAC



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Dos mangueras Enerpac serie 900 de caucho para transportar el fluido hidráulico, la presión máxima admisible que pueden soportar las mangueras es de 10000 PSI. Aunque la bomba entrega una presión máxima de 20000 PSI, la capacidad de las mangueras es la limitante de todo el sistema hidráulico, pues solo soporta 10000 PSI, un manómetro electrónico digital para control de la presión entregada por la bomba a la manguera. Este manómetro tiene una capacidad de 20000 PSI.

FIGURA 4.43 MANGUERAS ENERPAC



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Dos gauge adaptor o adaptadores de manómetro, para la instalación fácil y rápida del manómetro.

Un auto damper V-10, se usa para proteger el manómetro contra daño debido a los impulsos repentinos en la presión del sistema. NO necesita ajustarse y permite la colocación correcta del manómetro antes de apretarlo.

Una válvula V82 (Needle Valve), que es una válvula de control direccional de 4 vías, controla la dirección del flujo hidráulico en un sistema de doble acción. Está diseñada para funcionar a 700 bar (10000 psi) desde cualquiera de los puertos, a esta válvula se la puede usar como válvula de corte o reguladora en los circuitos hidráulicos, válvula de retención de seguridad controla el descenso de la carga.

FIGURA 4.44 CELDA DE CARGA



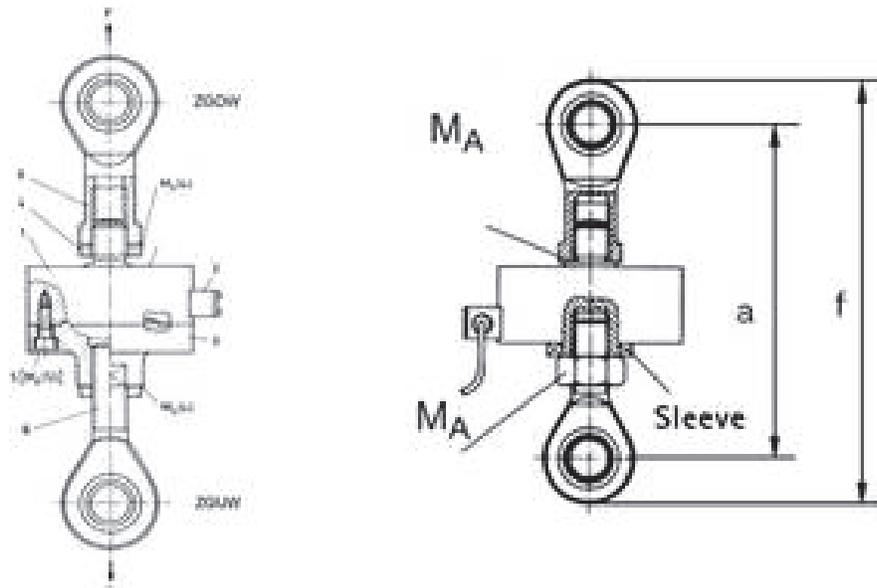
FIGURA 4.44 CONTINUACIÓN



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Celda de carga.- Para valores de lectura más exactos se utiliza la celda de carga o el transductor de fuerza, tipo U2B colocada entre el modelo y el gato hidráulico, capacidad de la celda de carga: 200 KN.

FIGURA 4.45 TRANSDUCTOR DE FUERZA U2B



FUENTE: <http://www.hbm.com/es/3917/instalacion-de-transductores-de-fuerza>

4.3.4. CONEXIÓN DEL SISTEMA DE MEDICION

Para registrar y procesar la información de los instrumentos de medición durante el ensayo del pórtico, se utilizará el equipo denominado UPM100, al cual se lo conecta a una computadora y se lo controla mediante el programa catman 3.1.

4.3.5. RESUMEN DE EQUIPOS

Para el ensayo del pórtico se utilizarán los equipos disponibles en el Laboratorio de la Vivienda, que se los puede clasificar de la siguiente manera:

1. Equipo utilizado para fijar el pórtico al piso de reacción.
2. Equipo utilizado para sujetar lateralmente al pórtico.
3. Equipo utilizado para aplicar la carga lateral.
4. Equipo utilizado para medición de desplazamientos laterales.
5. Equipo para el pegado de los strain gauge o sensores de deformación unitaria.
6. Equipo utilizado para el registro automático de las mediciones.

4.3.6. RECOMENDACIONES DE SEGURIDAD

- Se debe permanecer alejado de las cargas sostenidas por los dispositivos hidráulicos.
- Un cilindro utilizado para elevar cargas nunca debe usarse como un dispositivo para sostener cargas elevadas.
- Procurar no exceder las capacidades del equipo.
- El cilindro debe colocarse sobre una superficie plana capaz de soportar la carga.
- Evitar las situaciones en las cuales las cargas no estén directamente centradas sobre el embolo del cilindro.
- Utilice el cilindro hidráulico únicamente en un sistema conectado.

- Se debe evitar el daño de la manguera hidráulica.
- Evite las curvas pronunciadas y deformaciones al colocar la manguera hidráulica.
- No deje caer objetos pesados sobre la manguera.
- No se debe utilizar la manguera hidráulica para levantar un componente hidráulico.
- Mantenga el equipo hidráulico alejado del fuego y del calor.
- No manipule las mangueras presurizadas.
- Arranque la bomba con su válvula en un punto muerto para evitar el accionamiento inesperado de los cilindros.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS DE ENSAYOS

Luego que se ha realizado la descripción del procedimiento que se usará en la experimentación de los modelos, que en el presente caso son la construcción de dos probetas (pórticos) estéticamente parecidos pero que basan su diferencia en la implementación de refuerzo en las conexiones, se procederá a su respectivo ensayo en el laboratorio de la vivienda siguiendo a cabalidad las normativas impuestas por este centro de investigación.

Las probetas se inspeccionan por última vez, tomando muy en cuenta sus características iniciales ya que después de aplicadas las cargas, dichas probetas cambiarán de una manera visiblemente notoria. En tal motivo esta parte de inspección antes y después es muy importante ya que en base a esto se podrá llegar a conclusiones mucho más acertadas.

Es importante también realizar una comprobación de funcionamiento de todos los sistemas involucrados, tales como; sistema hidráulico de los transductores de carga, y sistema eléctrico de conexión y adquisición de datos.

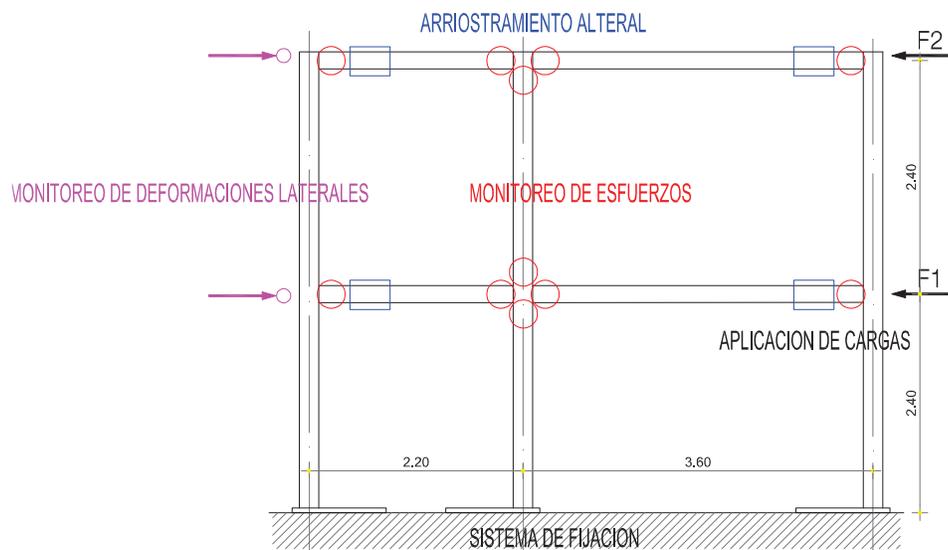
Por último y no menos importante se debe considerar un sistema alternativo de monitoreo de deformaciones y efectos. La colocación de una plomada y una escala visual son de mucha ayuda para tal propósito así como también el uso de una pasta de cal aplicada en el área de las conexiones o nudos expuestos a rotaciones. De esta manera se puede comparar con los resultados obtenidos mediante el sistema de adquisición de datos y descartar la descalibración del mismo. La pasta de cal por su lado sirve para observar deformaciones locales resultado de esfuerzos en la superficie de las secciones y el inicio de los agrietamientos.

FIGURA 5.1 CONFIGURACION INICIAL DEL SISTEMA DE CARGAS LATERALES



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 5.2 CONFIGURACION DEL ENSAYO EXPERIMENTAL



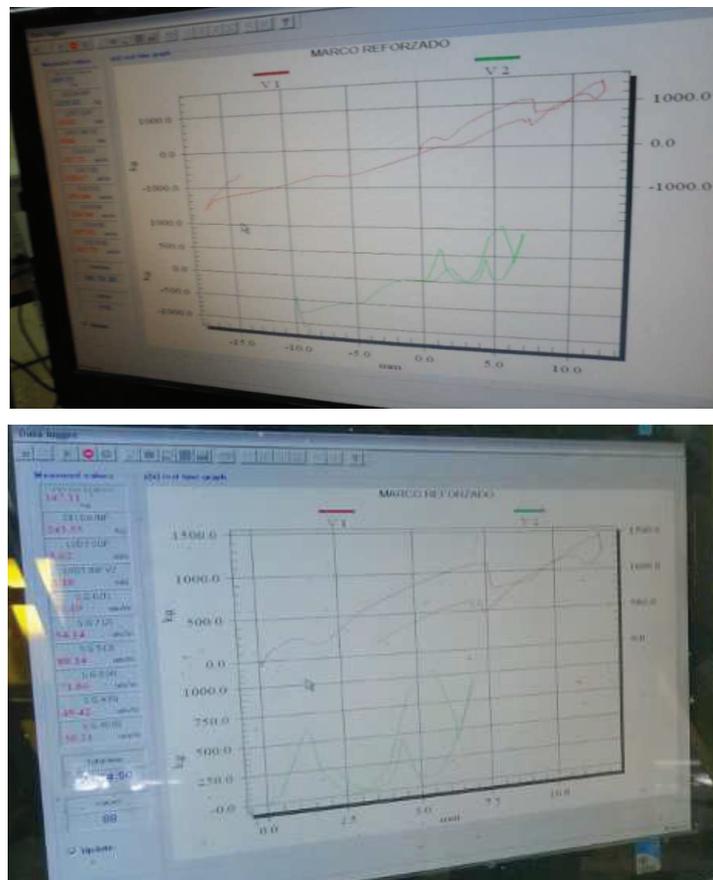
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5.1. CALIBRACION

5.1.1. INCORRECTA APLICACIÓN DE CARGAS

En el intento de calibrar el sistema de aplicación de cargas previo a la experimentación oficial, se toma en cuenta que la aplicación simultánea de dos fuerzas más allá de la teoría, se antoja complicado pues se debe considerar la superposición de efectos y la oposición al desplazamiento que cada cilindro presenta cuando el otro actúa sobre el pórtico.

FIGURA 5.3 VARIACION DEL MONITOREO DE CARGA VS DEFORMACION DE LA PROBETA BAJO APLICACIÓN SIMULTANEA DE CARGAS

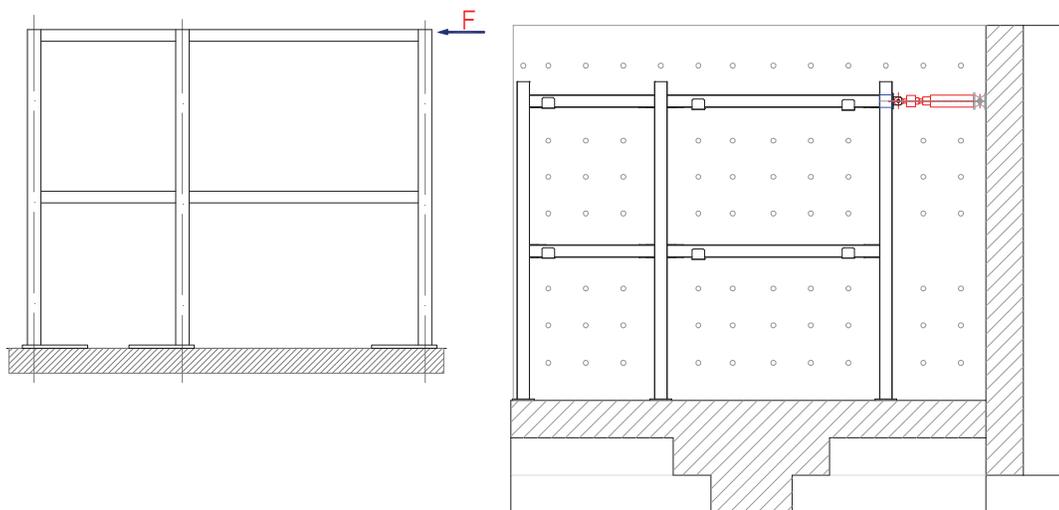


En la figura 5.3 podemos apreciar la progresión de la carga en función de la deformación de la probeta, obtenida bajo la aplicación de las fuerzas V1 y V2 como se planteó al inicio, pero claramente se puede observar que en el instante preciso que un cilindro de carga actúa, el otro frena la deformación del conjunto y viceversa.

5.1.2. IDEALIZACION SIMPLIFICADA DE APLICACIÓN DE CARGAS

Se procede bien a simplificar el modelo de manera que la aplicación de la carga se reduce a un punto solamente y el control de los efectos se limita a los desplazamientos producidos y a la variación de esfuerzos en las zonas de interés.

FIGURA 5.4 MODELO SIMPLIFICADO DE CARGAS



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 5.5 CARGA PUNTUAL ÚNICA

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5.2. ENSAYO DE PROBETA 1

5.2.1. DESCRIPCION

La primera probeta a ensayar consiste de un marco construido con secciones de acero conformado en frio, para ser específico y como se indica en el capítulo 3 del presente documento, se utiliza dos secciones tipo G en contacto frente con frente cuya disposición forma una sección cerrada (encajonada). Este marco difiere de la segunda probeta por la ausencia de refuerzos en las zonas donde ocurre la

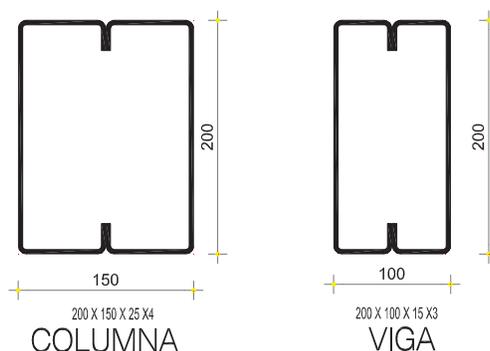
conexión viga columna, es decir, es construido de la manera más convencional, emulando de esta forma las prácticas constructivas de nuestro medio.

Las dimensiones en cuanto a la separación de ejes y altura de entrepiso son obviamente las mismas en ambas probetas por motivos de comparación, dichas dimensiones se describen en el capítulo 3 y 4 del presente documento.

Las secciones usadas son las siguientes:

- **VIGAS:** 2 Correas G 200x50x15x3.
- **COLUMNAS:** 2 Correas G 200x75x25x4.
- **Elemento de aportación:** Electrodo AWS E60-11 E60-13.

FIGURA 5.6 SECCIONES VIGA Y COLUMNA

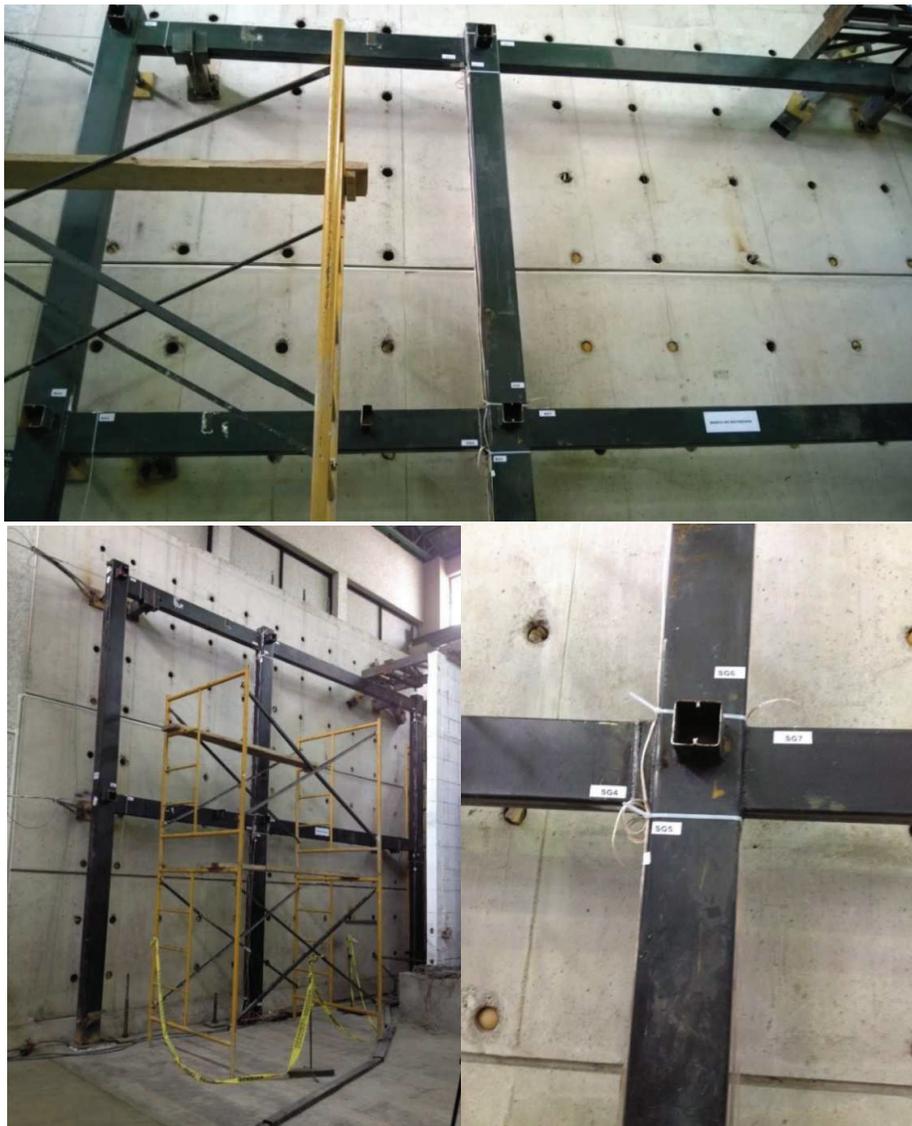


ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Una vez ensamblado el pórtico, fijado al piso de reacción y ajustado en su alineación vertical y horizontal, se colocan los arriostramientos laterales a fin de evitar deformaciones fuera del plano de aplicación de cargas, posteriormente se colocan los sensores de deformación unitaria en los puntos de interés, de igual manera los transductores de desplazamiento y transductores de carga.

Ya instalado el gato hidráulico se conecta a una bomba (ENERPAC modelo PEM 5410W) encargada de aplicar las cargas cíclica y progresivamente.

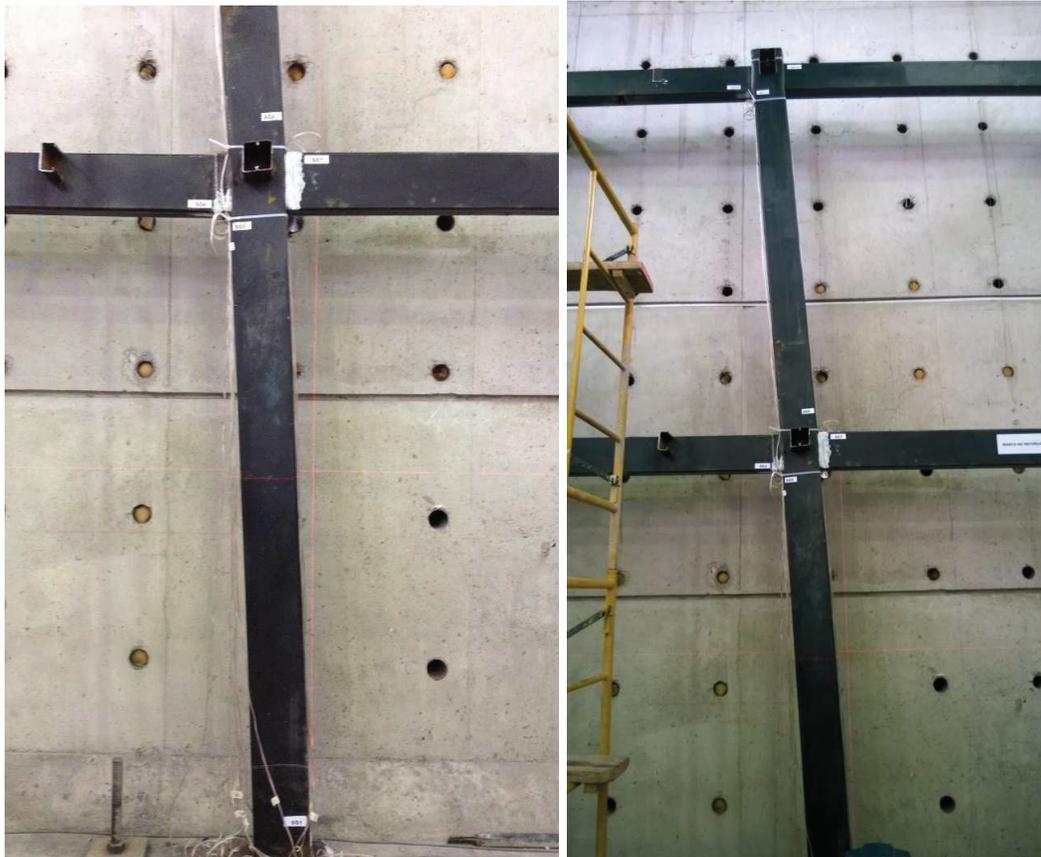
FIGURA 5.7 MARCO NO REFORZADO, INSTRUMENTADO



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 5.8 MARCO NO REFORZADO DEFORMADO

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

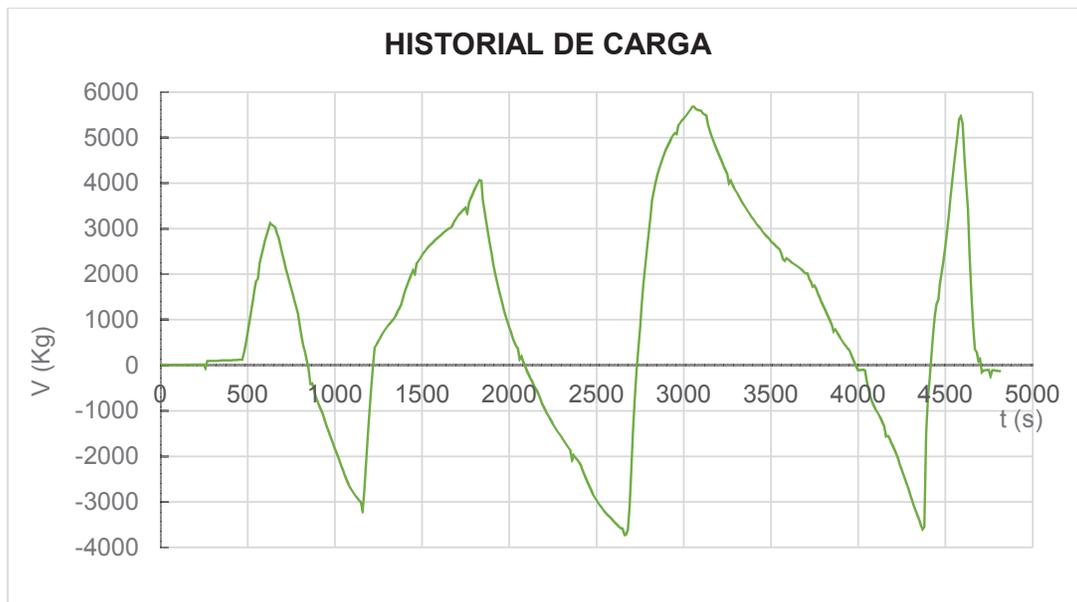
FIGURA 5.9 ELEMENTOS DEFORMADOS

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5.2.2. CICLOS DE CARGA

Los ciclos de cargas aplicadas a las probetas se los aplica de una manera progresiva de tal forma que se pueda registrar todos los síntomas del comportamiento dinámico del pórtico, tales como; tipo de fallas, fisuras, deformaciones. En la figura 5.11 se puede observar los ciclos de carga aplicados a la probeta 1 donde se observará el incremento de la deformación en función de la carga, tendencia definida en dos rangos; elástico e inelástico.

FIGURA 5.10 HISTORIAL DE CARGA



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 5.11 CICLOS DE CARGA PROBETA 1

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5.2.3. AGOTAMIENTO DE LAS SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA

El agotamiento de las secciones en esta probeta específica, sucede obedeciendo el mismo patrón para todos los casos; estrangulamiento de la sección de la columna sin restricción de deformación alguna. Una fuerza de aplastamiento por sobre el eje neutro y una de tracción por debajo o viceversa, deformando la conexión, y detonando la inestabilidad de la estructura por la falla local en la columna.

FIGURA 5.12 FALLA TÍPICA DE LA CONEXIÓN

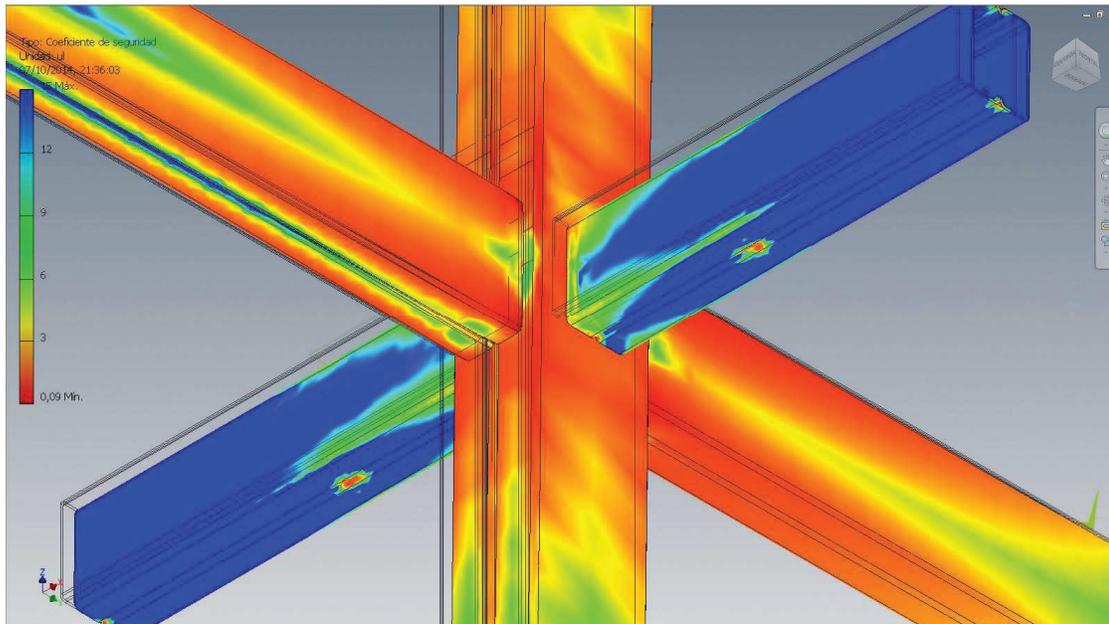
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5.2.4. ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXIÓN

Al tratarse de una sección compuesta con dos perfiles de acero conformado en frío fue necesario buscar una simulación lo más aproximada posible, que se ajuste a las condiciones existentes, por esta razón se consideró el uso de un software especial, cuyas características lo convierten en idóneo para el caso.

Autodesk inventor® utiliza el análisis de elementos finitos para la simulación de efectos de cargas sobre un modelo específico. Mediante un mallado se divide el sólido en elementos más pequeños llamados nodos y luego de un pos-procesamiento realiza un mapa de esfuerzos en una escala cualitativa y cuantitativa. La precisión de este análisis depende directamente de la cantidad de subelementos en los que se ha dividido el modelo.

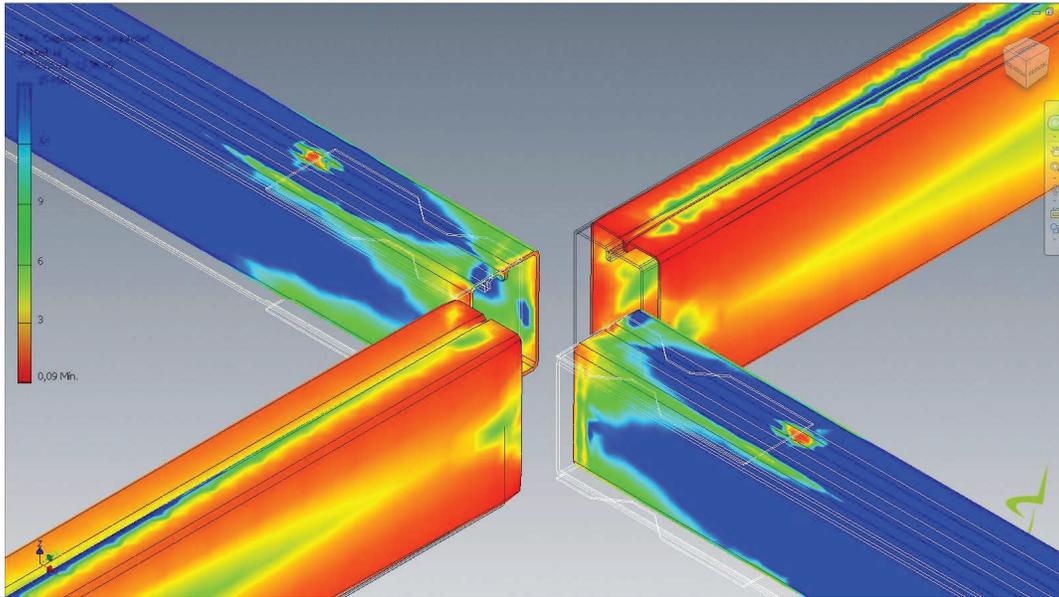
FIGURA 5.13 ESFUERZOS ANTE LA APLICACION DE CARGA LATERAL



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

El proceso de simulación dinámica involucra cuatro aspectos importantes:

1. Idealización: Generación y simplificación de la geometría, modelo de la estructura lo más aproximado a la realidad (secciones, dobleces, soldadura continua o parcial), y configuración de la simulación.
2. Condiciones de contorno: Aplicar restricciones y cargas externas que actúan sobre el elemento en estudio.
3. Simulación y análisis: Analizar los resultados además de la convergencia de los mismos.

FIGURA 5.14 ZONAS ESFORZADAS

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

OBSERVACIONES:

1. A pesar de que la carga simulada es exclusivamente lateral, se puede apreciar que la conexión en el tramo de la columna tiene mucha participación en la resistencia del momento que llega desde la viga, efecto que se disipa en el eje vertical mientras se aleja del nudo en ambos sentidos.
2. Las zonas mayormente esforzadas de las vigas son las franjas del dobléz de la sección en el límite entre el patín y el alma, es decir; las fibras más distantes del eje neutro, como es de suponerse ya que los momentos máximos ante carga lateral y en ausencia de carga gravitacional ocurren en los nudos.
3. La franja donde ocurre la unión de las secciones G por medio de soldadura está ligeramente menos esforzada a pesar de encontrarse en la fibra extrema de la viga, esto se puede explicar porque el cordón de soldadura forma un solo espesor con los dos labios rigidizadores en contacto por lo tanto representa un punto de área concentrada que canaliza los esfuerzos de mejor manera.

4. Las vigas secundarias que llegan a la conexión supuestamente no participan del efecto de las cargas por no estar en la misma dirección de estas últimas, pero juegan un papel importante como arriostramiento lateral y como rigidizador de la zona de panel, esta última característica importante para contrarrestar los efectos del cortante.

5.3. ENSAYO DE PROBETA 2

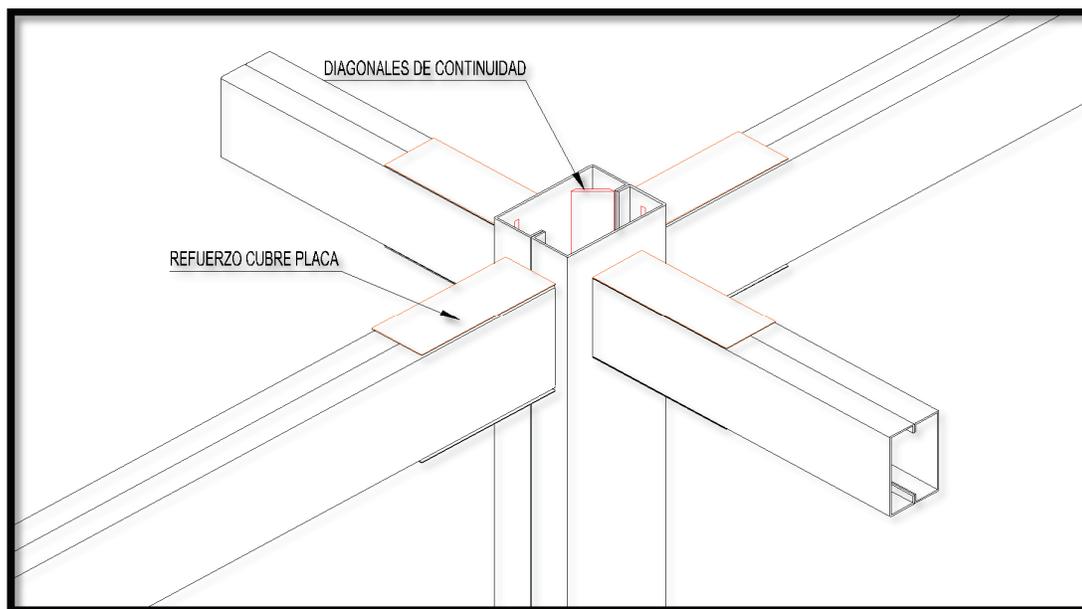
5.3.1. DESCRIPCION

La segunda probeta difiere de la primera por la presencia de refuerzos en las zonas de conexión entre viga y columna, tal como se explicó en el capítulo 4.

Las dimensiones en cuanto a la separación de ejes y altura de entrepiso son obviamente las mismas en ambas probetas por motivos de comparación.

Los refuerzos colocados son los siguientes:

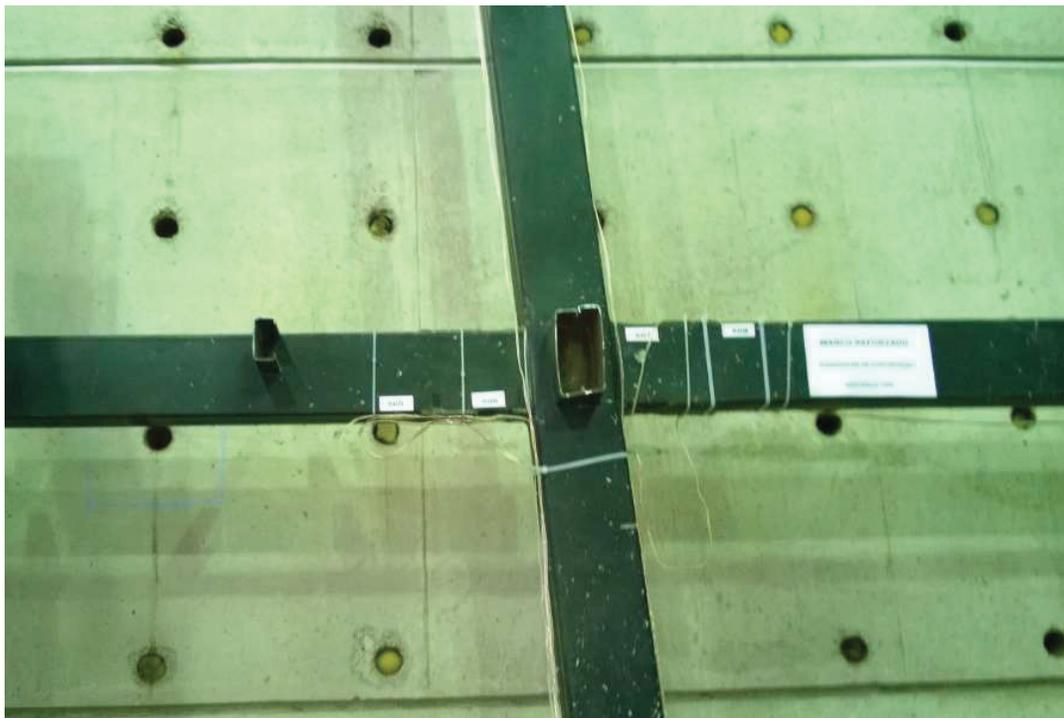
- Refuerzo cubre placa
- Diagonales de continuidad

FIGURA 5.15 CONEXION REFORZADA

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 5.16 PROBETA 2 DEFORMADA

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

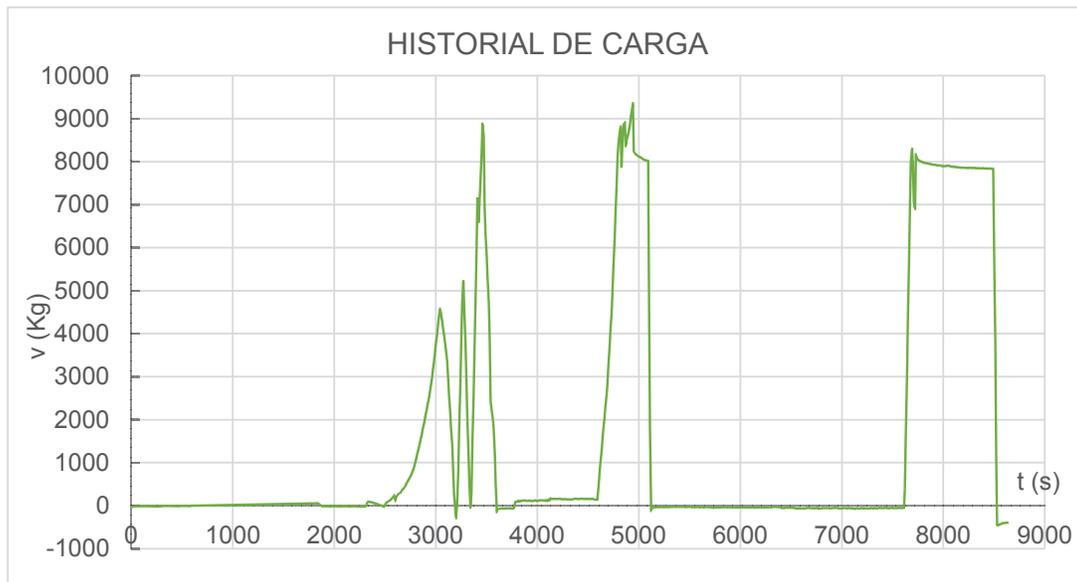
FIGURA 5.16 CONTINUACIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5.3.2. CICLOS DE CARGA

Los ciclos de cargas aplicadas a las probetas se los realiza de una manera progresiva de tal forma que se pueda registrar todos los síntomas del comportamiento dinámico del pórtico, tales como; tipo de fallas, fisuras, deformaciones. En la figura 5.18 se puede observar los ciclos de carga aplicados a la probeta 2 donde podemos ver el incremento de la deformación en función de la carga, tendencia definida en dos rangos; elástico e inelástico.

Como se puede apreciar en la gráfica el ciclo de carga es monótono no reversible, se lo ha configurado de la siguiente manera a fin de aprovechar al máximo la capacidad de deformación del embolo y de monitoreo de los LVDT, como un ajuste al ensayo previo en el que las deformaciones alcanzaron un valor alto en comparación con las estimaciones.

FIGURA 5.17 HISTORIAL DE CARGA (P2)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 5.18 CICLOS DE CARGA (PROBETA 2)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5.3.3. AGOTAMIENTO DE LAS SECCIONES Y UBICACIÓN DE LA FALLA

El agotamiento de las secciones en esta probeta, obedece el mismo patrón que la estructura sin reforzamiento P1, pero la diferencia sustancial es que las conexiones se rigidizan parcialmente considerando el nivel de cargas y deformaciones que se alcanzan con la probeta P2. El estrangulamiento de la sección de la columna sucede en menor proporción debido principalmente a la participación de las diagonales de continuidad. Una fuerza de aplastamiento por sobre el eje neutro y una de tracción por debajo o viceversa, deforman la conexión en menor proporción en relación a P1, pero se alcanza una rigidez global superior que permite un comportamiento estructural mejorado. Las diagonales de continuidad se esfuerzan hasta el límite de la fractura demostrando el nivel de tensión de las mismas y el aporte a la rigidez de la conexión que antes debía soportar esas fuerzas internas con la geometría de la sección únicamente.

5.3.3.1. Conexión externa, punto de aplicación de la carga

El pandeo de la cara menor de la columna y la restricción de deformación en los lados mayores induce compresión en los refuerzos diagonales, efecto pandeo local sin fractura del cordón.

FIGURA 5.19 COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN EXTERIOR (PUNTO DE CARGA)



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

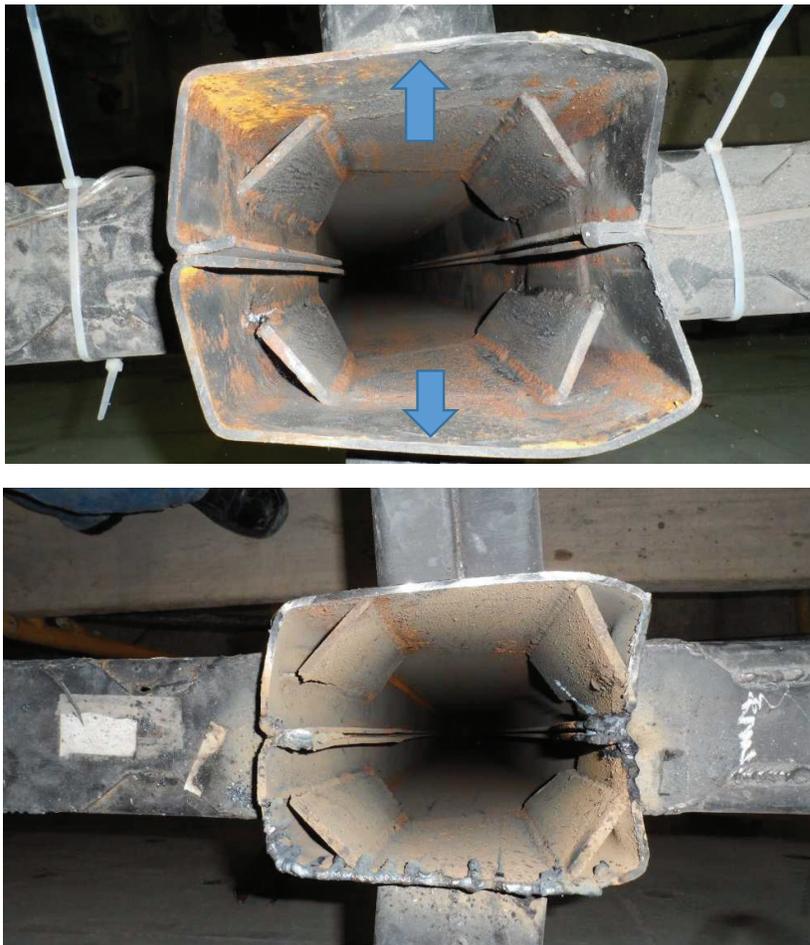
Las rotaciones vienen acompañadas de aplastamiento y tracción, debajo y sobre el eje neutro, la viga reforzada se rigidiza considerablemente y no disipa energía mediante deformación. El aplastamiento viene acompañado de pandeo local en la columna restringido a su vez por el arriostramiento (vigas transversales).

FIGURA 5.20 INICIO DEL AGRIETAMIENTO EN EL CORDON DE SOLDADURA

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5.3.3.2. Conexión interna

Las diagonales de continuidad no solo canalizan los efectos de las cargas sino que también mantienen la geometría de la sección y por lo tanto la rigidez de la misma al demorar la presencia de pandeo localizado. Pandeo local de las paredes de la sección (lado mayor de la columna) producen la tensión del refuerzo diagonal hasta el límite de falla en el cordón de soldadura.

FIGURA 5.21 CONEXIÓN INTERNA

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 5.22 FRACTURA EN LA SOLDADURA

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Fractura de los tensores diagonales ante el pandeo no restringido de la cara mayor de la columna.

FIGURA 5.23 ROTACIÓN DE LA ZONA DE PANEL

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Rotación de la zona de panel, en este caso se aprecia que la viga que llega a la conexión en la dirección perpendicular actúa como rigidizador de la zona de panel además de ser arriostramiento.

5.3.3.3. Conexión externa no impedida de deformación

En comparación con la conexión externa 5.2.3.1, los resultados en esta conexión difieren por la libertad de deformación y la ausencia restricciones de desplazamiento en todas las direcciones, lo cual viene acompañada con desplazamiento y mínimas deformaciones locales. El aplastamiento y tracción en la cara de la columna en contacto con la viga se produce por la rotación del conjunto, pero la capacidad del cordón de soldadura es suficiente para soportar dichas deformaciones.

FIGURA 5.24 CONEXIÓN EXTERNA



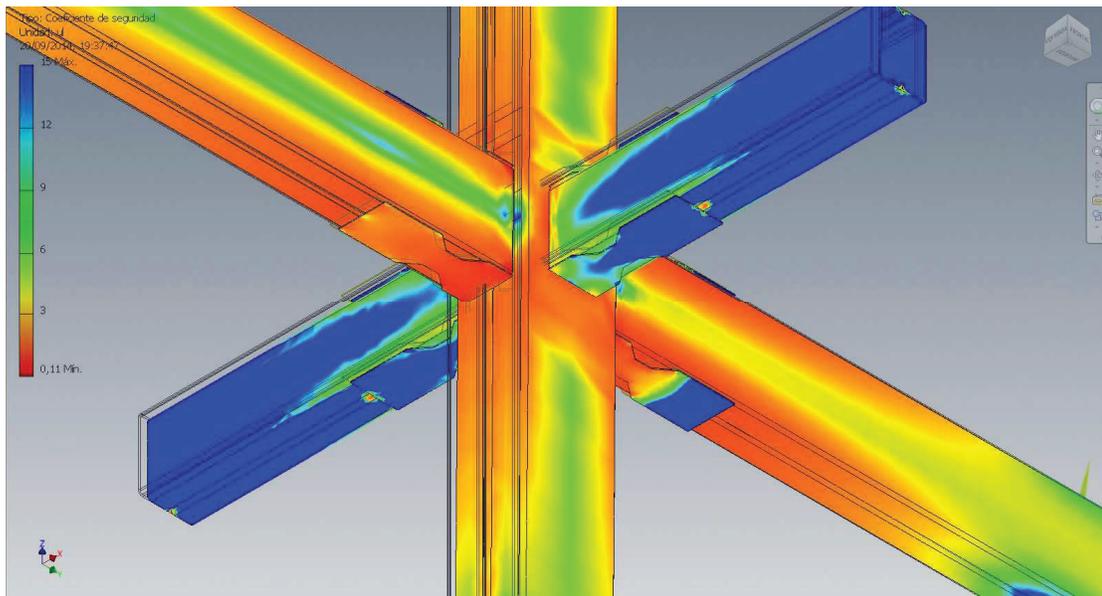
FIGURA 5.24 CONTINUACIÓN

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5.3.4. ANALISIS DE ELEMENTOS FINITOS DE LA CONEXION

Como se había explicado en la descripción del análisis de elementos finitos de la estructura no reforzada 5.2.4. (PROBETA 1), y con la finalidad de tener un parámetro comparativo, se realiza en el programa INVENTOR® el análisis del modelo matemático de la misma estructura pero incluyendo el reforzamiento de las conexiones (Probeta 2).

El resultado de este análisis es de gran utilidad ya que nos clarifica de una manera cuantitativa y cualitativa los efectos de la carga sobre la conexión y la participación de los refuerzos para contrarrestar dichos efectos.

FIGURA 5.25 CONEXIÓN REFORZADA (A)

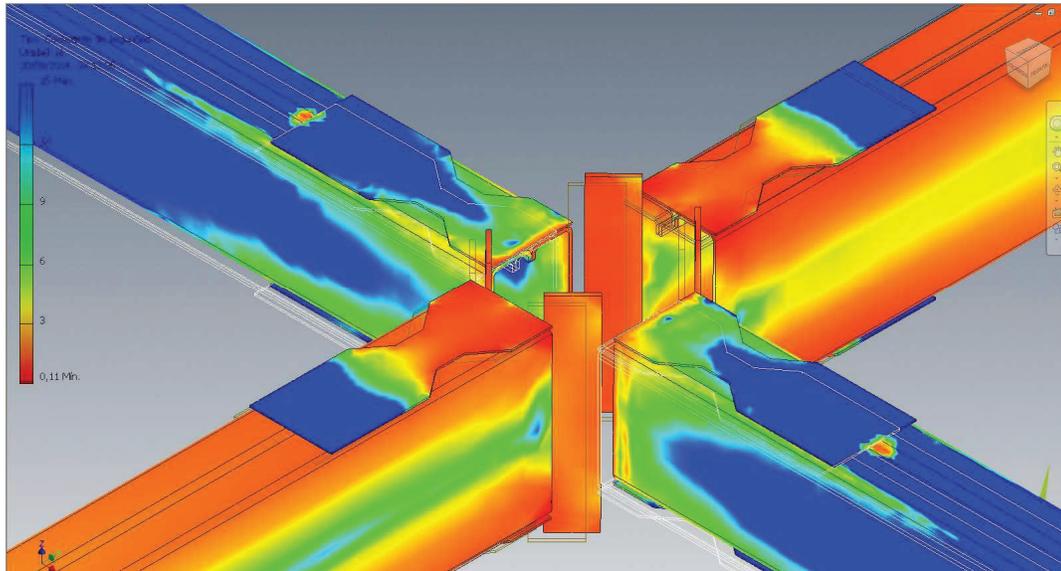
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

OBSERVACIONES:

1. En comparación con la probeta 1, y bajo un mismo nivel de cargas, se puede ver claramente que los refuerzos internos de la columna en la conexión “diagonales de continuidad” participan en la canalización de los esfuerzos, liberando a la sección de la columna de un sobre esforzamiento y canalizando parcialmente los efectos de una viga a otra.
2. Las zonas mayormente esforzadas de las vigas siguen siendo los patines aunque de una manera más uniforme en comparación con la probeta 1 (P1).
3. De la imagen también se puede apreciar la participación de los refuerzos tipo Cubre Placa, los cuales y de una manera muy marcada están esforzados en toda su longitud y de manera más pronunciada en el lado adyacente a la columna.
4. De igual manera que en la probeta (P1), las vigas secundarias que llegan a la conexión no participan del efecto de las cargas por no estar en la misma dirección de estas últimas, pero juegan un papel importante como arriostamiento lateral y rigidizador de la zona de panel, esta última

característica importante para contrarrestar los efectos del cortante. Se puede observar que el efecto de torsión inducido se canaliza a través del refuerzo cubre placa y de los bordes rigidizados de la sección de la viga.

FIGURA 5.26 CONEXIÓN REFORZADA (B)



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

5. De la figura 5.26 (B) se aprecia que los refuerzos internos de la columna “diagonales de continuidad” están esforzados en toda su longitud, siendo levemente mayor en los extremos lo cual explica la fractura de la soldadura producto de la tensión en el modelo experimental. Figura 5.19

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez tabulados los resultados experimentales para las dos probetas es necesario establecer un sistema comparativo de datos en el que se pueda identificar claramente las diferencias entre los modelos teóricos MT1, MT2 y los modelos experimentales P1 y P2.

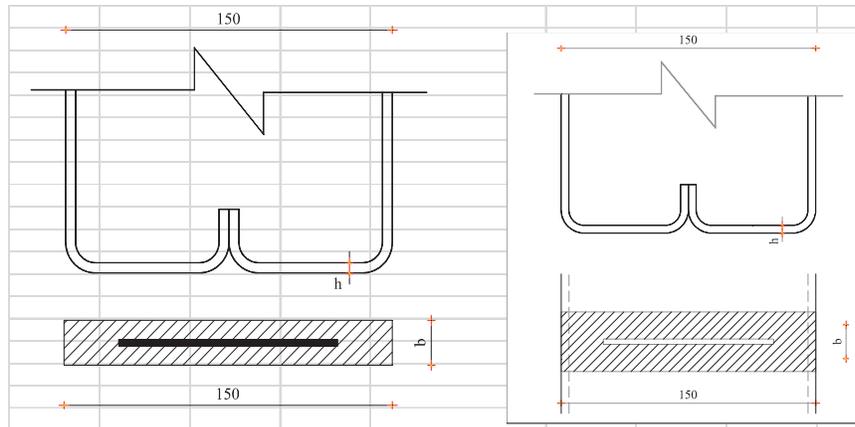
Es importante que las condiciones tanto de apoyo, de carga y de monitoreo de datos sean las mismas o muy similares para todos los casos (experimentales).

Es aconsejable que los resultados obtenidos se revisen delicadamente en cuanto a su interpretación, para no confundir los parámetros que determinan los rangos de comportamiento dinámico en cada modelo.

En teoría y por el planteamiento del problema es de esperarse que el comportamiento estructural de la probeta P2 mejore en relación a P1 ya que la conexión se rigidiza parcialmente.

6.1. JUSTIFICACION DE LA IMPOSIBILIDAD DE TRANSMISION DE MOMENTOS

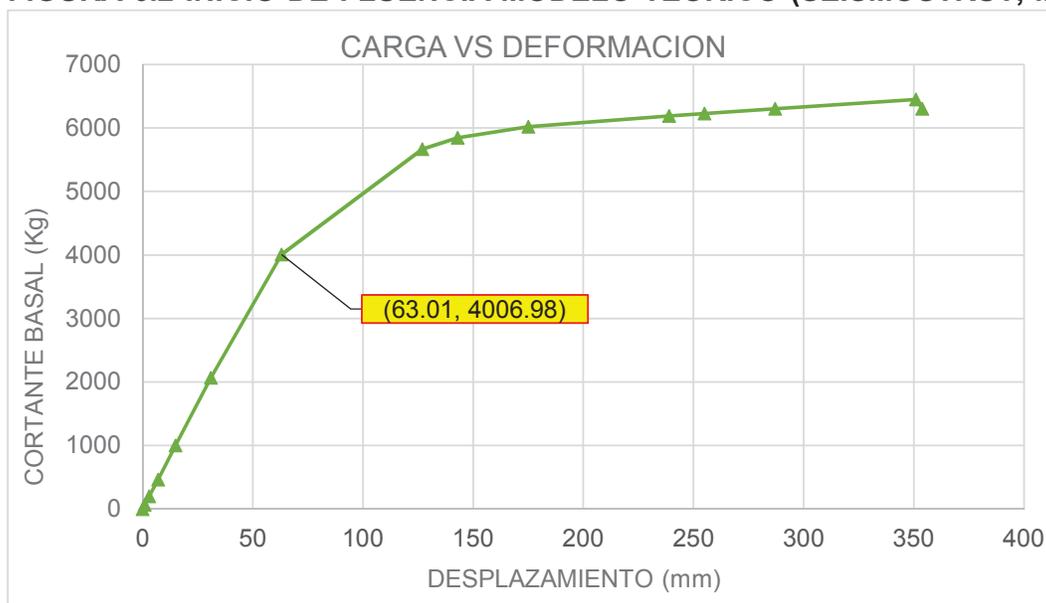
Ante una carga de plastificación los patines de la viga ejercen una fuerza de tensión-compresión sobre la cara de la columna en un área específica, esta fuerza induce esfuerzos que excede la capacidad admisible y que no pueden ser absorbidos por la sección de la columna como tal. Por lo tanto se produce una deformación local y el nudo se vuelve parcialmente flexible.



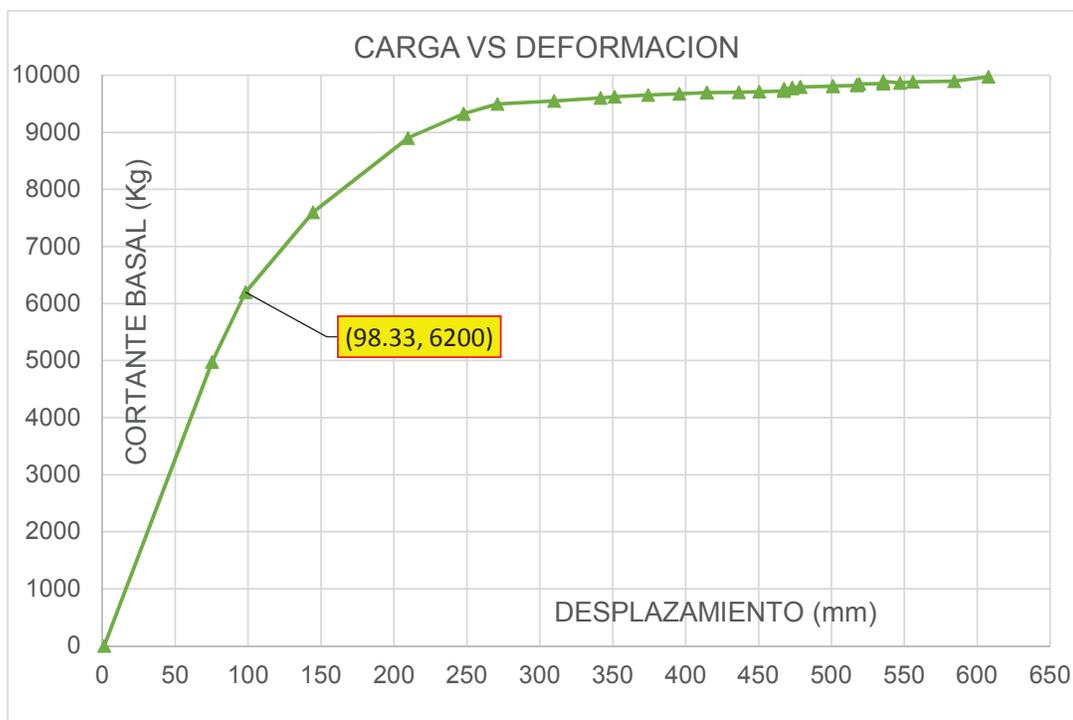
$I = \frac{10\text{cm} \cdot 0.4^3 \text{cm}^3}{12} = 0.0533\text{cm}^4$				
$\sigma = \frac{M \cdot y}{I}$	$y = \text{Distancia de eje neutro a la fibra más comprimida}$			
$\sigma = \frac{0.135 \cdot 10^5 \text{kg} \cdot \text{cm} \cdot 0.2\text{cm}}{0.0533\text{cm}^4} = 50656.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$				
$\sigma > F_y \quad 50626.66 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 2540 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$				
Es imposible transmitir tal nivel de esfuerzos a través de una sección convencional (discontinua)				
Por lo tanto se concluye que los nudos son parcialmente flexibles				

6.2. ANALISIS DE CARGA VS DEFORMACIÓN

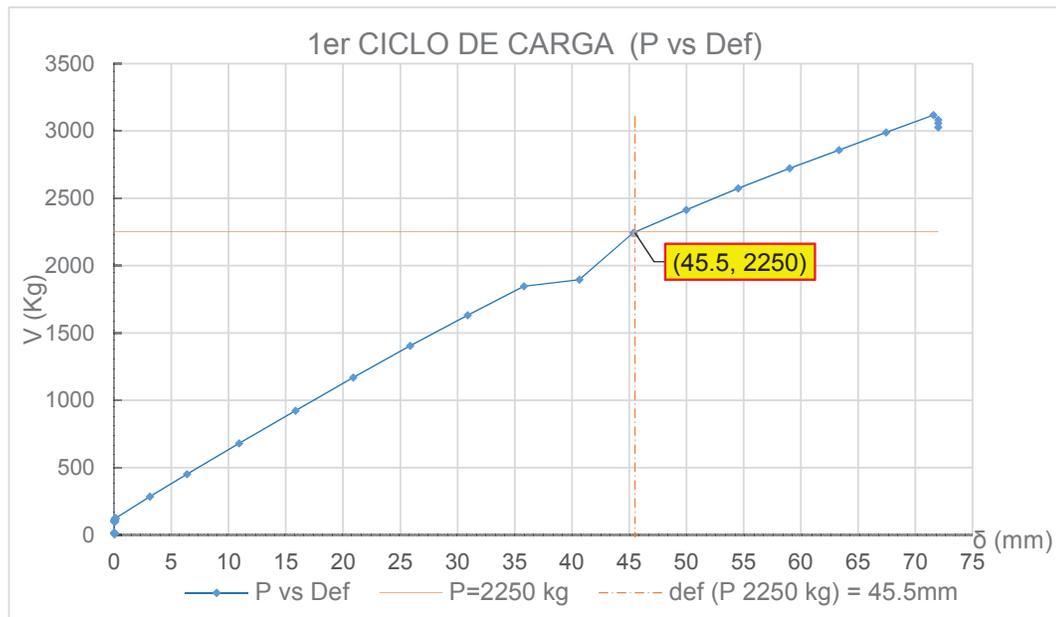
Este esquema es una respuesta de la aplicación de la carga sobre el mecanismo estructural en un punto dado, las deformaciones son directamente proporcionales a las cargas, marcando claramente dos tramos de tendencia; lineal e inelástico. En las figuras 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4 se indican los puntos de inicio de fluencia para los modelos teóricos MT1 y MT2, probeta 1 y probeta 2 respectivamente.

FIGURA 6.2 INICIO DE FLUENCIA MODELO TEÓRICO (SEISMOSTRUT, MT1)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 6.3 INICIO DE FLUENCIA MODELO TEORICO REFORZADO (MT2)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 6.4: INICIO DE FLUENCIA PROBETA 1 (P1)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 6.5 CARGA DEFORMACION PROBETA 2 (P2)

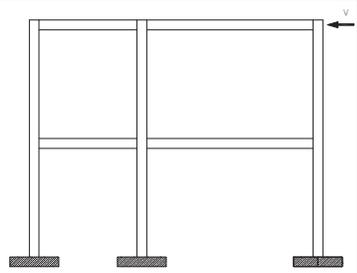
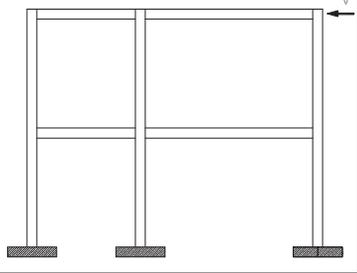
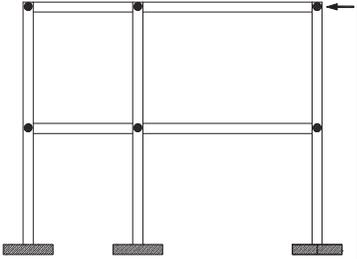
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

6.2.1. ANALISIS COMPARATIVO DE RIGIDEZ EN NUDOS.

La probeta 1 (marco no reforzado) y la probeta 2 (marco reforzado) pueden tener un modelo matemático de predicción cuya principal diferencia se basa en la asignación de rigideces concentradas en las zonas de conexión, las cuales emulan la participación del reforzamiento.

En base a lo expuesto en el Cap 6.2 y con el objetivo de cotejar los resultados teóricos y experimentales de un mismo modelo, se propone un segundo modelo teórico con la diferencia sustancial de presentar nudos flexibles tal como se indican en la figura 6.5 y se grafican las curvas de los tres modelos; teórico (nudos rígidos), experimental P1, y teórico (nudos flexibles).

FIGURA 6.6 DEFORMACION EN EL RANGO ELASTICO DE LA PROBETA 1

	CARGA P = 2.25 Tn	δ (mm)
NUDOS RIGIDOS (MT1)		34.01
EXPERIMENTAL (P1)		45.50
NUDOS FLEXIBLES (MT1 modif)		76.38

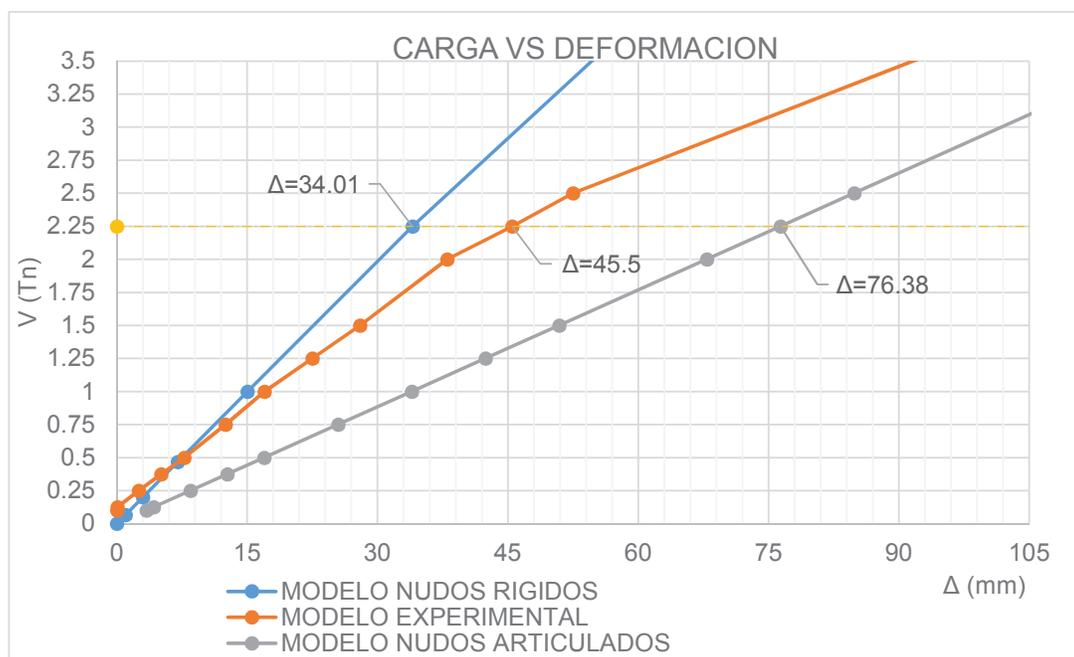
ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Es de esperarse que la deformación de un modelo experimental, este dentro de un rango cuyos límites sean MT1 y MT1 (modif), siendo MT1 el modelo ideal con nudos rígidos y MT1 (modif) el modelo con nudos flexibles.

$$\Delta_{MT1} < \Delta_{P1} < \Delta_{MT1} \text{ (modif)}$$

Queda demostrado que los nudos del modelo real corresponden a una clasificación semirrígida o de rigidez parcial.

FIGURA 6.7 ANALISIS DE DEFORMACIONES MODELOS TEORICOS-EXPERIMENTAL DE LA PROBETA 1



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

En la figura 6.6 podemos visualizar el nivel de rigidez del modelo experimental que efectivamente se idealiza como un valor intermedio entre un modelo de nudos rígidos y otro de nudos flexibles MT1 y MT1 (modif).

6.3. INERCIA EFECTIVA

Los transductores de desplazamiento LVDT miden las deflexiones instantáneas las cuales son consecuencia directa de la aplicación de las cargas y la rigidez de las secciones transversales sobre una geometría específica.

En un modelo definido con secciones standard se puede calcular las deformaciones conociendo la geometría, las rigideces y las cargas. En un proceso inverso se puede partir de las deformaciones para un punto representativo del rango lineal y relacionarlas con la rigidez (EI) real del conjunto.

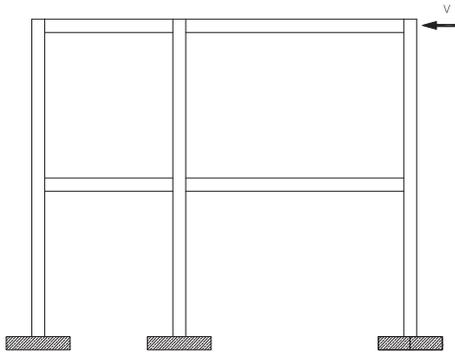
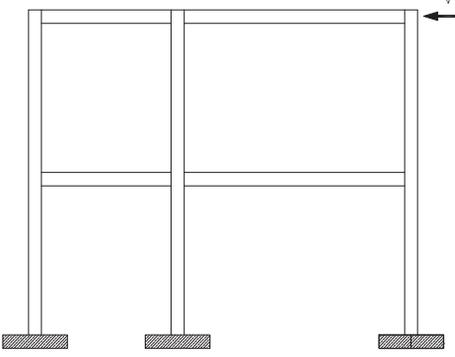
Siendo el material y las cargas una constante tanto en el modelo como en la probeta, la única variable por calibrar es la inercia, por lo tanto se la denomina inercia efectiva.

6.3.1. DEDUCCION DE FACTOR EQUIVALENTE

En base al concepto de inercia efectiva y con los datos de la figura 6.6 se puede establecer una relación entre el modelo de nudos rígidos y el modelo experimental.

El parámetro a relacionar es el desplazamiento de la estructura para un punto que representa el límite del rango elástico en el modelo experimental. $d_{y \text{ exp}}=45.5 \text{ mm}$ y $d_{y \text{ teórico}}=34.01 \text{ mm}$, por lo tanto $d_{y \text{ teórico}}/ d_{y \text{ exp}}=0.764$, Siendo este el factor por el que debe afectarse a la rigidez teórica para obtener desplazamientos equivalentes.

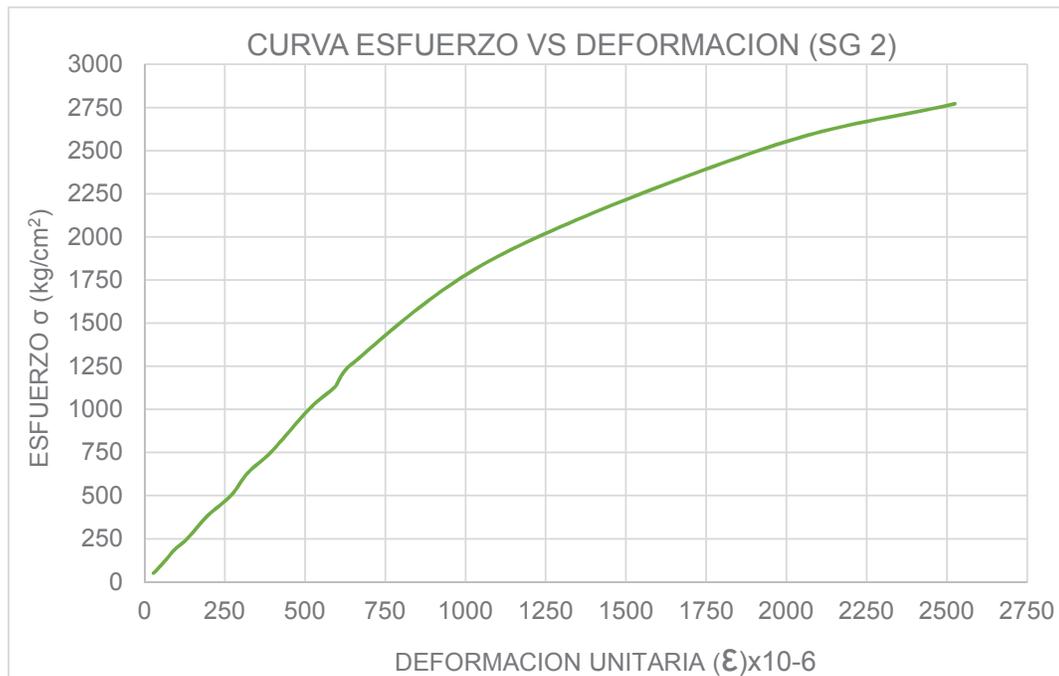
FIGURA 6.8 INERCIA EFECTIVA

CARGA $P = 2.25 Tn$		δ (mm)
MODELO NUDO RIGIDOS $i_{ef} = 76.38\%$		46,35
EXPERIMENTAL		45,50

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

6.4. ANALISIS DE ESFUERZO DEFORMACION

Es necesario descomponer los diagramas de Carga (V , Corte Basal) vs desplazamientos en el punto más alto de la estructura en diagramas de esfuerzo vs deformación por unidad de longitud (ϵ), para lo cual se debe transformar la carga en sollicitación (función del tipo de carga y ubicación de la misma, así como de la geometría de la estructura) y a su vez transformado en esfuerzo para el punto de análisis y por otro lado la deformación unitaria, lectura directa de los sensores de deformación unitaria para el punto en cuestión.

FIGURA 6.9 CURVA ESFUERZO DEFORMACION PROBETA 1

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

6.5. ANALISIS DE LA RIGIDEZ

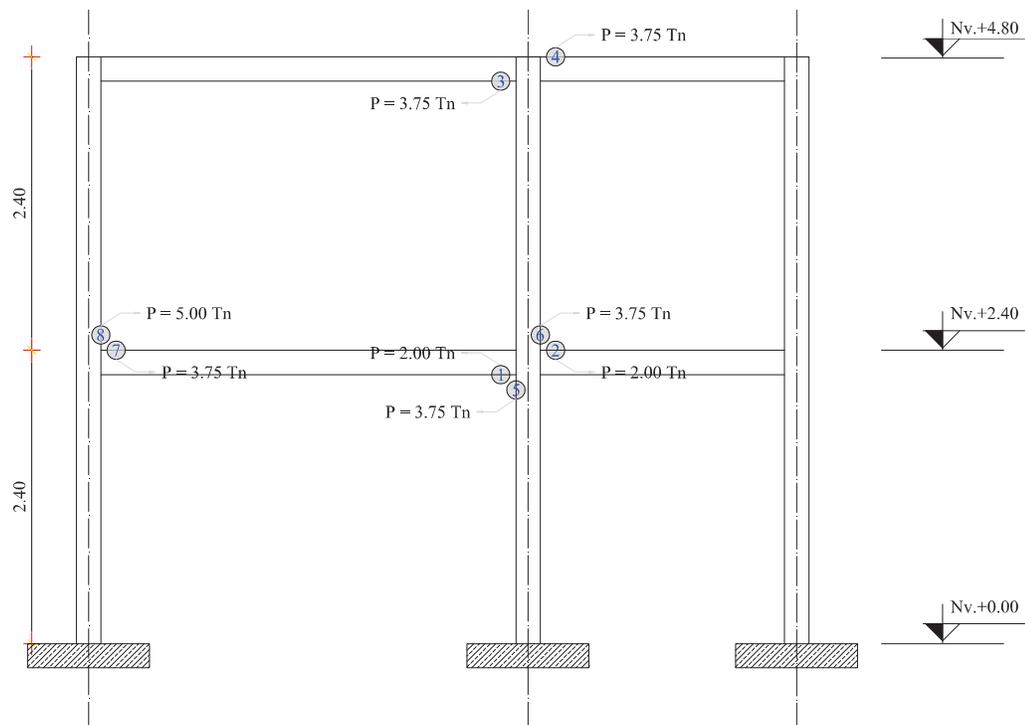
Si bien en el modelo teórico las conexiones se idealizaron rígidas en base a la capacidad de las secciones y a su configuración, en la experimentación se corroboró que no es del todo cierto, las fallas locales por aplastamiento y tensión detonan la inestabilidad de la conexión, traduciéndose como pérdida de capacidad de transmisión de momentos.

Los resultados obtenidos difieren relativamente con los datos de predicción y es necesario aclarar que la resistencia es consecuencia directa de las solicitaciones y la rigidez por su parte depende de las propiedades; secciones y material.

6.6. SECUENCIA DE INICIO DE FLUENCIA

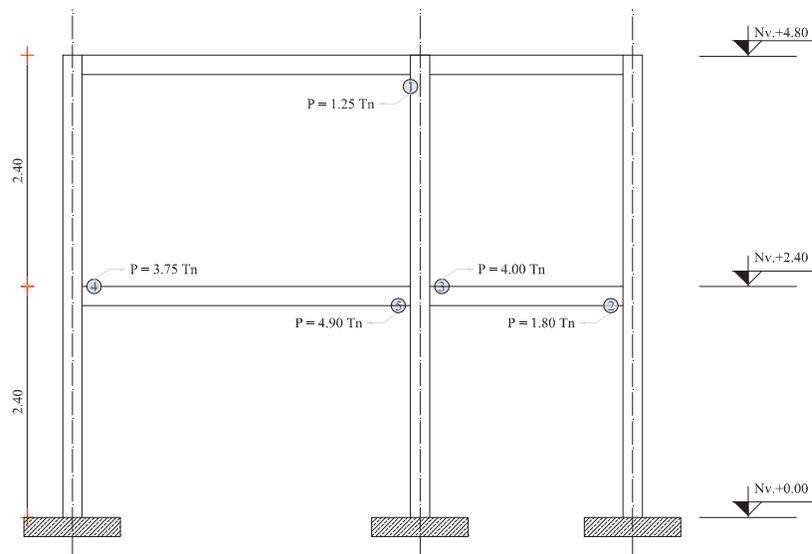
La finalidad de los modelos teóricos es predecir el comportamiento de los modelos experimentales con la premisa de calibrar las predicciones y justificar las diferencias para futuros ensayos. En base a este concepto el reforzamiento de las conexiones pretende que la formación de puntos en fluencia se presenten en las vigas (a una distancia de la conexión) y posteriormente en las columnas, de acuerdo a la filosofía de desempeño sísmico. La formación de rótulas plásticas comienza en las vigas y posteriormente en la base de las columnas; por consiguiente el sistema estructural que se analiza en esta investigación, se considera eficiente y disipa correctamente la energía sísmica.

FIGURA 6.10 SECUENCIA DE INICIO DE FLUENCIA

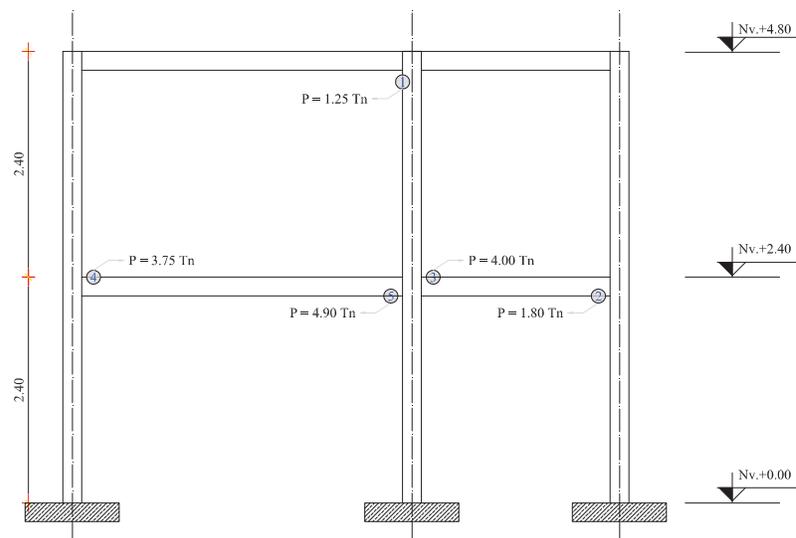


PUNTOS DE INICIO DE FLUENCIA MODELO TEORICO

FIGURA 6.10 CONTINUACIÓN



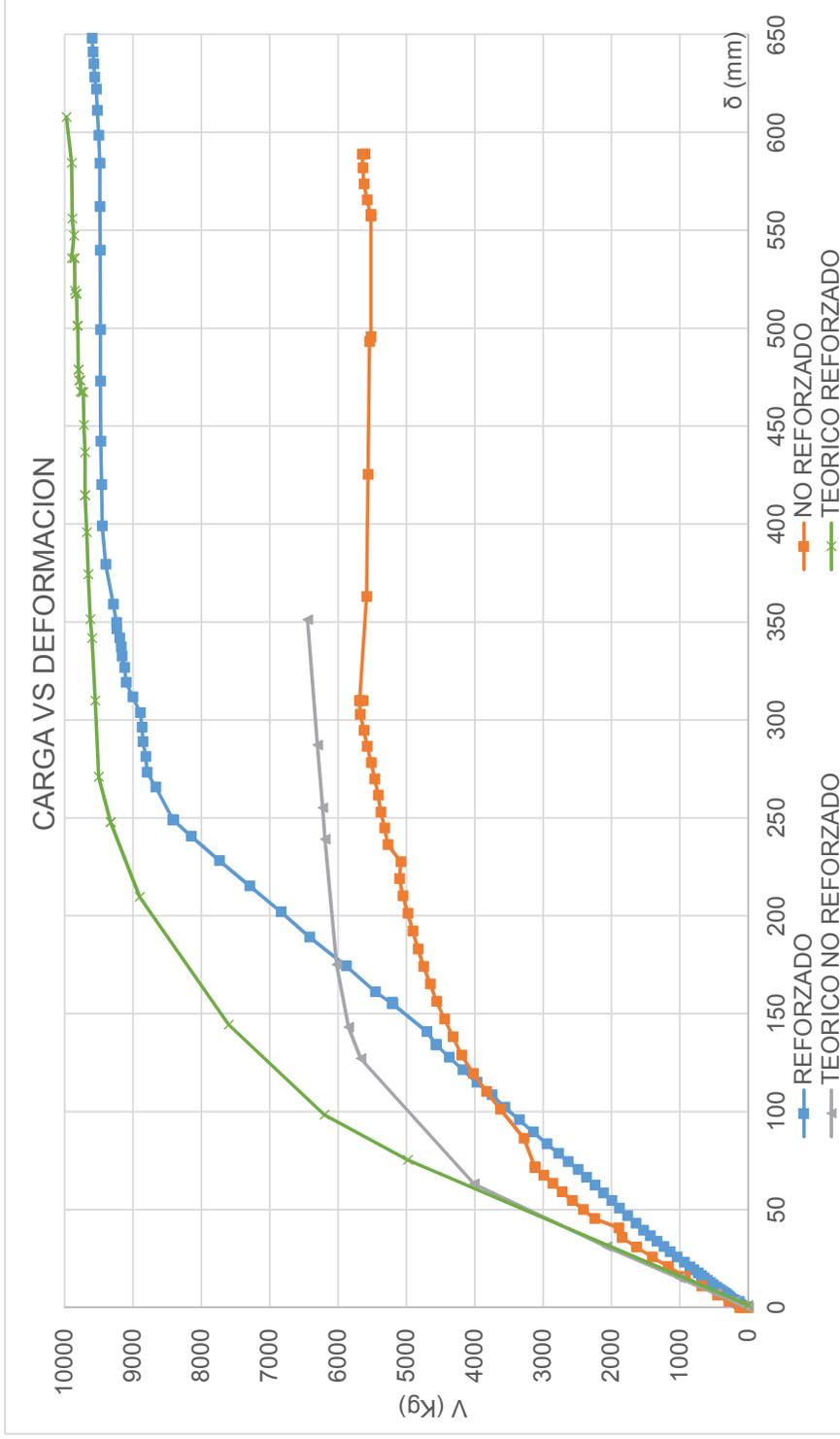
PUNTOS DE INICIO DE FLUENCIA MODELO EXPERIMENTAL (PROB. 1)



PUNTOS DE INICIO DE FLUENCIA MODELO EXPERIMENTAL (PROB. 2)

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

FIGURA 6.11 COMPARACION DE MODELOS TEORICO Y EXPERIMENTALES



ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

TABLA 6.1 COMPARACION DE MODELOS TEORICO Y EXPERIMENTALES

PARAMETRO	MODELO	EXPERIMENTAL		
		TEÓRICO	MODELO EXPERIMENTAL	MODELO EXPERIMENTAL
		MODELO NUDO SEMI-RIGIDOS	NO REFORZADO P1	CONEXIONES REFORZADAS P2
V_p		6450	5730	9650
V_y		4045	2250	8400
δ_p		351.42	580	650
δ_y		60	45.5	250
V_p / V_y		1.59	2.55	1.15
MRF		OMF	IMF	OMF
δ_p / δ_y		5.86	12.75	2.60

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

Donde:

V_p : Máxima carga monitoreada en el rango plástico.

V_y : Carga que produce la fluencia de la primera fibra de la sección.

δ_p : Deformación máxima monitoreada en el rango plástico.

δ_y : Deformación del conjunto al instante de la fluencia en la primera fibra.

MRF: Pórtico Resistente a Momento.

IMF: Pórtico Intermedio a Momento.

6.7. COMPARACION DE MODELOS TEÓRICO Y EXPERIMENTALES

Por lo expuesto en el capítulo 2 figura 2.4 se podría esperar que un aumento de la capacidad resistente venga acompañado por una disminución de la ductilidad al menos en lo que a material se refiere, la probeta 2 (reforzada) por su parte parece no verse afectada sustancialmente por este principio, pues el orden de magnitud de las deformaciones es aceptable aunque en menor escala en comparación con la probeta 1 (no reforzada) al menos hasta el rango de monitoreo permitido por el equipo de laboratorio.

Comparando ambas gráficas experimentales (P1-P2) podemos identificar claramente que las mesetas de plastificación entre una y otra gráfica tienen un valor

de carga que difiere uno del otro en un 69% en favor de la probeta reforzada, esto se traduce directamente como un aumento de capacidad resistente.

Por su parte el modelo de predicción teórico MT1 difiere de la predicción experimental P1 en la carga que inicia la plastificación, esto se puede atribuir a la falta de rigidez en las conexiones, propio de este tipo estructuras fabricados con elementos de acero conformado en frío. La diferencia entre las cargas que inician la plastificación es del orden del 77% (a favor del modelo de predicción teórica) pero con la particularidad que las curvas van convergiendo en la meseta de plastificación. Es decir alcanzan relativamente una capacidad resistente similar.

Bajo el concepto de que el esfuerzo es resultado de las solicitaciones y estas a su vez de las cargas, y que las deformaciones unitarias son proporcionales a los desplazamientos, entonces existe relación directa entre el diagrama (V vs Def) y (σ vs ϵ), por lo tanto es lógico decir que el módulo de elasticidad guarda relación con la pendiente de las curvas experimentales en el rango elástico. Se puede apreciar bajo este precepto que las pendientes de ambas curvas se superponen relativamente hasta que una de las curvas alcanza el punto de inicio de fluencia, por lo tanto y como es de suponer el módulo de elasticidad para ambos casos es el mismo.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

- El comportamiento estructural de perfiles laminados en frío se ve influenciado de manera determinante por los efectos del laminado en frío en el material, así como por el uso predominante de elementos esbeltos (espesores típicos de 0.4mm hasta 6.4mm). Sin embargo al tratarse de un tema de estudio experimental sin precedente específico, se asume como válidas las hipótesis señaladas como “disposiciones” en los códigos de diseño para estructuras de acero laminado en caliente, y se ajustarán a la situación de cada caso singular a fin de tener un punto de partida teórico-válido.
- El escoger una relación b/t que evite el pandeo local no garantiza ductilidad ni buen desempeño sísmico, debido al fenómeno de endurecimiento por deformación característico de los materiales a utilizar (conformados en frío).
- El agotamiento de las secciones en la probeta 1 (pórtico no reforzado), ocurre con el mismo patrón para todas sus conexiones; estrangulamiento de la sección de la columna sin restricción de deformación alguna. Una fuerza de aplastamiento por sobre el eje neutro y una de tracción por debajo o viceversa deforman la conexión, detonando la inestabilidad de la estructura por la falla localizada de la columna.
- El agotamiento de las secciones en la probeta 2 (pórtico reforzado), ocurre con el mismo patrón que la estructura sin reforzamiento P1, pero la diferencia sustancial es la disminución del nivel de deformaciones por la participación de la conexión parcialmente rigidizada; el estrangulamiento de la sección de la columna sucede en menor proporción debido a la participación de las diagonales de continuidad. Una fuerza de aplastamiento por sobre el eje

neutro y una de tracción por debajo o viceversa, deforman la conexión en menor proporción en relación a P1, pero se alcanza una rigidez global superior que permite un comportamiento estructural mejorado. Las diagonales de continuidad se esfuerzan hasta el límite de la fractura demostrando el nivel de tensión de las mismas y el aporte a la rigidez de la conexión que antes debía soportar esas fuerzas internas con la geometría de la sección únicamente.

- Se consigue rigidizar la conexión pero solo parcialmente, los refuerzos tipo Cubreplaca a medias su objetivo, es decir no inducen un mecanismo de disipación de energía en la viga pero tampoco permiten la formación de una rótula en las proximidades con la columna.
- Para la presente investigación se emplea un AENL (análisis estático no lineal) donde se aplica la técnica del PUSHOVER para determinar la curva de la capacidad resistente de la estructura; dicha curva relaciona el cortante basal y el desplazamiento lateral máximo en el punto más alto de la estructura.
- En la figura 6.10 se observa que la formación de rótulas plásticas comienza en las vigas y posteriormente en la base de las columnas; por consiguiente el sistema estructural que se analiza en esta investigación, se considera eficiente y disipa correctamente la energía sísmica.
- Es importante mencionar que aunque las limitaciones de espacio y capacidad de los equipos impidieron la correcta apreciación de las histéresis de carga, fue interesante estudiar las conexiones en su conjunto dentro de un pórtico real a escala real y así poder establecer un marco comparativo referencial con un pórtico de similares características pero con una propuesta de refuerzo integrado.
- Al comparar ambas graficas experimentales (P1-P2) se puede identificar claramente que las mesetas de plastificación entre una y otra gráfica tienen un valor de carga que difiere uno del otro en un 69% en favor de la probeta reforzada, esto se traduce directamente como un aumento de capacidad resistente.

- Por su parte el modelo de predicción teórico difiere de la predicción experimental P1 en la carga que inicia la plastificación, esto se puede atribuir a la falta de rigidez en las conexiones propio de este tipo de con elementos fabricados con acero conformado en frío. La diferencia entre las cargas que inician la plastificación es del orden del 77% (a favor del modelo de predicción teórica) pero con la particularidad que las curvas van convergiendo en la meseta de plastificación. Es decir alcanzan relativamente una capacidad resistente similar.
- Bajo el concepto de que el esfuerzo es resultado de las solicitaciones y estas a su vez de las cargas, y que las deformaciones unitarias son proporcionales a los desplazamientos, entonces existe relación directa entre el diagrama (V vs Def) y (σ vs ϵ), por lo tanto es lógico decir que el módulo de elasticidad guarda relación con la pendiente de las curvas experimentales en el rango elástico. Se puede apreciar bajo este precepto que las pendientes de ambas curvas se superponen relativamente hasta que una de las curvas alcanza el punto de inicio de fluencia, por lo tanto y como es de suponer el módulo de elasticidad para ambos casos es el mismo.
- Si bien en el modelo teórico las conexiones se idealizaron rígidas en base a la capacidad de las secciones y a su configuración, en la experimentación se corroboró que no es del todo cierto, las fallas locales por aplastamiento y tensión detonan la inestabilidad de la conexión, traduciéndose como pérdida de capacidad de transmisión de momentos.
- De la tabla 6.1 y de la figura 6.11 se puede concluir que el valor de ductilidad V_p/V_y de la probeta reforzada P1 es mayor en relación a la no reforzada P2, (2.55 – 1.15) esto se debe a que la probeta p1 alcanza tempranamente el inicio de fluencia y permanece más tiempo en el rango no lineal en relación a P2, por lo tanto la ductilidad relativa entre p1 y p2 es mayor hasta el punto de deformación máxima monitoreada.
- Si se realiza una evaluación de la participación del refuerzo en la mejora de la capacidad del conjunto, es necesario también relacionarlo con la inversión que significa implementar esta propuesta. Técnicamente hablando se trata del incremento en peso que supone el refuerzo, valor que se lo puede

apreciar en la tabla 7.1. Es decir se requiere de un incremento de casi un 8% del peso de la estructura para conseguir una mejora de la capacidad resistente equivalente al 70% sin una reducción sustancial de la ductilidad.

TABLA 7.1 INCREMENTO EN PESO EN LA IMPLEMENTACION DEL REFUERZO

PESO ESTRUCTURA (Kg)		PESO DEL REFUERZO (kg)	
COLUMNAS	337.97	DIAGONALES DE CONTINUIDAD	31.4
VIGAS	157.79	REF CP (CUBRE PLACA)	7.54
W EST:	495.756	W REF:	38.936
W ESTRUCTURA REFORZADA (kg):		534.69	
INCREMENTO EN PESO DEL REFUERZO:		7.85%	

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- En referencia y como acotación al punto anterior, es necesario mencionar que no se ha considerado el costo de mano de obra en la implementación del refuerzo estructural y que además, la mejora de capacidad no se da únicamente por el incremento en peso si no por la disposición específica de estos detalles constructivos y por el incremento de capacidad en función del cambio de área en las zonas reforzadas, incremento que corresponde a un tercio del área original tanto en vigas como en columnas.

TABLA 7.2 INCREMENTO DE ÁREA EN LA ZONA REFORZADA

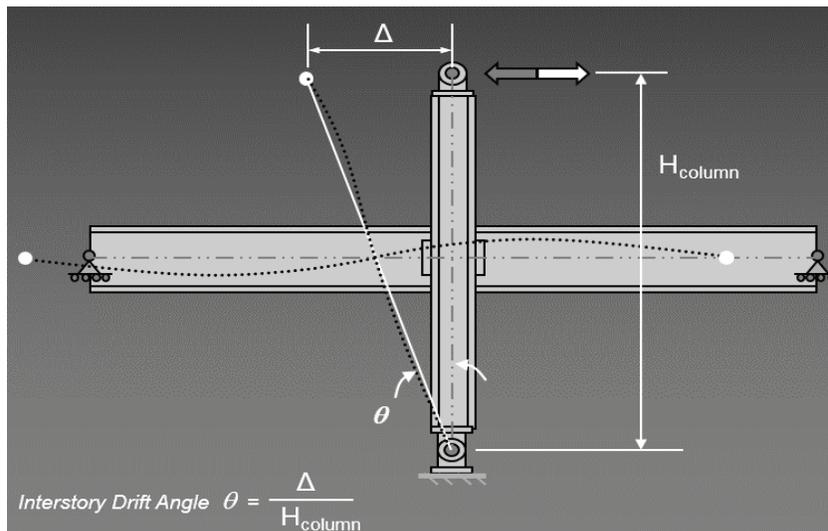
		COLUMNA	VIGA
(cm ²)	A=	29.89	18.62
	A ref=	10	4
	A T=	39.89	24.62
Incremento de área en zona reforzada (%)		33.46%	32.22%

ELABORADO POR: Eduardo Chacha y Jaime Sánchez

- El incremento de área de la sección y la disposición geométrica de los refuerzos en las zonas de mayor sollicitación es directamente proporcional al incremento de la rigidez en los puntos críticos y por lo tanto aumento de la capacidad resistente sin pérdida significativa de ductilidad.

7.2. RECOMENDACIONES

- El factor de reducción de respuesta R debe ser el resultado de una interpretación exhaustiva, ya que actualmente se asume en base a sistemas estructurales, procedimiento que no es consistente ya que varios estudios demuestran que el factor R depende del tipo de suelo y de las características inherentes de los elementos estructurales.
- Por el nivel de desplazamientos obtenidos se puede sugerir la ampliación de esta investigación enfocándose únicamente al estudio de la conexión principal, de esta manera la capacidad de elongación de los cilindros de carga puede aprovecharse para monitorear desplazamientos que lleguen al punto de ruptura, hablando de la curva de la capacidad del material.
- En el intento de calibrar el sistema de aplicación de cargas previo a la experimentación oficial, se verifica que la aplicación simultánea de dos fuerzas más allá de la teoría, se torna complicado pues se debe tomar en cuenta la superposición de efectos y la oposición al desplazamiento que cada cilindro presenta cuando el otro actúa sobre el pórtico, por lo tanto se debe tomar en cuenta para una futura investigación optimizar el ensayo solamente la conexión como tal.

FIGURA 7.1 PROPUESTA DE CONFIGURACION EXPERIMENTAL; CONEXIÓN

FUENTE: Seismic design Module 2; Moment resisting Frames, AISC

- De igual manera al reducir la longitud de los elementos estructurales que convergen en la conexión se puede monitorear de una forma más exacta los desplazamientos provenientes de cargas cíclicas reversivas, haciendo posible la obtención experimental de la curva histerética de carga para cada caso.

CAPÍTULO 8

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- American Institute of Steel Construction, Inc, (2006), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- American Institute of Steel Construction, (2011), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- American Iron and Steel Institute, (1996), Especificaciones para el diseño de miembros estructurales de acero conformados en frío.
- American Welding Society, (2008), Structural Welding Code – Steel
- Guamán Byron, (2003), Diseño del ensayo de un pórtico plano a carga vertical y a carga lateral, Quito, Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014), Estructuras de Acero NEC-SE-AC.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2014), Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS.
- Oviedo Edis y Velde Héctor Van Der, (2003), Diseño de conexiones viga-columna para estructuras de acero ante efectos sísmicos, Caracas, Venezuela.

- Ramírez Alva Cristina Beatriz, (2005), Diseño de estructuras de acero formado en frío usando las especificaciones AISI-96, México D.F.

ANEXOS

ANEXO N°1

HOJA TECNICA DIPAC CORREAS TIPO “G”



DIPAC[®]
PRODUCTOS DE ACERO

**PERFILES ESTRUCTURALES
CORREAS "G"**

Especificaciones Generales

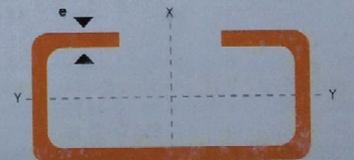
- Norma** INEN 1 623: 2000
- Otras calidades** Previa consulta
- Largo normal** 6.00m
- Otros largos** Previa consulta
- Espesores** Desde 1.50mm hasta 12.00mm
- Acabado** Natural
- Otro acabado** Previa consulta



CORREAS "G"

DIMENSIONES				PESOS			PROPIEDADES					
A	B	C	e	6metros	1metro	SECCION	EJE X-X			EJE Y-Y		
mm	mm	mm	mm	Kg	Kg	cm2	I	W	I	I	W	I
							cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm
60	30	10	1.5	9.19	1.53	1.85	11.02	3.67	2.38	2.43	1.25	1.12
60	30	10	2.0	11.94	1.99	2.54	13.98	4.66	2.35	3.01	2.85	1.09
60	30	10	3.0	16.98	2.83	3.61	18.90	6.30	2.29	3.07	3.69	1.04
80	40	15	1.5	13.18	2.20	2.80	27.43	6.86	3.13	6.39	2.53	1.51
80	40	15	2.0	16.68	2.78	3.54	35.30	8.81	3.16	8.07	3.18	1.51
80	40	15	3.0	24.06	4.01	5.11	49.00	12.30	3.10	10.80	4.27	1.46
100	50	15	2.0	20.40	3.40	4.34	69.20	13.80	4.00	15.00	4.57	1.86
100	50	15	3.0	29.70	4.95	6.31	97.80	19.60	3.94	20.50	6.25	1.80
100	50	20	4.0	40.26	6.71	8.55	126.70	25.34	3.85	28.50	9.05	1.83
100	50	25	5.0	51.12	8.52	10.86	152.51	30.50	3.75	36.52	12.09	1.83
125	50	15	2.0	22.80	3.80	4.84	116.00	18.60	4.91	16.20	4.69	1.83
125	50	15	3.0	33.24	5.54	7.06	165.00	26.50	4.84	22.20	6.43	1.77
125	50	20	4.0	44.99	7.49	9.55	217.00	34.70	4.77	30.90	9.32	1.80
125	50	25	5.0	57.00	9.50	12.11	264.32	42.29	4.67	39.88	12.46	1.82
125	50	30	6.0	70.78	11.78	14.73	307.13	49.14	4.56	48.69	15.81	1.81
150	50	15	2.0	25.14	4.14	5.34	179.00	23.80	5.79	17.10	4.78	1.79
150	50	15	3.0	36.78	6.13	7.81	255.00	34.00	5.72	23.50	6.56	1.73
150	50	20	4.0	49.68	8.28	10.50	337.00	44.90	5.65	32.90	9.52	1.77
150	75	25	5.0	74.70	12.45	15.86	545.36	72.71	5.86	117.22	24.17	2.72
150	75	30	6.0	93.42	15.57	19.23	641.40	85.52	5.77	114.47	30.57	2.74
175	50	15	2.0	27.48	4.58	5.84	258.00	29.40	6.64	17.90	4.85	1.75
175	50	15	3.0	40.32	6.72	8.56	369.00	42.20	6.57	24.60	6.66	1.70
175	75	25	4.0	65.40	10.9	13.90	653.00	74.60	6.84	105.00	20.90	2.75
175	75	25	5.0	80.58	13.43	17.11	785.95	89.82	6.78	123.88	24.63	2.69
175	75	30	6.0	100.74	16.79	20.73	929.39	106.22	6.70	152.84	31.19	2.72
200	50	15	2.0	29.94	4.99	6.36	356.00	35.60	7.56	18.60	4.85	1.72
200	50	15	3.0	43.86	7.31	9.31	507.00	50.70	7.45	25.10	6.57	1.65
200	75	25	4.0	70.20	11.70	14.90	895.00	89.50	7.64	110.00	21.30	2.71
200	75	25	5.0	86.52	14.42	18.37	1080.00	108.00	7.67	129.62	25.02	2.66
200	75	30	6.0	108.00	18.00	22.23	1282.17	128.21	7.59	160.15	31.73	2.68
250	75	25	4.0	79.80	13.30	16.90	1520.00	122.00	9.48	118.00	21.70	2.64
250	100	25	5.0	109.98	18.33	23.36	2219.24	177.54	9.75	285.26	39.24	3.49
250	100	30	6.0	135.48	22.58	28.23	2647.38	219.79	9.68	383.54	55.58	3.69
300	100	30	4.0	100.80	16.80	21.30	2860.00	191.00	11.60	274.00	38.30	3.58
300	100	35	5.0	126.60	21.10	26.90	3560.00	237.00	11.50	351.00	49.90	3.62
300	100	35	6.0	154.74	25.79	31.80	4170.00	278.00	11.40	404.00	57.40	3.56

También en galvanizado e inoxidable



ANEXO N°2

INFORME DE ENSAYO A TRACCION



Pontificia Universidad Católica del Ecuador
LABORATORIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
ÁREA DE RESISTENCIA DE MATERIALES

Veintimilla y Av. 12 de Octubre
 Telf.: 593 299 1529 • Fax: 593 299 1624
 Cel.: 09870 49430
 Quito-Ecuador
 LMC-PUCE@puce.edu.ec
 www.puce.edu.ec

INFORME DE ENSAYO

DETERMINACIÓN DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN EN PLACAS DE ACERO
MATERIAL BASE

PROYECTO: Tesis EPN - Ensayo de Conexión Viga- Columna
LOCALIZACIÓN: Quito
NORMA DE REFERENCIA: NTE INEN 109: 2009
MUESTRA: Tomada por el cliente
RECEPCION: 27990
HOJA: 1 de 1

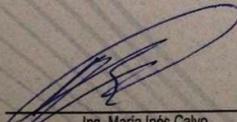
SOLICITADO POR: Ing. José Ponce
FISCALIZACIÓN:
CONTRATISTA:
FECHA DE RECEPCIÓN DE MUESTRA: 2015/04/21
FECHA DE EMISIÓN: 2015/08/06

DESCRIPCIÓN: Secciones G conformadas en frío
MATERIAL BASE: A36
PROVEEDOR: DIPAC

MUESTRA No.	T1	T2
Espesor nominal (mm)	3,0	4,0
FECHA DE ENSAYO	05/08/2015	05/08/2015
ESPESOR (mm)	2,70	3,80
ANCHO (mm)	40,00	41,00
ÁREA MÍNIMA (mm ²)	108,00	155,80
CARGA MÁXIMA (N)	50900	76800
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (Mpa)	471	493
MODULO DE ELASTICIDAD (Mpa)	196078	196078
PUNTO DE FLUENCIA (Mpa)	322	316
ELONGACIÓN (%)	38,0	24,5

NOTA: Este Informe de Ensayo no debe ser reproducido parcialmente

OBSERVACIONES:


 Ing. María Inés Calvo
 Responsable de Área.


 Ing. Guillermo Realpe M.Sc.
 Director LMC.

Solidarios en la construcción, excelencia en la calidad...



ANEXO N°3

HOJA TECNICA “STRAIN GAUGES”

TML STRAIN GAUGE TEST DATA

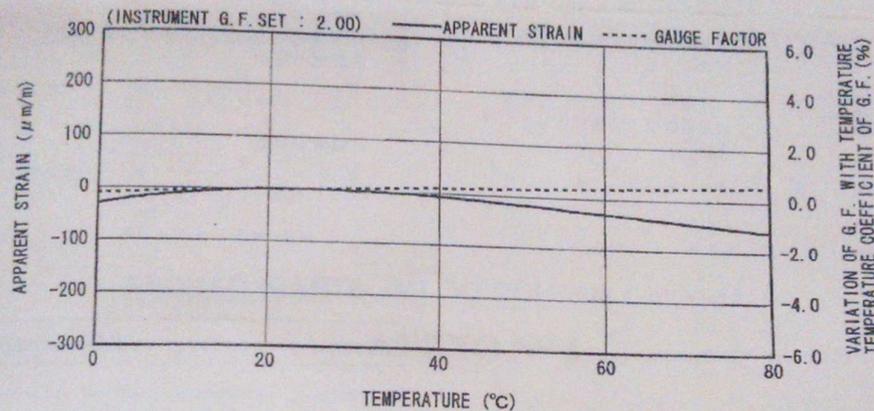
GAUGE TYPE : PFL-10-11
 LOT NO. : A515311
 GAUGE FACTOR : 2.12 ±1%
 ADHESIVE : P-2

TESTED ON : SS 400
 COEFFICIENT OF THERMAL EXPANSION : 11.8 × 10⁻⁶/°C
 TEMPERATURE COEFFICIENT OF G.F. : +0.1 ± 0.05 %/10°C
 DATA NO. : D0047

THERMAL OUTPUT (ϵ_{app} : APPARENT STRAIN)

$$\epsilon_{app} = -2.97 \times 10^{-1} + 2.73 \times T^1 - 7.23 \times 10^{-2} \times T^2 + 5.30 \times 10^{-4} \times T^3 - 1.40 \times 10^{-6} \times T^4 \quad (\mu\text{m/m})$$

TOLERANCE : ±0.85 [($\mu\text{m/m}$)/°C] . T : TEMPERATURE



ひずみゲージ取扱いの注意事項

- 上記の特性データは、リード線の取付けによる影響を含んでおりません。裏面記載のリード線の測定値への影響に従って補正してください。
- ゲージの使用温度は、接着剤の耐熱温度などにより変わります。
- 絶縁抵抗などの点検は、印加電圧を50V以下にしてください。
- ゲージリード線に無理な力を加えないでください。
- ゲージ裏面に接着剤を塗布して接着してください。
- ひずみゲージの裏面は脱脂洗浄してありますので、汚さないように取扱ってください。
- ゲージの包装を開封後は、乾燥した場所で保管してください。
- ご使用に際してご不明な点などがございましたら、当社までお問い合わせください。

CAUTIONS ON HANDLING STRAIN GAUGES

- The above characteristic data do not include influence due to lead wires. Correct the data in accordance with the influence of lead wires on measured values described overleaf.
- The service temperature of strain gauge depends on the operating temperature of adhesive, etc.
- Check of insulation resistance, etc. should be made at a voltage of less than 50V.
- Do not apply an excessive force to the gauge leads.
- Apply an adhesive to the back of a strain gauge and stick the gauge to a specimen.
- As the back of strain gauge has been degreased and washed, do not contaminate it.
- After unpacking, store strain gauges in a dry place.
- If you have any questions on strain gauges or installation contact TML or your local agent.

Made in Japan

TML 株式会社 東京測器研究所

〒140-8560 東京都品川区南大井 6-8-2
 TEL 03-3766-1111

Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.

8-2, Minami-Ohi 6-Chome
 Shinagawa-ku, Tokyo 140-8560